

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 3. März 1933

Heft 9

Neue Arbeiten der Emschergenossenschaft zur Verbesserung der Vorflut in Duisburg (Stadtteil Beeck).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Alexander Ramshorn, Essen.

In den Jahren 1906 bis 1910 wurde als erste und dringlichste Arbeit der Emschergenossenschaft¹⁾ die stark gewundene Mündungsstrecke des Emscherlaufes aus dem infolge Bergbaues abgesunkenen Gebiet in hochliegendes Gelände nach Norden verlegt. Es wurde ein neues Bett von 12 km Länge von Oberhausen bis zur Mündung bei Walsum geschaffen (Abb. 1). Der verlassene alte Flußlauf, genannt „Alte Emscher“, mußte

Vertiefung vom Pumpwerk aufwärts bis zur Kreuzung mit der Hohenbudenberger Bahn auf rd. 1 km Länge erforderlich wurde. Der Erfolg dieser Arbeit war jedoch nicht von langer Dauer. Weitere Senkungen im Mittel- und Unterlauf der Alten Emscher erforderten neue Maßnahmen zur Regelung des Abflusses, da die einmündenden Kanäle im Rückstau lagen und sich in großem Umfang Schlamm abgelagert hatte. Abb. 2 zeigt im Längenschnitt den Zustand des Bachlaufes im Jahre 1931. Die ursprünglich hergestellte Sohle ist bis 4 m tief im Schlamm versunken, einige Durchlässe wirken nur noch als Düker (Abb. 3). Nach eingehenden Untersuchungen über die zukünftige Höhenlage des ganzen Gebietes wurde eine Teilung des Bachlaufes beschlossen. Der Oberlauf sollte durch

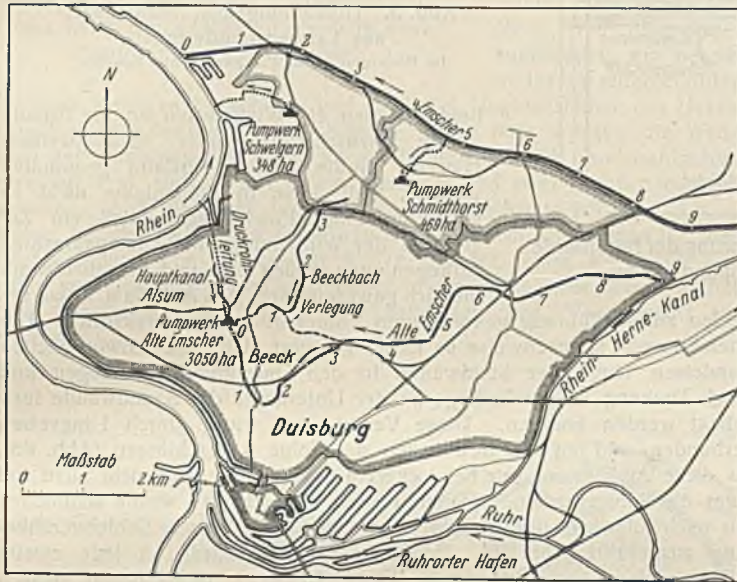


Abb. 1. Übersichtslageplan.



Abb. 3. Abgesunkene und verschlammte Alte Emscher bei km 8.

zur Ableitung der ihm verbliebenen Schmutzwassermengen beibehalten werden; er wurde begradigt und mit Betonplatten ausgekleidet. Wegen der tiefen Lage seiner Sohle war eine natürliche Entwässerung schon bei Rheinniedrigwasser nicht mehr möglich; es mußte ein Pumpwerk — Alte Emscher genannt — errichtet werden. Zum Schutze des tiefliegenden Gebietes gegen Rheinhochwasser wurde die bisherige Emschermündung durch einen Deich abgeschlossen. Der Bau des Pumpwerks „Alte Emscher“ war Januar 1915, die Regulierung des verlassenen alten Emscherbettes Ende 1916 beendet. Schon in den darauffolgenden Jahren störten abermals ungleichmäßige Senkungen die Vorflut, so daß 1923/24 eine weitere

hochliegendes Gebiet dem Beeckbach zugeführt, der Unterlauf als Vorfluter vieler wichtiger Stadt- und Werkkanäle beibehalten und vertieft werden. Die Verlegung wurde vorerst noch zurückgestellt; die Vertiefung des Unterlaufes hingegen war sehr dringlich, da weitere ungünstige Senkungen zu erwarten waren. Im Längenschnitt Abb. 2 ist die vertiefte Sohle eingetragen. Sie verläuft vom Pumpwerk im Gefälle 1:620 bis km 0,9 und von dort ab im Gefälle 1:1500. Maßgebend hierfür war die Einwirkung späterer Senkungen. Mit Rücksicht auf diese wurde auch oberhalb der Lehnhofstraße schon jetzt die im Längenschnitt einpunktierter muldenförmige Vertiefung der Sohle ausgeführt. Oberhalb km 0,9 wird z. Z. noch der festgelagerte Schlamm entfernt und ein neues, glattes Abflußbett geschaffen.

¹⁾ Im folgenden E.G. bezeichnet.

Die größte Vertiefung der Alten Emscher oberhalb der Lehnhofstraße beträgt 2,70 m, am Pumpwerk selbst 1,5 m. Um dieses Maß mußte auch der Pumpensumpf vertieft werden, da seine Tiefe erschöpft war.

Auch die Leistungsfähigkeit des Pumpwerks entsprach nicht mehr den Anforderungen; sie war einerseits vermindert durch die infolge von Senkungen und der Vertiefung des Pumpensumpfes um rd. 4 m vergrößerte Förderhöhe, andererseits war der Wasserzufluß vermehrt durch Zunahme der Bebauung und der Industrie. Die erforderliche Mehrleistung konnte aus später erwähnten Gründen im alten Pumpwerk nicht mehr untergebracht werden; es wurde, getrennt von diesem, ein neues Pumpwerk errichtet.

Im folgenden werden die ausgeführten Arbeiten beschrieben.

Die Vertiefung der Alten Emscher.

Die im Jahre 1923/24 ausgeführte erstmalige Vertiefung der in bekannter Weise mit stumpf gegeneinander gestoßenen Betonplatten ausgekleideten Alten Emscher konnte wegen des starken Grundwasserandrangs nur unter großen Schwierigkeiten mit offener

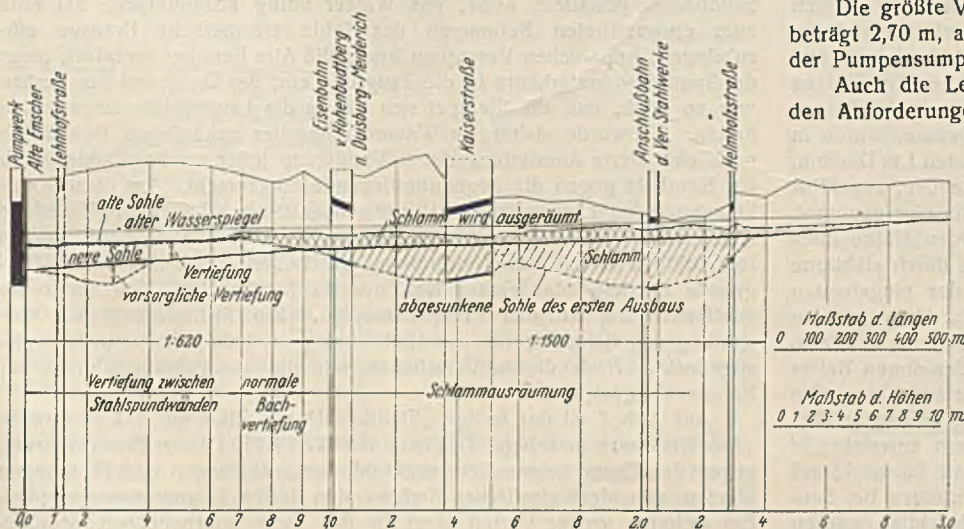


Abb. 2. Längenschnitt durch die Alte Emscher.

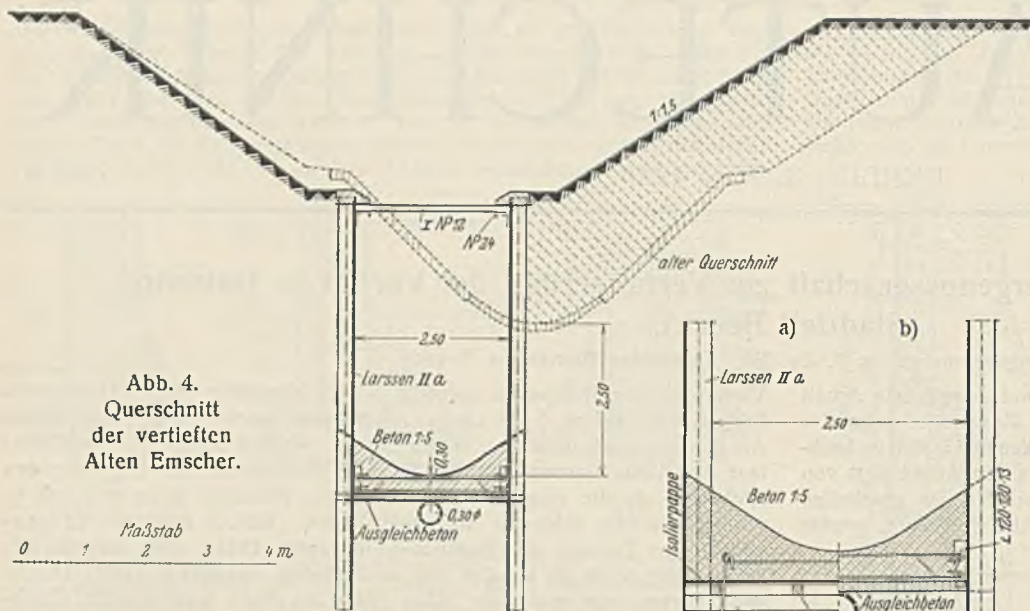


Abb. 4.
Querschnitt
der vertieften
Alten Emscher.

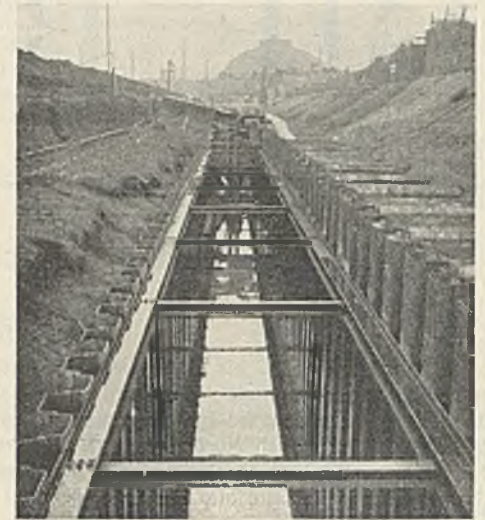


Abb. 5. Herstellung des „Stahlkanals“
aus Larssenspundwänden.
Im Hintergrunde das Pumpwerk „Alte Emscher“.

Wasserhaltung ausgeführt werden; der Bachlauf ist tief in den sehr durchlässigen Rheinkies eingeschnitten. Eine weitere Vertiefung hätte nur unter Grundwasserabsenkung ausgeführt werden können. Besondere Beachtung verdiente der Umstand, daß der Bachlauf schon in seiner jetzigen Tiefenlage erhebliche Grundwassermengen dem Pumpwerk „Alte Emscher“ zuführte; sie wurden auf rd. 0,5 m³/sek geschätzt, was jährlich rd. 25 000 RM Pumpkosten erforderte. Es war klar, daß bei weiterer Vertiefung des Bachlaufes unter Beibehaltung der bisherigen Bauweise eines offenen Grabens der Grundwasserzufluß sich noch bedeutend verstärken mußte; dies um so mehr bei weiteren Senkungen des Gebietes. Der Bachlauf liegt etwa quer zum Grundwasserstrom des Rheintals und wirkt so wie ein in das Grundwasser eingeschnittener Abfanggraben. Um den Grundwasserzufluß fernzuhalten, mußte der Bachlauf gewissermaßen in einen dichten Trog gelegt werden. Beton oder Mauerwerk schied als Baustoff hierfür von vornherein aus, da mit erträglichen Mitteln im Bergbaugbiet keine massive Ausbildung möglich ist, die dicht und rissefrei bleibt. Außerdem war hier aggressives Grundwasser festgestellt.

In dem vorliegenden Falle war die stählerne Spundwand das einzige geeignete Bauelement, um eine allen Anforderungen gerecht werdende Ausführung zu schaffen, deren Kosten sich auch in erträglichen Grenzen hält. Abb. 4 zeigt einen Querschnitt durch die Alte Emscher; der bisherige ist in dünnen Linien gezeichnet; die neue Ausführung ist stark hervorgehoben. Die linke Hälfte der früheren Befestigung — Sohl-schalen, Seitenplatten und Betonböschung — wurde durch einen Greifer im fließenden Wasser herausgehoben, sodann in der Mitte des Bachlaufes auf die Länge der zu vertiefenden Strecke eine stählerne Larssenspundwand gerammt und hierdurch das Wasser auf die rechte Bachhälfte gedrückt. Im Abstände von 2,50 m wurde dann auf der linken Bachseite die zweite Spundwand geschlagen und gegen die erste durch stählerne Holme und Breitflanschträger abgestützt. Querspundwände teilten die lange Baugrube in mehrere wasserdichte Abteilungen auf. Nach Aus-pumpen dieser wurde der Boden ausgehoben, wobei teilweise noch drei weitere Holzaustrüstungen eingebaut werden mußten, um den starken Boden- und Wasserdruck aufzunehmen. Außerdem war eine Absteifung des Spundwandkastens gegen die rechte Böschung erforderlich, da während der Bauzeit der von der linken Spundwand durch Holme und Stützen auf die noch freistehende rechte Wand übertragene Erddruck abgefangen werden mußte. Das aus der Sohle zudringende Grundwasser wurde in einer Längsdrainage von 30 cm Durchm. gefaßt, tief abgesenkten 1 m Durchm. großen Filterbrunnen, die im Abstände von etwa 150 m standen, zugeführt und aus diesen in die neben der Baugrube fließende Alte Emscher gepumpt. Abb. 5 zeigt auf der rechten Bildhälfte die in der rechten Hälfte ihres bisherigen Bettes fließende Alte Emscher und links die durch stählerne Wände eingefaßte Baugrube für das neue Bett mit der eingebauten stählernen Aussteifung. Die rechte Spundwand ist 0,75 m länger als die linke, um die Baugrube gegen Hochwasser der Alten Emscher zu schützen. Die überschießende Länge wurde nach Inbetriebnahme des neuen Bettes abgebrannt. Die unter starkem Unterdruck stehende Betonsohle mußte unter allen Umständen gegen Auftrieb sicher sein und in dauernder Verbindung mit den Spundwänden bleiben. Die theoretisch ausreichende Haftfestigkeit des Betons an den Stahlwänden mußte mit Rücksicht auf ungleichmäßige Bewegungen des Bauwerks und auf Zerrungen bei Senkungen außer Rechnung bleiben. Ursprünglich war beabsichtigt, an den geramten Spundwänden nach Aushub des Bodens in Sohlenhöhe an

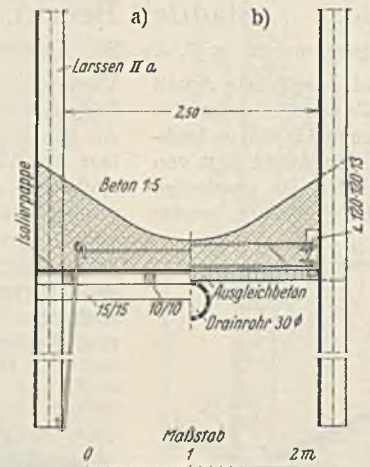


Abb. 6. Verankerung der Betonsohle
an den Spundwänden.

beiden zur Ausführung gekommenen Verankerungsarten ersichtlich. Der Rheinkies war streckenweise so locker gelagert, daß ohne Schwierigkeiten Rundeseisen längs der Stahlwände in den Untergrund geschlagen und durch Drehung in der Endlage an der Unterkante der Spundwände festgehakt werden konnten. Diese Verankerung wurde durch Längseisen verbunden und an die Bewehrung der Sohle angeschlossen (Abb. 6a). Da diese Ausführung nur bei lockerem Untergrunde und nicht allzu tief unter die Sohle reichenden Spundwänden möglich war, wurde schließlich nur noch folgende, überall anwendbare und auch bessere Sohlenverankerung ausgeführt (Abb. 6b). Vor dem Rammen wurde an jede zweite Bohle in der Längsrichtung ein Winkelstücken angeschweißt, dessen Länge nach der Dicke der Betonsohle bemessen ist. Die Bohlen wurden mit den angeschweißten Winkelstücken ohne Schwierigkeiten bis auf die vorgesehene Tiefe gerammt. Nach der Freilegung der Winkel durch die Ausschachtung wurden zwei Schlitzte eingebracht und in diese Rundeseisen eingehakt. An diese feste Verankerung konnte einwandfrei die Sohlenbewehrung angeschlossen werden. Hierdurch ist die hier besonders erwünschte zugfeste Verbindung der Sohle mit den Spundwänden gewährleistet.

Besondere Schwierigkeiten bereitete das Einbringen der Betonsohle auf der Strecke der größten Vertiefung von km 0,2 bis km 0,4. Der Untergrund war dort stark wechselnd, die Lagerung der Bodenschichten sehr locker. Der Bodenaushub wurde durch den Greifer unter Wasser ausgeführt. Unter allmählichem Abpumpen des Wassers wurden drei Versteifungen eingebaut. Der wider Erwarten stark quellige und unruhige Sandboden gestattete nicht, das Wasser völlig abzupumpen, um eine zum einwandfreien Betonieren der Sohle erforderliche Drainage einzubringen; bei solchen Versuchen brach die Alte Emscher mehrfach unter der Spundwandunterkante in die Baugrube ein; der Druck auf den Verbau war so stark, daß die Stempel sich tief in die Längshölzer eingefressen hatten. Es wurde daher im Wasser unter der zukünftigen Betonsohle noch eine vierte Aussteifung durch Abstützung jeder zweiten Bohle durch ein Kantholz gegen die gegenüberliegende eingebracht. Auf diese Kanthölzer wurden Längshölzer 10/10 cm genagelt; sie bildeten die Unterlage für einen Bretterbelag von 2 cm Dicke. Die Verankerungseisen wurden in Schlitzte durch den Bretterbelag geschoben. Das aus dem Untergrunde aufsteigende Wasser floß nun in breiter Verteilung unter der Bretterschalung zu den Pumpensümpfen. Zur Sicherheit gegen Aus-spülung des Betons wurde der Bretterbelag noch durch eine Lederpappe abgedeckt. Nach diesen Vorarbeiten war der sachgemäße Einbau der Betonsohle gesichert.

Auf Abb. 7 ist der fertige „Stahlkanal“ mit Blick auf das Pumpwerk „Alte Emscher“ zu sehen. Das neue Bachbett ist bei dieser Bauausführung gegen das Grundwasser dicht abgeschlossen. Zerrungen und Pressungen können von den elastischen Stahlwänden leicht aufgenommen werden. Ein weiterer großer Vorteil liegt in der nicht unerheblichen Geländersparnis. Bei böschungsmäßiger Vertiefung um 2,50 m hätte zu dem

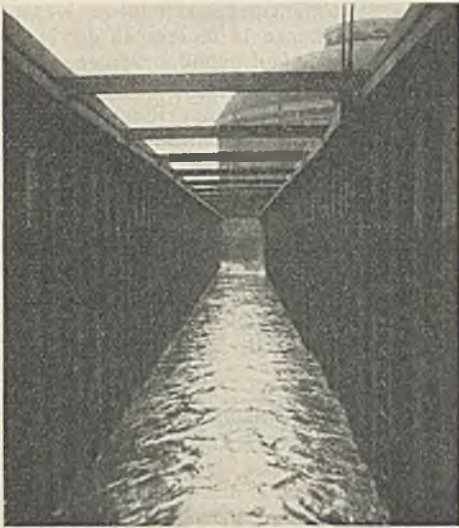


Abb. 7. Der fertige „Stahlkanal“ aus Larssenspundwänden oberhalb des Pumpwerks „Alte Emscher“.

vorhandenen Gelände ein Streifen von 10,50 m Breite hinzu erworben werden müssen; diese Bauausführung hingegen brachte einen Geländegewinn von 3 m.

Die Betonsohle ist reichlich mit Fugen versehen; die einzelnen Teile sind durch Bleibitumenstreifen, die an die Spundwand fest angeschlossen wurden, miteinander dicht und gleichzeitig elastisch verbunden. Undichtigkeiten in den Spundwandfugen wurden durch eingestemte keilförmige Bleistreifen leicht gedichtet; Bleiwolle bewährte sich nicht. Alle 50 m sind Steigeleiten angeordnet, um bequem in das tief eingeschnittene Bachbett gelangen zu können und auch bei Unglücksfällen das Herauskommen zu erleichtern. Zum Schutze gegen Rost wurden die Wände nach der Rammung, also nur an der Luftseite, durch Sandstrahlgebläse gereinigt und sodann mit einem Mennige- und zwei Bitumenanstrichen gespritzt. Außerdem hat der Stahl einen Kupferzusatz von rd. 0,3% erhalten. Auch wurden die Spundwände mit reinem Kies hinterfüllt; nach Beobachtungen von Oberbaurat Köllie²⁾ bildet reiner Kies, sofern er keine wesentlichen Mengen organischer und anorganischer Säuren enthält, eine selbstschützende Kruste, die den Luft- und Wasserzutritt sehr erschwert.

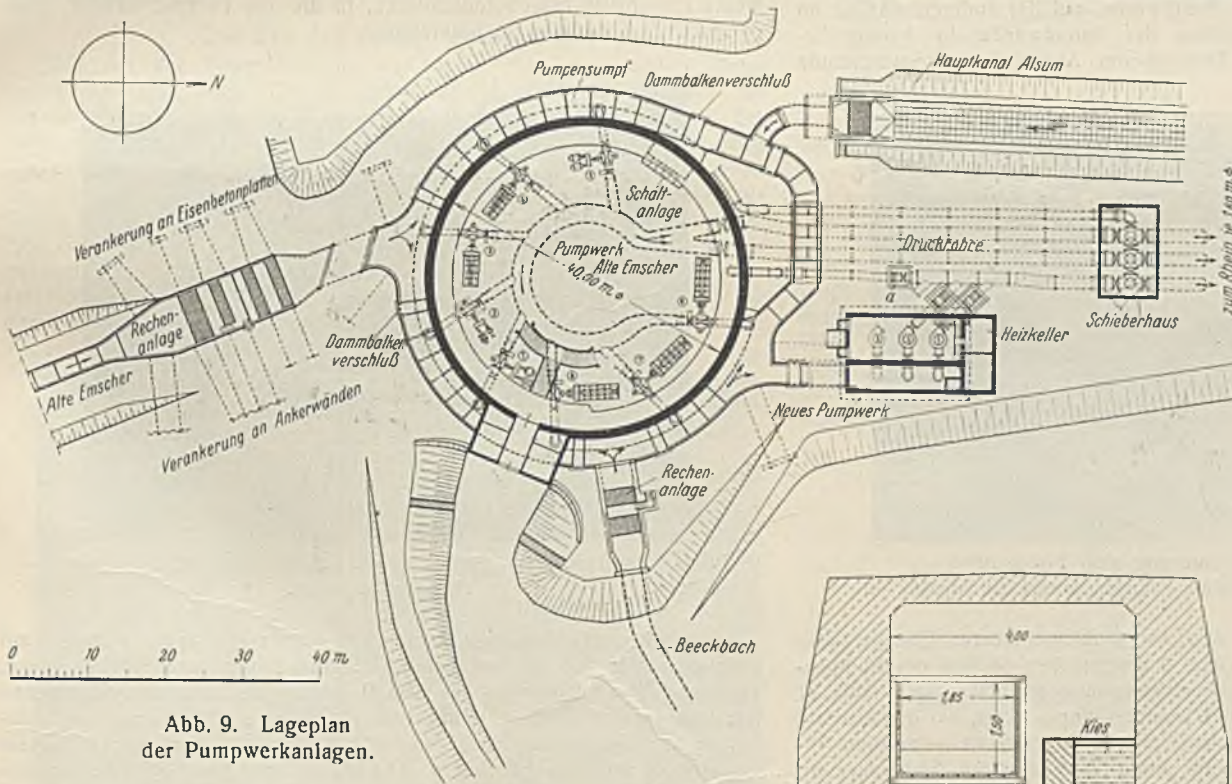


Abb. 9. Lageplan der Pumpwerkanlagen.

Der einschließlich der Flügel rd. 35 m lange Durchlaß unter der Lehnhofstraße wurde um rd. 1,5 m vertieft. Da eine seitliche Umleitung der Alten Emscher nicht möglich war, mußte das Wasser in einer hölzernen Lutte, die auf zwei Fangedämmen oberhalb und unterhalb des Durchlasses gelagert war, abgeleitet werden. Abb. 8 zeigt den Durchlaß im Querschnitt mit eingebauter Überleitungslutte. Die Vertiefung der Alten Emscher einschließlich des Durchlasses wurde von der Fa. Gottfried Hallinger, Gelsenkirchen, ausgeführt.

Die Vertiefung des Pumpensumpfes des Pumpwerks Alte Emscher.

Abb. 9 zeigt einen Grundriß des Pumpwerks Alte Emscher. Es ist ein kuppelgedeckter Rundbau von etwa 40 m Durchm., in dem acht

Pumpen, davon fünf mit Dieselantrieb und drei mit elektrischem Antrieb, einschließlich der erforderlichen Nebeneinrichtungen, wie Schaltanlage, Öl- und Wasserbehälter usw., untergebracht sind. Sie fördern aus dem das Pumpwerk umschließenden offenen Pumpensumpf durch eine Eisenbetondruckschnecke in drei Druckrohre von je 1,6 m Durchm., die auf der

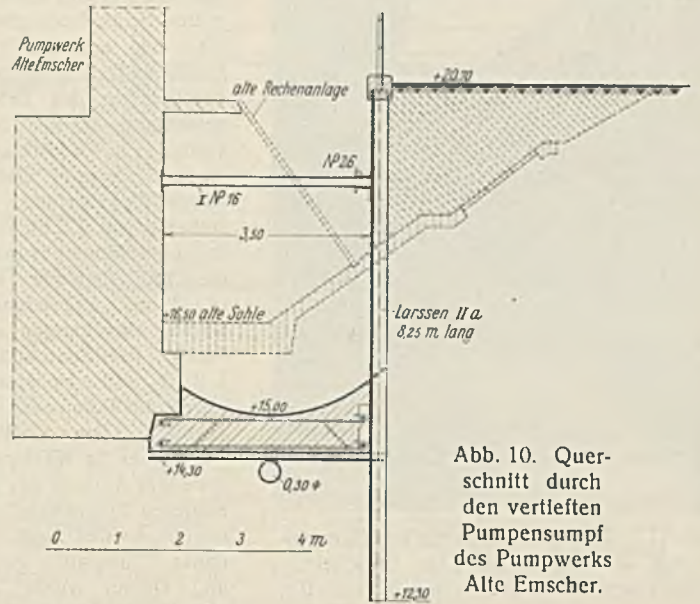


Abb. 10. Querschnitt durch den vertieften Pumpensumpf des Pumpwerks Alte Emscher.

Nordseite das Pumpwerk verlassen und in den etwa 2 km entfernten Rhein führen. In den Pumpensumpf münden drei offene Vorfluter der E. G.: die Alte Emscher, der Beecbach und der Hauptkanal Alsum. Ursprünglich bestand der Pumpensumpf als Graben mit Eisenbetonsohle und Betonplatten als Böschungsschutz (Abb. 10). Bodensenkungen hatten diese Befestigung schwer beschädigt; durch viele Risse floß Grundwasser in großen Mengen zu und mußte dauernd mitgepumpt werden. Die groben Sperrstoffe wurden durch an den Mündungen der Vorfluter eingebaute Grobrechen und ferner durch eine rings um das Pumpwerk umlaufende Feinrechenanlage, die von dem an der Außenwand des Pumpwerks ausgekragten Bedienungssteg aus mit Hand durch Kratzer und Wasserspülung gereinigt werden konnte, zurückgehalten. Die Sohle des Pumpensumpfes mußte um 1,50 m gesenkt werden, um der vertieften Alten Emscher Vorflut zu verschaffen, wobei eine raumsparende, nach Möglichkeit grundwasserdichte und bei Bodensenkungen nachgiebige Bauweise zu wählen war. Die alte rings umlaufende Feinrechenanlage konnte hierbei weggelassen, da die Rechenanlagen an den Mündungen der Vorfluter entsprechend umgebaut, die Vorreinigung also auf drei Stellen beschränkt werden sollte. Die Verwendung von Stahlbohlen als dauernder Baubestandteil ergab auch hier die technisch beste und wirtschaftlichste Lösung. In Abb. 10 ist der neue Querschnitt des vertieften Pumpensumpfes starklinig

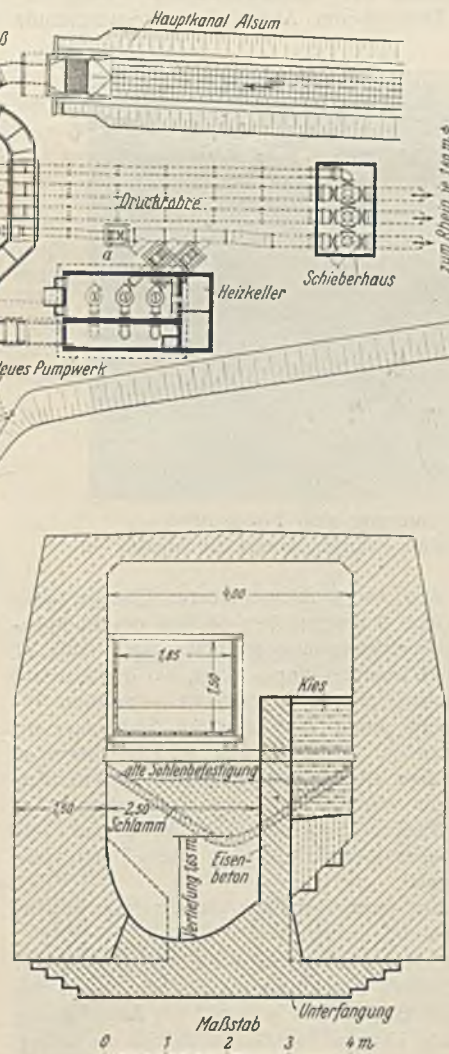


Abb. 8. Querschnitt des Durchlasses unter der Bahnhofstraße.

²⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1925, Nr. 45.



Abb. 11. Blick in den vertieften Pumpensumpf des Pumpwerks „Alte Emscher“. Umfassungspundwand System Larssen IIa.

Pumpensumpfes durch einen Dampfmeißel zertrümmert und die Baugrube durch Greifer ausgehoben und ausgesteift. Nach Trockenlegung durch tiefe Filterbrunnen von 0,50 m Durchm. im Abstände von 20 bis 30 m und eine Sohlendränage von 30 cm Durchm. wurde eine gewölbte Eisenbetonsohle eingebracht. Sie schob sich auf der einen Seite unter das Fundament des alten Pumpwerks, auf der anderen war sie an den angeschweißten Winkelstücken der Spundwände in bereits beschriebener Weise verankert. Den oberen Abschluß der Spundwände



Abb. 11a. Zertrümmerung alter Fundamente mittels des Demag-Union Rammhammers als Meißel.

bildet ein Eisenbetonholm, in den ein herausnehmbares Eisengeländer eingesetzt ist. An einigen aus Abb. 9 ersichtlichen Stellen des Pumpensumpfes kann ein Dammbalkenschluß eingesetzt werden. Abb. 11 zeigt einen Blick in den vertieften Pumpensumpf. Dort, wo der Abstand zwischen Pumpwerk und Spundwand übermäßig groß ist oder eine Absteifung stört, ist die Spundwand durch 70 mm dicke Stahlanker an Eisenbetonplatten oder Ankerwänden befestigt. Die gleiche Bauweise wurde bei der neuen Rechenanlage in der Alten Emscher angewendet, wo die Spundwände im Abstände von 7 m sich gegenüberstehen. Auf Abb. 11a sind die Umfassungswände der Rechenanlage zu sehen. Der Demag-Union-Rammhammer zertrümmert, als Meißel an einem Dampfkran ausleger hängend, alte Fundamente.

Die Spundwände wurden nach dem Verfahren von Dr.-Ing. Blum, Vereinigte Stahlwerke AG, Dortmund, berechnet³⁾.

Die Vertiefung des Pumpensumpfes mußte in einzelnen, durch Querspundwände abgetrennten Abschnitten ausgeführt werden, die durch den Betrieb des Pumpwerks bestimmt waren. Um während der Ausschaltung eines Pumpensumpfabchnittes alle übrigen Pumpen in Betrieb zu halten,

³⁾ Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., Bd. II. Berlin 1930, Wilh. Ernst & Sohn.

ferner auch mit Rücksicht auf die spätere Gleichmäßigkeit in der Wasserverteilung im Pumpensumpf, mußte die Lücke in diesem an der Nordseite geschlossen, also ein vollkommener Umlauf gebildet werden. Hierbei waren die im Boden liegenden Druckrohre zu kreuzen. Im Schutze der Grundwasserabsenkung wurde auf die Breite der Rohrstränge ein Eisenbetonrahmenbauwerk errichtet, durch das die Druckrohre so durchgeführt sind, daß sie nach oben leicht ausgewechselt werden können. Die Spundwände binden beiderseits in das Betonbauwerk ein (s. Abb. 9).

Das Rechenbauwerk in der Alten Emscher wurde mit Rücksicht auf den großen Durchfluß — 9,3 m³/sek — 7 m breit angelegt. In ihm sind ein Grobrechen mit 70 mm Schlitzöffnung und ein geteilter Feinrechen mit 30 bzw. 35 mm Schlitzöffnung eingebaut. Letzterer kann mit maschineller Reinigungsanlage ausgestattet werden. Abb. 11b zeigt die Rechenanlage vom Pumpwerk aus emscheraufwärts gesehen.

Das neue Pumpwerk.

Das Pumpwerk Alte Emscher ist seit Inbetriebnahme im Jahre 1915 um rd. 2 m gesunken. In Zukunft ist mit weiteren Senkungen, also mit weiterer Vergrößerung der Förderhöhe zu rechnen, da ja die Rheinwasserstände, gegen die gepumpt werden muß, stets dieselben bleiben und nicht mit absinken. Auch die jetzt vorgenommene Vertiefung des Pumpensumpfes bedeutet einen Zuwachs an Förderhöhe. Auf der anderen Seite ist durch den Ausbau des Kanalnetzes im Einzugsgebiete des Pumpwerks und Vermehrung des gewerblichen Abwassers der Zufluß gewachsen; er beträgt jetzt bei Hochwasser rd. 14 m³/sek. Dem stand eine Pumpleistung von nur 7,9 m³/sek bei mittleren Rheinwasserständen gegenüber. Unter Berücksichtigung des vorhandenen Aufstauraumes in den Vorflutern mußte daher die Pumpleistung um rd. 50% auf 11,8 m³/sek bei mittleren Rheinwasserständen erhöht werden. Im alten Pumpwerk war diese Leistungssteigerung weder durch Umbau der vorhandenen Pumpen noch durch Aufstellung neuer zu erreichen: Es mußte ein neues Pumpwerk errichtet werden. Dies war um so erwünschter, als zwei getrennte Einheiten bei normalem Zufluß sich gegenseitig bei Ausbesserungen vertreten können. Vor allem war es dringend nötig, nach 17jähriger, pausenloser Betriebszeit das alte Pumpwerk, besonders die im Fundament des Pumpwerks eingebaute Eisenbetonschnecke, in die alle Pumpen fördern, einer genauen Untersuchung zu unterziehen.



Abb. 11b. Rechenanlage der Alten Emscher stromauf gesehen.

Aus diesen Forderungen heraus, da ferner die neuen Pumpen auf kürzestem Wege an das bestehende Druckrohrsystem anzuschließen waren, ergab sich zwangsläufig die aus Abb. 9 ersichtliche Anordnung des neuen Pumpwerks. Es ist mit dem alten durch einen Stichkanal aus Stahlbohlen mit gewölbter Eisenbetonsohle verbunden, der sich zu einem Eisenbetonpumpensumpf von rd. 3 × 14,5 m erweitert. Mit diesem verbunden ist ein Pumpenraum für drei tiefliegende Schmutzwasser-Schraubepumpen, von denen vorerst zwei aufgestellt sind. Sie sind unmittelbar gekuppelt mit stehenden Kurzschlußankermotoren von 5000 V und können beliebig durch Handsteuerschalter vom alten oder vom neuen Pumpwerk aus in Betrieb gesetzt werden. Die über dem Pumpenraum befindliche Maschinenhalle ist rd. 1 m über Gelände gelegt und so gegen unvorhergesehene Überflutungen geschützt. Überdacht wird die Halle durch ein pfettenloses Eisenbetonfaltdach, Bauweise Dr.-Ing. Craemer, Frankfurt a. M. Zum Aufbau der Maschinenanlage und für Ausbesserungen dient ein die Halle überspannender 6-t-Kran. Die Abmessungen der Halle sind aufs äußerste beschränkt. Die Hochspannungsschaltanlage ist in einer Wandnische untergebracht und überdeckt auskragend einen Teil des Pumpensumpfes. Die übrige Fläche ist mit begehbaren Lichtgittern abgedeckt. Die Pumpen drücken durch kurze Druckstutzen in eine bereits vorhandene, vom Schieberschacht α bis zum Schieberhaus von

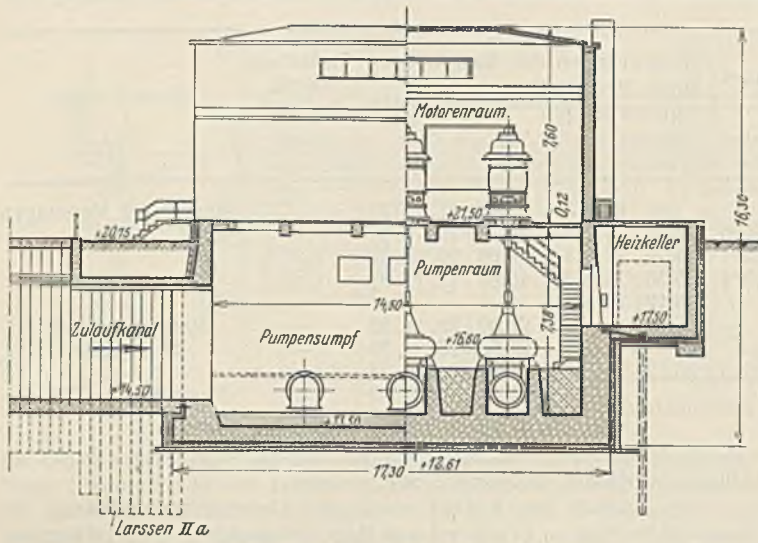


Abb. 12. Längenschnitt durch das neue Pumpwerk.

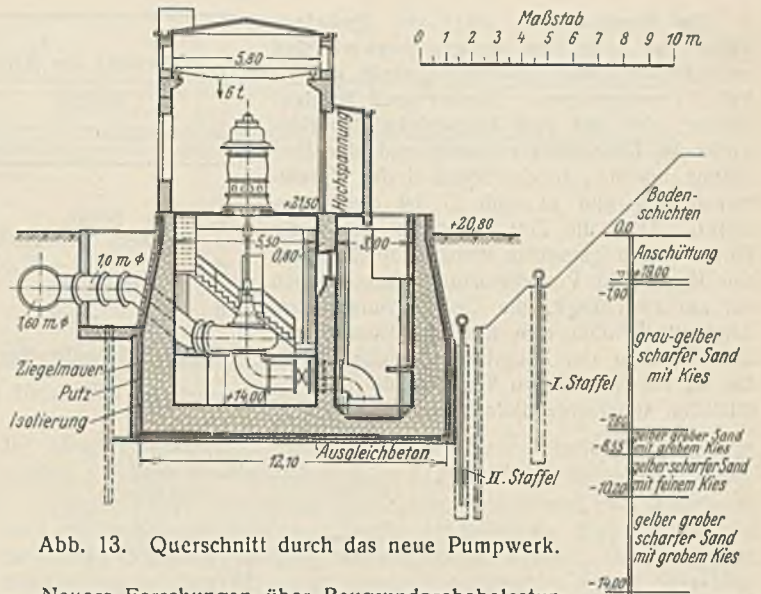


Abb. 13. Querschnitt durch das neue Pumpwerk.

1000 auf 1600 mm Durchm. vergrößerte Druckrohrleitung. Vom Schieberhaus zum Rhein führen drei je 1,6 m Durchm. große Druckrohrleitungen von rd. 2 km Länge; sie können mit Hilfe der Schieberanlage wechselweise benutzt werden. In die Druckstutzen sind zwischen den Pumpen und der Druckrohrleitung außerhalb des neuen Pumpwerks Rückschlagklappen mit geteilter Dichtungsfläche eingebaut, die in besonders gegründeten Schächten untergebracht sind. Einzelheiten s. Abb. 9.

An die Nordseite des Pumpwerks ist ein Keller für eine Zentralheizung und ein Kokslager angebaut. Von hier aus werden beide Pumpwerke beheizt. Die bisherige Anlage des alten Pumpwerks reichte nicht mehr aus. In einem bergsenkungssicheren Heizkanal werden die Leitungen zum alten Pumpwerk geführt. Abb. 12 u. 13 zeigen Einzelheiten des neuen Pumpwerks.

Der Bau des neuen Pumpwerks.

Die Art der Bauausführung war durch die beschränkten Platzverhältnisse festgelegt. Die Baugrube mußte mit Rücksicht auf die Druckrohrleitungen an der Westseite und die hohe Böschung an der Ostseite eingeschränkt werden. Bis auf den Grundwasserstand, der etwa 2 m unter Gelände lag, wurde böschungsmäßig ausgehoben und sodann die erste Grundwasserstaffel eingebaut. Nach weiterem Aushub bis Ord. +17,10 wurden 7 m bzw. an der Ostseite 7,5 m lange Larsenbohlen, Prof. IIa, gerammt und innerhalb des Spundwandkastens die Filter der zweiten Grundwasserstaffel eingebaut. Die Spundwände wurden nur am Kopf ausgesteift durch einen Kranz von Breitflanschträgern IP 30, der drei Aussteifungen, ebenfalls aus Breitflanschträgern IP 30, erhielt.

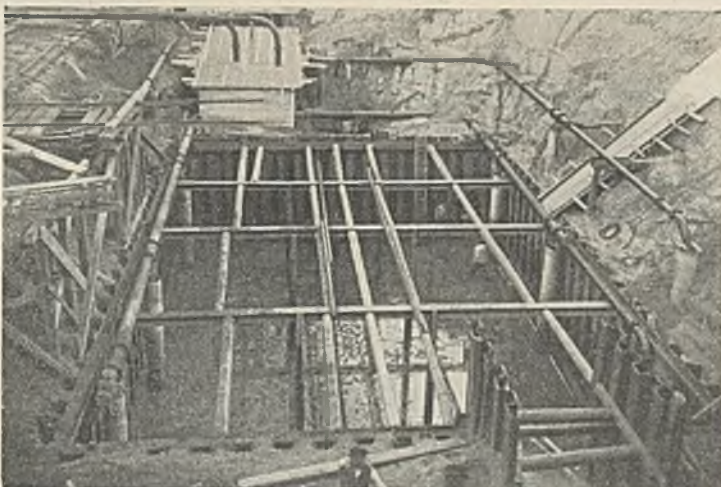


Abb. 14. Mit Larsenbohlen eingefasste Baugrube des neuen Pumpwerks.

Einige Holzstiefen sicherten gegen Knickung (Abb. 14). Ein Greifer hob dann den Boden bis auf Ord. +12,60 aus. Die Bodenschichten sind neben Abb. 13 eingetragen. Nach dem Ergebnis der Bohrungen mußte ein gutes Gelingen der Grundwasserabsenkung angenommen werden. Es zeigte sich aber, daß einzelne Schichten des Kiesel durch Eisenoxydeinlagerungen so verkittet waren, daß sie das Wasser nicht durchließen; es bildeten sich mehrere Grundwasserhorizonte. Obgleich der Wasserspiegel in den Filtern sehr tief gehalten wurde, blieb die Gründungssohle noch feucht und mußte durch Dränagen trockengelegt werden.

Neuere Forschungen über Baugrundprobelastungen⁴⁾ in Beziehung zu den bei Bauwerken gemessenen Senkungen haben ergeben, daß bei gleicher Bodenpressung größere Flächen auch größere Einsenkungen aufweisen als kleinere, daß also die bei Probelastungen gemessenen Einsenkungswerte durch die an fertigen Bauwerken gemessenen Werte weit übertroffen werden. Es bot sich die Möglichkeit, beim Bau des neuen Pumpwerks hierüber Feststellungen zu machen. Zu diesem Zwecke wurde der Baugrund in Gründungstiefe auf einer Fläche von 0,5 × 0,5 m vier Belastungen unterworfen, die bestimmten Bauabschnitten des Bauwerks entsprechen. Die Einsenkungen des Baugrundes wurden durch

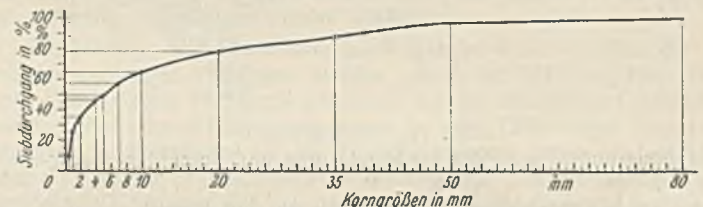


Abb. 15. Siebprobe des Baugrundes.

ein Feinnivellement festgestellt. Die Belastung der Probeläche wurde innerhalb eines Tages aufgebracht und blieb 24 Stunden stehen. Eine längere Belastungsdauer war wegen Behinderung der Arbeiten nicht möglich. Die vorgesehene langsame Entlastung der Probeläche wurde leider durch einen Wassereinbruch vereitelt. Der Boden war wassergesättigt und hatte die in Abb. 15 dargestellte Körnung. Die Bodenuntersuchungen reichten noch rd. 6 m unter die Sohle der Baugrube und ergaben keine wesentliche Abweichung von der untersuchten Probe. Die

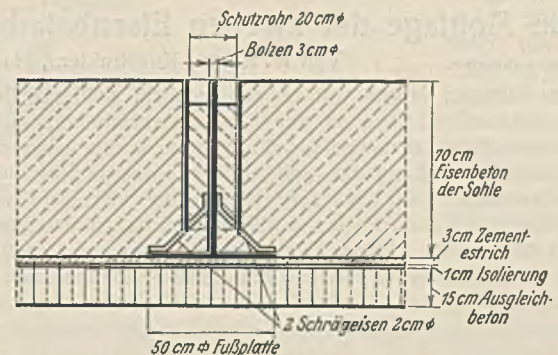


Abb. 16. Höhenbolzen in der Sohle des Pumpensumpfes.

Einsenkungen unter dem Bauwerk wurden mit Fortschreiten des Baues bei den gleichen Bodendrücken wie bei der Probelastung gemessen. Auch der Einfluß des Ziehens der Umfassungspundwände und der Hinterfüllung sowie der Inbetriebnahme der Maschinen wurde verfolgt. Zur Messung der Einsenkungen diente ein auf einer Eisenplatte 0,5 × 0,5 m aufgeschweißter und versteifter Rundestab von 30 mm Durchm. mit abgerundeter Spitze. Die Eisenplatte stand auf der durch eine Putzschicht geschützten Sohlenisolierung. Zum Schutze des Bolzens beim Betonieren der Sohle war ein Blechrohr übergeschoben, das nach Beendigung der Messungen ausgegossen wurde (Abb. 16).

⁴⁾ Bautechn. 1931, Heft 24, S. 357 (Kögler); 1932, Heft 30, S. 391 (Preß).

Die Einsenkungen unter der Probelastfläche und unter dem fertigen Bauwerk sind im nebenstehenden zusammengestellt und in Abb. 17 aufgetragen. Hierbei muß beachtet werden, daß mit dem Hochführen des Bauwerks das Grundwasser anstieg und eine Entlastung brachte. In der Spalte 8 der Zusammenstellung und in Abb. 17 ist diese vermerkt. Auch die Zeit, innerhalb deren die Einsenkungen gemessen wurden, spielt sicher eine Rolle. Die Probelastung erstreckte sich auf nur zwei Tage, die Untersuchungen am Bauwerk dehnten sich über 14 Monate aus. Das Verfüllen der Baugrube und das Ziehen der sie einschließenden Spundwände ruft zusätzliche senkrechte Belastungen der Seiten-

Nr.	Belastung des Baugrundes durch		Senkungen des Baugrundes				Entlastung durch Auftrieb	Bemerkungen
		kg/cm ²	durch Probelastung		durch Bauwerk			
			mm	Tag	mm	Tag	kg/cm ²	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	—	—	—	28.8.31	—	11. 9.31	—	Beginn der Messungen
2	Sohle	0,26	8,25	28.8.31	4,25	19. 9.31	—	—
3	Bauwerk bis + 16,06	0,591	11,25	28.8.31	9,00	29. 9.31	0,2	—
4	" + 21,50	1,074	15,50	28.8.31	15,00	12. 11.31	0,63	—
5	Bauwerk	—	18,12	29.8.31	—	—	—	—
6	—	—	—	—	26,00	28. 11. 31	—	Spundwandziehen
7	—	—	—	—	28,50	26. 7. 32	—	Hinterfüllen
8	betriebsfertig. Bau	1,315	20,12	29.8.31	29,00	24. 9. 32	—	—
9	"	—	—	—	29,00	5. 11. 32	—	Maschinen in Betrieb

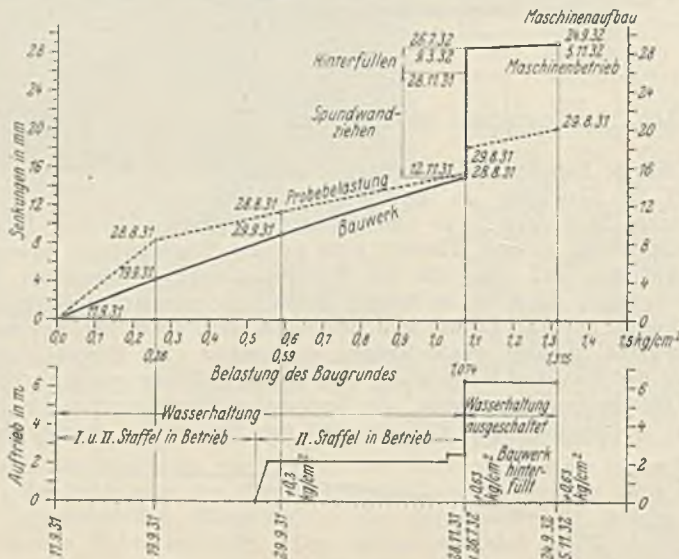


Abb. 17. Einsenkung des Baugrundes unter der Probelastung und unter dem Bauwerke.

wände durch Erddruck hervor, deren Größe und Verteilung zwar nicht feststehen, deren Einfluß aber aus Abb. 17 deutlich zu ersehen ist.

Trotz des erheblichen Auftriebs von 0,63 kg/cm², der den Bodendruck von 1,315 auf 0,685 kg/cm² vermindert, ist eine Gesamtsenkung des Bauwerks von 29 mm zu verzeichnen; sie ist um 9 mm, entsprechend 45% größer als die bei der Probelastung gefundene; die bisherigen Forschungen werden also bestätigt. Das Ergebnis selbst ist für die E. G. von großem Werte; es gibt für ähnliche Verhältnisse einen Anhalt über die Ausbildung solcher Anschlüsse, die schon im Anfang der Gründung,

also vor Eintritt der Setzungen, ausgeführt werden müssen. Es sei an tiefliegende Kanäle, Druckrohre usw. gedacht.

Nach Aushub des Bodens wurde bis Unterkante Aussteifung ein wasserdichter Kasten, bestehend aus Magerbetonsohle und Ziegelwänden, hergestellt, mit einer Putzschicht versehen und mit einer mehrlagigen Pappdichtung zwischen Bitumschichten isoliert. Ein hierauf gebrachter Putz schützte gegen Zerstörung der Dichtung bei dem darauffolgenden Aufbau der Bewehrung. Sohle und Seitenwände wurden darauf fortlaufend bis Unterkante Aussteifung in dichtem, plastischem Beton unter Verwendung separierten Kieses hergestellt. Nach Ausbau der Aussteifung konnten die weiteren Beton-, Maurer- und Isolierarbeiten ohne Schwierigkeiten beendet werden. Das Bauwerk ist als Rahmen unter besonderer Berücksichtigung von Bergsenkungen — teilweise Frei- bzw. Hohlage der Sohle — berechnet. Nach Beendigung der Bauarbeiten wurden die Stahlbohlen mühelos gezogen und bei der Vertiefung der Alten Emscher unterhalb der Lehnhofstraße abermals verwendet. Abnutzungserscheinungen waren an den Bohlen nicht festzustellen. Besonders die Köpfe waren infolge der Verwendung des Schnellschlaghammers unbeschädigt geblieben. Auch die Dichtung hatte nicht gelitten.

Mit dem Bau des neuen Pumpwerks und der Vertiefung des Pumpensumpfes wurde im Juni 1931, mit der Vertiefung der Alten Emscher im September 1931 begonnen.

Die Arbeiten wurden so gefördert, daß nach vollendeter Vertiefung der Alten Emscher im Herbst 1932 gleichzeitig ³/₄ des vertieften Pumpensumpfes und das neue Pumpwerk in Betrieb genommen werden konnten.

Den im Boden liegenden Teil des neuen Pumpwerks sowie die Vertiefung des Pumpensumpfes einschließlich der Rechenanlage der Alten Emscher führte die Fa. Hochtief AG, Niederlassung Duisburg, aus, den Hochbau des Pumpwerks die Fa. Franz Brüggemann, Duisburg-Hamborn.

Die Pumpen lieferte die Fa. Klein, Schanzlin & Becker AG, die Motoren die Siemens-Schuckertwerke AG. Etwa 1100 t Larssenspundwände und 100 t Baustahl der Vereinigten Stahlwerke AG, Dortmunder Union, wurden bei Vertiefung der Alten Emscher und des Pumpensumpfes eingebaut.

Die Montage der zweiten Eisenbahnbrücke über die Vorländer der Waal bei Zaltbommel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von W. Kema, Konstrukteur, Haarlem, und Regierungsbaurat van Rinsum, Regensburg.

Bis vor wenigen Jahren war es gebräuchlich, stählerne Brücken in möglichst großen Teilstücken an den Bauplatz anzuliefern, nachdem sie am Werkplatze zuvor zusammengepaßt worden waren. Die endgültige Montage geschah am Bauplatze und erforderte teure Rüstungen, zahlreiches Fachpersonal und besondere Einrichtung von Licht und Kraft. Auch führten die Unbilden der Witterung leicht zu längeren Unterbrechungen der Arbeit. Diese Erschwernisse fallen zum größeren Teil weg, wenn die Brücke fertig montiert herangeführt werden kann und sich



Abb. 1. Fertig montierte Brücke an der Fabrik vorgeschoben über dem Wasser, während des Hebens durch Flut.



Abb. 2. Die Brücke schwimmend auf Schiffen fertig zum Transportieren.

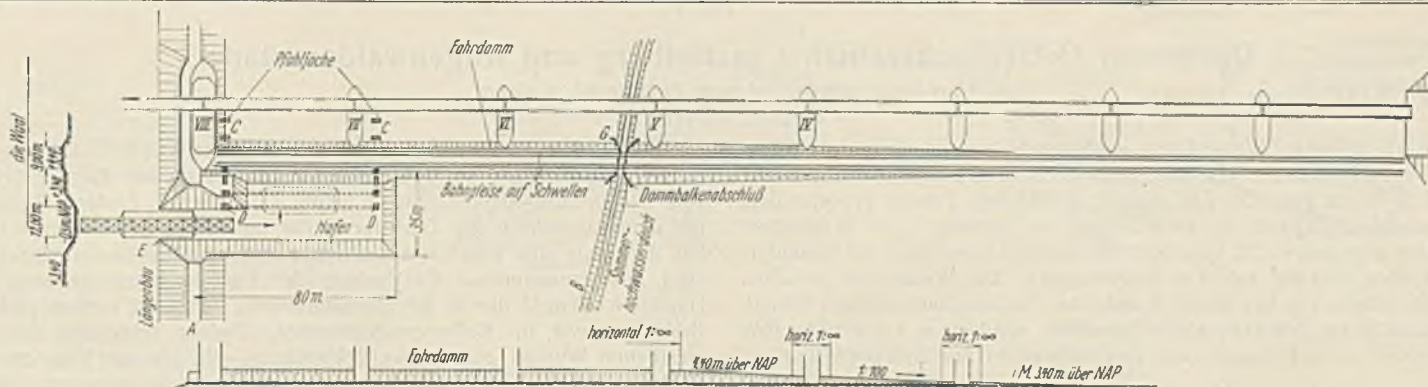


Abb. 3 Lageplan des Bauplatzes mit Hafen und Fahrdamm-Querschnitt.

die Arbeit am Bauplatze auf das Überschieben über die Pfeiler beschränkt. Diese Lösung hat in den letzten Jahren mehrfache Anwendung gefunden.

Im Jahre 1928 führte die Firma Kloos & Söhne in Kinderdijk eine Brücke für „De Eendracht“ in Tholen aus. Sie wog 650 t. Am Werkplatze, der dem Fluß unmittelbar anliegt, wurde sie fertig zusammengebaut, Pfahljoche wurden in den Fluß geschlagen, Eisenträger darübergelegt

der übrigen hinausragt, mußten für ihn eigene Pfahljoche geschlagen werden, die nach der Hebung noch eine Längsverschiebung ermöglichten.

Um die Bogen parallel zur bestehenden Brücke von den Schiffen an das Land verbringen zu können, mußte der Leitdamm durchbrochen und ein Becken in der notwendigen Tiefe ausgehoben werden. Das gebaggerte Material wurde dazu verwendet, einen Fahrdamm in 4,40 m über NAP längs der Pfeilerköpfe zu schütten. Der Sommerdamm wurde an der Kreuzungsstelle auf die gleiche Höhe abgehoben und mit Dammbalken gegen ein etwaiges Hochwasser geschützt. Hinter dem Sommerdeich senkte sich der Fahrdamm bis auf Geländehöhe ab. Er nahm eine doppelte Normalspur auf, auf der die Verschiebewagen fuhren. Durch Eisenträger waren diese so miteinander gekuppelt, daß jedes Brückenelement auf 16 Rädern ruhte. Auf diesem Aufbau ruhte ein eisernes Hilfsgerüst; hier wurden die Holzstapel aufgebaut und die Schraubenwinden angesetzt. An den Brückenden aber hingen die Arbeitsböden, von denen aus diese Arbeiten verrichtet wurden. Die Winden wurden durch hydraulische Druckpumpen bewegt, die auf der Mitte der Brücke aufgestellt und elektrisch angetrieben wurden (Abb. 4).

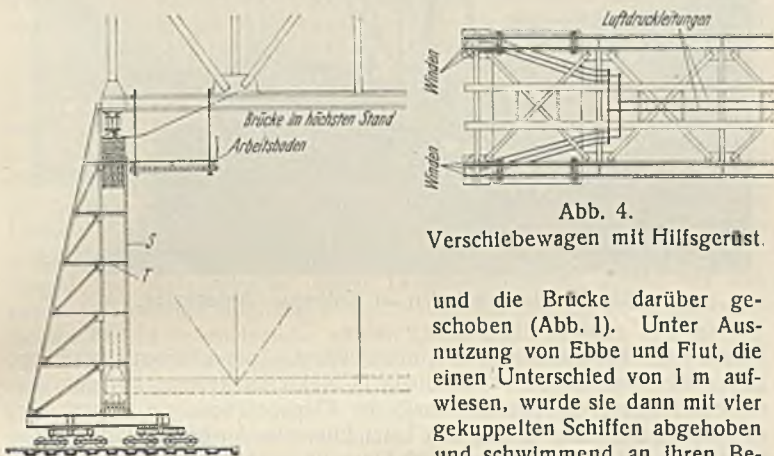


Abb. 4. Verschiebewagen mit Hilfsgerüst.

und die Brücke darüber geschoben (Abb. 1). Unter Ausnutzung von Ebbe und Flut, die einen Unterschied von 1 m aufwies, wurde sie dann mit vier gekuppelten Schiffen abgehoben und schwimmend an ihren Bestimmungsort gebracht (Abb. 2). Dort konnte sie wieder unter Ausnutzung von Ebbe und Flut unmittelbar auf die Pfeiler abgesetzt werden.

Die Brücke in Keizersveer wurde im Jahre 1931 in der gleichen Weise montiert.

Die Montage wickelte sich in der folgenden Weise ab (Abb. 5): Die Brücken wurden in Vlissingen geladen. Auch bei NNW lag ihre Unterkante höher als die Pfahljoche am Land, auf die sie zunächst geschoben wurden. Auf diesen Pfahljochen waren je zwei Differdinger Träger angebracht, mit Eisenbahnschienen fest verschraubt. Schon in der Fabrik hatte man an den Brückenden die notwendigen Gleitplatten angebracht. Nachdem die Brücken auf die Landjoche verschoben waren, mußten sie um 2,50 m bis auf die Höhe der Verschiebewagen gehoben werden. Um hierbei Bewegungen an den Schwellenstapeln zu vermeiden, wurden Perpetuumwinden von Pützer-De Vries in Düsseldorf eingesetzt, die vermöge ihrer Konstruktion den Stapel ständig unter Druck hielten (Abb. 6). War die Brücke auf diese Weise hochgebracht, so wurden die mit hochgewundenen Gleitbalken mit denen des Verschiebewagens verbunden. Das Querverschieben geschah mit den Winden, die an den Schienen festgeklemmt wurden und an der Unterkante der Brücke ansetzten.

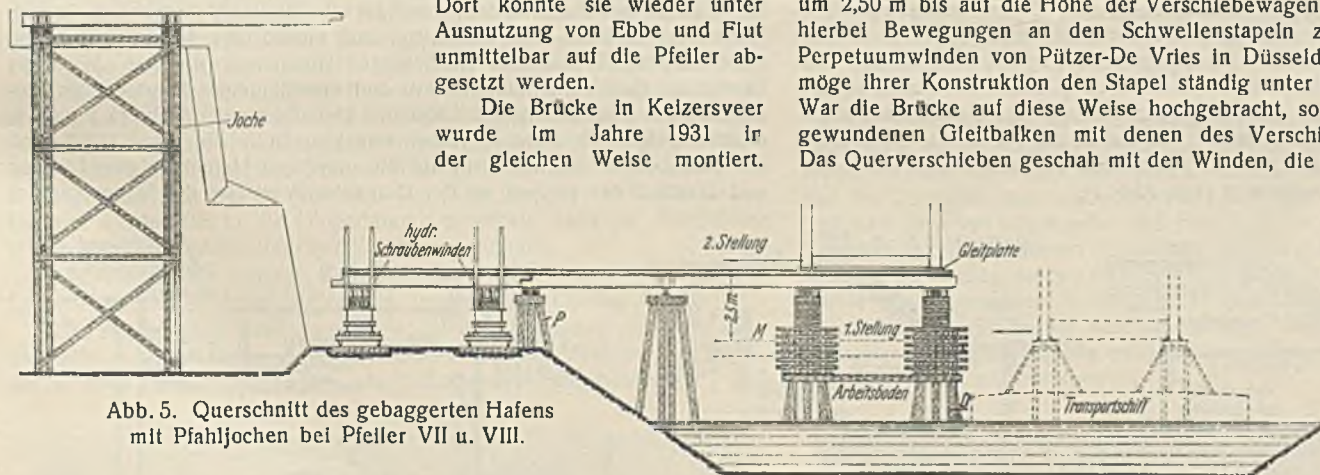


Abb. 5. Querschnitt des gebaggerten Hafens mit Pfahljochen bei Pfeiler VII u. VIII.

Anschließend folgte die Verschiebung zu den einzelnen Öffnungen. Um Querkräfte zu vermeiden, war der Fahrdamm hinter dem Sommerdamm an den Pfeilern auf ein kurzes Stück waagrecht gehalten. Die inneren Stützen S und die waagerechten Versteifungen T des Hilfsgerüsts wurden mit dem Heben der Brücke nachgebaut (Abb. 4). Ausparungen in diesen Stützen konnten vier bis fünf Lagen der Holzschwellen aufnehmen.

Nur mußte bei der Anfuhr die Drehbrücke bei Moerdijk durchfahren werden. Die neue Brücke wurde so hoch über die Schiffe herausgehoben, daß sie über die Drehbrücke hinwegstreichen konnte.

Bei Zaltbommel kam die Schwierigkeit hinzu, daß die Brücken auf ein längeres Stück an Land verschoben werden mußten (Abb. 3). Es handelt sich hier um acht Brückenelemente von je 300 t Gewicht, 60 m Länge, 5,50 m Breite und 7,50 m Höhe. Schon beim Bau der ersten Bahnbrücke hatte man die Pfeiler in der nötigen Breite für die künftige Erweiterung vorgesehen. Das nur bei Hochwasser überflutete Vorland liegt an der Baustelle auf 3,40 m über NAP und ist gegen den Fluß mit einem Leitwerk abgegrenzt. In rd. 170 m Entfernung läuft parallel dem Ufer ein Sommerdeich mit einer Kronenhöhe auf 6,00 m über NAP. Als günstigste Lösung ergab sich, die einzelnen Brückenelemente zwischen den Pfeilern VII und VIII an das Land zu bringen und von da dicht an den Pfeilerköpfen vorbei zu verschleppen, bis ihre Enden in der Verlängerung der Auflager standen. Dann wurden sie um 12 m gehoben und waagrecht auf die Pfeiler übergeschoben. Da der Pfeiler VIII über die Flucht

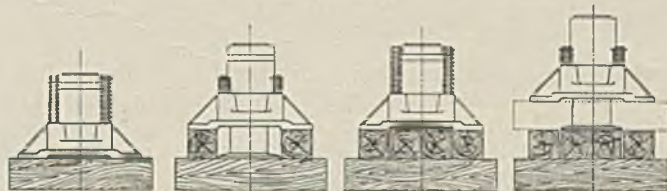


Abb. 6. Arbeitsvorgang der angewandten Perpetuum-Hebeböcke.

Die mit der Brücke hochgewundenen Unterstüzungsträger wurden dann mit Eisenträgern, die auf den Pfeilern lagen, zusammengekuppelt. Danach konnte das Überschieben stattfinden. Bei dem Bogen zwischen Pfeiler VII und VIII war dann noch eine Längsverschiebung um 7 m nötig.

Die neuen Ostseefischereihäfen in Kolberg und Rügenwaldermünde.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat von Zychlinski, Kolberg.

(Schluß aus Heft 5.)

Das rd. 15 000 m² Wasserfläche umfassende Hafenbecken sieht Liegeplätze für 75 Fischkutter von durchschnittlich 15 m Länge und 5 m Breite und für 20 Boote vor. Zur Zeit sind 71 Kutter (vgl. Tabelle 2) vorhanden. Erweiterungsmöglichkeit ist nach Süden zu gegeben. Die Wassertiefe beträgt im allgemeinen 2,5 m unter MW; einige Liegestellen für besonders große Kutter sind bis auf 3 m ausgebaggert. Die Wassertiefe zwischen den Molenköpfen in See (Abb. 6) und der Fischereihafeneinfahrt beträgt mit Rücksicht auf den Handelsschiffsverkehr mindestens 4,5 m unter MW (entlang der neuen Kaimauer und den Bollwerken der Hafenseite 6 m).

lag hier bisher in der Hauptsache unterhalb der Klappenbrücke vielfach in mehreren Reihen an den beiderseitigen Ufern der durch Bollwerke zum Hafen ausgebauten Wipper (Abb. 11). Dieser Zustand bedeutete mit dem Anwachsen der Zahl der Kutter und deren zunehmender Größe bei der Enge des Fahrwassers, ebenso wie wir dies in Kolberg sahen, auch eine zunehmende Gefährdung der Fischereifahrzeuge sowie der Handelsschiffahrt, die in Rügenwaldermünde zwar bei weitem nicht die Bedeutung wie im Kolberger Hafen hat. Zudem zeigt sich bei nord-westlichen Winden eine starke Schwellung, die bis zur Klappenbrücke reicht, so daß dann die Fischereifahrzeuge gezwungen waren, sichere

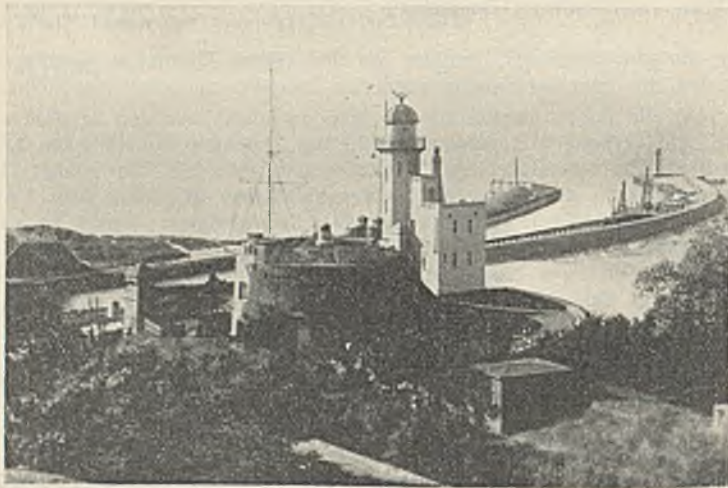


Abb. 6. Fischereihafen zu Kolberg. Hafeneinfahrt von See aus.



Abb. 7. Fischereihafen zu Kolberg. Anlegesteg.

Das Hafenbecken ist durch einen rd. 100 m langen, 4 m breiten und in der Plattform 1,80 bis 1,90 m über MW hoch liegenden hölzernen Anlegesteg, der auch einen niedriger gelegenen Landesteg für kleinere Boote enthält, in zwei Hälften geteilt (vgl. Abb. 4, 5 u. 7). Die Kutter legen, wie auch aus den Lichtbildern zu ersehen, stevenrecht zu den Ufer-einfassungen und zum Anlegesteg an. Die einzelnen Liegeplätze sind durch Festmachepfähle gegeneinander abgegrenzt. Die Landzunge zwischen Persante und Hafenbecken ist für die Aufstellung eines rd. 30 m langen und 15 m breiten Fischabnahmeschuppens nebst Eisgewinnungsanlage und Tankstelle von rd. 60 000 l Fassungsvermögen (letztere ist bereits fertig; vgl. Abb. 1) vorbehalten, Einrichtungen, die von der Fischverwertungsgenossenschaft hergestellt werden. Das hafenseitige Ufer der Landzunge ist als Bollwerk zum Anlegen der löschenden Fahrzeuge und zur Übernahme von Brennstoff ausgebaut (vgl. Abb. 1).

Liegeplätze oberhalb der Brücke aufzusuchen. Zum Löschen ihrer Fänge legten die Fischkutter, oft ebenfalls in mehreren Reihen, vor dem Abnahmeschuppen, der kurz unterhalb der Klappenbrücke am rechten Ufer der Wipper liegt, an, so daß sich beim Ein- oder Auslaufen von Handelsschiffen unliebsame gegenseitige Störungen und Gefährdungen ergaben. So stellte sich auch in Rügenwaldermünde immer mehr die Notwendigkeit heraus, ein besonderes Hafenbecken für die Fischereifahrzeuge zu bauen. Nach Bereitstellung der Geldmittel auf Grund des bereits genannten Gesetzes vom 27. Oktober 1928 gingen aber noch mehrere Jahre ins Land über den Verhandlungen mit den verschiedenen Interessenten hinsichtlich der zweckmäßigsten Lage des Hafenbeckens. Mehrere Entwürfe mußten aufgestellt werden, wobei eine Hauptrolle die Frage spielte, ob der Hafen, auch mit Rücksicht auf die günstigste Hafenlage zum Eisgang und Eisstand der Wipper, an der Ost- oder Westseite der Wipper erbaut

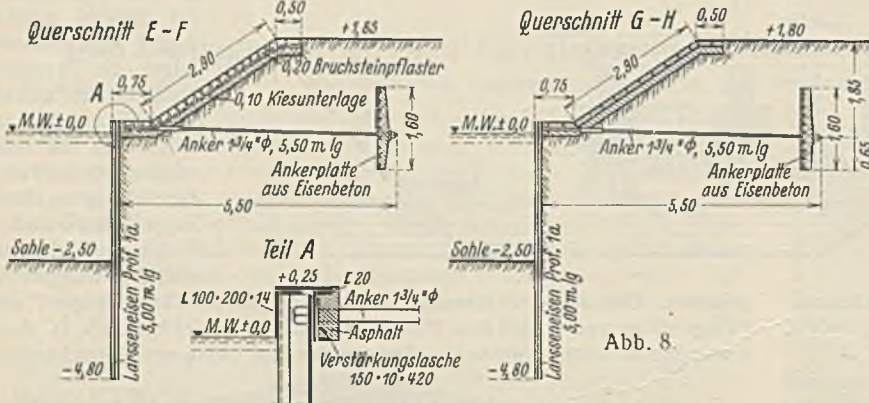


Abb. 8.

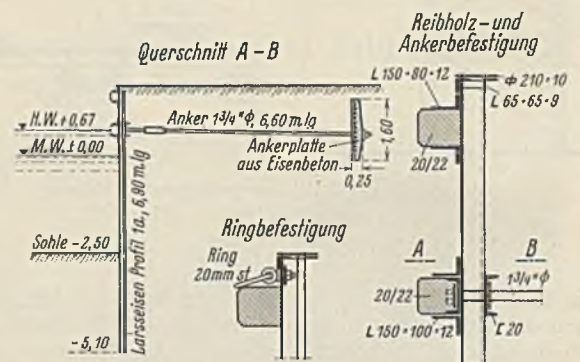


Abb. 9.

Die Ufer-einfassungen²⁾ bestehen aus verankerten eisernen Bollwerken (Abb. 8 u. 9). Zur Verwendung kamen Stahlspundbohlen Bauart Larssen Profil 1a, aus St 37 mit Kupferzusatz.

Der Hafen wird durch zwei auf dem Anlegesteg an rd. 12 m über MW hohen Masten angebrachte elektrische Lampen von je 300 W sowie durch die Scheinwerfer von je 150 Watt an der Westseite der Hafeneinfahrt beleuchtet. Die umgebenden Straßen haben eigene Beleuchtung.

b) Der Fischereihafen in Rügenwaldermünde.

Im Gegensatz zu Kolberg hatte der staatliche Ostseehafen Rügenwaldermünde, dessen allgemeine Anordnung Abb. 10 zeigt, bisher keinen besonderen Fischereihafen. Die staatliche Fischereiflotte (vgl. Tabelle 2)

werden solle. Auch wurde der Hafentwurf zeitweilig in Verbindung mit dem geplanten Bau einer Straße auf dem Westufer der Wipper von Rügenwalde nach dem Ostseestrand westlich Rügenwaldermünde gebracht. Man entschied sich schließlich für die aus Abb. 10 ersichtliche Lage. Der Hafen liegt hier unmittelbar an der Chaussee Rügenwalde—Rügenwaldermünde, die für den Abtransport der Fänge mittels Lastkraftwagen zum Bahnhof Rügenwalde am günstigsten liegt. Da auch für die etwaige Weiterführung der Eisenbahn von Rügenwalde nach Rügenwaldermünde das östlich der Wipper gelegene Gelände in Betracht gezogen ist, eröffnet sich hier auch die Möglichkeit eines späteren Anschlusses des Fischereihafens an die Eisenbahn.

Mit der Bauausführung, die in zweckmäßiger Verbindung mit den umfangreichen Uferschutzanlagen am Oststrande von Rügenwaldermünde

²⁾ Vgl. Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 4. Aufl., Bd. II, S. 23.

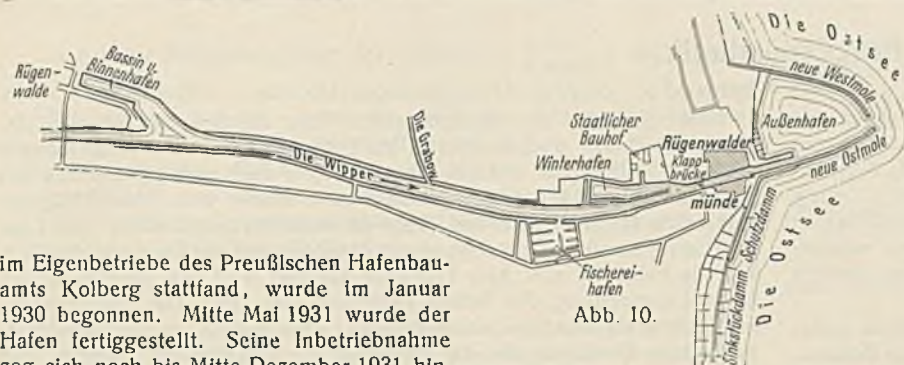


Abb. 10.

im Eigenbetriebe des Preußischen Hafenbauamts Kolberg stattfand, wurde im Januar 1930 begonnen. Mitte Mai 1931 wurde der Hafen fertiggestellt. Seine Inbetriebnahme zog sich noch bis Mitte Dezember 1931 hin, da inzwischen noch die grundsätzliche Frage, wer für die Beleuchtung der Hafenanlage zu sorgen habe, zu entscheiden war, und die dafür erforderlichen Mittel bereitgestellt sowie die Beleuchtungsanlage ausgeführt werden mußten.

Die Hafenanordnung im einzelnen zeigen Abb. 12 u. 13. Zur Zeit ist der Hafen mit 51 Kuttern und 38 Booten belegt. Das Wasserbecken umfaßt etwa die gleiche Fläche (rd. 15 000 m²) wie das des Kolberger Fischereihafens, obwohl das Bauprogramm nur 56 Fischkutter und 30 Boote vorsah, während in Kolberg allein 75 Hochseekutter zugrunde gelegt wurden. Die Anordnung unterscheidet sich von der Kolberger grundsätzlich dadurch, daß in Rügenwaldermünde die Liegeplätze der Kutter so angeordnet werden mußten, daß diese längsseits anlegen können. Diese Forderung ergibt sich daraus, daß die Rügenwaldermünder Fischer in einem bei weitem größeren Umfange als die Kolberger die besonders umfangreiche Netze erfordernde Lachsfischerei betreiben; die schweren Lachsfangnetze sind weit leichter von und zum Boot zu befördern, wenn die Fahrzeuge nicht, wie es in Kolberg ohne besondere Berücksichtigung der Lachsfischerei möglich war, stevenrecht, sondern längsseits zu den Anlegestegen anlegen. Es ergab sich somit die aus Abb. 12 ersichtliche verhältnismäßig mehr Wasserfläche erfordernde Anordnung einer größeren Anzahl von Anlegestegen; deren Längenentwicklung mußte bei den knappen Baumitteln möglichst eingeschränkt werden. So legen die Kutter in zwei Reihen nebeneinander an den 2,50 m breiten Stegen an (Abb. 14). Die kleinen Boote liegen an zwei besonderen Laufstegen von 1,3 m Breite. Dem Löschgeschäft dient der 4 m breite und rd. 57 m lange Löschstege gegenüber der durch verankerte hölzerne Spundwände eingefassten 15 m breiten Hafeneinfahrt; an ihm können gleichzeitig sechs Kutter anlegen und löschen. Zum Festmachen der Kutter sind an den Stegen kleine gußeiserne Poller angebracht. Da die Fahrzeuge nur an Stegen anlegen, konnten die Ufer abgeböschet und nur von kurz oberhalb bis wenig unterhalb der Mittelwasserlinie leicht befestigt angeordnet werden (vgl. Abb. 14). Der Hafen ist mit bis über HW geführten Dämmen umgeben. Nach der Chaussee zu ist die ebenfalls hochwasserfrei liegende Anschüttung verbreitert und zur Aufstellung der Abnahmeschuppen von seiten der beiden Rügenwaldermünder Fischereigenossenschaften bestimmt; ein Schuppen ist bereits aufgestellt. Die Brennstofftanks liegen am Binnenhafen, der Eisenbahnanschluß besitzt (vgl. Abb. 10). Der Bodenaushub des Hafenbeckens wurde teils in die Hafendämme eingebaut, teils zur Aufspülung in der Nähe gelegener niedriger Ländereien benutzt.

Die Wassertiefe beträgt wie in Kolberg 2,5 m unter MW, an den Liegestellen der größeren Kutter 3 m, in der Wipper selbst 4,5 m.

Das Hafenbecken wird durch eine auf dem Löschstege an einem 13 m über MW hohen Mast angebrachte Lampe mit zwei Birnen von je 500 W, die je nach Bedarf gleichzeitig oder einzeln brennen, beleuchtet. Auf

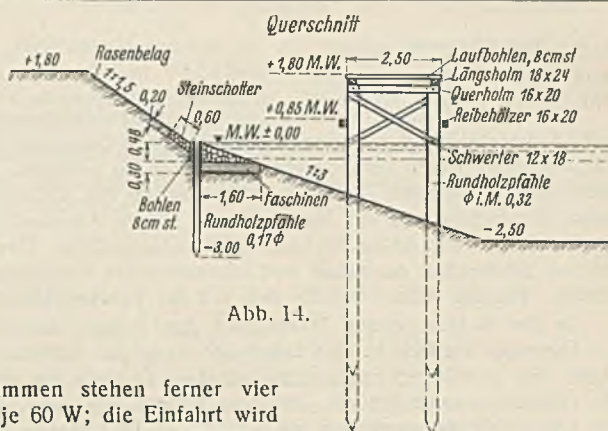


Abb. 14.

den Hafendämmen stehen ferner vier Lampen von je 60 W; die Einfahrt wird durch einen Scheinwerfer von 150 W beleuchtet, den Kopf des Löschsteiges kennzeichnet eine unmittelbar unter der Plattform liegende Lampe von 15 W. Die Lampen werden nach entsprechender Einstellung selbsttätig von einem gemeinsamen Schaltkasten aus geschaltet.

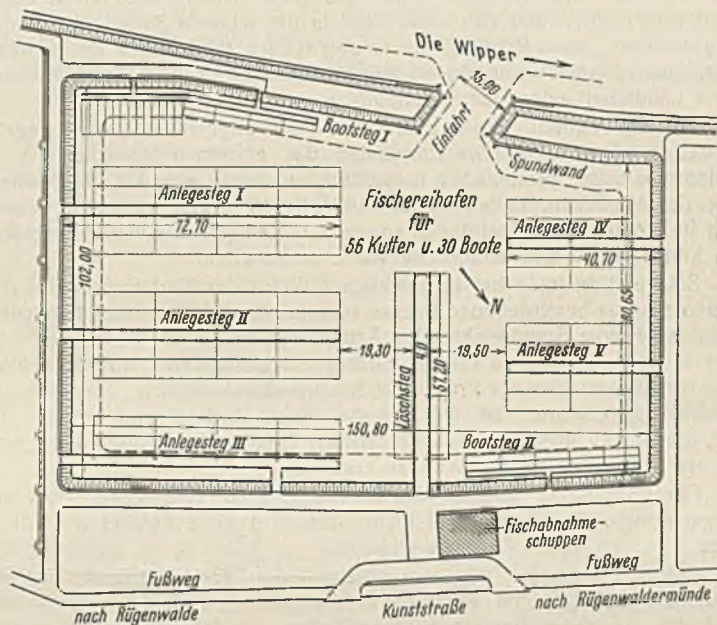


Abb. 12.

Der trotz etwa gleich großer Wasserflächen große Unterschied in den Baukosten beider Häfen — Kolberg 420 000 RM, Rügenwaldermünde rd. 160 000 RM — erklärt sich einmal daraus, daß in Kolberg noch der Bau der Zufahrtstraßen sowie die Verlegung der Maikuhlen-Schiffbrücke (vgl. Abb. 3) notwendig wurde, und zum anderen daraus, daß bei der im Vergleich zu der größeren Kutterzahl beengten Baufläche und den ein stevenrechtes Anlegen der Kutter gewährleistenden Liegeplätzen die Hafendämme mit senkrechten Bollwerken eingefasst werden mußten, während in Rügenwaldermünde bei dem längsseitigen Anlegen der Fahrzeuge an besonderen Anlegestegen von einer stärkeren Befestigung der abgeböschten Ufer abgesehen werden konnte.



Abb. 11. Bisherige Liegestellen der Fischereifahrzeuge in der Wipper in Rügenwaldermünde.



Abb. 13. Fischereihafen zu Rügenwaldermünde. Gesamtansicht.

Alle Rechte vorbehalten.

Brückenästhetik.¹⁾

Von G. Schaper.

Der Ästhetik der Brücken ist in den letzten Jahrzehnten mehr und mehr Aufmerksamkeit zugewendet worden. Alle bauenden Behörden und Körperschaften waren bestrebt, schöne Brücken zu errichten. Die Brückenbauanstalten arbeiteten — meist in Verbindung mit Architekten — eifrig daran, die Brücke aus der Kategorie der reinen Zweckmäßigkeitsbauten herauszuheben und unter die Kunstwerke einzureihen. Das trat namentlich bei zahlreichen deutschen und internationalen Wettbewerben deutlich hervor. Manche Schrift befaßte sich mit der Brückenästhetik.

In den beiden letzten Jahrzehnten des vorigen Jahrhunderts geriet der Ingenieur vielfach in eine falsche Stellung zur Ästhetik der Brücken. Durch die gewaltigen Fortschritte auf dem Gebiete der Statik wurde er oft verleitet, namentlich die stählerne Brücke rein vom Gesichtspunkte der neuen Berechnungsweisen zu betrachten. Es bildete sich der Spruch: „Was zweckmäßig ist, ist auch schön“. Es entstanden viele Brücken, die sehr interessante statische Gebilde sind, aber nicht den Anspruch eines Kunstwerkes erheben dürfen. Sie trugen dazu bei, die stählernen Brücken bei ästhetisch empfindenden Menschen unbeliebt zu machen. Während Brücken aus dem Mittelalter oder aus noch früherer Zeit meist echte Kunstwerke waren und sich wundervoll in die schönen Bilder alter Städte eingliederten, gaben Brücken, die in den letzten Jahrzehnten des vorigen Jahrhunderts gebaut wurden, oft einen argen Mißklang in der Harmonie einer Landschaft oder eines Städtebildes.

Für die Ästhetik lassen sich keine ganz allgemein gültigen Regeln aufstellen. Das ästhetische Empfinden des einzelnen Menschen ist in vielem von seiner persönlichen Einstellung abhängig; aber für die Gesamtheit der Menschen, denen Kunst und Ästhetik etwas bedeuten, lassen sich in großen Zügen Richtlinien angeben, die eingehalten werden müssen, um künstlerische und ästhetische Werte zu schaffen.

Solche Richtlinien hat in glücklicher Weise der Verfasser des in der Fußnote näher beschriebenen Buches vorgezeichnet. Rukwied betrachtet die Brücke vom Standpunkte des Ästhetikers und des Philosophen. Er sagt in dem Vorwort zu seinem Buche: „Noch sind die Ansichten über Gesetzmäßigkeiten in der Brückenschönheit nicht einheitlich. Eine Klärung hierüber anzubahnen, ist die Aufgabe dieses Buches“ und weiter: „Es gilt, die Brücke über das wissenschaftliche Handwerk hinauszuhoben und sie als Kunstwerk für die Welt zu erobern“.

Ein gründliches Studium des Buches und ein Nachdenken über die vorgetragenen Grundsätze und Richtlinien wird ohne Zweifel wesentlich dazu beitragen, diese Ziele zu erreichen.

Rukwied behandelt in einem Abschnitt die Brücke im Lichte der allgemeinen Ästhetik. Im wichtigsten Abschnitt analysiert er die Brücke nach den einzelnen charakteristischen Teilen, der Fahrbahn mit dem Geländer, dem Tragwerk, den Pfeilern und Widerlagern und schließlich der Ankündigung, d. h. dem hervortretenden Merkmale, das die Brücke im Zuge des Verkehrsweges von weitem ankündigt. In weiteren Abschnitten werden die Brücke als Ganzes, die Forderungen für die Gestaltung benachbarter Brücken, die Brücke und ihre Umgebung, Einzelprobleme der Brücken und die Schmuckformen der Brücken erörtert. Den Schluß des Buches bildet eine Besprechung der brückenästhetischen Literatur.

¹⁾ „Brückenästhetik“ von Hermann Rukwied, Reichsbahnoberrat in Ulm (Donau). 112 S. mit 125 Textabb. Berlin 1933, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

Alle Rechte vorbehalten.

„ γ “-Verfahren zur Berechnung von Fachwerkstäben und auf Biegung beanspruchten Trägern bei wechselnder Belastung.

Von Dr.-Ing. Kommerell, Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt für Bau- und Betriebstechnik, Berlin.

Nach den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn (BE)¹⁾, Abschnitt III, „ist anzustreben, allen Einzelteilen eines Überbaues den gleichen Sicherheitsgrad zu geben“. Dieser Grundsatz läßt sich am einfachsten durchführen, wenn alle Spannungen auf den Wert σ_{zul} (zulässige Zug- und Biegespannung) zurückgeführt werden. Beispielsweise soll bei der Berechnung von Druckstäben der Wert

$$\sigma = \omega \cdot \frac{S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

sein; „ ω “ ist „diejenige, die Knickverhältnisse berücksichtigende Zahl, mit der bei mittigem Kraftangriff die Druckkraft S zu vervielfältigen ist, damit der Stab hinsichtlich der zulässigen Spannung wie ein Zugstab behandelt werden kann“.

Ein ähnliches Verfahren (γ -Verfahren) läßt sich entwickeln, um die Dauerfestigkeit σ_D des Werkstoffes bei Teilen, die wechselnden Be-

anspruchungen unterliegen, zu berücksichtigen. Ist $\sigma_{D_{zul}}$ die zulässige Spannung bei Berücksichtigung der Dauerfestigkeit, so setzen wir

$$(1) \quad \sigma_{D_{zul}} = \frac{S}{F} = \frac{\sigma_{zul}}{\gamma}$$

daraus

$$(2) \quad \gamma \cdot \frac{S}{F} = \sigma_{zul}$$

Wenn also der Wert $\gamma \cdot \frac{S}{F}$ dem Werte σ_{zul} gegenübergestellt wird, so stellt γ diejenige Zahl (≥ 1) vor, mit der die Stabkraft S vervielfältigt werden muß, damit ein Stab wie ein gewöhnlicher Zugstab berechnet werden kann, obwohl er infolge wechselnder Belastungen nicht so hoch beansprucht werden darf wie ein reiner Zugstab.

Aus (1) und (2) ergibt sich

$$(3) \quad \gamma = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{D_{zul}}}$$

¹⁾ Berlin 1925, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

Sind unter Berücksichtigung der Stoßzahl $\gamma \left\{ \begin{matrix} \max S \\ \min S \end{matrix} \right\}$ die Grenzwerte der Stabkräfte — also die ungünstigsten Grenzwerte, die bei einer Zugfahrt auftreten können — und ist $\min S$ die zahlenmäßig kleinste, $\max S$ die zahlenmäßig größte Stabkraft, wobei Zug +, Druck — ist, so ergibt sich folgendes: Bei Fachwerkkonstruktionen, die nicht dynamisch beansprucht sind und bei denen demnach die Spannungen, herrührend von der Verkehrslast, unveränderlich sind (wie z. B. bei Hochbauten), berechnet man bekanntlich die Spannungen aus

$$(4) \quad \sigma = \frac{\max S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

Ist aber bei dynamisch beanspruchten Fachwerkkonstruktionen (z. B. Brücken) der Einfluß der Verkehrslast schwelend (Grenzbelastungen mit gleichem Vorzeichen) oder wechselnd (Grenzbelastungen mit verschiedenen Vorzeichen), so darf man nicht nur die zahlenmäßig größte Stabkraft $\max S$, sondern man muß auch einen Teil der zahlenmäßig kleinsten Stabkraft $\min S$ berücksichtigen. Das Maß des Einflusses soll durch die noch zu bestimmenden Beiwerte a und b nach folgender Formel festgelegt werden:

$$(5) \quad \sigma = \frac{a \max S + b \min S}{F} = \left(a + b \cdot \frac{\min S}{\max S} \right) \frac{\max S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

Der Wert

$$(6) \quad \gamma = a + b \cdot \frac{\min S}{\max S}$$

ist also als eine geradlinige Funktion von $\frac{\min S}{\max S}$ angenommen, und es läßt sich γ wie folgt berechnen:

Ist ν der Sicherheitsgrad bei gewöhnlichen Zugstäben, abhängig von der Streckgrenze σ_S , also

$$(7) \quad \sigma_{zul} = \frac{\sigma_S}{\nu}$$

und nehmen wir bei Stäben, die wechselnden Belastungen ausgesetzt sind, denselben Sicherheitsgrad ν gegenüber der Dauerfestigkeit σ_D an, also

$$(8) \quad \sigma_{Dzul} = \frac{\sigma_D}{\nu}$$

so ist für $\min S = 0 \dots \gamma = a$ und für diesen Fall die Dauerfestigkeit $\sigma_D = \sigma_U =$ der Ursprungsfestigkeit; oder aus (1)

$$\sigma_{Dzul} = \frac{\sigma_U}{\nu} = \frac{\sigma_{zul}}{a}$$

woraus

$$a = \frac{\nu \cdot \sigma_{zul}}{\sigma_U}$$

Mit (7) wird

$$(9) \quad a = \frac{\sigma_S}{\sigma_{zul}} \cdot \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_U} = \frac{\sigma_S}{\sigma_U}$$

Für $\min S = -\max S$ oder $\frac{\min S}{\max S} = -1$, d. h. bei zahlenmäßig gleich großen Werten für Zug und Druck, wird $\gamma = a - b$ und $\sigma_D = \sigma_W =$ der Wechselfestigkeit und aus (1), (8) und (7)

$$\sigma_{Dzul} = \frac{\sigma_W}{\nu} = \frac{\sigma_{zul}}{a - b} = \frac{\sigma_S}{\nu(a - b)}, \text{ also}$$

$$a - b = \frac{\sigma_S}{\sigma_W}$$

Mit (9) ergibt sich also

$$(10) \quad \gamma = \frac{\sigma_S}{\sigma_U} + \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_U} - \frac{\sigma_S}{\sigma_W} \right) \frac{\min S}{\max S}$$

Die Formel (10) gilt nur, solange $\gamma \geq 1$ ist.

Beispielsweise würde bei einem Flußstahl mit

$$\sigma_S = 3600 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{\sigma_S}{\sigma_U} \approx 1,3,$$

$$\sigma_U \approx 2800 \text{ " } \quad \frac{\sigma_S}{\sigma_U} \approx 1,3,$$

$$\sigma_W = 1800 \text{ " } \quad \frac{\sigma_S}{\sigma_W} = 2,0,$$

somit
$$\gamma = 1,3 - 0,7 \cdot \frac{\min S}{\max S}$$

Mit $\min S = 0$ würde $\gamma = 1,3$,

mit $\frac{\min S}{\max S} = -1$ würde $\gamma = 2,0$.

Es sind also bei einem bestimmten Flußstahl nur die Werte

- $\sigma_S =$ Streckgrenze,
- $\sigma_U =$ Ursprungsfestigkeit,
- $\sigma_W =$ Wechselfestigkeit

durch Versuche zu bestimmen; dabei kommt es nur auf die Verhältnisse $\frac{\sigma_S}{\sigma_U}$ und $\frac{\sigma_S}{\sigma_W}$ an, die bei derselben Stahlmarke nicht allzu verschieden

sein werden. Bei den Versuchen ist die Häufigkeit der Lastwechsel möglichst den tatsächlichen Verhältnissen bei Brücken (höchstens alle 2 Minuten ein Lastwechsel) anzupassen. Die Werte γ können dann für jede Stahlmarke aus (10) berechnet werden.

Zusammengefaßt besteht das γ -Verfahren im folgenden:

Bei Teilen, die wechselnden oder schwelenden Belastungen ausgesetzt sind, soll der Wert

$$\sigma = \gamma \cdot \frac{\max S}{F} \leq \sigma_{zul}$$

sein, wobei der Wert

$$\gamma = \frac{\sigma_S}{\sigma_U} + \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_U} - \frac{\sigma_S}{\sigma_W} \right) \frac{\min S}{\max S} \geq 1,0 \text{ ist.}$$

Hierin bedeuten bei einer bestimmten Stahlmarke

- $\sigma_S =$ Streckgrenze
 - $\sigma_U =$ Ursprungsfestigkeit
 - $\sigma_W =$ Wechselfestigkeit
- ein für allemal durch Versuche zu ermitteln,

$\min S =$ den zahlenmäßig kleinsten Grenzwert der Stabkraft,
 $\max S =$ den zahlenmäßig größten Grenzwert der Stabkraft.

Zug ist mit +, Druck mit — in die Rechnung einzuführen. Der Wert γ gilt nur so weit, als er ≥ 1 ist. Druckstäbe sind außerdem nach dem ω -Verfahren für die größte Druckkraft zu berechnen.

Handelt es sich um Träger mit Wechselmomenten, so muß sinngemäß

$$\sigma = \gamma \cdot \frac{\max M}{W} \leq \sigma_{zul} \text{ sein.}$$

Zum Vergleich werden im folgenden die Verhältnisse des neuen γ -Verfahrens mit den in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken (BE) und in den Schweißvorschriften (DIN 4100) gegebenen Formeln verglichen.

a) Neues γ -Verfahren.

Zum Beispiel würde für St 37 mit

$$\begin{aligned} \sigma_S &= 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Spannung an der Streckgrenze)} & \frac{\sigma_S}{\sigma_U} &= \frac{2400}{2400} = 1,0, \\ \sigma_U &= 2400 \text{ " (Ursprungsfestigkeit)} & \frac{\sigma_S}{\sigma_U} &= 1,0, \\ \sigma_W &\approx 1800 \text{ " (Wechselfestigkeit)} & \frac{\sigma_S}{\sigma_W} &\approx 1,3. \end{aligned}$$

Damit wird aus

$$\gamma = \frac{\sigma_S}{\sigma_U} + \left(\frac{\sigma_S}{\sigma_U} - \frac{\sigma_S}{\sigma_W} \right) \frac{\min S}{\max S}$$

$$\gamma = 1,0 + (1,0 - 1,3) \frac{\min S}{\max S} \geq 1,0 = 1,0 - 0,3 \frac{\min S}{\max S} \geq 1,0 \text{ (Wechselstäbe verschiedenen Vorzeichens).}$$

Für $\min S = 0$
 $\min S = -\max S$
 $\min S = +\max S$ } wird $\frac{\min S}{\max S} = \begin{cases} 0, & \gamma = 1,0 \\ -1,0, & \text{also } \gamma = 1,3 \\ +1,0, & \gamma = 1,0 \text{ (Spannung m gleichen Sinn).} \end{cases}$

Führt man in den Formeln für Wechselstäbe $\min S$ als zahlenmäßig kleinsten, $\max S$ als zahlenmäßig größten Wert und Zug mit +, Druck mit — ein, so ergibt sich nach

b) den Berechnungsgrundlagen (BE)

$$\sigma = \frac{\max S - 0,3 \min S}{F} \leq \sigma_{zul} \text{ (bei St 37)}$$

$$= \frac{\max S}{F} \left(1,0 - 0,3 \cdot \frac{\min S}{\max S} \right)$$

hier ist also

$$\gamma = 1,0 - 0,3 \cdot \frac{\min S}{\max S} \text{ (wie im obigen Beispiel),}$$

und es wird für

$$\begin{aligned} \min S &= 0 \\ \min S &= -\max S \\ \min S &= +\max S \end{aligned} \left\} \frac{\min S}{\max S} = \begin{cases} 0, & \gamma = 1,0 \\ -1,0, & \text{also } \gamma = 1,3 \\ +1,0, & \gamma = 1,0 \text{ (keine Wechselwirkung).} \end{cases}$$

Diese Werte wurden in Abb. 1 eingetragen.

c) den Brückenvorschriften für geschweißte Stahlbauten (DIN 4100, § 4)

$$\sigma = \frac{\max S + \frac{1}{2} (\max S - \min S)}{F} \leq \sigma_{zul}$$

$$= \frac{\max S}{F} \left[1 + \frac{1}{2} \left(1,0 - \frac{\min S}{\max S} \right) \right] \leq \sigma_{zul}$$

hier ist also

$$\gamma = 1,5 - 0,5 \cdot \frac{\min S}{\max S}$$

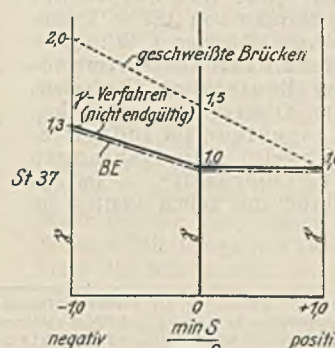


Abb. 1.

und es wird für

$$\left. \begin{array}{l} \min S = 0 \\ \min S = -\max S \\ \min S = +\max S \end{array} \right\} \text{wird } \frac{\min S}{\max S} = \begin{cases} 0, & \gamma = 1,5 \\ -1,0, \text{ also } & \gamma = 2,0 \\ +1,0, & \gamma = 1,0 \end{cases}$$

(Grenzwerte gleich groß mit gleichen Vorzeichen).

Diese Werte wurden in Abb. 1 eingetragen.

Für St 52 würde sich ergeben:

a) nach dem neuen γ -Verfahren, wenn beispielsweise

$$\begin{aligned} \sigma_S &= 3600 \text{ kg/cm}^2, \text{ also } \frac{\sigma_S}{\sigma_U} = \frac{3600}{3000} = 1,2 \\ \sigma_U &= 3000 \text{ " } \\ \sigma_W &= 2400 \text{ " } \end{aligned} \quad \frac{\sigma_S}{\sigma_W} = \frac{3600}{2400} = 1,5$$

gefunden wäre, also $\gamma = 1,2 + (1,2 - 1,5) \frac{\min S}{\max S} = 1,2 - 0,3 \cdot \frac{\min S}{\max S}$

(nach Stribecks Formel ist $\sigma_W = 0,57 \cdot \frac{\sigma_B + \sigma_S}{2}$)

$$= 0,57 \cdot \frac{52 + 36}{2} \approx 25 \text{ kg/mm}^2$$

Es wird nun für

$$\begin{aligned} \min S = 0 & \quad \frac{\min S}{\max S} = 0, \quad \text{also } \gamma = 1,2 \\ \min S = -\max S & \quad \frac{\min S}{\max S} = -1,0, \quad \gamma = 1,5 \\ \min S = +0,67 \max S & \quad \frac{\min S}{\max S} = +0,67, \quad \gamma = 1,0 \\ \min S = +\max S & \quad \frac{\min S}{\max S} = +1,0, \quad \gamma \approx 1,0. \end{aligned}$$

Ferner ist für St 52:

b) nach den Berechnungsgrundlagen (BE)

$$\sigma = \frac{\max S}{F} \left(1,0 - 0,5 \frac{\min S}{\max S} \right), \text{ also } \gamma = 1,0 - 0,5 \frac{\min S}{\max S} \approx 1,0,$$

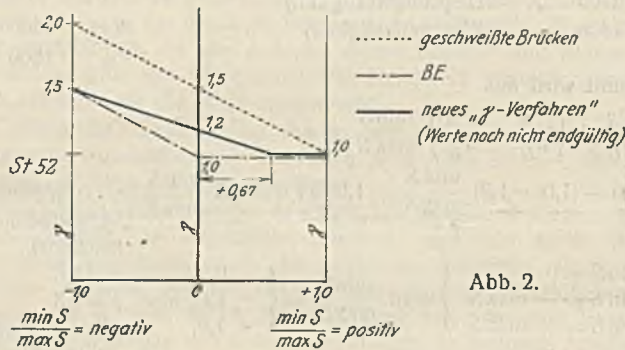


Abb. 2.

und es wird für

$$\left. \begin{array}{l} \min S = 0 \\ \min S = -\max S \\ \min S = +\max S \end{array} \right\} \frac{\min S}{\max S} = \begin{cases} 0, & \gamma = 1,0 \\ -1,0, \text{ also } & \gamma = 1,5 \\ +1,0, & \gamma = 1,0. \end{cases}$$

Diese Werte wurden in Abb. 2 eingetragen.

c) Für geschweißte Brücken

gelten dieselben Werte wie für St 37, sie wurden in Abb. 2 eingetragen.

Aus den beiden Abbildungen ist zu ersehen, daß sich die γ -Werte nach den Vorschriften für geschweißte Brücken sowohl bei St 37 als auch bei St 52 am ungünstigsten ergeben. Bei St 37 wird man wohl für

$\min S = 0$ und allen Werten $\frac{\min S}{\max S} \geq 0 \dots \gamma = 1,0$ belassen können,

also die Formel wie seither nur anwenden bei wechselnden Vorzeichen der Grenzspannungen. Dagegen wird man bei St 52 nach den Versuchen von Graf und dem Staatlichen Materialprüfungsamt in Dahlem bei

$\frac{\min S}{\max S} \geq 0 \dots \gamma > 1,0$ vorsehen müssen (etwa bis $\gamma = 1,2$ bei $\frac{\min S}{\max S} = 0$).

Aus den Abbildungen geht auch hervor, daß die Schweißnähte bei Brücken, wenn sie nach den (amerikanischen) Formeln von DIN 4100 berechnet sind, ausreichen werden, während die Stäbe und Träger selbst denselben Sicherheitsgrad aufweisen.

Es empfiehlt sich, die systematisch durchzuführenden Versuche namentlich bei St 52 bald einzuleiten.

Die Formeln der Berechnungsgrundlagen werden bei dem γ -Verfahren sehr vereinfacht:

Es werden nach S. 42 der BE:

$$\sigma = \frac{\gamma \cdot \max S}{F_a} \leq \sigma_{zul}$$

$$\sigma = \gamma \cdot \frac{\max M}{W_n} \leq \sigma_{zul}$$

und nach S. 45 der BE: die bei Wechselstäben anzuschließenden Flächen, wenn die Knickbelastung für die Bemessung maßgebend ist,

$$= \gamma \cdot \frac{F}{\omega} \cdot \frac{\max S}{-\min S}, \text{ wenn die Zugkraft rechnerisch größer,}$$

$$= \gamma \cdot \frac{F}{\omega}, \text{ wenn die Druckkraft rechnerisch größer ist.}$$

In diesen Formeln ist:

$$F_a = F_n, \text{ wenn } \max S \text{ Zug (+) ist,}$$

$$F_a = F - (F - F_n) \cdot \frac{\min S}{\max S}, \text{ wenn } \max S \text{ Druck (-) ist.}$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= 1 - 0,3 \frac{\min S}{\max S} \text{ bei St 37} \\ \gamma &= 1,2 - 0,3 \frac{\min S}{\max S} \text{ bei St 52} \end{aligned} \right\} \text{beispielsweise.}$$

Vermischtes.

Patentschau.

Aus lösbaren Rohrschüssen zusammengesetztes, am untersten Rohrschub aufgehängtes Einfüllrohr für Ortpfähle und Unterwasserbetonarbeiten. (KI. 84c, Nr. 530 862 vom 8. 5. 1929 von Allgemeine Baugesellschaft Lorenz & Co. m b H in Berlin-Wilmersdorf.) Zur Vermeidung des Eindringens von Wasser in das Einfüllrohr und der Entmischung des Betons sind an den Rohrstößen Gummidichtungsringe eingeschaltet, die durch das Gewicht der darüberliegenden Rohrschüsse belastet und verformt werden.



Die Rohrteile 1 sind an ihren oberen Enden mit Muffen 3 versehen, so daß die unteren Enden der Rohrteile in sie ohne weiteres eintreten können. Auf die unteren Enden sind Gummiringe 4 aufgeschoben, die sich gegen die angeschweißten Ringe 5 anlegen. Der unterste Rohrteil 1' besitzt Ösen oder Haken 6, an die mittels der Stangen 7 die Ketten oder Zugseile angeschlossen sind. Der oberste Rohrteil 1'' trägt den Fülltrichter 9. Zunächst wird der unterste Rohrteil 1' durch einen Blechdeckel 10 abgedichtet; der Rohrteil 1' wird nun in die Bohrung oder in das Mantelrohr so weit versenkt, daß ein weiterer Rohrteil 1 auf ihn aufgesetzt werden kann. Nun wird das zusammengesetzte Rohr weiter um die Länge eines Rohrteils 1 hinabgelassen, bis die Bausohle erreicht ist und der Rohrteil 1'' mit dem Trichter 9 aufgesetzt wird. Hierbei verformen sich die Gummiringe und steigern dadurch die Abdichtung. Nunmehr wird das ganze Rohr mit Beton gefüllt, dann mittels der Zugseile 8 angehoben, so daß der Deckel 10 abfällt und der Beton sich in die Pfahlbohrung ergießt.

Die 36. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. findet, wie bereits¹⁾ mitgeteilt, am 28. und 29. März 1933 in den Räumen des Zoologischen Gartens zu Berlin, Budapester Str. 9, statt.

In der Versammlung für Mitglieder und Gäste am 28. März, von nachm. 3 Uhr ab im Marmorsaal werden folgende Vorträge gehalten: Dr.-Ing. W. Petry, Obercassel-Siegburg: „Bericht über die Tätigkeit des Deutschen Beton-Vereins im Geschäftsjahr 1932“; Dr.-Ing. Ernst Mautner, Düsseldorf: „Betongroßkonstruktionen für hohe Temperaturen“; Dipl.-Ing. Walther, Berlin: „Der Bau der Mole für den Vorhafen von Le Verdon (Gironde) bei Bordeaux“.

Ferner sind am 29. März, von vorm. 9¹⁵ Uhr ab, mit einer Pause von 1 bis 2 Uhr, folgende Vorträge vorgesehen: Dr.-Ing. H. Olsen, München: „Grundsätzliches über Entwurf und Ausführung von hochbeanspruchten Eisenbetonkonstruktionen“; Dr.-Ing. O. Spetzler, Essen: „Die Betonarbeiten am Baldeneysee in Essen“; Major Ernst Nilsson, Stockholm: „Der Bau der Transebergsbrücke in Stockholm“ (Betonbogenbrücke von 181 m Spannweite); Regierungsbaurät Dr.-Ing. B. Stecher, Münster i. W.: „Die Gründung der Kanalüberführungen in der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals bei Olfen“; Oberingenieur Beuteführ, Wiesbaden: „Der Bau des Stauwehres Kembs am Oberrhein“; Dipl.-Ing. Fritz Schupp, Berlin: „Architekt und Ingenieur im Industriebau“; Direktor Hausammann, Meiringen (Schweiz): „Bauerfahrungen an den Grimselsperren der Kraftwerke Oberhasli“. — Im Anschluß an die Vorträge um 18 Uhr Bierabend mit kalten Platten im Kaisersaal.

¹⁾ Bautechn. 1933, Heft 5, S. 72.