

DIE BAUTECHNIK

Die Aufhöhung der durch Bergbau gesunkenen Schleuse IV des Rhein-Herne-Kanals.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- u. Baurat Dr.-Ing. Ostendorf, Münster i. W.

Allgemeines über Bergsenkungen am Rhein-Herne-Kanal.

Das rheinisch-westfälische Kohlenrevier wird vom Rhein-Herne-Kanal, der verkehrsreichsten künstlichen Wasserstraße des Deutschen Reiches, in der Richtung West-Ost durchzogen. Während einzelne Zechen sehr stark unter dem Kanal abbauen, ist die Abbautätigkeit im Einflußbereich des Kanals bei anderen Zechen sehr gering oder noch gar nicht

senkungen" am Rhein-Herne-Kanal noch nicht die Rede sein; als „allgemein“ können die Bodensenkungen erst dann angesprochen werden, wenn die noch hoch stehengebliebenen Schleusen mit ihren Vorhäfen ungefähr ebenso tief wie die übrigen Kanalstrecken gesunken sind.

Infolge der Bodensenkungen ist das Erdreich im Kanalgelände stellenweise auseinandergezerrt und stellenweise zusammengestaucht worden; während am Rande der Senkungsmulde Zerrungen auftreten, sind es Bodenpressungen, die sich im Senkungstief im Erdreich auswirken. Außergewöhnlich starke Kräfte sind es, denen die Bauwerke des Rhein-Herne-Kanals infolge der Bodensenkungen ausgesetzt sind; die Mauerwerkskörper werden auf Zug, auf Druck und auch auf Biegung beansprucht, je nachdem die Kohle in größerer Entfernung vom Bauwerk oder unmittelbar darunter abgebaut wird. Die Kanalbauwerke sind also im Bergsenkungsgebiet ganz besonderen Beanspruchungen ausgesetzt. Man hat daher

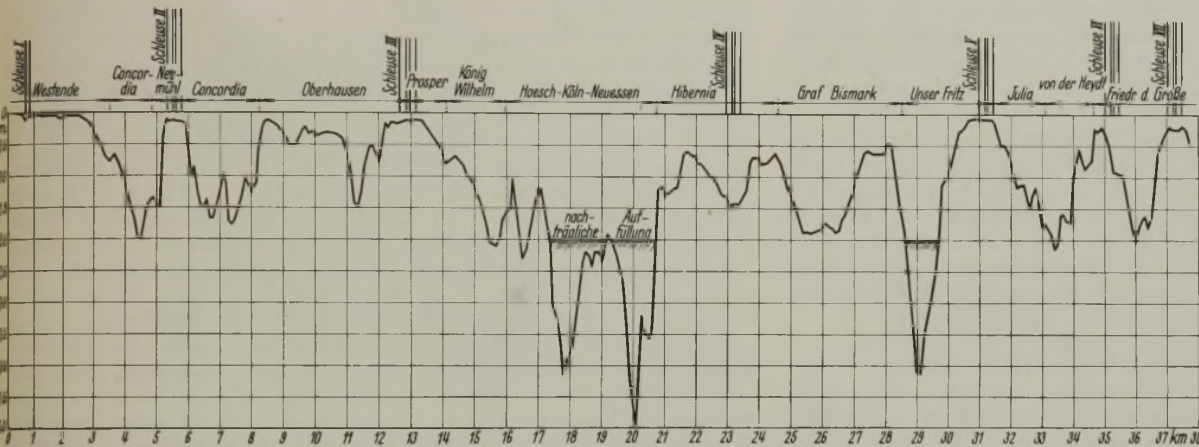


Abb. 1. Bergbauliche Senkungen der Kanalsohle von 1911 bis 1933.

in Gang gekommen. Die Folge dieser Verschiedenheit ist, daß der Rhein-Herne-Kanal streckenweise sehr stark und streckenweise sehr wenig oder noch gar nicht gesunken ist. Die Kanalsohle, die vor 25 Jahren waagrecht angelegt wurde, weist heute Senkungen auf, die beispielsweise bei km 13 nur wenige Zentimeter und bei km 20 mehrere Meter ausmachen.

beim Bau des Kanals auf diese eigenartigen Verhältnisse des Untergrundes Rücksicht nehmen müssen. Das ist geschehen durch besondere Maßnahmen, die es möglich machen, daß die Kanalbauwerke alle Bewegungen des Untergrundes in lotrechter, in waagerechter und in schräger Richtung mitmachen können, ohne zu Bruch zu gehen. Zu derartigen vorsorglichen Maßnahmen gehört z. B. die Aufteilung großer Bauwerke durch Trennungsfugen, die von der Bauwerksohle bis zur Oberkante des Mauerwerks in einer Weite von mehreren Zentimetern durchgehen; die einzelnen Baublöcke können sich, wenn Bodenpressungen im Untergrund auftreten, einander nähern. Bei Bodenzerrungen erweitern sich die Trennungsfugen. Die Entstehung von Rissen im Mauerwerk wird auf diese Weise verhindert. Für alle Fälle hat die Kanalbauverwaltung die einzelnen Baublöcke besonders stark und massig gebaut, sie mit Eisenlagen reichlich bewehrt und auf diese Weise bruchsicher ausgebildet.

Abb. 1 gibt in einem Längenschnitt die Senkungen an, die die einzelnen Meßpunkte des Kanals seit der Erbauung im Jahre 1913 erfahren haben. Aus diesem Längenschnitt ist die Lage der Schleusen I bis VII und die der Markscheiden der Grubenfelder, die der Kanal durchzieht, ersichtlich. Man erkennt, daß die Hoesch-Köln-Neussen AG und die Zeche Unser Fritz den Kanal innerhalb der Kanalstrecken zwischen den Schleusen III und IV einerseits und Schleuse IV und V

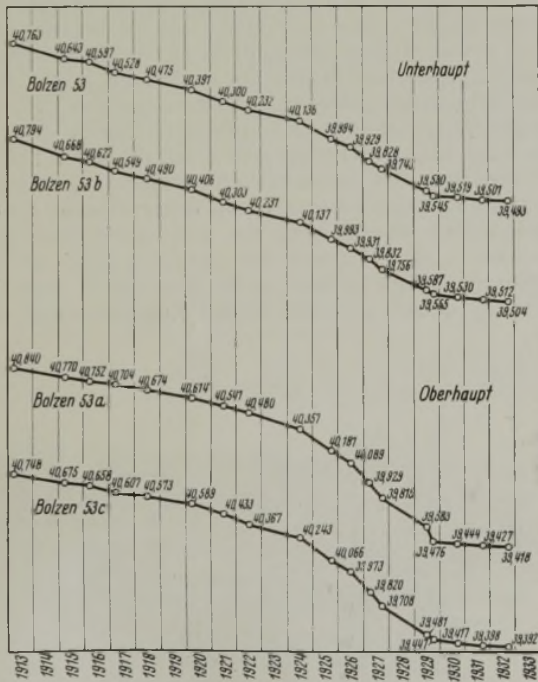


Abb. 2a. Senkungskurven von Beobachtungspunkten am Oberhaupt und am Unterhaupt der Nordschleuse IV.

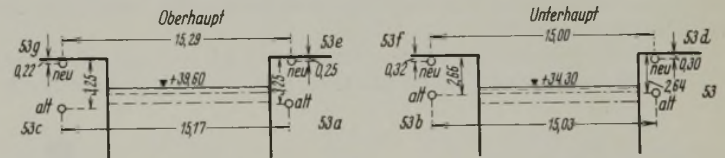


Abb. 2b. Die beobachteten Meßpunkte zu Abb. 2.

andererseits um ein Maß von 4 m und mehr gesenkt haben, wohingegen die Zechen Neumühl, Oberhausen, Prosper und Unser Fritz die unter den Schleusen II, III und V anstehenden Kohlen noch nicht abgebaut haben, und daß deshalb diese Schleusen auf einem hohen Horst stehengeblieben sind.

Weil es sich bei diesen noch nicht gesenkten Kanalteilen um wichtige Betriebstellen des Kanals handelt, kann bis heute von „allgemeinen Boden-

Andersseits hat aber auch der Bergbau im eigenen Interesse Rücksicht zu nehmen auf den Kanal und seine Bauwerke; denn nach dem Allgemeinen Berggesetz (§ 148) ist der Bergwerksbesitzer verpflichtet, für allen Schaden, der dem Grundeigentum und den darauf stehenden Bauwerken durch den Bergbau zugefügt wird, vollständigen Ersatz zu leisten. Die Bergbautreibenden haben es einigermaßen in der Hand, den Bergbau so einzurichten, daß die Bodensenkungen, die ein Bauwerk, z. B. eine Schleusenanlage, durchzumachen hat, ziemlich gleichmäßig vonstatten gehen, d. h. alle Punkte sinken in der gleichen Zeit ziemlich um das gleiche Maß. Bei derartigen einigermaßen gleichmäßigen Senkungen bleibt ein Bauwerk in der Regel vor der Zerstörung bewahrt. Die Schleusen des Kanals sind Bauwerke, die wegen ihrer Größe und ihrer Betriebs-einrichtungen besondere Berücksichtigung hinsichtlich des möglichst gleichmäßigen Sinkens erfordern. Durch die Bergpolizeiverordnung vom 3. Juni 1908 ist bestimmt worden, daß die zum Schutze der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals zu treffenden Maßnahmen nach ausreichender Kenntnis der Lagerungs- und Flözverhältnisse von Fall zu Fall vom Oberbergamt durch Auflagen im Genehmigungsverfahren vorgeschrieben werden mit dem Ziele, möglichst eine Gleichmäßigkeit der Senkungen

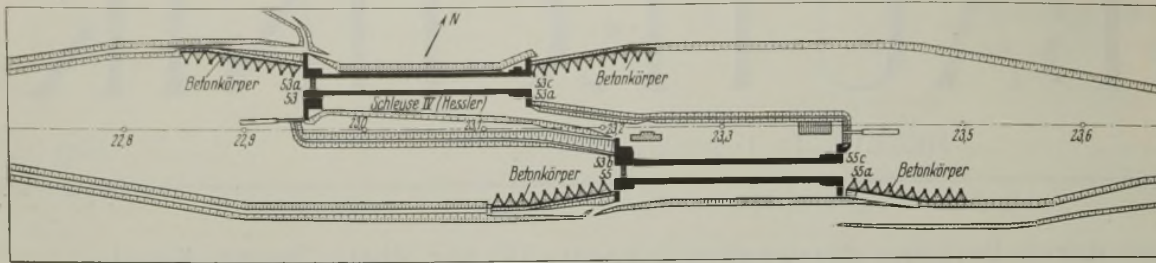


Abb. 3. Lageplan der Schleusengruppe IV.

des Schleusengeländes zu erreichen. Die angestrebte Gleichmäßigkeit ist z. B. in einem Falle dadurch erreicht worden, daß die Kohle im Einflußbereich der Schleuse möglichst schnell und gleichzeitig von Süden und von Norden her auf das Schleusenbauwerk zu abgebaut wurde, und daß alle Abbauräume sofort hinterher von Hand völligen Versatz erhielten. Wie weit es gelungen ist, die ganze Schleusenanlage IV gleichmäßig zu senken, ist aus Abb. 2 zu ersehen. Die Senkungskurven der einzelnen Beobachtungspunkte laufen im großen und ganzen ziemlich parallel, d. h. die oben angedeutete Abbauphase ist geeignet, annähernd gleichmäßige Senkungen des ganzen rd. 200 m langen Schleusenbauwerks hervorzurufen.

Es handelt sich hier um die bei Gelsenkirchen im Grubenfelde der Bergwerksgesellschaft Hibernia gelegene Schleusengruppe IV, die bisher um rd. 1,45 m gesunken ist. Wenn auch infolge der Gleichmäßigkeit der Senkungen erreicht worden ist, daß die beiden Schleusen IV nicht zu Bruch gegangen sind, so haben sich doch infolge des großen Ausmaßes der Senkungen eine größere Anzahl von Einzelschäden an der Schleuse gezeigt, die auf Kosten der Bergwerksgesellschaft beseitigt werden mußten, damit der Schiffahrtbetrieb aufrecht erhalten werden konnte.

Die Schleusengruppe IV des Rhein-Herne-Kanals.

Bevor diese Bergschäden näher besprochen werden, soll zunächst die Schleusenanlage dargestellt werden, wie sie in den Jahren 1910 bis 1913 gebaut worden ist. Wie Abb. 3 zeigt, besteht die Schleusenanlage aus zwei Schleppzugschleusen von je 165 m nutzbarer Länge und 10 m Breite. Die Schleuse hat ein Gefälle von 5 m. Oberwasser liegt auf NN + 40,00, Unterwasser auf NN + 35,00. Die Schleusenplattform ist beim Bau 1,50 m über OW, das ist auf NN + 41,50 angelegt worden. Die Drempeltiefe beträgt am Unterhaupt 4,50 m, am Oberhaupt 5,50 m. Die Unterhäupter haben 11,50 m hohe und 11,00 m breite Schiebetore, die an einem Wagen hängen. Dieser Wagen fährt auf einer Brücke, die die Schleuseneinfahrt und die 13 m lange Torkammer überspannt. Die Obertore sind Klapptore von 7,50 m Höhe und 11,00 m Breite mit Schwimmkammern, die so groß bemessen wurden, daß das Torgewicht einige Tonnen größer war als der Auftrieb. Das Klapptor wird einseitig angetrieben mittels einer Schubstange, die mit dem einen Ende am Torzapfen drehbar befestigt ist und mit dem anderen Ende durch ein Gelenk mit einem Wagen verbunden ist, der durch ein Seil ohne Ende von einem Windwerk hin und her gefahren wird, um das Tor zu öffnen und zu schließen. Dieser Antrieb ist auf der Inselseite des Oberhauptes angeordnet; auf der gegenüberliegenden Landseite hilft ein Gegengewicht das Tor heben und das Niederlegen abbremsen.

Die Umlaufverschlüsse werden im Unterhaupt von Rollkeilschützen und im Oberhaupt von Zylinderschützen gebildet. Die Windwerke für

diese Verschlüsse sind auf der Schleusenplattform untergebracht. Alle Windwerke für die Tor- und Schützbewegung werden elektrisch angetrieben.

In der Verlängerung der landseitigen Kammermauern beider Schleusen sind sowohl im Oberwasser als auch im Unterwasser je 100 m lange Leitwerke im Anschluß an die Schleusenhäupter angeordnet worden. Diese Leit-

werke bestehen aus je zehn Pfeilern, gegen die sich der Schwimmbalken anlegt, der den ein- und ausfahrenden Schiffen als Führung dient. Im Unterwasser stehen auf den Leitwerkpfeilern eiserne Böcke, auf denen die Brücke ruht, die das Treidelgleis für den elektrischen Schleppwagen trägt. Im Oberwasser liegt die Brücke für die Schleppbahn unmittelbar auf den Betonpfeilern des oberen Leitwerks. Zwischen dem oberen und dem unteren Leitwerk liegt das Treidelgleis unmittelbar auf dem Beton der landseitigen Kammermauer, so daß die Schleppbahn im ganzen eine Länge von $100 + 200 + 100 = 400$ m besitzt. Der elektrische Treidelwagen nimmt den Strom unterirdisch ab; die Stromschiene befindet sich in dem mit einem Schlitz versehenen Stromschiennenkanal, der neben dem Treidelgleis angeordnet ist und mit seiner Unterkante etwa 1 m über dem normalen Oberwasserspiegel liegt. Im Ober- und Unterwasser sind in Verlängerung der vier Leitwerke Dalben in Reihen zu je sechs geschlagen worden, an denen die sich der Schleuse nähernden Schiffe abstoppen und festmachen können. Schließlich dienen die Landungsstege vor Kopf der Schleuseninsel zum Anlegen der fiskalischen Schleppdampfer.

Die eingetretenen Bergschäden an der Schleuse.

Um die schädlichen Wirkungen, die durch das Absinken der Schleusengruppe IV hervorgerufen worden sind, erkennen zu können, muß man sich vor Augen halten, daß der Kanalwasserspiegel unabhängig von den eintretenden Bodensenkungen im Schleusengelände in seiner ursprünglichen normalen Höhe erhalten bleibt, während die Schleusen mit allen ihren Einrichtungen (Toren, Schützen, Antriebsvorrichtungen, Leitwerken, Treidelbahn usw.) den Bodensenkungen folgend absinken. Weil die Schleusen mit allem ihrem Zubehör beim Bau vorsorglich höher gebaut worden sind, als es der Schleusenbetrieb unbedingt verlangte, war von vornherein seitens der Kanalbauverwaltung ein Spielraum geschaffen worden, der durch die Bodensenkungen, gegebenenfalls auch durch eine Anspannung des Kanalwasserspiegels aufgezehrt werden konnte, ehe zur Vermeidung einer Behinderung des Schleusenbetriebs das Schleusenbauwerk selbst aufgehört werden mußte. Als die Senkungen an der Schleuse IV eine gewisse Grenze überschritten hatten, traten Betriebsstörungen ein, die sich steigerten, je mehr diese Grenze überschritten wurde, und die schließlich zur Betriebseinstellung hätten führen können. Im einzelnen sei hierzu folgendes gesagt: Die Oberkante der Obertore der beiden Schleusen war im Jahre 1928 so tief abgesunken, daß sie bereits tiefer lag als das normale Oberwasser. Das infolge des Schleusenbetriebes naturgemäß in der Höhenlage schwankende Oberwasser hat daher zeitweise die Obertore überströmt. Das Wasser stürzte dann aus dem oberen Vorhafen in die Schleusen-kammer. Dieser Zustand war gleichbedeutend mit einer zeitweise kurzfristigen Außerbetriebsetzung der Schleuse IV. Die Oberkante des Unter-tors lag derzeit nur noch wenige Zentimeter über dem normalen Ober-



Abb. 4a. Das überflutete Obertor der gesunkenen Schleuse IV.



Abb. 4b. Das Obertor der nicht abgesunkenen Schleuse V.



Abb. 5a. Das Untertor der gesunkenen Schleuse IV droht überflutet zu werden.

wasser. Bei den schnell fortschreitenden Bodensenkungen drohte die Gefahr, daß auch das Untertor in Kürze überströmt würde. Das aber hätte einen sehr empfindlichen Verlust an dem für den Schleusenbetrieb notwendigen Schleusungswasser bedeutet, wodurch der Schiffsverkehr in wasserarmen Zeiten hätte zum Erliegen kommen können.

Die Oberkante der Zylinderschütze war ebenfalls unter den normalen Oberwasserstand gesunken. Der unbedingt notwendige Abschluß des normalen Oberwassers gegen das Unterwasser war infolge der Senkung nicht mehr vorhanden. Es floß deshalb das Kanalwasser aus der oberen Hal-

tung nutzlos in das Unterwasser ab, was wiederum einen sehr schädlichen Verlust an Betriebwasser bedeutete. Die dabei in der Schleusenkammer entstehende Strömung verhinderte überdies, daß das zufahrende Untertor infolge der durch den Überdruck hervorgerufenen starken Reibung in der unteren Tornische in die Schlußstellung gefahren werden konnte. Die

(Holz oder Eis) in diesen Kanal hineingelangen. Die Schwimmstücke klemmten sich zwischen Seil und Seilscheiben so fest, daß das Zugseil des öfteren zerriß. Dann aber war das Obertor nicht mehr zu öffnen oder zu schließen.

Der unter der Schleusenplattform neben dem Treidelgleise angelegte Stromschienenkanal war mit seiner Sohle dem Oberwasserspiegel so nahe gerückt, daß die Fußplatten der Isolatoren zeitweise vom Oberwasser bespült wurden. Bei dem fortschreitenden Absinken der Schleuse war zu befürchten, daß die Isolatoren und die Stromschiene unter Wasser gerieten. Es stand also die Gefahr unmittelbar bevor, daß Kurzschluß in der elektrischen Stromzuführung entstand; alsdann hätte die elektrische Treidelei gänzlich aufgehört.

Die Mauerkrone der Schleusenkammer lag 1928 nur noch 0,40 m über dem normalen Oberwasser. Die bauchigen, großen Leerkähne hatten



Abb. 5b. Das Untertor der nicht gesunkenen Schleuse V bei gefüllter Kammer.



Abb. 6a. Das unter Wasser gesunkene obere Leitwerk der Schleuse IV.

Betriebstüchtigkeit der Schleuse IV war infolgedessen zeitweise unterbrochen.

Das Oberwasser drang infolge der starken Senkung der Schleuse weit in den 20 m langen Kanal hinein, der im inselartigen Mauerwerk des Oberhauptes und in der anschließenden Kammerwand für die Schubstange, mit der das Obertor bewegt wird, und für den zugehörigen Triebwagen ausgespart ist; dabei war es nicht zu vermeiden, daß Schwimmstücke



Abb. 6b. Das obere Leitwerk der nicht gesunkenen Schleuse V.

infolgedessen beim Einfahren in die Schleuse die notwendige, sichere Führung an der Kammerwand verloren. Sie liefen Gefahr, auf der Mauerkrone zum Aufsitzen zu kommen, zumal bei Seitenwind. Beim Abschleusen konnten diese Kähne hängenbleiben, was zu schweren Havarien geführt hätte. Die Schleusenplattform hatte sich dem Oberwasserspiegel bereits so sehr genähert, daß bei stärkeren Schleusungen eine Überflutung der ganzen Schleusenanlage zu befürchten



Abb. 7a. Das gesunkene untere Leitwerk der Schleuse IV.



Abb. 7b. Das nicht gesunkene untere Leitwerk der Schleuse V.



Abb. 8.
Abgesunkene Dalben im Unterwasser
der Schleuse IV.



Abb. 9. In den Schubstangenkanal im Oberhaupt
der gesunkenen Schleuse IV sind Eisschollen hineingeschwommen
und behindern die Bewegung des Tores.

war; alsdann aber hätte der Schleusenbetrieb eingestellt werden müssen. — Die Betonpfeiler des oberen Leitwerkes waren so tief gesunken, daß sie mit ihrer Oberkante bereits unter dem Kanalwasserspiegel standen. Die Schwimmbalken hatten infolgedessen ihren Halt und ihre Führung an den Pfeilern verloren; sie trieben ab, und die ein- und ausfahrenden Schiffe hatten keine Führung mehr am Schwimmbalken. Die Schiffe drohten die Pfeiler anzustoßen oder auch mit dem Schiffsrumpf gegen einen von den abgetriebenen Schwimmbalken zu fahren, dabei leck zu werden und unmittelbar vor der Schleuse abzusinken.

Die Leitwerkpfeiler im Unterwasser mit den eisernen Böcken, die die Brücke der Treidelbahn tragen, hatten infolge der starken Bodensenkungen dieselben Schäden erlitten wie die des oberen Leitwerkes. Überdies standen die eisernen Böcke mit ihrem Fuß tief im Wasser; ihre Lager waren also nicht mehr zugänglich. Die leeren Schiffe stießen des öfteren gegen die Eisenkonstruktion; Stützen und Streben wurden dabei verbogen und zerrissen oder geknickt. Das aber bedeutete Lebensgefahr sowohl für den Führer des Schleppwagens, der hoch über dem Wasser auf der Treidelbrücke fuhr, als auch für die Schiffsbesatzung. Die Gefahr für die in die Schleuse hinein- oder aus ihr herausfahrenden Schiffe war unter diesen Umständen so groß geworden, daß unbedingt Abhilfe geschaffen werden mußte.

Die Landungsstege für die Schleppdampfer im Ober- und Unterwasser waren so tief abgesunken, daß das Wasser den Bohlenbelag zeitweise überspülte. Die im oberen und unteren Vorhafen der Schleuse IV errichteten Dalben ragten infolge der starken Bodensenkungen nur noch wenig aus dem Wasser heraus, so daß es der Schiffsbesatzung von Leerkähnen nicht mehr möglich war, vom Schiff aus die Poller zu erreichen; bei dem starken Schiffsverkehr war dieser Mangel gleichbedeutend mit einer Vermehrung der Havariegefahr, für die die Reichswasserstraßenverwaltung gegebenenfalls die Verantwortung zu tragen gehabt hätte.



Abb. 10. Im Oberwasser schwimmende Eismassen
behindern das Getriebe des Gegengewichtes im Oberhaupt
der gesunkenen Schleuse IV.

Abb. 4a bis 7a sind Aufnahmen von der gesunkenen Schleuse IV des Rhein-Herne-Kanals; sie veranschaulichen die Schäden, die infolge der Bodensenkungen an der Schleusenanlage eingetreten waren. Zum Vergleich dieser schadhafte Zustände sind Abb. 4b bis 7b beigelegt; diese Bilder sind aufgenommen an der Schleuse V, die bisher noch nicht gesunken ist. Durch diese Gegenüberstellung soll dem Leser die Schwere der eingetretenen Bergschäden vor Augen geführt werden. Vor allem fällt in dieser Hinsicht auf die Überflutung des Obertores (Abb. 4a gegen 4b), die drohende Überflutung des Untertores (Abb. 5a gegen 5b), das unter Wasser gesunkene obere Leitwerk (Abb. 6a gegen 6b); die einer Verwüstung vergleichbaren Zustände am unteren Leitwerk (Abb. 7a gegen 7b) und die abgesunkenen Dalben in den Schleusenvorhäfen (Abb. 8). Abb. 9 zeigt den Schubstangenkanal im Mauerwerk auf der Inselseite im Oberhaupt und in der anschließenden Kammermauer mit dem langen Differdinger Träger, auf dessen unterem Flansch der Wagen fährt, mit dem die Schubstange, die das Obertor bewegt, verbunden ist. Die Schubstange und der Seilantrieb liegen infolge der Bodensenkungen tief im Wasser, das vom oberen Vorhafen aus in den Schubstangenkanal hineinstaut. Man sieht, daß Eis- und Holzstücke in den Kanal hineingeschwommen sind, die sich im Seilantrieb festklemmen können. In Abb. 10 sieht man die Rolle, über die die Gliederkette geführt ist, an der das Gegengewicht für das Obertor auf der Landseite des Oberhauptes hängt. Die abgesunkene Rolle und die Gliederkette bewegen sich durch die Eismassen hindurch, die auf dem Oberwasser schwimmen und das Getriebe vereisen.

Rechtsstreit über die Kosten für die Aufhöhung der gesunkenen Schleusengruppe IV.

Die Reichswasserstraßenverwaltung verlangte nun von der Bergwerksgesellschaft Hibernia die Behebung dieser Schäden durch eine Aufhöhung der Schleusenanlagen um das Maß der eingetretenen und der noch zu erwartenden Senkungen. Weil Hibernia sich jedoch weigerte, die Kosten der Aufhöhung zu tragen, kam es zu einem Rechtsstreit, in dem die Frage erörtert wurde, ob der Bergbau auf Grund von Angaben in dem Erläuterungsbericht, der zu den Unterlagen gehörte, die im landespolizeilichen Prüfungstermin für den Bau des Rhein-Herne-Kanals aufgelegt haben, ein Recht darauf habe, daß der Wasserspiegel des Rhein-Herne-Kanals um 1 m gesenkt werde, damit durch diese Maßnahme die Aufhöhung der gesunkenen Schleuse entbehrlich gemacht werde. Die Reichswasserstraßenverwaltung bestritt entschieden diese Rechtsauffassung mit der Begründung, daß der Rhein-Herne-Kanal einen so starken Minderwert durch die Senkung des Wasserspiegels erleiden würde, daß seine Benutzungsmöglichkeit erheblich eingeschränkt werden würde, und daß der Reichswasserstraßenverwaltung eine derartige Wertverminderung des Rhein-Herne-Kanals auch deshalb nicht zugemutet werden könne, weil es noch ein anderes Mittel als die Wasserspiegelsenkung zur Beseitigung der Bergschäden an der Schleuse gäbe, nämlich die Aufhöhung der Schleuse, und daß durch die Anwendung dieses Mittels die Einschränkung der Benutzungsmöglichkeit des Kanals verhütet würde.

Das Gericht erkannte im Urteil an, daß die Zeche keinen Rechtsanspruch auf eine Senkung des Wasserspiegels im Kanal habe, daß demgemäß die von der Zeche verlangte Senkung des Kanalwasserspiegels von der Reichswasserstraßenverwaltung nicht vorgenommen zu werden brauchte, und daß die Reichswasserstraßenverwaltung berechtigt sei, zur Beseitigung der eingetretenen Bergschäden die gesunkene Schleuse auf Kosten der Zeche Hibernia aufzuhöhen.

Ausführung der Wiederherstellungsarbeiten.

Noch ehe das Urteil im Rechtsstreite zugunsten der Reichswasserstraßenverwaltung vom Gericht gefällt war, hatten die Bergschäden an der Schleuse IV derart an Umfang und Schwere infolge der fortschreitenden Senkungen zugenommen, daß mit deren Beseitigung begonnen werden mußte, um die Außerbetriebsetzung der Schleuse zu verhindern.

Die Durchführung dieser Arbeiten war aus betrieblichen Gründen auf zwei Jahre zu verteilen, weil bei dem sehr starken Schiffsverkehr an der Schleuse IV (16 bis 18 Mill. t Schiffsraum im Jahre) eine der beiden Schleusen in Betrieb gehalten werden mußte, während die zweite für die Aufhöhung gesperrt werden konnte. Da die Aufhöhung einer Schleuse mindestens 6 Monate in Anspruch nahm, wäre man auf jeden Fall mit der Aufhöhung der zweiten Schleuse in die Winterzeit hineingekommen, was naturgemäß die Zeit, in der der Schifffahrtbetrieb nur mit einer Schleuse aufrechterhalten werden konnte, verlängert hätte; das aber war mit Rücksicht auf die ungünstige Auswirkung auf den Schifffahrtverkehr unbedingt zu vermeiden. Überdies war es ratsam, während des Betriebes der zuerst aufgehöhten Schleuse Erfahrungen zu sammeln, dahingehend, ob die einschneidenden Veränderungen, besonders an den Toren, in der richtigen Weise vorgenommen worden waren; es war meines Wissens das erste Mal, daß eine durch Bergbau gesunkene Schleuse aufgehöht werden mußte. Die halbjährliche Pause in der Bauausführung war also aus betrieblichen Gründen nicht nur angebracht, sondern auch notwendig. So brachten es also die besonderen örtlichen Verhältnisse mit sich, daß die Nordschleuse im Frühjahr und Sommer 1928 aufgehöht, und daß mit der Aufhöhung der Südschleuse erst im Jahre 1929 begonnen wurde.

Die Aufhöhung der Kammermauern konnte vorgenommen werden, ohne daß eine nachträgliche Verstärkung der Mauerquerschnitte wegen der Aufhöhung erforderlich wurde; das Schleusenmauerwerk war von vornherein so stark bemessen worden, daß das Aufhöhungsmauerwerk nur auf das alte aufgesetzt zu werden brauchte. Es war nur für eine gute Verbindung des alten mit dem neuen Mauerwerk zu sorgen, was durch Rundeseisendübel von 0,60 m Länge und durch eine satte Mörtelschicht — also nicht durch das sonst übliche Einschlämmen mit Zementbrühe — erreicht worden ist. Weil der Beton des alten Mauerwerks der Schleuse mit waagerechten und senkrechten Eisen bewehrt war, erhielt auch der aufgesetzte Beton eine Eisenbewehrung. Zum besseren Verbund der alten und neuen Eiseneinlagen wurden die Scherbügel unten in die alten



Abb. 14. Die Torbrücke des Unterhauptes der Nordschleuse IV wird um 2 m gehoben.

und oben in die neuen Eiseneinlagen nach Möglichkeit eingehakt (Abb. 11 u. 12).

Die Sichtflächen des aufgehöhten Mauerwerks erhielten wie das alte Schleusenmauerwerk eine Verblendung aus Klinkern, die durch 3 mm dicke C-förmig gebogene Flacheisen mit dem Beton verdübelt wurden; um eine noch innigere Verbindung zwischen Beton und Verblendung zu erreichen, erhielt die Verblendung eine Verzahnung. Der neue Beton hatte das Mischungsverhältnis 1 RT Zement : 0,5 RT Traß : 2 RT Sand : 3 RT Kies. An Stelle von 1 RT Zement : 0,5 RT Traß wurde im letzten Bauabschnitt 1,5 RT Traßzement, der sich sehr gut bewährt hat, verwendet. Dieser Beton, der 260 kg Zement und 100 kg Traß je m³ enthält, ist nach dem Ergebnis der Wasserdurchlässigkeitsprüfung wasserdicht und erreicht nach 28 Tagen eine Festigkeit von 300 kg/cm². Die Wasserundurchlässigkeit des Betons wurde nachgewiesen, indem die auf der Baustelle hergestellten zylindrischen Probekörper von 23 cm Durchm. und 10 cm Höhe in dem Burchartzschen Prüfapparat einem Wasserdruck von 0,5, 1, 1,5 und 4 at mehrere Wochen lang ausgesetzt wurden; der Beton ließ dabei kein Wasser durch. Wegen dieses wasserdichten Betons und wegen der besonderen Sorgfalt, mit der die verzahnten Klinker vor dem Anbetonieren mit einer dicken, wasserdichten Mörtelschicht beworfen wurden, ist es sicher, daß die Klinker nicht von hinten durchfeuchtet werden können. Das ist von ausschlaggebender Bedeutung für den Bestand der Verblendung. Die besten Klinker sind nach meinen Beobachtungen dem Verfall preisgegeben, wenn sie nicht satt mit dichtem Mörtel und dichtem Beton hinterfüllt sind.

Der Kantenschutz auf der Krone der Kammermauer der Nordschleuse bestand aus einem Bordstein aus Granit, der zum Schutze des Bedienungs-personals an der Vorderkante eine wellenförmige Erhebung besaß. Diese Graniteinfassung hatte sich nicht bewährt; der Stein ist zu spröde, die hochstehende Nase war unter dem Drucke der stählernen Schiffstaue allenthalben abgeplatzt, was der Mauerkrone ein schlechtes Aussehen gab. Die neue Kanteneinfassung wurde daher von einer stählernen Leiste gebildet, die eine viertelkreisförmige Abrundung erhielt. Im übrigen wurde die Mauerkrone aus einem Betonbordstein hergestellt, in den die Ankereisen der Stahlleiste eingelassen waren. Auf die hochstehende Sicherung gegen Abgleiten war bei der neuen Gestaltung des Kantenschutzes verzichtet worden. Man darf wohl sagen, daß diese neue Einfassung besser ist als der Granitstein, der der Kostenersparnis wegen bei der Südschleuse beibehalten werden mußte.

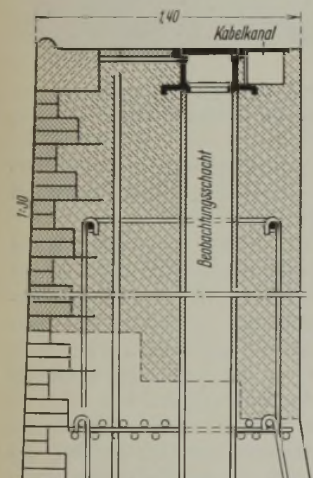


Abb. 11. Querschnitt durch die aufgehöhte Kammermauer der gesunkenen Schleuse IV, Inselfseite.

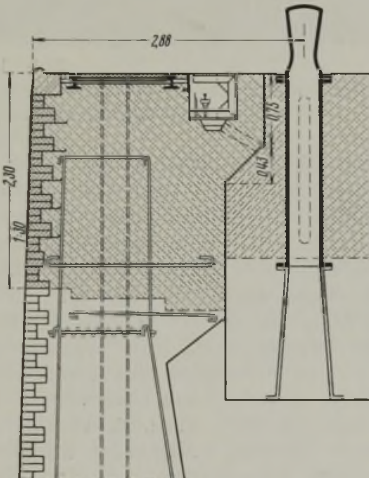


Abb. 12. Querschnitt durch die aufgehöhte Kammermauer der gesunkenen Schleuse IV, Landseite.

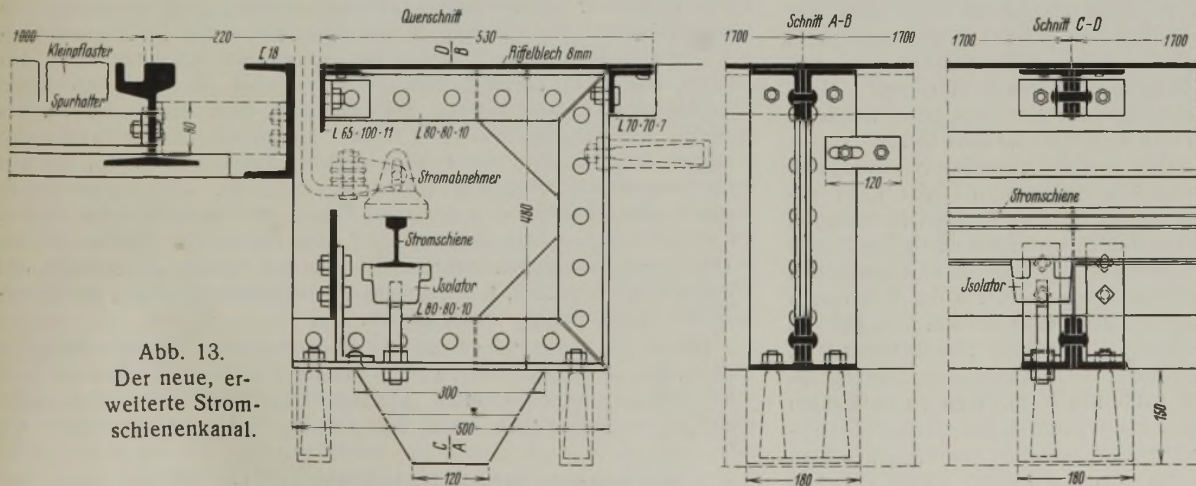


Abb. 13. Der neue, erweiterte Stromschienenkanal.

Dem Aufhöhungsmaß entsprechend war das Gleis für den elektrischen Treidelwagen um 2 m höher auf dem neuen Beton der landseitigen Kammermauer zu verlegen. Der neben dem Gleise angeordnete Stromschienenkanal war gleichzeitig um 2 m zu heben. Weil sich im Betriebe herausgestellt hatte, daß der alte Stromschienenkanal zu eng konstruiert

war, wurde die Gelegenheit benutzt, ihn etwas geräumiger wiederherzustellen. Abb. 13 zeigt den neuen erweiterten Stromschienenkanal, der sich bewährt hat. Bei dieser neuen Anordnung ist es nicht mehr vorgekommen, daß der durch den Schlitz hindurchgehende Stromabnehmer sich klemmte und abriß.

Die Aufhöhung der Schleusenhäupter geschah durch Aufbetonieren. Die elektrischen Windwerke für den Antrieb der Rollkeilschütze im Unterhaupt und der Zylinderschütze im Oberhaupt sowie der Seilantrieb für das Obertor waren um 2 m höher zu stellen. Das gleiche gilt von der 24 m langen Torbrücke des Unterhauptes. Abb. 14 zeigt die Torbrücke des Untertores der Nordschleuse während der Hebung um 2 m. Zum Heben dienten sechs Druckwasserpressen, die so eingerichtet waren, daß für jeden der sechs Hebeböcke nur ein Holzstapel erforderlich war; das Abstützen der Brücke nach jedem Hube um 12 cm auf einem Nebenstapel war also bei diesen Pressen nicht erforderlich. Das Heben an sämtlichen sechs Pressen ging gleichzeitig vor sich (vgl. Abb. 14).

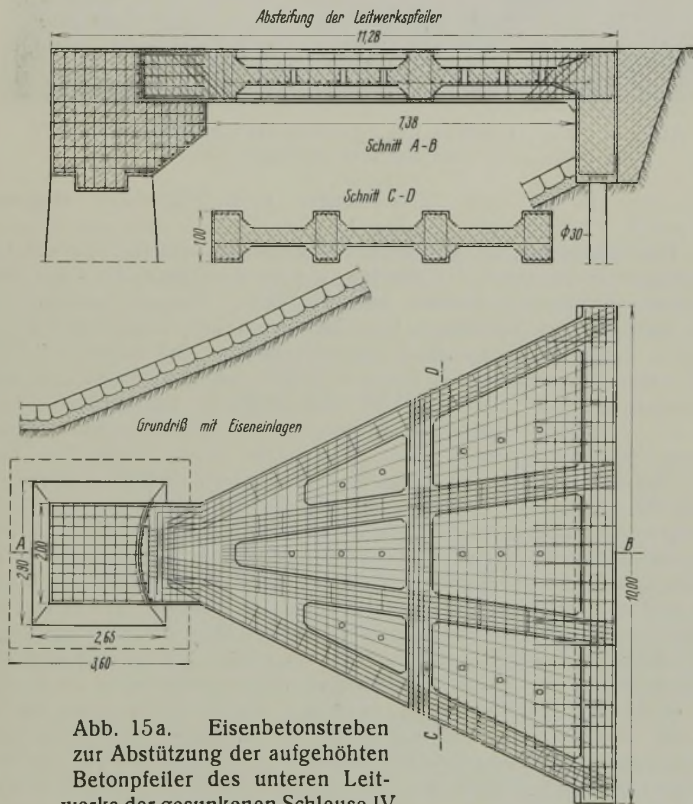


Abb. 15a. Eisenbetonstreben zur Abstützung der aufgehöhten Betonpfeiler des unteren Leitwerks der gesunkenen Schleuse IV.

Die Aufstockung der Schleusentore geschah durch den Einbau eines neuen Riegels 2 m über dem bisherigen obersten Riegel. Die Torständer waren um 2 m nach oben zu verlängern; alsdann wurde die Torhaut um das Hebungsmaß aufgehöht und die Dichtungsleisten nach oben verlängert. Eine Verstärkung der Tore kam nicht in Frage, weil sie sorgfältig unter Berücksichtigung einer Aufhöhung von 2 m berechnet und konstruiert waren. Um die Gewichtszunahme auszugleichen, erhielten die Obertore zwei zusätzliche Schwimmkammern. Bei den Untertoren konnte der Ausgleich durch Verringerung des Ballastes erreicht werden, der beim Bau in den Schwimmkammern eingebaut worden war. Die Aufhöhung der Tore wurde von der Gutehoffnungshütte, die die Tore derzeit geliefert hatte, sach- und fachgerecht ausgeführt.

Die Zylinderschütze konnten in einfachster Weise durch Aufsetzen eines Ringstückes von 2 m Höhe aufgestockt werden; die zugehörigen Gegengewichte waren der Gewichtszunahme entsprechend zu vergrößern; außerdem war die Gliederkette zwischen Schütz- und Gegengewicht der Aufhöhung der Schleuse entsprechend zu verlängern. Letzteres war auch bei den Rollkeilschützen des Unterhauptes notwendig.

Die Aufhöhung der vier je 100 m langen Leitwerke im Ober- und Unterwasser verlangte sehr umfangreiche Arbeiten. Es war nicht zugänglich, auf die gesunkenen Leitwerkspfeiler lediglich einen Betonkörper von 2 m Höhe aufzusetzen. Diese Betonklötze würden durch Schiffstöße bald gelockert und schließlich von den alten Pfeilern heruntergeschoben worden sein. Aus Gründen der Betriebsicherheit mußten die 2 m hohen Pfeileraufsätze stoßsicher gegen das Land abgestützt werden. Das geschah für jeden Pfeiler durch drei fächerartig angeordnete Eisenbetonstreben, die an sich massig gehalten und unter sich durch eine Eisenbetonzwischendecke ausgesteift wurden (Abb. 15a u. b). Weil zu befürchten war, daß am Übergang zwischen der verhältnismäßig kleinen Pfeileraufhöhung und dem massigen Strebewerk bei ungleichmäßigem Setzen oder bei heftigen Schiffstößen ein Riß entstehen könnte, wurde zwischen

dem Pfeilerbeton und dem Strebewerk eine Gelenkfuge angeordnet. Der neue Pfeilerbeton erhielt zu dem Zweck eine kräftige Konsole. Diese Konsole bildete das Auflager für das Strebewerk. Das Gelenk wurde über der Konsole angeordnet. Diese bruchsichere Anordnung trägt überdies den noch zu erwartenden Bodensenkungen Rechnung. Sofern nämlich das landseitige Ende der schweren Eisenbetonstrebe mehr sinkt als das pfeilerseitige Ende, gewährt die Gelenkfuge freie Beweglichkeit zwischen Pfeiler und Strebe. Zusätzliche Spannungen infolge einer Verdrehung oder Verkantung der Pfeilerabstützung werden also weder im Pfeiler noch in den Eisenbetonstreben auftreten können, wenn die drei Enden der Eisenbetonplatte infolge von ungleichmäßigen Bodensenkungen in eine windschiefe Lage kommen sollten. Die Bodensenkungen an der Schleuse IV haben nach der Aufhöhung nicht aufgehört; trotzdem ist die Eisenbetonkonstruktion für die Abstützung der Leitwerkspfeiler noch nirgendwo gerissen; das ist ein Beweis für die richtige Lösung dieser gefährdeten Stützkonstruktion, sie kann daher für ähnliche Fälle unbedingt empfohlen werden.

Nachdem die Leitwerkspfeiler im Unterwasser aufgehöht und in der beschriebenen Weise stoß- und bruchsicher abgestützt worden waren, konnten die eisernen Stützen der Leitwerkbrücken auf die Pfeiler gesetzt

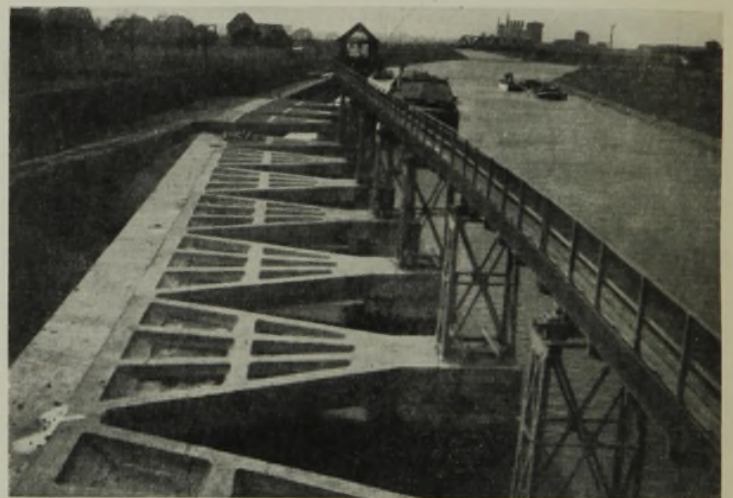


Abb. 15b. Eisenbetonstreben zur Abstützung der aufgehöhten Betonpfeiler des unteren Leitwerks der gesunkenen Schleuse IV.

und die zehn Brücken der Treidelbahn darauf gelegt werden. Das Treidelgleis wurde dann auf den Brücken neu verlegt, desgleichen der seitlich angeordnete Stromschienenkanal.

Die zehn Leitwerkspfeiler im Oberwasser wurden in gleicher Weise wie die Pfeiler des unteren Leitwerks aufgehöht und ebenso sicher gegen das Land abgestützt. Die Brücken des oberen Leitwerks wurden unmittelbar auf die erhöhten Leitwerkspfeiler aufgelegt. Nachdem auch hier das Treidelgleis mit dem Stromschienenkanal verlegt worden war, blieb noch die Anbringung des Schwimmbalkens vor der Reihe der Leitwerkspfeiler im Ober- und Unterwasser. Diese Schwimmbalken von je 10 m Länge schließen die Lücken zwischen den Pfeilern und bilden für die in die Schleuse einfahrenden Schiffe den Leitholm, an dem der Bug des Schiffes entlanggleitet, um glatt und sicher in die Schleuseneinfahrt zu gelangen. Wichtig für den Betrieb ist die Art und Weise, wie der Schwimmbalken an den Leitwerkspfeilern befestigt ist. Der Schwimmbalken darf vor allem nicht abtreiben; die Schwankungen des Wasserspiegels muß er ohne Klemmungen und ohne jede Behinderung mitmachen können. Diese Bedingungen waren nicht erfüllt bei der ursprünglich angewendeten Befestigungsweise, wobei am Schwimmbalken befestigte Haken in einem Schlitz geführt wurden, der von dem freien Schenkel eines einbetonierten Z-Eisens und dem Beton des Pfeilers gebildet wurde. Während sich diese Anordnung als unzweckmäßig erwiesen hat, ist die neuere sehr einfache Befestigungsweise, die seit Jahren angewendet worden ist, bestens zu empfehlen. Die Schwimmbalken werden jetzt gehalten je durch zwei Ketten, die beiderseits des Pfeilers an einem Schwimmholz befestigt sind, das hinter dem Pfeiler auf dem Wasser liegt; sie gehen unbehindert auf und nieder, je nachdem das Wasser steigt oder fällt, treiben nicht ab und haben aufgehört, die Sicherheit des Kanalbetriebes zu gefährden.

Die die Fortsetzung der Leitwerke bildenden neunpfähligen hölzernen Dalben, die so tief gesunken waren, daß sie von leeren Schiffen aus nicht mehr erreicht werden konnten, wurden ersetzt durch vier- bzw. sechspfählige eiserne Dalben nach der Bauart Möller (Abb. 16)¹⁾. Die

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1929, Heft 54, S. 850, Abb. 4.

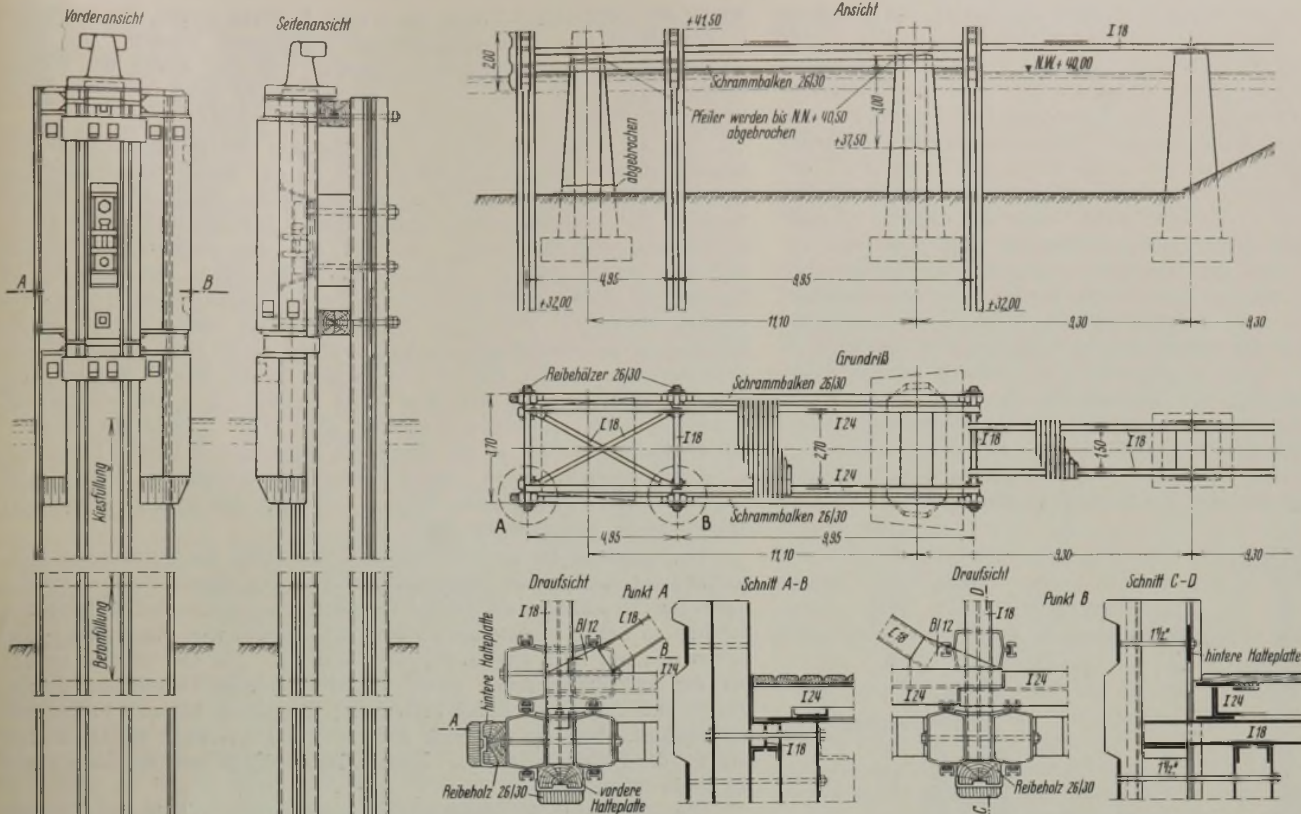


Abb. 17. Dampferanlegesteg im Oberwasser der Schleuse IV aus Unionkasteneisen.

Abb. 16. Sechspfählige Dalben aus Unionkasteneisen.

und Stoßsicherheit anbelangt. Je nach der zu leistenden Rammarbeit in leichteren bzw. schwereren Böden belaufen sich die Kosten der eisernen vierpfähligen bzw. sechspfähligen Dalben aus 12 m langen Unionkasteneisen Nr. 2 auf 2500 bzw. 3600 RM einschließlich aller Ausrüstungsstücke (Längs- und Querverzimderung, Schiffspoller, Reibehölzer usw.). Wichtig für die Standsicherheit dieser Stahldalben ist, daß sie je nach der Festigkeit des Bodens 4 bis 6 m tief eingerammt werden. Diese flußstählernen Dalben stehen jetzt bereits fünf Jahre; sie haben dem starken Verkehr mit 1000- bis 1350-t-Schiffen glänzend standgehalten; ihre Lebensdauer wird auf mindestens 60 bis 70 Jahre geschätzt. Die Unterhaltungskosten sind sehr gering. Weil bisher auch nicht einer von ihnen umgestoßen worden ist, dürfte der Beweis erbracht sein, daß sie entschieden den Vorzug vor Holzdalben verdienen. Wegen ihrer federnden Nachgiebigkeit nehmen sie auch die stärksten Schiffstöße unschädlich auf. Etwaige Befürchtungen, das Schiff könne sich an den Kasteneisen beschädigen, sind, wie die Erfahrung gelehrt hat, unbegründet.

Die besonders guten Erfahrungen, die mit den Stahldalben am Rhein-Herne-Kanal gemacht worden sind, haben dazu geführt, die Betonpfeiler der beiden Landungsstege im Ober- und Unterwasser der Schleuse IV nicht aufzuhöhen und durch geeignete Maßnahmen gegen Abscheren zu sichern, sondern sie zu ersetzen durch dalbenartige Pfeiler aus Unionkasteneisen (Abb. 17). Diese Bauweise hat sich gut bewährt; sie soll daher überall dort wieder angewendet werden, wo die Landungsstege wiederhergestellt werden müssen, weil die starren Betonpfeiler im Betriebe abgebrochen oder umgestoßen worden sind.

Die Ausführung von Verbesserungen an der Schleuse.

Als im Jahre 1928 die Schleuse IV aufgehöhht werden sollte, war der Rhein-Herne-Kanal bereits 14 Jahre im Betriebe. Während dieser Zeit haben sich einige Mängel an der Schleuse herausgestellt. Die Aufhöhung der Schleuse bot nun Gelegenheit, diese Mängel zu beseitigen und gewisse Verbesserungen an der Schleuse vorzunehmen. Eine schwache Stelle besitzt beispielsweise das Mauerwerk dort, wo hinter der inselstigen Kammerwand sich die Aussparung für den Antrieb des Obertores befindet. Die den Schiffstößen ausgesetzte Wand der Schleusenammer hat hier eine Dicke von 0,50 m, was bei der Tiefe der Aussparung sehr gering ist. Die Tiefe der Aussparung ist abhängig von

der Höhenlage der Schubstange, mit der das Obertor bewegt wird, und diese richtet sich wieder nach der Höhenlage des Torzapfens, an dem die Schubstange angreift. Je höher die Schubstange am Tor angreift, desto weniger tief (von der Schleusenplattform senkrecht nach unten gemessen) braucht die Aussparung für die Schubstange in das Schleusenmauerwerk einzuschneiden, und desto geringer werden die Beschädigungen des Mauerwerks sein.

Dementsprechend wurde der Arm, an dem die Schubstange des aufgehöhten Obertores angreift, nicht 2 m, sondern 2,50 m gehoben. Die Schubstange bewegt sich also in einer um 0,50 m höheren Lage, und somit konnte

das Schleusenmauerwerk um 0,50 m höher vollwandig hergestellt werden.

Die Hebung des Schubstangenkanals um 0,50 m bedingte die Aufhöhung des Schleusenmauerwerks auf dem Oberhaupt und der anschließenden Kammermauer um 2,50 m statt um 2 m. Damit das Treidelleis des Leitwerks in Höhe des Oberhauptes waagrecht durchgeführt werden konnte, mußten die Leitwerkpfeiler im Oberwasser ebenso wie das Oberhaupt um 2,50 m aufgehöhht werden. Der Übergang des Gleises vom Oberhaupt auf die 0,50 m tiefer liegende Kammermauer wurde hergestellt durch eine Rampe mit der Neigung 1:30. Diese Neigung ist erfahrungsgemäß für den Treidelbetrieb nicht hinderlich.

Zu den Verbesserungen, die an der Schleuse IV vorgenommen wurden, gehört des weiteren der Umbau der Gegengewichte des Obertores. Die aus mehreren schweren, vierkantigen Eisenblöcken bestehenden Gewichte sollen den Antriebmotor des Obertores beim Schließen entlasten und beim Niederlegen des Tores die Bewegung abbremsen. Das auf der Landseite des Oberhauptes angeordnete Gegengewicht bewegt sich dabei in einer nach der Wasserseite zu offenen Nische durch das Oberwasser hindurch. Am Oberhaupt sammeln sich nun bei Frost und namentlich bei Ostwind die auf dem Kanal schwimmenden Eisschollen in großen Mengen. Das Eis schiebt sich infolge der starken Strömung beim Füllen der Kammer über- und untereinander; durch diese Eismassen hindurch mußte das schwere Gegengewicht hinunter- und heraufgehen. Die Eisschollen behinderten dabei den Gang des Gegengewichtes sehr stark. Die Bewegung ging daher ruckartig vonstatten, und die Gliederkette, an der das Gegengewicht hing, sowie die Lager der Lenkrollen und das eiserne Geschränk, das diese Lager zu tragen hatte, mußten heftige Stöße aushalten. Die Geschränke wurden verbogen und geknickt; dann aber war es nicht mehr möglich, das Obertor zu bewegen. Das Richten der verbogenen Eisenteile verlangte viel Zeit. Die Betriebsstörungen, die auf diese Weise durch die Gegengewichte hervorgerufen wurden, waren so folgenschwer, daß unbedingt Abhilfe geschaffen werden mußte. Auf das Gegengewicht zu verzichten, wäre möglich gewesen, weil der Motor für die Torbewegung vorsorglich ausreichend stark bemessen worden war, so daß er die Mehrbelastung hätte aufnehmen können.

Nun war aber mit dem Getriebe der Gegengewichte der landseitige Handantrieb für das Obertor unmittelbar verbunden, und es war notwendig, diesen Handantrieb zu erhalten und die Änderungen daran vorzunehmen, die infolge der am Gegengewicht vorzunehmenden Änderung bedingt wurden. Der Handantrieb wurde mit Hilfe eines kräftigen Vierkantschlüssels, an dessen Querbaum 6 Mann angreifen konnten, in Gang gesetzt. Dieser Tummelbaum wird bei a (Abb. 18) aufgesetzt. Er arbeitet auf ein Vorgelege, das jetzt die Welle w in Drehung versetzt. Diese Welle w trägt zwei Seiltrommeln T_1 und T_2 . Das Seil s_1 der Trommel T_1 ist an einem Zapfen befestigt, der am landseitigen Klappvorstand sitzt. Das Seil s_2 der

Trommel T_2 trägt ein verhältnismäßig leichtes Gewicht G , das in einem wasser- und eisfreien Schacht auf- und niedergehen kann. Weil dieser Schacht nur eine geringe Tiefe haben konnte (er wurde im aufgehöhten Beton des Oberhauptes ausgespart), mußte das Seil s_2 mehrere Male eingeschert werden, um den Weg des Gegengewichtes G der geringen Tiefe des Schachtes entsprechend klein zu halten. Wenn nun das Obertor gesenkt wird, wickelt sich das Seil s_1 ab und dreht dabei die Trommel T_1 , die die Welle w und die Trommel T_2 mitnimmt. Infolgedessen wickelt sich das Seil s_2 auf der Trommel T_2 auf und zieht dabei das Gewicht G nach oben. Wenn das Tor vom Motor nach oben bewegt wird, senkt sich das Gewicht G . Dadurch wird die Trommel T_2 gedreht; die Trommel T_1 dreht sich zwangsläufig mit und wickelt das Torseil s_1 auf die Trommel T_1 auf. Auf diese Weise wird verhütet, daß das Torseil s_1 in einer Bucht lose herunterhängt, wenn das Obertor geschlossen wird bzw. geschlossen ist. Das Seil bleibt also dauernd gespannt, d. h. hubfertig für das Hochwinden des Obertores mit Hilfe des Handantriebs. Weil das mit der Welle w verbundene Vorgelege stets lose mitläuft, ist der landseitige Handantrieb jeden Augenblick hubfertig eingeschaltet. Es ist nur notwendig, den Tummelbaum auf das Vierkanteisen aufzusetzen und mit 6 Mann zu drehen, dann bewegt sich das Tor langsam in die Höhe.

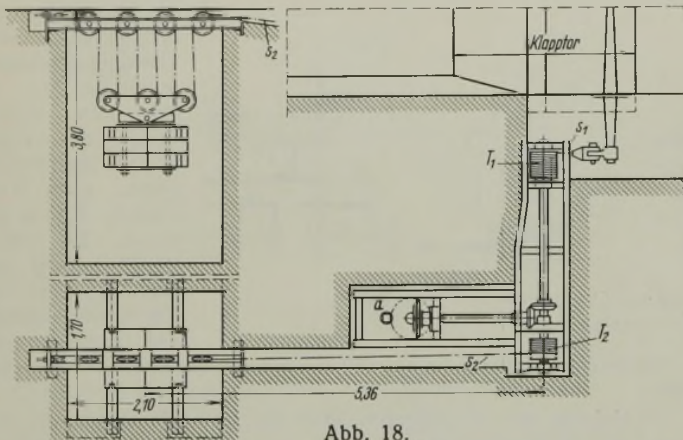


Abb. 18.
Der neue Tummelbaumantrieb für das Obertor mit dem gegen Eisbehinderung gesicherten Gang der Gegengewichte.

Diese immer sicher arbeitende Einrichtung des Handantriebs zusammen mit der Beseitigung des unruhigen Ganges der schweren Gegengewichte für das Obertor bilden eine sehr beachtliche Verbesserung des Torantriebs. Seitdem diese Verbesserungen vorgenommen worden sind, hat es bei Frost keine Betriebsstörungen mehr am Antriebe des Obertores gegeben. Sie kann daher zur Wiederanwendung sehr empfohlen werden.

Um das Obertor bei einem Versagen des Elektromotors für den Antrieb des Tores möglichst schnell von Hand heben und senken zu können, ist auch der Handantrieb auf der Inselfseite des Oberhauptes verbessert worden. Zu dem Zweck wurde die Achse der Schnecke, auf die der Motor arbeitet, verlängert und mit einem Triebtrieb versehen, das durch ein ausrückbares Schwungrad mit Kurbel in schnelle Umdrehung versetzt werden kann. Ein Mann genügt, um diesen Handantrieb zu bedienen. Dabei bewegt sich das Obertor, je nach dem Sinn der Drehung des Schwungrades nach oben oder nach unten. Auf diese Weise wird das Obertor von Hand in etwa 5 bis 6 min geschlossen bzw. geöffnet.

In diesem Zusammenhang erscheint es angebracht, die von mir früher in der „Deutschen Wasserwirtschaft“ veröffentlichte Kritik der Klapptore nachzuprüfen. Ich hatte derzeit auf die häufigen Betriebsstörungen bei den Klapptoren der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals hingewiesen und auf die Empfindlichkeit der Klapptore im Vergleich mit den außerordentlich sicher arbeitenden Schiebetoren der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals aufmerksam gemacht. Heute, nachdem die vorbeschriebenen Verbesserungen sich 5 Jahre lang bewährt haben, darf gesagt werden, daß die Klapptore trotz ihrer ungewöhnlichen Höhe von 9,50 m ebenso betriebsicher arbeiten wie die Schiebetore. Die Erfahrung hat hier gelehrt, daß die große Höhe des Tores den Entwerfenden nicht davon abzuhalten braucht, als Torart ein Klapptor zu wählen.

Eine weitere Verbesserung war am Torantrieb vorzunehmen: Der Triebwagen für die Bewegung des Klapptors, an dem die Schubstange gelenkartig befestigt ist, lief auf dem unteren Flansch eines 18 m langen IP 50. Bei dieser großen Länge des nur an den Enden aufgelagerten Trägers kam es naturgemäß zu Schwankungen des Trägers in senkrechter und waagerechter Richtung. Die starken elastischen Schwingungen beeinträchtigten den gleichmäßigen Gang des Tores, das auch in Schwingungen geriet, wodurch die Torlager ungünstig beansprucht wurden. Die Schrauben lösten sich, und die Keile, mit denen die Torlager justiert waren, wurden durch das ständige Vibrieren locker. Um diesem Mangel abzuweichen,

wurde der Differdinger Träger durch zwei \square -Eisen ersetzt, die beiderseits in die Wände des Schubstangenkanals eingelassen wurden. Der Triebwagen wurde dementsprechend umgebaut; die vier Räder des Wagens laufen nunmehr auf einer sicheren, biegunsfreien Bahn; auf diese Weise ist die Betriebsicherheit des Klapptors erhöht worden.

Die auf beiden Seiten des Oberhauptes vorhandenen Tornischen besaßen je eine eiserne Abdeckung, die (in der Waagerechten) eine 9 m lange und 20 cm tiefe Einbuchtung erhalten hatten, damit, wie man derzeit annahm, die verhältnismäßig dünne und 0,20 m zurückliegende Blechverkleidung möglichst wenig von den ein- und ausfahrenden Schiffen bestoßen werden könnte. Gerade diese Einbuchtung hat sich nun im Betriebe als unzweckmäßig erwiesen. Die Kröpfungen in dem Eisenblech wurden namentlich vom Heck der Schiffe oder auch von den an der Schiffswand herunterhängenden Ankerdrähten derart stark bestoßen, daß sie aufgerissen wurden und so eine Gefahr für die Schiffe bildeten. Bei der Aufhöhung der Schleuse sind diese Gefahrstellen dadurch beseitigt worden, daß die Tornischen mit einem glatt in der Flucht der Kammermauer durchgehenden, an der Oberkante abgerundeten starken Eisenblech abgedeckt wurden. Diese glatte Tornischenabdeckung — ohne Bucht und auch ohne hochstehende Nase — ist gut und gibt zu Klagen der Schiffer keine Veranlassung mehr.

Der Anschlag für das Obertor war beim Bau der Schleuse aus geschliffenen Granitquadern hergestellt worden. Von diesen schweren Steinen waren die vier obersten auf beiden Torseiten von den ein- und ausfahrenden Schiffen so heftig angestoßen worden, daß sie sich vom Mauerwerk gelöst hatten und nur noch lose aufeinander standen. Die Granitsteine wurden bei der Aufhöhung durch einen eisenverkleideten Toranschlag ersetzt. Das 30 mm dicke, mit Beton hinterfüllte Eisenblech hat sich bisher sehr gut bewährt. Das Tor legt sich dicht an; der Anschlag selbst ist fest und für die Schiffe gefahrlos. Eiserne Toranschläge sind demnach denen aus Stein vorzuziehen.

Die auf der Schleusenplattform aufgestellten Windwerke für die Bewegung der Tore und Schütze waren seinerzeit beim Bau durch möglichst niedrige und kleine Blechhauben abgedeckt worden, um, wie man glaubte, die freie Sicht so wenig als möglich zu beeinträchtigen. Diese kleinen, engen Blechkästen hatten große Nachteile. Wegen der schlechten Zugänglichkeit der einzelnen Windwerksteile war die Reinigung und die Pflege des Räderwerks nicht so möglich, wie es hätte sein sollen. Auch war die Ausführung von Instandsetzungsarbeiten trotz der vielen Klappen und Türen nur möglich, wenn die Blechhaube ganz vom Windwerk abgenommen worden war. Wenn aber erst die Haube für einige Tage beiseitegesetzt war, dann waren die gegen Nässe sehr empfindlichen Teile des elektrischen Windwerkes dem Regen und der Verstaubung ausgesetzt, und immer häufigere Betriebsstörungen waren die Folge. Um ein für allemal mit diesen Nachteilen aufzuräumen, wurden über den Windwerken geräumige helle, regensichere Schutzhäuschen aus Eisenblech und Glas errichtet. Das Räderwerk, die elektrischen Leitungen und die elektrischen Apparate sind jetzt überall leicht und bequem zugänglich; die Windwerke können sauber gereinigt, gut geschmiert und instand gehalten werden. Die ursprüngliche Befürchtung, daß derartige geräumige Schutzhäuschen die freie Sicht auf der Schleuse zu stark beeinträchtigen würden, hat sich als unbegründet erwiesen.

Die Zahl der Haltekreuze in der Schleuse mußte notwendig vermehrt werden. Gerade in der Nähe des Unter- und Obertores müssen die Haltekreuze enger stehen als im mittleren Teile der Schleuse, weil die kleineren Fahrzeuge (Schleppdampfer, Boote u. dgl.) in der Regel entweder vor den Kähnen in die Schleuse fahren oder auch sich hinter die eingefahrenen Schiffe legen. Sie liegen also immer unmittelbar beim Obertor oder beim Untertor. Zum sicheren Fahren der kleineren Fahrzeuge sind demnach hier mehr Haltekreuze erforderlich als im übrigen Teil der Kammer. Zweckmäßig beträgt der Abstand der Haltekreuze in der Nähe der Tore 6 bis 8 m; im übrigen etwa 12 bis 14 m.

Die Kosten für die Aufhöhung der Schleusengruppe IV um 2 m einschließlich aller Arbeiten für die Hebung der Bewegungseinrichtungen und die Aufhöhung der vier je 100 m langen Leitwerke haben sich laut Abrechnung auf rd. 1 250 000 RM belaufen. In diesem Betrage sind die besonderen Aufwendungen für die oben aufgeführten Verbesserungen, die von der Reichswasserstraßenverwaltung zu tragen waren, im Werte von etwa 100 000 RM nicht enthalten. Die Bergwerksgesellschaft Hibernia hat nur die reinen Aufhöhungskosten bezahlt.

Erfahrungen über die Auswirkung der bergbaulichen Bodensenkungen auf die Schleuse.

Die Tatsache, daß die Schleusengruppe IV des Rhein-Herne-Kanals durch die Einwirkungen des Bergbaues um das beträchtliche Maß von 1,45 m gesunken ist, und daß es trotzdem möglich war, die Schleuse betriebsfähig zu erhalten, bedeutet eine wichtige Erfahrung auf dem Gebiete der Wasserbaukunst im Bergsenkungsgebiet. Aus dem Verlauf der Senkungskurven der einzelnen Punkte der beiden je rd. 200 m langen Schleppzugschleusen können wir ersehen, welche Bewegungen diese

Punkte gemacht haben. Aus dem Vergleich dieser Senkungskurven untereinander kann man erkennen, ob die Senkungen gleichmäßig von-statten gegangen sind und welche Ausmaße gegebenenfalls die ungleich-mäßigen Senkungen angenommen haben. Diese Erkenntnisse lassen Rück-schlüsse zu auf die Bedingungen, die dem Bergbau zum Schutze der öffent-lichen Verkehrsanstalt, d. i. der Kanal mit seinen Bauwerken, bergpolizeilich auferlegt werden müssen. Jede zu scharfe Bedingung, die in Ermangelung ausreichender Erfahrungen zum Schutze der Schleusen vorsorglich gestellt werden muß, verteuert den Kohlenabbau und ist von entscheidender Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit des Bergwerksbetriebes. Wenn darum bei der Beobachtung der Bergsenkungen gewisse Aufschlüsse erlangt werden konnten, die es gestatten, die dem Bergbau aufzuerlegenden Bedingungen für den Abbau unter einer Schleuse zu mildern, so sind diese Aufschlüsse von hoher wirtschaftlicher Bedeutung, sowohl für den Bergbau als auch für die Bauverwaltung. Wenn nämlich die Bedingungen so schwer sind, daß es sich nicht lohnt, die Kohle unter den Schleusen ab-zubauen, dann werden die Schleusen des Kanals hoch auf einem Horst stehenbleiben, während der Kanal oberhalb und unterhalb der Schleusen stark sinkt. Dieser Zustand würde für den Kanal zum Verhängnis werden können. Die starken Senkungen innerhalb der einzelnen Kanalhaltungen würden dazu zwingen, den Kanalwasserspiegel, dem Sinken des Geländes entsprechend, mehr und mehr zu senken. Die Drempteltiefen an den Schleusen würden schließlich so gering werden, daß beladene Schiffe nicht mehr in die Schleusen einfahren könnten. Damit aber wäre der Schifffahrtverkehr auf dem Kanal zum Erliegen gebracht.

Wenn man bedenkt, daß der Bergbau der Hauptnutznießer des Kanals ist, weil etwa 80 % aller Güter aus Kohle bestehen, die von den am Kanal liegenden Zechen verfrachtet wird, so ergibt sich, daß der Bergbau den Hauptschaden an der Verminderung der Leistungsfähigkeit des Kanals zu tragen hätte. Es wird daher in wirtschaftlicher Hinsicht einerseits die Aufgabe der Bauverwaltung sein, auf Grund der bisher gemachten Erfahrungen beim Absinken der Schleuse die Abbaubedingungen tunlichst zu mildern, damit der Abbau der Kohle unter den Schleusen noch gewinnbringend betrieben werden kann, und andererseits wird es Sache des Bergbaues sein, im Interesse der betriebsmäßigen Erhaltung des Kanals durch Abbau unter den Schleusen dafür zu sorgen, daß die Schleusen möglichst ebenso stark sinken wie die übrigen Kanalstrecken. Wird dieser Zustand durch verständnisvolles, einträchtiges Zusammenarbeiten erreicht, dann ist damit sowohl dem öffentlichen Interesse als auch den privat-wirtschaftlichen Interessen des Bergbaues in der richtigen Weise Rechnung getragen.

Die Beobachtungspunkte für die Senkungen der Schleuse IV befinden sich in den Stirnmauern der Ober- und Unterhäupter beiderseits der Schleuseneinfahrten. Wie bereits in der Einleitung (S. 681 u. 682) erwähnt, lehren die Senkungskurven, daß die Schleusen in ihrer ganzen Ausdehnung sich im allgemeinen ziemlich gleichmäßig nach unten bewegt haben, d. h. in den gleichen Zeitabständen sind die Senkungen an allen Punkten fast die gleichen gewesen. Die Bedingungen hierfür, die das Oberbergamt der Bergwerksgesellschaft Hibernia auferlegt hat, sind bereits auf S. 684 erörtert. Hibernia hat diese Bedingungen zwar im großen und ganzen erfüllen können, jedoch nicht vollkommen. Der Krieg 1914 bis 1918, die Nachkriegszeit, die Besetzung des Ruhrgebietes und die Streikunruhen werden sie daran zeitweise gehindert haben, den Abbauvorschriften voll-kommen zu entsprechen. Auch war es wegen des hohen Gebirgsdruckes technisch nicht möglich gewesen, die letzten Flözteile vollständig abzubauen. Wenn nun trotz dieser unvollkommenen Erfüllung der Abbaubedingungen die Senkungen im allgemeinen annähernd gleichmäßig vonstatten gegangen sind, so beweist das, daß es nicht durchaus notwendig war, in den Bedingungen vorzuschreiben, daß der Abbau von Norden und Süden her auf die Schleuse zu schnellstens und vollständig zu betreiben sei, und daß alle Hohlräume mit Bergeversatz ganz auszufüllen seien. Eine Milderung in diesem Sinne könnte dazu beitragen, die besonderen Unkosten, die der bedingungs-gemäße Abbau der Kohle unter einer Schleuse mit sich bringt, zu ver-ringern und die Bedenken zu beseitigen, die den Bergbautreibenden unter Umständen veranlassen, die Kohle unter der Schleuse zunächst noch un-verritz zu lassen.

Im einzelnen betrachtet, besagen die Senkungskurven noch folgendes: Der Bolzen 53b an der Nordseite des Unterhauptes der Nordschleuse IV hat sich mehr gesenkt als der gegenüberliegende Bolzen 53 an der Südseite des Unterhauptes der Nordschleuse, und zwar betrug die Mehr-senkung 1919 16 mm, 1923 32 mm, 1926 29 mm, 1927 27 mm, 1932 20 mm. Beachtenswert bei diesen Zahlen ist der Umstand, daß anfänglich die Nordseite (Landseite) des Unterhauptes vorgeeilt ist und daß später die Südseite (Inselseite) sich schneller senkte als die Nordseite. Noch auf-fälliger ist die Ungleichmäßigkeit der Senkung des Oberhauptes der Nordschleuse; denn der Bolzen 53c auf der Inselseite des Oberhauptes hatte sich bis 1924 um 22 mm mehr gesenkt als der Bolzen 53a auf der Landseite des Oberhauptes; 1929 betrug diese Mehrsenkung nur noch 10 mm, und 1932 hatte sich der landseitige Bolzen 53a um 66 mm mehr

gesenkt als der inselseitige Bolzen 53c. Hier haben wir es also mit einer ausgesprochenen Schaukelbewegung zu tun.

Weil die Schleuse diese ungleichmäßigen Bewegungen überstanden hat, ohne daß ein Bruch im Mauerwerk eingetreten ist, darf man daraus den Schluß ziehen, daß der Schleuse in gewissem Maße ungleichmäßige Senkungen zugemutet werden dürfen. Die Schrägstellung des Unterhauptes hatte quer zur Schleusenachse eine Neigung von 1:500 i. Max. und die des Oberhauptes sogar eine solche von etwa 1:230²⁾.

Das Unterhaupt ist empfindlicher als das Oberhaupt, das im Quer-schnitt kürzer und durch die Schleuseneinfahrt weniger tief eingeschnitten ist als das Unterhaupt. Immerhin hat die Erfahrung jetzt gelehrt, daß auch das empfindliche Unterhaupt bis zu 30 mm auf eine Länge von rd. 15 m in der Richtung quer zur Schleusenachse ungleichmäßig sinken kann, ohne zu Bruch zu gehen.

Beim Bau der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals sind an Stelle der sonst üblichen Stemmtore Schiebetore zur Anwendung gekommen, weil angenommen wurde, daß die Schleusen eine Schrägstellung bis zur Neigung 1:30 erfahren könnten, und daß die Schiebetore trotz dieser Schrägstellung betriebsmäßig erhalten bleiben würden. Aus der Tatsache, daß die Schleuse IV eine Senkung von 1,45 m erlitten hat, ohne daß die Schiebetore betriebsuntüchtig geworden sind, kann noch nicht der Schluß gezogen werden, daß die Schiebetore sich für Schleusen im Senkungs-gebiet eignen, denn die Schrägstellung 1:30, für die die Schiebetore gebaut worden sind, ist bisher zum Glück noch nicht eingetreten.

Die stärkste Schrägstellung, die an anderen Bauwerken des Rhein-Herne-Kanals, und zwar an den Stellen eingetreten ist, wo die Boden-senkungen ein Maß von 4 m überschritten haben, beträgt rd. 1:100. Daraus dürfte zu folgern sein, daß eine Schrägstellung 1:30, die für die Schiebetore gefährlich werden könnte, an den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals durch den Bergbau wahrscheinlich nicht eintreten wird.

Von besonderem Interesse sowohl für den Bergbau als auch für die Bautechnik dürften in diesem Zusammenhang auch die Messungen sein, die an der durch den Bergbau der Gewerkschaft Friedrich der Große stark gesenkten Schleuse VI des Rhein-Herne-Kanals ausgeführt worden sind. Die Südschleuse VI ist in der Längsrichtung sehr ungleichmäßig gesunken; während das Unterhaupt bisher eine Senkung von nur 0,40 m erfahren hat, ist das Oberhaupt bereits um 1,42 m gesunken; die rund 200 m lange Schleuse steht zur Zeit in der Längsrichtung in der Neigung 1:200. Auch hier ist es zu einem Bruch im Schleusenmauerwerk an keiner Stelle gekommen. Die Schleuse ist trotz dieser erheblichen Senkungsunterschiede nicht einen Tag betriebsuntüchtig gewesen; sowohl das Obertor als auch das Untertor haben die Schrägstellung der Schleuse ausgehalten, ohne daß der Betrieb dieser Tore irgendeine Behinderung erfahren hat.

Es bleibt noch zu sagen, daß auch die Schleuse II des Rhein-Herne-Kanals bergbauliche Einwirkungen auszuhalten gehabt hat, durch die die Betriebsfähigkeit der Schleuse nicht beeinträchtigt worden ist. Im Sicherheitspfeiler der Schleuse II ist zwar bisher noch kein Abbau be-trieben worden, wohl aber ist mehrere 100 m westlich der Schleuse der Bergbau umgegangen. Die Erdmassen sind in diesem Gebiet sozusagen nach dem Senkungstiefst hingeflossen und haben den westlichen Teil der Südschleuse II mehr mitgenommen als den östlichen Teil. Infolgedessen ist die Schleuse II um etwa 12 cm länger geworden. Diese merkwürdige Erscheinung ist so zu erklären, daß die ursprünglich 1 bis 2 cm breiten Trennungsfugen sich um 2 bis 4 cm erweitert haben. Zweifellos haben bei diesem Vorgang gewaltige Erdkräfte auf das Schleusenmauerwerk eingewirkt. Weil nun trotz dieser außergewöhnlich starken Beanspruchung des Betons keinerlei Risse und Spalten im Mauerwerk aufgetreten sind, darf der Schluß gezogen werden, daß die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals auch waagerechten Bodenbewegungen gewachsen sind.

Auswertung der Erfahrungen zwecks Erhaltung des Rhein-Herne-Kanals.

Diese wichtigen Erfahrungen mögen dazu beigetragen haben, daß die frühere Besorgnis des Bergbaues, durch den Abbau unter einer Schleuse untragbare Wiederherstellungslasten auf sich zu laden, zu verschwinden beginnt. So befäßt sich zur Zeit die Bergwerksgesellschaft Hibernia ernstlich mit dem Plan, drei bis vier weitere Flöze unter der bereits um 1,45 m gesunkenen Schleuse IV abzubauen. Die Schleuse IV würde als-dann eine Gesamtsenkung von 3,50 bis 4,00 m durchzumachen haben. Dieser Plan, dessen Verwirklichung sicherlich kommen wird, beweist zur Genüge, daß der Abbau unter den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals nicht nur wirtschaftlich vertretbar erscheint, sondern daß sogar an die Stelle der anfänglichen Bedenken ein gewisser Anreiz getreten ist, die Kohlenflöze unter den Schleusen abzubauen. Dieser Umschwung ist nicht zuletzt zurückzuführen auf die Milderung der Abbauvorschriften,

²⁾ Das ist allerdings gering gegenüber der Neigung von 1:30, für die das Bauwerk, wie weiter unten ausgeführt ist, gesichert sein sollte.

die behördlicherseits je nach den besonderen Verhältnissen auf Grund der bisherigen Erfahrungen zugelassen werden dürfen.

Dem Beispiel von Hibernia ist die Gewerkschaft Friedrich der Große gefolgt; diese Zeche baut zur Zeit nicht nur unter der Schleuse VI, sondern auch unter der Schleuse VII ab. Unter der Schleuse VI ist bereits das dritte Kohlenflöz in Abbau begriffen; der Abbau des vierten Flözes ist bereits beantragt und genehmigt. Insgesamt wird die Nordschleuse VI um 2,20 m und die Südschleuse VI am Unterhaupt um 0,50 m und am Oberhaupt um 1,50 m sinken. Diese Schrägstellung der Schleuse ist verwaltungseitig ohne Bedenken zugelassen worden; die durch die Senkungen bedingten Wiederherstellungsarbeiten an der Schleusengruppe VI erfordern gewisse Kosten, die von der Gewerkschaft pflichtgemäß übernommen worden sind, die aber aller Voraussicht nach im Rahmen des Tragbaren bleiben, weil die Reichswasserstraßenverwaltung von sich aus anstrebt, den Schadenersatz auf das erträgliche Minimum zu beschränken.

Beachtlich ist, daß die Lagerung der Flöze an der Schleuse VI durchaus nicht günstig ist; eine Störung im Gebirge, der sogenannte Sekundus, macht es unmöglich, die Schleuse VI gleichmäßig sinken zu lassen; wenn die Zeche trotzdem an den Abbau dieser Flöze herangegangen ist, so beweisen diese Bäume, daß die Kohlegewinnung unter den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals sich lohnt, und daß es ein wirtschaftlicher Fehler wäre, wenn die Gewerkschaft Friedrich der Große die wertvolle Kohle im Sicherheitspfeiler der Schleusen stehen ließe.

Von Interesse für den Bergbau dürfte in diesem Zusammenhange auch die Mitteilung sein, daß es früher sowohl von der Bauverwaltung als auch von der Verwaltung der Zechen, die Abbau unter einer Schleuse des Rhein-Herne-Kanals betreiben wollten, für erforderlich gehalten wurde, einen Leistungsvertrag abzuschließen. Die abbaureibende Zeche hatte sich dabei u. a. zu verpflichten, keinerlei Forderungen aus § 154 ABG. zu stellen, d. h. auf den Ersatz besonderer Leistungen untertage zum Schutze der Schleuse zu verzichten; die Gegenleistung der Bauverwaltung bestand in dem Verzicht auf die Geltendmachung mittelbarer Schäden (etwaige Betriebsausfälle) und in dem Verzicht auf den Minderwert, den die Schleuse durch die eingetretenen Bodensenkungen erleiden konnte. Heute haben die Erfahrungen gelehrt, daß der dichte Handversatz, der als besondere Aufwendung zum Schutze der Schleuse im Sinne des § 154 nicht angesehen werden kann, genügt, daß kostspielige Einrichtungen im Interesse der Erhaltung der Betriebstüchtigkeit einer Schleuse im Bergwerksbetriebe nicht notwendig sind, und daß ein Verzicht auf Betriebsausfälle und auf Minderwert als Gegenleistung nicht in Frage zu kommen braucht. Dementsprechend ist die bergpolizeiliche Genehmigung für den Abbau der Kohle unter den Schleusen VI und VII des Rhein-Herne-Kanals erteilt worden, ohne daß vorher ein Leistungsvertrag zwischen der Reichswasserstraßenverwaltung und der Zeche hat abgeschlossen werden müssen.

Wie aus Abb. 1 hervorgeht, sind es außer Eingangsschleuse I die Schleusen II, III und V, unter denen bisher noch kein Abbau betrieben worden ist und die infolgedessen auf einem Horst stehengeblieben sind. Es liegt nun im Interesse der Hauptnutznieser des Kanals, das sind die am Kanal gelegenen Zechen, dafür zu sorgen, daß auch diese Schleusen durch Abbau der darunter lagernden Kohle gesenkt werden; denn wenn es zur Verhütung von Geländeversumpfung zu einer stärkeren Senkung des Kanalwasserspiegels wegen der zu großen Senkungen des Kanals auf der freien Strecke zwischen den Schleusen kommen muß, dann wird es schließlich nur noch möglich sein, Schiffe mit geringer Tauchtiefe bzw. halb abgeladene Schiffe auf dem Kanal fahren zu lassen. Das aber würde die Zechen selbst treffen, denn die Rheinkähne, die heute zu 80% ihre Ladung in den Zechenhäfen holen, würden den Rhein-Herne-Kanal nicht mehr aufsuchen, weil es sich nicht mehr lohnen würde, mit halber Fracht aus den Zechenhäfen zu fahren. Der Verkehr in den Zechenhäfen könnte also zum Schaden der Zechen selbst zum Erliegen kommen, abgesehen davon, daß der Rhein-Herne-Kanal als öffentliche Verkehrsanstalt einen die Allgemeinheit schwer schädigenden Minderwert erleiden würde. Es ist daher um des Gemeinnutzes willen, aber auch nicht minder im Interesse der Zechen, die bisher noch nicht unter den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals Abbau betrieben haben, notwendig, daß diese Zechen Bergbau auf weite Sicht betreiben und von sich aus an den Abbau unter den Schleusen II, III und V herangehen.

Weil der Kanalwasserspiegel oberhalb Schleuse III bisher um 0,70 m gesenkt worden ist und demnächst um im ganzen 1,20 m endgültig gesenkt bleiben wird, liegen die kanalbautechnischen Verhältnisse zur Zeit besonders günstig für einen Abbau unter der Schleuse III im Grubenfeld der Zeche Prosper. Wenn beispielsweise jetzt drei Flöze von zusammen 4 m Mächtigkeit unter dieser Schleuse abgebaut wurden, und die Schleuse dementsprechend um 2 m sinken würde, brauchte die Schleuse trotz dieser starken Senkung nicht aufgehöhht zu werden; es brauchten lediglich die Pfeiler der unteren Leitwerke mit verhältnismäßig geringen Mitteln aufgestockt zu werden. Somit liegt heute kein Grund mehr vor, um der Kosten der Schleusenaufhöhung willen hier die abbauwürdigen Flöze unverritz zu lassen. Die Verhältnisse liegen vielmehr heute so, daß man sich mit der Frage befassen muß, ob es jetzt nicht eine Notwendigkeit geworden ist, um des Gemeinnutzes willen die Zeche nötigenfalls durch Zwang zu veranlassen, die Kohle unter der Schleuse III abzubauen, oder etwa im Pachtverhältnis von einer benachbarten Zeche abbauen zu lassen, wenn sie selbst mit dem Abbau in absehbarer Zeit nicht beginnt. Sofern der Austausch von Feldteilen unter benachbarten Zechen den wirtschaftlichen Abbau der Kohle unter den noch nicht gesunkenen Schleusen ermöglichen könnte, müßte nötigenfalls um des Gemeinnutzes willen und zur Verhütung einer Schädigung der Allgemeinheit durchgesetzt werden, daß ein solcher Austausch vorgenommen wird.

Es muß bei dieser Gelegenheit auch darauf hingewiesen werden, daß dem Bergbau erhebliche Kosten für die Beseitigung von Bergschäden an den Kanal- und Hafenanlagen erspart bleiben, wenn die Zechen am Rhein-Herne-Kanal den Bergbau unter dem Kanal und den Schleusen so einrichten würden, daß mit Hilfe von Wasserspiegelsenkungen, die den allgemeinen, einigermaßen gleichmäßigen Bodensenkungen zu entsprechen hätten, die Kosten der Bergschädenbeseitigung möglichst klein gehalten würden. Wie erheblich die Geldbeträge sind, die gegebenenfalls in diesem Sinne erspart werden könnten, kann man ermessen, wenn man bedenkt, daß heute beispielsweise die Hoesch-Köln-Neuessen AG mehrere Hunderttausend RM aufwenden muß, um den Wasserspiegel oberhalb der Schleuse III zu senken, damit noch größere Ausgaben für die Beseitigung der Bergschäden durch Brückenhebungen vermieden werden können. Wenn unter der Schleuse III und unter dem oberen Vorhafen dieser Schleuse früher Abbau betrieben worden wäre, so hätten die vorerwähnten Ausgaben für die Vorbereitung der Wasserspiegelsenkung zum allergrößten Teile gespart werden können.

Wenn der Bergbau wünscht, daß der Fiskus es so einrichtet, daß die Kosten der Bergschädenbeseitigung tunlichst klein bleiben, so muß er sich sagen, daß dieser Wunsch — soweit es die Kanalverwaltung angeht — nach Möglichkeit erfüllt wird, daß es aber am Bergbau in seiner Gesamtheit gelegen hat, daß dieses Ziel infolge mangelnder Verständigung untereinander nicht ganz erreicht worden ist. Es hätte viel Geld gespart werden können, wenn die Zechen den Abbau unter dem Kanal unter gegenseitiger Rücksichtnahme und auf weite Sicht betrieben hätten.

Es ist noch nicht zu spät; für die Folge läßt sich noch vieles in bezug auf die Verminderung der Kosten für die Beseitigung von Bergschäden am Kanal erreichen, wenn guter Wille an die Stelle des Abseitsstehens derjenigen Zechenverwaltungen tritt, die sich bisher noch nicht entschließen konnten, im Interesse des Gemeinnutzes dem Beispiel zu folgen, das die anderen beteiligten Zechen in großzügiger Weise durch die ersten Abbaue unter den Schleusen gegeben haben.

Es wird nach wie vor von der Reichswasserstraßenverwaltung dafür gesorgt werden, daß die Lasten, die der Bergbau nach dem ABG. zu tragen hat, tunlichst gering bleiben. Es darf dann auch erwartet werden, daß durch bereitwillige Aufklärung von seiten der Kanalverwaltung, durch möglichste Erleichterung der Abbaubedingungen und durch tunlichste Einschränkung der im öffentlichen Interesse zu stellenden Wiederherstellungsforderungen der Bauverwaltung die in Frage kommenden Zechen zu dem Entschluß kommen werden, den bisher zurückgestellten Abbau unter den Schleusen II, III und V tunlichst bald zu bewerkstelligen, damit der Rhein-Herne-Kanal der Allgemeinheit und auch den Zechen im besonderen so leistungsfähig erhalten bleibt, wie er es heute bei einem Verkehr von 15- bis 18 000 000 t Ladung bzw. 25- bis 30 000 000 t Kahnraum im Jahr ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Polderanlagen am Staubecken Ottmachau.

Von Oberregierungs- und -baurat Bruno Theuerkauf, Breslau, und Regierungsbaumeister Georg Müller, Magdeburg.

I. Begründung der Polderanlagen (Abb. 1).

Das zur Speisung der Oder mit einem Nutzinhalt von 95 Mill. m³ an der Glatzer Neiße oberhalb Ottmachau erbaute Staubecken läuft an seinem oberen Ende entsprechend einem Talgefälle von etwa 1:700 sehr flach aus. Die Staugrenze ist durch den festgesetzten Höchststau gegeben, der 2 m über dem Normalstau — NN + 213,00 m — liegt. Die Grunderwerbsgrenze ist im allgemeinen noch 0,5 m höher angenommen, um gegen Ersatzforderungen wegen etwaiger durch den normalen Beckenstau entstehender Verwässerungen der Nachbargrundstücke weitgehend gesichert zu sein. Bei dem Talgefälle 1:700 hätte also in der Breite des Tales eine Fläche von $2,5 \cdot 700 = 1750$ m Länge angekauft werden müssen, die nur in den sehr seltenen Fällen der Katastrophenhochwasser bis zur planmäßigen Grenze überstaut worden wäre.

Die Möglichkeit der Enteignung bestand nur für die in das Becken fallenden, zum Ersatz für bäuerliches Land also nicht verwertbaren Flächen in Größe von 157 ha. Der Verlust an Rustikalland betrug 135 ha von 178 ha Gesamtareal der Gemeinde, d. h. 76 %. Da dieser durch Guts- oder andere Flächen nicht ersetzt werden konnte, so bedeutete er die Vernichtung fast sämtlicher bäuerlicher Besitzungen.

Der auf Grund eines besonderen Umlegungsgesetzes durchzuführende Landausgleich wäre daher in beiden Fällen mit vertretbaren Mitteln überhaupt nicht möglich gewesen.

Die Anlage der Polder war also, selbst wenn keine anderen Gründe bestanden hätten, schon allein durch das Grunderwerbsproblem geboten.

Es mußte ferner verhindert werden, daß sich am oberen Beckenrande bei dem flach geneigten Gelände ein breiter Sumpfgürtel bildete, was



Abb. 1.

Aus demselben Grunde war der Landbedarf für die geringen Beckentiefen unter Normalstau verhältnismäßig recht groß. Es gab also, abgesehen von besonderen Gründen, schon einen Grenzwert der Beckentiefe, bei dem der Wert der Grundflächen den Wert der auf diesen aufspeicherbaren Wassermengen überwog.

Es lagen aber auch noch andere schwerwiegende Gründe vor, die dazu zwangen, die Grundflächen am Westrande möglichst weitgehend von der Überstauung auszuschließen.

Die zum Staubecken benötigten Grundflächen — rd. 2200 ha — waren etwa je zur Hälfte Großgrundbesitz und bäuerlicher Besitz. Da bäuerliche Gehöfte, abgesehen von kleinen Anwesen, überhaupt nicht überstaut wurden, so war nach dem preußischen Anleihegesetz vom 30. Juni 1913 von vornherein vorgesehen, daß die bäuerlichen Landverluste möglichst durch Land ersetzt werden sollten. Das Ersatzland mußte teils durch freiwillige Verkäufe, teils durch Ankäufe der Restflächen der größtenteils nicht mehr lebensfähigen Güter in den Randgebieten des Beckens beschafft werden.

Am Westrande des Beckens, in den Gemarkungen Alt-Patschkau und Niederpomsdorf, ergaben sich aber für den Landersatz die größten Schwierigkeiten.

Während in anderen Gemarkungen große Flächen der Güter im Staubecken lagen, bestand in Alt-Patschkau nur ein verhältnismäßig kleines Vorwerk. Dieses konnte aber, weil es mit den zugehörigen Landflächen außerhalb des Staubeckens lag, nicht enteignet werden. Der Landverlust der Gemeinde Alt-Patschkau, der 471 ha oder etwa 54 % des gesamten Areals betragen hätte, mußte daher aufs äußerste eingeschränkt werden. Dies konnte nur dadurch geschehen, daß eine große Fläche vom Staubecken ausgeschlossen wurde.

In der Gemarkung Niederpomsdorf ist zwar ein 472 ha großes Gut, früher Majorat, jetzt freies Eigentum des Grafen Zedlitz-Trütschler, vorhanden. Der Ankauf scheiterte aber an den hohen Preisforderungen.

besonders in der Gemarkung Niederpomsdorf wegen der Beeinflussung zahlreicher Vorfluter durch den Beckenstau befürchtet werden mußte.

In der Gemarkung Alt-Patschkau war ursprünglich geplant, die tiefer liegenden Flächen bis mindestens 0,75 m über Normalstau aufzuhöhen und die bis dahin hochwertigen Äcker in Wiesen umzuwandeln.

Dies verbot sich deshalb, weil auch diese Flächen im Rahmen der Gesamtumlegung größtenteils umzulegen waren, bis zu dem vom Umlegungskommissar festgesetzten Stichtage (1. Oktober 1932) im Besitze des bisherigen Eigentümers verbleiben und am gleichen Tage in einem vollwertigen Kulturzustande auf den neuen Eigentümer übergehen mußten. Bei einer Aufhöhung war dies nicht möglich, die Flächen wären vielmehr für eine gewisse Übergangszeit von 4 bis 5 Jahren für den Ertrag mehr oder weniger ausgefallen. Deshalb wird in ähnlichen Fällen die Auspolderung stets einer Aufhöhung vorzuziehen sein.

Von gewissen Teilen der Feldmark und der Dorflage Niederpomsdorf war außerdem bekannt, daß sie schon vor der Anlage des Staubeckens unter hohen Grundwasserständen zu leiden hatten. Beweis für den hohen Grundwasserstand ist, daß fast keines der Häuser Keller hat. Wenn auch in zahlreichen Grundwasserstandbeobachtungen seit 15 Jahren ein genügend beweiskräftiges Material vorhanden war, so war doch hinsichtlich aller Maßnahmen, die auch nur eine unwesentliche Hebung des Grundwasserstandes zur Folge haben konnten, die größte Vorsicht geboten.

Aus diesen Gründen war es notwendig, am westlichen Beckenrande im Süden wie im Norden den Grundwasserstand durch künstliche Anlagen zu beherrschen und diese so zu bemessen, daß sie ihren Zweck auch dann noch erfüllen können, wenn nach den Erfahrungen beim Betriebe des Staubeckens höhere Anforderungen an sie zu stellen sind, als zunächst angenommen werden konnte.

Alle diese Gründe ließen die Polderanlagen nebst Pumpwerken bei Alt-Patschkau und Niederpomsdorf als die zweckmäßigste Lösung erscheinen.

II. Bestehende Verhältnisse.

1. Vorfluter.

Das Poldergebiet von Alt-Patschkau durchziehen nur drei Gräben von untergeordneter Bedeutung in der Richtung des Flußtales, und zwar der Doberschützgraben als der Hauptvorfluter und nördlich davon der Than- und der Frauentichgraben.

Während die Vorflutverhältnisse hier einfach und klar liegen, sind sie im nördlichen Gebiete recht verwickelt.

Besonders stark beeinflußt wird dort die Vorflut durch den Mühlgraben. Dieser erhält sein Betriebswasser 11,3 km oberhalb Niederpomdsdorf bei Reichenau aus der Neiße — hiernach Reichenauer Mühlgraben genannt — und treibt als vierte die Niederpomdsdorfer Mühle. Die Triebwassermenge schwankt zwischen 3 und 4 m³/sek. Der Mühlgraben kann 900 m unterhalb des Neißewehres bei Reichenau an hochwasserfreier Stelle durch eine Einlaßschleuse zwar abgesperrt werden, er ist aber gleichzeitig Vorfluter für den stark hügeligen Nordhang des Tales. In erster Linie hat er den Liebenauer Dorfbach mit einem Niederschlagsgebiet von 15,55 km² aufzunehmen. Das gesamte Niederschlagsgebiet bei Niederpomdsdorf hat eine Größe von 22,33 km² mit einem Höchstabfluß von 21,50 m³/sek. Da ein Entlastungsgraben zum Vorfluter des Tales, der Neiße, nirgends vorhanden ist, muß der Mühlgraben diese Wassermenge aufnehmen. Seine Abmessungen reichen jedoch zur Abführung im Profil nur bis in Höhe des Bahnhof Patschkau aus. Von hier ab bis zur Niederpomdsdorfer Mühle beträgt das Abführungsvermögen nur 12,5 bis 14,0 m³/sek. Der Rest ufer nördlich des Patschkauer Bahnhofs aus und fließt durch verschiedene Eisenbahndurchlässe und Gräben durch das Poldergebiet schließlich der Neiße zu.

Unterhalb der Niederpomdsdorfer Mühle mündet das Herbsdorfer mit dem sog. Liebenauer Wasser mit einem Niederschlagsgebiet von 7,03 km² in den Mühlgraben.

Ein weiterer starker Zufluß vom Norden her ist der Glambach mit 10,76 km² Einzugsgebiet und einem höchsten Abflußwerte von 1,3 m³ je km²/sek.

Auch aus dem benachbarten Gebiet südlich Lobedau kommt noch ein Niederschlagsgebiet von 1,46 km² hinzu.

In dem etwa 900 m breiten Gelände südlich der Eisenbahn ist der Hauptvorfluter der sogenannte Lachengraben, an den auch ein großer Teil des Geländes nördlich der Bahn angeschlossen ist. Nach Westen reicht sein Einzugsgebiet bis zur Chaussee Patschkau—Neuhaus.

2. Deiche.

Südwestlich Niederpomdsdorf haben in früheren Zeiten ein oder mehrere Fischteiche bestanden, deren Flächen längst als Acker oder Wiese genutzt werden. Den östlichen Abschlußdamm bildete die jetzige hoch gelegene sogenannte Lindenallee, auch der 300 m südlich der alten Bahn nach Westen abschwenkende und in nordwestlicher Richtung auslaufende Abschlußdamm ist noch vorhanden.

Nördlich der Neiße in einem Abstände von etwa 500 bis 600 m begleitet den Fluß ein Deich („Alter Neißedeich“). Er beginnt in der Höhe von Wehrdorf nördlich der Stadt Patschkau und endet nach 3 km Länge südlich Niederpomdsdorf an einer alten Neißeschlinge.

Am anderen Ufer, etwa 100 m vom Fluß entfernt, nördlich von Alt-Patschkau besteht ein wild angelegter Deich, dessen Ende ungefähr dem des nördlichen Deiches gegenüberliegt. Er bildet naturgemäß die Grenze zwischen den Acker- und den Wiesen- bzw. Holzungsflächen.

Beide Deiche bieten Schutz gegen Überflutungen bei kleineren und mittleren Hochwässern — die Neiße tritt bereits bei einer Abflußmenge von mehr als 250 m³/sek aus —, sie werden aber bei den höchsten Hochwässern überflutet.

3. Bodenverhältnisse.

Im Neißetal ist das Tertiär (Ton) allgemein von alluvialen Schotter-schichten von 6 bis 8 m Mächtigkeit überlagert. Die oberste Schicht besteht unter einer 40 bis 60 cm hohen Mutterbodendecke zum großen Teile aus Lehm von 1 bis 2 m Höhe. Diese Verhältnisse liegen auch in den Poldergebieten vor. In der Nähe der Neiße auf beiden Ufern werden die Kiese nur mit Mutterboden überdeckt.

Die Untergrundverhältnisse lassen im voraus ein sicheres Urteil über den in den Poldergebieten in Zukunft zu haltenden Wasserstand nicht zu, um so mehr weisen sie darauf hin, daß die Einrichtungen weitgehend die Möglichkeit bieten müssen, den in den einzelnen Abschnitten zu haltenden Wasserstand allen Erfordernissen anzupassen.

In der Gemarkung Lobedau sind die Hänge im Laufe der Jahrtausende so weit abgetragen, daß der tertiäre Ton unter dem Mutterboden folgt.

4. Grundwasserverhältnisse.

Im südlichen Gebiet kommuniziert der Grundwasserstand durch die starke Kiesschicht mit dem Wasserstand der etwa 3 m tief eingeschnittenen Neiße, er liegt daher fast durchweg unter der oberen Lehmschicht, so daß eine gute Bodendurchlüftung und günstige Höhenlage des Grundwasserstandes gesichert ist und sich Dränagen erübrigen.

Auch in dem Gebiete von Niederpomdsdorf steht der Grundwasser-spiegel fast allgemein in einer den Kulturarten angemessenen Tiefe. Zu hoch steht das Grundwasser am rechten Ufer des Mühlgrabens westlich und südlich der ersten Gehöfte von Gollendorf, offenbar unter dem Einfluß des Mühlgrabens, so daß hier Wiesen und Äcker versumpft und versauert sind. Auf den hohen Grundwasserstand in der Ortslage Niederpomdsdorf ist bereits in der Einleitung hingewiesen.

Die Ackerflächen östlich der Lindenallee und südlich des alten Fischteichdammes, in deren oberen 1,5 bis 2 m hohen Lehmschicht das Grundwasser zu hoch stand, sind dräniert.

Im schweren Tonboden der Gemarkung Lobedau liegen überall wilde Dränagen.

Die Vorflut der Dränagen wird durch den Lachengraben, durch einen besonderen Dränagevorfluter zwischen dem Herbsdorfer Wasser und dem Glambach und durch den nördlichen Bahngraben gebildet.

Da die Grundwasserstände durch den Beckenstau und durch die mehr oder weniger starke Änderung der Vorflutgräben der Poldergebiete beeinflußt werden müssen, ist ein gewisser Höhengürtel über dem Normalstau des Beckens mit einem System von Grundwasserstandrohren überzogen, die bereits länger als 15 Jahre vor Fertigstellung des Staubeckens regelmäßig beobachtet sind und weiter beobachtet werden.

Für den der Wirkung des Staubeckens ausgesetzten Flächengürtel und insbesondere für das Gebiet von Niederpomdsdorf ist ferner ein wissenschaftlich gebildeter Botaniker zur Feststellung des Pflanzenbestandes vor der Anlage der Polder herangezogen worden. Das Vorhandensein gewisser Pflanzen läßt bestimmte Schlüsse auf die Höhe des Grundwassers und dessen Auswirkung auf den Pflanzenbestand zu. Diese Feststellungen sollen später wiederholt werden.

Die Ergebnisse der Beobachtungen und Feststellungen werden bei Rechtsstreitigkeiten das beweiskräftigste Material zur Beurteilung der Berechtigung von Schadenersatzansprüchen bilden, die aus angeblichen Veränderungen des Grundwasserstandes hergeleitet zu werden pflegen.

Derartige vorsorgliche Feststellungen sind früher vielfach unterlassen worden. Die Unterlassung hat sich meist bitter gerächt, da eine einwandfreie Klärung nachträglich selten möglich ist und daher in vielen gerichtlichen Streitfällen recht große Entschädigungen gezahlt werden mußten, zu denen die Kosten derartiger Feststellungen in keinem Verhältnis gestanden hätten.

5. Das Hochwasserabflußgebiet.

Das natürliche Hochwasserabflußgebiet der Neiße wird begrenzt im Süden durch den Steilhang zwischen Patschkau und Alt-Patschkau und im Norden durch den flach ansteigenden Hang in der Linie Neuhaus—Herbsdorf—Lobedau.

Das Abflußgebiet ist im Laufe der letzten Jahrhunderte stark eingeschränkt.

Die erste starke Einschränkung ergab sich aus der Anlage der Eisenbahn in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts. Diese führt auf einem im allgemeinen hochwasserfreien Damm längs durch das Tal und schwenkt nördlich Patschkau nach Nordwesten ab. Hierdurch wurde der nördliche Teil des Tales in etwa $\frac{1}{4}$ der Breite für den Hochwasserabfluß abgesperrt.

Weiter wurde das Abflußgebiet durch den südlich der Reichsbahn gelegenen Teil der hoch angelegten Kunststraße Neuhaus—Patschkau und durch einen hoch liegenden und senkrecht zum Tal verlaufenden Feldweg, den sogenannten Pappeldamm, eingeschränkt. Das schlimmste Hindernis bildet die senkrecht zum Tal angelegte Bahnhofstraße, die in dem Bestreben, den Zugang zum Bahnhof aus möglichst bei jedem Hochwasser der Neiße sicherzustellen, eine recht hohe Lage erhalten hat und durch Bebauung an ihrer Ostseite in $\frac{3}{4}$ ihrer Länge den Abfluß vollständig versperrt. Da die Stadt Patschkau im Süden nahe an die Neiße herantritt, so wird hier das Hochwasser durch die gewölbte Neißebücke, bestehend aus 8 Strom- und Flutöffnungen mit einer Gesamtlichtweite von 96 m, hindurchgezwängt. Nur ein geringer Teil des Hochwassers kann noch durch eine im Zuge des Patschkauer Mühlgrabens vorhandene Mulde abfließen.

Der so entstandene Engpaß reicht nur für die Abführung der mittleren Hochwasser und bei den höchsten Hochwässern für den größten Teil der Abflußmengen aus. Bei einem gewissen Grenzwerte erreicht der Brückenstau eine solche Höhe, daß ein Teil des Hochwassers in der verbliebenen Baulücke über die Bahnhofstraße und weiter durch das Tal zwischen Eisenbahn und dem „Alten Neißedeich“ abströmen muß. Der Beginn der Überflutung der Bahnhofstraße tritt bei einer Abflußmenge von etwa 800 m³/sek ein.

Bei HHW würde sogar ein geringer Teil des Hochwassers durch die Eisenbahndurchlässe und die Bettung des Oberbaues auf die Flächen nördlich der Bahn dringen und nach Niederpomdsdorf weiter fließen müssen.

Der nördliche „Alte Neißedeich“ würde infolge seiner Höhenlage an sich bei höheren Hochwässern als 800 m³/sek gegen Überflutungen von der Neiße her schützen, wenn man von dem Rückstau am unteren Ende

absieht, vermag jedoch gegen die Überflutungen der Bahnhofstraße keinen Schutz zu bieten. Hierdurch werden die Polderanlagen bei Niederpomsdorf grundlegend beeinflusst.

6. Hochwasser.

Über die Hochwasser und ihre Höchstabflusssmengen an der Glatzer Neiße, besonders bei Patschkau, liegen nur spärliche Unterlagen vor.

Charakteristisch ist, daß die Hochwasser der Neiße nach der Frühjahrs-schneeschnmelze stets verhältnismäßig niedrig sind. Im vorliegenden Falle sind nur die mittleren und Katastrophenhochwasser von Bedeutung. Sie pflegen bei einer bestimmten Windrichtung (N—W) nach einem Dauerregen, wenn dieser sich zum Schluß zu einem wolkenbruchartigen verstärkt, einzutreten, und zwar wegen der Nähe des Gebirges ganz plötzlich und mit steiler Welle. Sie pflegen nur in den Monaten Juni bis Oktober vorzukommen, d. h. fast nur in der Vegetationszeit.

Von den höchsten Hochwassern seien folgende genannt:

1. vom	Juni 1829,	Scheitelabflußmenge = rd. 1800 m ³ /sek,
2. "	Juni 1883,	" = " 1200 "
3. "	10. Juli 1903,	" = " 800 "
4. "	7. September 1910,	" = " 920 "

Das Hochwasser von 1829 ist, weil es für die ganze Staubeckenanlage als grundlegend angenommen werden mußte, von der Landesanstalt für Gewässerkunde eingehend geprüft und mit obigem Werte festgesetzt.

Da das Niederschlagsgebiet der Neiße bei Patschkau etwa 2300 km² beträgt, so entspricht den 1800 m³ ein Abflußwert von 0,78 m³ je km² sek.

Von dieser Menge fließen nur 1090 m³ durch die Brücke und die Unterstadt ab, der Rest von 710 m³, also fast 40%, muß über die Bahnhofstraße abströmen. Ein Teil davon fließt allerdings zwischen dem alten Neißedeich und der sogenannten Schwedenschanze unterhalb Wehrdorf dem Hauptprofil wieder zu, so daß die höchste Abflußmenge, die dem Poldergebiet von oben zuströmt, zu etwa 500 m³/sek anzunehmen ist.

Aus den vorstehenden Ausführungen ist ersichtlich, daß das Poldergebiet bei Niederpomsdorf von Westen und Norden her durch Hochwasser der Neiße und durch sonstige Wasserzuflüsse stark belastet wird.

III. Beschreibung der Polderanlagen.

1. Gesamtanordnung (s. Lageplan, Abb. 1).

a) Begrenzung der Polder. Die unter I gebrachten Erwägungen führten zu einer Eindeichung des Geländes südlich der Neiße in der Gemarkung Alt-Patschkau bis zur Geländehöhe NN + 212 m, also bis zu 1 m unter dem Normalstau des Staubeckens. Der Deich des Polders folgt auf der Nordseite der Hauptrichtung des früheren wilden Deichzuges bis zu der genannten Geländehöhe. Auf dieser verläuft er sodann nach Süden als Abschluß gegen das Staubecken bis zum natürlichen südlichen Beckenufer am Südhang.

Die eingepolderte, auf diese Weise der Landwirtschaft erhaltene Fläche hat einschließlich der Deiche, Wege und Gräben eine Größe von etwa 130 ha.

Bei der gewählten Deichlage werden die Abflußverhältnisse im Neißetal nur ganz unbedeutend beeinflusst.

Das Gelände nördlich der Neiße war im Einklange mit den Bedürfnissen der Landumlegung am Beckenrande etwa bis zur Höhe des Normalstaus einzupoldern. Die Begrenzung dieses Polders nach Westen und Süden hing in erster Linie von den Hochwasserabflußverhältnissen im Neißetal ab.

Aus landeskulturellen Interessen wäre eine möglichst weitgehende hochwasserfreie Einpolderung des Geländes nach Süden erwünscht gewesen. Von beteiligten Grundbesitzern gemachte Vorschläge liefen auf eine Einpolderung bis zu 200 m Entfernung von der Neiße hinaus. Eine derartig weitgehende Einpolderung oder auch nur eine hochwasserfreie Einpolderung bis zum „Alten Neißedeich“ hätte jedoch weiter oberhalb die Zusammenfassung der größten Hochwasser südlich der Straße Patschkau—Neuhauß zur Voraussetzung gehabt. Das wäre ohne Schädigung der Stadt Patschkau durch Hochwasserhebung nur mittels erheblicher Vorlandabgrabungen möglich gewesen, die von Patschkau bis zum Beckenrand hätten reichen müssen. Mittel für derartig weitgehende und kostspielige Vorflutverbesserungen standen im Rahmen des Staubeckenbaues nicht zur Verfügung und konnten von den interessierten Kreisen erst recht nicht aufgebracht werden.

Bei der Entwurfsbearbeitung der Polderanlagen mußte deshalb die Überflutung des Geländes nördlich des „Alten Neißedeiches“ durch größte Hochwasser von Westen her in Kauf genommen werden. Dem entsprach eine Unterteilung des Gebietes in einen gegen jedes Hochwasser geschützten Hauptpolder und in einen Überlaufpolder, der durch Hochwasser mit mehr als 800 m³/sek Größtabfluß der Neiße durchflutet wird.

Die Unterteilung geschieht durch den Teil des Hauptdeiches, der sich vom hochwasserfreien Gelände in Gollendorf zunächst nach Südosten und dann nach Osten hinzieht. Südlich dieses Deichzuges ist ein Abschlaggraben für den Reichenauer Mühlgraben angeordnet, der im Bedarfsfalle

den ganzen Abfluß des Mühlgrabens unter Umgehung des Hauptpolders abführen kann und muß.

Das Südufer des Abschlaggrabens ist zum Teil eingedeicht, um den Überlaufpolder vor Überschwemmungen durch abgeschlagenes Mühlgrabenwasser zu schützen. Die weiteren Begrenzungen des Überlaufpolders bilden auf der Südseite der „Alte Neißedeich“, der mit Rücksicht auf den Rückstau des Staubeckens bei größten Hochwassern an seinem unteren Ende erheblich verstärkt wurde, und auf der Ostseite eine Verwallung (Überlauf), die sich vom „Alten Neißedeich“ zum südlichen Deich des Abschlaggrabens am Staubeckenrande hinzieht.

Die Krone der flachgeböschten Verwallung liegt mit NN + 214,50 m einerseits so hoch, daß sie den Überlaufpolder vor einer Überschwemmung vom Becken her bei Hochwassern bis zu 800 m³/sek Größtabfluß schützt. Andererseits läßt sie bei größeren Hochwassern genügend Durchflußquerschnitt für den Abfluß des von Patschkau her dem Überlaufpolder zuströmenden Wassers frei.

Der genannte Hauptdeich verläuft von der Abschlaggrabenmündung noch etwa 500 m nach Osten bis zur Geländehöhenlinie NN + 213,00 m. Dort biegt er nach Norden um und findet bei Station 3,6 Anschluß an den neuen Reichsbahndamm, der in östlicher Richtung auf weitere 1,6 km Länge die Begrenzung des Hauptpolders gegen das Becken bildet.

Die Größe der Fläche des Überlaufpolders, die gegen eine Überflutung durch Rückstau vom Becken bei einem Hochwasser mit einem Größtabfluß von 800 m³/sek geschützt wird, beträgt rd. 20 ha, die Größe des Geländes, das die Anlagen des Hauptpolders vor jeder Überflutung sichern, etwa 210 ha.

Der Stau, der durch die Einschränkung des Hochwasserabflußprofils durch den Hauptdeich entsteht, ist so gering, daß seine Wirkung in der Neiße nur etwa 1 km weit aufwärts reicht. Er ist in diesem Bereiche unschädlich.

b) Randgräben. Südlich des Alt-Patschkauer Polders sind zwei kurze Randgräben angelegt. Sie führen das von dem höher liegenden Gelände abfließende Wasser mit natürlichem Gefälle teils zum Staubecken, teils zum Tharnaubach, einem rechten Zufluß der Neiße, ab.

Damit der Tharnaubach das Wasser des Randgrabens abführen kann, ohne bei eigenem Hochwasser einen schädlichen Rückstau auf den Randgraben auszuüben, wurde sein stark gewundener Lauf auf etwa 150 m Länge begradigt und vertieft. Das ursprüngliche Bachprofil und -gefälle (1:110) wurde dabei beibehalten, um die Räumungskraft des aus dem nahen Gebirge kommenden Baches wegen der äußerst starken Geschiebeführung voll zu erhalten.

Der Niederpomsdorfer Polder hat ebenfalls zwei Randgräben erhalten, die das vom höher liegenden Gelände abfließende Wasser dem Staubecken zuführen, und zwar den am östlichen Polderrande südlich Lobedau hergestellten sogenannten Lobedauer Randgraben und einen Sammelgraben nördlich Niederpomsdorf. Letzterer vereinigt zunächst auf höher liegendem Gelände sämtliche Zuflüsse seines Sammelgebietes und kreuzt dann den Polder zwischen Deichen auf etwa 500 m Länge. Auf dieser Strecke hat der Graben sehr erhebliche Abmessungen, nämlich 5 m Sohlenbreite, 1:2 geneigte Böschungen und etwa 2 m Wassertiefe bei HHW.

Der Sammelgraben nimmt als ersten Zufluß westlich der Kunststraße Niederpomsdorf—Herbsdorf das Liebenauer Wasser auf. Dieser Grabenzug versorgt Teile von Niederpomsdorf mit Trink- und Gebrauchswasser. Deshalb wurde der Graben auch unterhalb der Abzweigung des Sammelgrabens als solcher beibehalten. Durch ein kleines gepflastertes Erdwehr im Sammelgraben und durch ein Schütz im Liebenauer Wasser unterhalb der Abzweigstelle ist dafür gesorgt, daß das Wasser normalerweise wie früher seinen Weg nimmt und Wasseranschwellungen durch den Sammelgraben mit Sicherheit abgeleitet, vom Polder also ferngehalten werden.

c) Abschlag- und Mühlgraben. Der Reichenauer Mühlgraben und der von diesem bei Gollendorf abzweigende, am Polderhauptdeich entlang geführte Abschlaggraben leiten ebenfalls wie die Randgräben das von höherem Gelände kommende Wasser ohne Verbindung mit der Poldervorflut dem Staubecken zu. Der Abschlaggraben führt dabei den Teil des Mühlgrabenwassers ab, den der Mühlgraben nicht ohne schädliche Auswirkungen für den Polder abzuführen vermag. Die Verteilung des Wassers auf Mühlgraben und Abschlaggraben geschieht durch zwei Schleusen, von denen im Zuge des Polderhauptdeiches im Mühlgraben die Einlaßschleuse und vor dem Abschlaggraben die Abschlagschleuse liegt.

Die Verteilung der Wassermengen richtet sich nach dem jeweiligen Zufluß des Mühlgrabens und nach dem Wasserstande des Staubeckens. Bei Stauhöhen bis zum Normalstau (NN + 213 m) sind die Vorflutverhältnisse an der Mündung des Mühlgrabens in das Staubecken jetzt besser als vor dem Staubeckenbau, weil der Stau der nächst unterhalb gelegenen Mühle beseitigt ist. Deshalb kann der Mühlgraben die normale Triebwassermenge und auch kleinere Anschwellungen, die keine Ausuferungen im Polder verursachen, wie früher abführen. Darüber hinausgehende Zuflußmengen sollen durch den Abschlaggraben abgeleitet werden.

Bei Wasserständen über Normalstau tritt im Mühlgraben ein Rückstau auf. Dieser wird erst bei einem Beckenstande über NN + 213,75 m und bei normalem Mühlgrabenabfluß im Unterwasser der Mühle eine solche Größe erreichen, daß der Mühlenbetrieb nicht weiter aufrechterhalten werden kann. Deshalb ist nur bis zu diesem Beckenstau eine Wasserführung des Mühlgrabens im Polder vorgesehen. Diese muß in den letzten Phasen erforderlichenfalls noch auf die Betriebswassermenge der Mühle beschränkt werden. Der Mühlgraben hat mit Rücksicht auf den dabei auftretenden Rückstau von seiner Kreuzung mit der Reichsbahn bis zum Becken beiderseits Deiche erhalten.

Bei Beckenwasserständen über NN + 213,75 m soll die Mühlgraben-einlaßschleuse geschlossen und die Abschlagschleuse geöffnet werden. Gleichzeitig soll die Auslaßschleuse, die an der Mühlgrabenmündung vorgesehen ist, verschlossen werden. Damit scheidet der Mühlgraben bei hohen Beckenwasserständen von der Einlaßschleuse abwärts als Vorfluter für das Randgebiet des Polders aus. Er dient dann lediglich seinem kleinen Einzugsgebiet im Polder, der Dorflage Niederpomsdorf, als Vorfluter. Das Wasser, das dem Mühlgraben von dort und durch Undichtigkeit der Stützverschlüsse der Mühlgraben-schleusen zufließt, wird über ein Überfallwehr im linken Ufer des Mühlgrabens (vgl. Abb. 1) der Vorflut-anlage des Polders zugeführt, mit der der Mühlgraben sonst nicht in Verbindung steht. Die Krone des Wehres liegt auf NN + 213,90 m. Diese Höhe gewährleistet dem Dorf ausreichende Vorflut.

Die Niederpomsdorfer Mühle wurde schon vor Herstellung der Polder- und Staubeckenanlagen in ihrem Betriebe zeitweise durch zu hohe Unterwasserstände beeinträchtigt. Führt der Mühlgraben Hochwasser, so mußten, weil er überhaupt keinen Abschlaggraben besaß, bis 7 m³ durch die Freischleuse an der Mühle abströmen, wodurch der Unterwasserstand bedeutend gehoben wurde. Das gleiche trat bei starken Anschwellungen des kurz unterhalb der Mühle zufließenden Herbsdorfer Wassers ein. Schließlich wurde der Mühlenbetrieb bei Katastrophenhochwassern der Neißة infolge Rückstaues stark behindert. Diese Mißstände fallen nun vollständig weg. Die hieraus entstehenden Vorteile überwiegen nicht unerheblich die Nachteile der verhältnismäßig selten notwendigen gänzlichen Absperrung des Mühlgrabens.

Der Abschlaggraben hat nicht nur die Aufgabe, in dem hier vorbeschriebenen Umfange den Wasserabfluß des Mühlgrabens vor dessen Eintritt in den Hauptpolder zu regeln. Er ist auch Vorfluter für fast den ganzen Überlaufpolder und, solange der Wasserspiegel im Abschlaggraben bei Station 1,4 die Höhe NN + 213,90 m nicht übersteigt, auch Vorfluter für den höheren, westlich der Lindenallee gelegenen Teil des Hauptpolders.

Das alte Grabennetz nördlich der Reichsbahn und südwestlich des Abschlaggrabens mündet in diesen frei ein. Die Gräben südlich der Reichsbahn kreuzen den südlichen Deich des Abschlaggrabens in Durchlässen mit Rückstauklappen, ebenso der bei Station 1,4 mündende Vorfluter des Hauptpolders.

Der Abschlaggraben sowie die Durchlässe mit Rückstauklappen sind in ihren Abmessungen so gehalten, daß der Überlaufpolder vor Ausuferungen bei einem Abfluß von 1 m³/sek und km² selbst dann noch geschützt ist, wenn vom Becken her ein Rückstau auftritt, der dem eines Hochwassers mit 800 m³/sek Größtabfluß entspricht. Bei höheren Beckenwasserständen treten im Überlaufpolder Ausuferungen ein, denen aber keine besondere Bedeutung zukommt, da das Gelände von Patschkau her auch überschwemmt wird.

Der Abschlaggraben hat 6 m Sohlenbreite und 1:2 geneigte Böschungen erhalten. Die lichten Durchmesser der Durchlässe, die die Zubringer des Abschlaggrabens mit diesem verbinden, schwanken zwischen 0,7 und 2 × 1 m.

d) Vorfluter in den Poldern. Im Alt-Patschkauer Polder wurde zur Ergänzung der Vorflutanlage außer geringfügigen Erweiterungen an dem bestehenden Grabennetz etwa 25 m hinter dem Deich ein bis zu 2 m tiefer Sickerwassergraben hergestellt. Dieser dient dem ganzen Polder als Vorfluter. Außerdem führt er das unter dem Deich durchdringende Qualmwasser ab. Der Graben mündet an der tiefsten Stelle des Polders bei Station 2,75 des Deiches in einen etwa 1,55 ha großen Mahlbussen. Mit diesem steht durch einen kurzen Zulaufgraben von 2,5 m Sohlenbreite ein Schöpfwerk in Verbindung. An dieses schließen sich unter dem Deiche zwei Durchlaßrohre von 0,70 m l. W. an.

Die Vorflut des Polders geschieht bei Beckenwasserständen unter NN + 210,8 m frei durch die Durchlaßrohre. Bei Wasserständen über NN + 210,8 m im Staubecken wird die Vorflut durch das Schöpfwerk aufrechterhalten.

Im Niederpomsdorfer Hauptpolder ist hinter dem Hauptdeich von Station 2,1 bis Station 3,6 ebenfalls ein durchgehender Sickerwassergraben geschaffen. Im östlichen Teile des Hauptpolders hat der nördliche Seitengraben der Reichsbahn diese Aufgabe zu erfüllen. Beide Gräben münden in zwei Mahlbussen nördlich Station 98 der Reichsbahn und westlich Station 3,2 des Hauptdeiches. Von beiden Mahlbussen, die zusammen rd. 4 ha groß sind, führen wie im Alt-Patschkauer Polder zwei

Freiläufe, Durchlässe mit Rückstauklappen und Schiebern von 0,8 und 1,0 m Durchm. durch die Deiche. Diese dienen der Vorflut bei Beckenwasserständen unter NN + 211,80 m. Bei höheren Beckenwasserständen geht die Poldervorflut durch zwei Düker von den Mahlbussen unter dem Mühlgraben und dem Sammelgraben (Glambachmündung) hindurch zu einem Schöpfwerk, das in der nordwestlichen Ecke zwischen Reichsbahn und Sammelgraben steht.

Der Polder hat zwei Mahlbussen erhalten, um das tiefste Gelände für sie auszunutzen. Außerdem konnten die Durchmesser der Düker unter dem Mühlgraben und dem Sammelgraben bei der gewählten Lösung verhältnismäßig klein ausgeführt werden, weil die Mahlbussen auf den Seiten der Düker liegen, auf denen die größten Teile des Einzugsgebietes vorhanden sind. Deshalb brauchten die Düker nicht für die Abführung kurzer, heftiger Sturzregen, sondern nur für einen ausgeglichenen Abfluß in Höhe der größten Schöpfleistung bemessen zu werden. Hierfür reichten Rohre mit 0,70 m l. W. aus.

Von dem ehemaligen Grabennetze des Niederpomsdorfer Polders sind ein Teil des Lachengrabens und der Graben nördlich der früheren Reichsbahn östlich der Lindenallee wesentliche Vorfluter geblieben. In dem letzteren ist ein kleines, aus einem gepflasterten Erdkörper bestehendes Überfallwehr eingebaut, über das der westliche höher liegende Teil des Hauptpolders bei Wasserständen über NN + 213,90 m bei Station 1,4 des Abschlaggrabens zum nördlichen Seitengraben am alten Eisenbahndamm und damit zum südlichen Mahlbussen entwässert.

Der nördliche Seitengraben an der neuen Reichsbahn vom Schöpfwerk bis zur Lindenallee ist weitgehend als Vorfluter ausgebaut. Seine Hauptaufgabe ist, dem Niederpomsdorfer Gutshof westlich des Mühlgrabens reichliche Vorflut zu geben. Dabei mußte im Zuge dieses Grabens ein Düker unter dem Mühlgraben ausgeführt werden.

Außer dem vorbeschriebenen Hauptentwässerungsnetze sind zur Sicherung der Vorflut noch eine Reihe kleinerer Gräben von 60 cm bis 1 m Tiefe im ganzen Poldergelände verteilt hergestellt. Teilweise wurden diese Gräben nicht nur durch das Vorflutbedürfnis, sondern auch durch die Landumlegung bedingt.

Um durch das Grabensystem die Vorflut unter allen Umständen sicherzustellen, mußten die Tiefen und Breiten der Gräben stellenweise reichlicher bemessen werden, als es im Interesse der Landeskultur bei tiefen Beckenwasserständen liegt. Zur Vermeidung einer zeitweise zu starken Entwässerung ist deshalb an verschiedenen Stellen die Möglichkeit einer Wasserzuführung zu den Gräben geschaffen. So besteht durch ein Schütz in dem Grabenzug nördlich der neuen Reichsbahn westlich der Lindenallee die Möglichkeit, Wasser aus dem höheren Teil des Hauptpolders in den tieferen zu führen. Das Grabennetz des höheren Polderteils hat bereits früher eine Zuführungsmöglichkeit von Wasser aus dem Reichenauer Mühlgraben besessen.

Außerdem ist durch eine Rohrleitung mit eingebautem Schieber neben dem Mühlgrabendüker im Zuge des Sickergrabens eine Speisungsmöglichkeit für den Sickergraben aus dem Mühlgraben geschaffen.

Auch für den Alt-Patschkauer Polder ist für den Fall, daß eine zeit- oder teilweise Bewässerung gewisser Gebiete notwendig werden sollte, Vorsorge getroffen. Die Bewässerung würde vom Tharnaubach aus durchgeführt werden. Das Gelände für die hierfür erforderlichen Gräben ist bereits erworben. Die Gräben sind jedoch vorläufig nicht ausgebaut.

e) Deiche. Die 2 m breite Krone der am Beckenrande liegenden Deiche ist mit Rücksicht auf den Wellengang 1,5 m über den Spiegel des höchsten Katastrophenhochwassers gelegt. Die Deichkrone der Rückstaudeiche an den Randgräben liegt zwischen 1,5 m am Beckenrande und 0,7 m am oberen Ende über HHW. Die Kronen der Rückstaudeiche neben dem Reichenauer Mühlgraben liegen ebenfalls etwa 0,7 m über dem in Frage kommenden höchsten Wasserspiegel.

Die Böschungsneigung der fast durchweg aus stark lehmigem Boden geschütteten Deiche ist für den wasserseitigen Fuß der am Becken liegenden Deiche 1:3 und für alle übrigen Böschungen 1:2 gewählt worden. Nur die wasserseitige Böschung des Alt-Patschkauer Deiches ist ganz und gar in der Neigung 1:3 hergestellt, weil dort besonders reichlich Bodenmassen zur Verfügung standen. Der wasserseitige Fuß der Böschungen ist, soweit die Deiche bei Normalstau mit dem Wasser in Berührung kommen, gegen Wellenangriff und Bismatzen, von denen die Gegend von Ottmachau schon sehr stark befallen ist, besonders geschützt. Der Schutz besteht an dem Polderhauptdeich in Niederpomsdorf aus einer 25 cm hohen Lage von altem Eisenbahnschotter aus Basalt und Melaphyr. Dieser wurde nach Verlegung der zweigleisigen Reichsbahn zwischen Ottmachau und Patschkau, die infolge des Staubeckenbaues nötig wurde, in nächster Nähe gewonnen. Der Schotter reicht bis zu 50 cm über Normalstau. Für eine spätere Erhöhung der Schotterschicht um 1 m ist für den Fall einer etwaigen späteren Erhöhung des Normalstaues Vorsorge getroffen. Im übrigen sind die Deichflächen begrast, und die über den Deich führenden Wegerampen sind mit Schotter und Kles gut befestigt.

Der den Deich teilweise ersetzende Reichsbahndamm hat auf der Beckenseite eine Böschung 1:3 erhalten, er ist gegen Wellen und Bisamratten durch eine Steinpackung aus Granit und Gneis in 25 cm Dicke auf einer Schotterlage im unteren Teile bis zur Höhe NN + 215,5 m geschützt.

Besonderer Erwähnung und Begründung bedarf noch, daß der östliche Deich am Alt-Patschkauer Polder mit einer Sohlenbreite von 40 bis 60 m, also ungewöhnlich stark, ausgeführt ist. Bei dem Aushub der Hochwasserentlastungsanlage des Staubeckens, der Umflutmulde, fielen größere Mengen von Bodenarten, hauptsächlich Löß, an, die im Staudamm keine Verwendung finden konnten. Sie wurden daher am Alt-Patschkauer Polderrande als Bodenkippe so abgelagert, daß diese zugleich den Deichschutz darstellte. Die Kippe wurde begrünt und aufgeforstet. An der Wasserseite sind Weiden und Erlen bis 25 cm über dem Normalstau be-

Die Schleusen wurden aus Granitbruchsteinmauerwerk erbaut. Zur Sicherung gegen Unterspülung ist eine auch seitlich einbindende eiserne Spundwand geschlagen. Die Führungseisen der Schütztafeln und die Wehrstegträger bestehen aus normalen Profileisen. Der Wehrstegbelag, der obere fest eingebaute Abschluß der Einlaßschleuse und die Schütztafeln sind aus mit Teeröl getränktem Eichenholz hergestellt. Der Antrieb der Schütztafeln geschieht mittels eines selbstsperrenden Schneckenradvorgeleges von Hand. Um die Höhe des freien Überfalls zum Abschlaggraben regeln zu können, sind über den festen Wehren Dammbalkenführungen vorgesehen. Auch die Höhe der hölzernen Schütztafel der Abschlagschleuse läßt sich zu dem gleichen Zwecke erforderlichenfalls ändern. Die Dammbalken erwiesen sich bei Eisstand bereits als notwendig, um an der Einlaßschleuse den Wasserstand so weit zu erhöhen, daß er an der Mühle die Oberkante des Merkfahles erreichte.

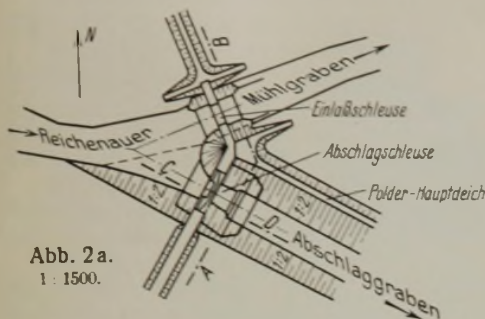


Abb. 2a.
1:1500.

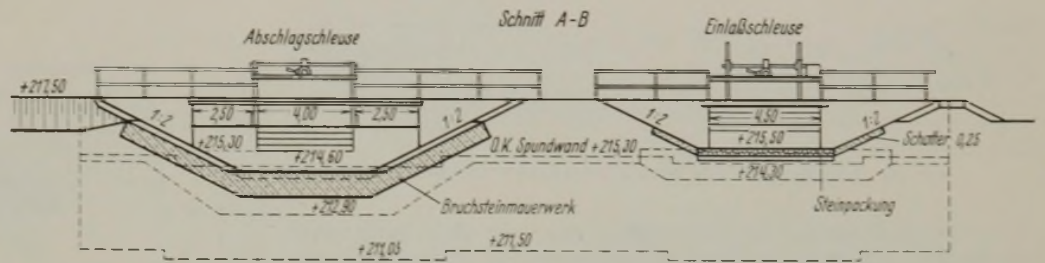


Abb. 2b. 1:300.

sonders dicht gepflanzt. Ihr Wurzelwerk soll den Deichfuß gegen den Wellenangriff schützen. Gegen den Angriff der Bisamratte ist die Kippe nicht besonders geschützt, weil die Anlage durchgehender Röhren durch die Tiere bei der großen Breite der Kippe nicht zu befürchten ist und das etwaige Eindringen in die beckenseitige Böschung den Deich noch nicht gefährden kann.

2. Bauwerke.

a) Einlaß- und Abschlagschleuse des Mühlgrabens bei Gollendorf (Abb. 2a, b, c). Wie bereits unter Abschnitt III, 1 erwähnt wurde, dienen die beiden Schleusen der Verteilung des Mühlgrabenabflusses auf den im Polder liegenden Teil des Mühlgrabenlaufes und auf den Abschlaggraben. Die Abmessungen und die Bauart der Schleusen sind bedingt durch die größten Abflüßmengen und durch die dabei auftretenden Wasserstandshöhen.

Die größte Wassermenge, die den Schleusen zulaufen kann, beträgt nach dem Fassungsvermögen des Mühlgrabens rd. 13 m³/sek. Der Wasserspiegel lag vor dem Bau des Polders bei einem derartigen Abfluß am Standort der Schleusen auf NN + 217 m.

Der im Polder liegende Teil des Mühlgrabens vermag bei normalen Beckenwasserständen 11 m³/sek und bei einem Beckenstau auf NN + 213,75 m noch gerade die normale Betriebswassermenge der Mühle, das sind 3 m³/sek, ohne Schädigungen abzuführen. Bei Beckenwasserständen über NN + 213,75 m soll dem im Polder liegenden Mühlgrabenlauf kein Wasser mehr zu geleitet werden.

Die Einlaßschleuse hat eine Durchflußöffnung von 4,5 m lichter Breite und von 1 m lichter Höhe erhalten. Die Abschlagschleuse besteht aus zwei je 2,5 m langen festen Überfallwehren und aus einer Mittelöffnung, die durch ein Schütz von 4 m Breite und 1 m Höhe verschlossen wird. Die Oberkante des Schützverschlusses hat die gleiche Höhenlage wie die feste Wehrkrone, nämlich NN + 216,30 m. Außerdem liegt die obere Begrenzung der Schützöffnung der Einlaßschleuse auch annähernd in gleicher Höhe.

Die Anlage ermöglicht einen Wasserabfluß bis zu 4,5 m³/sek allein durch den Mühlgraben. Da die Breite der Einlaßschleuse fast so groß wie die Sohlenbreite des unterhalb anschließenden Mühlgrabenlaufes ist, entsteht bei Abflüßmengen bis zu dieser Größe durch das Bauwerk kein nennenswerter Aufstau.

Bei größeren Abflüßmengen staut sodann der obere Abschluß der Schützöffnung der Einlaßschleuse das Wasser, und gleichzeitig wird das feste Überfallwehr und der Schützverschluß der Abschlagschleuse überströmt. Wenn die Schleusenanlage bei größtem Zufluß in der normalen Betriebstellung verbleibt, entsteht bei den Schleusen gegenüber früher eine Wasserspiegelsenkung von 0,20 m. Dabei verteilt sich der Abfluß auf den Mühlgraben im Polder und auf den Abschlaggraben etwa zu gleichen Teilen. Die Anlage ist damit bei normalen Beckenwasserständen in der Lage, selbsttätig ohne jeden Nachteil für andere Anlieger den Abfluß zum Schutze der Polderanlagen zu regeln. Bei höheren Wasserständen im Becken wird ein Schließen der Einlaßschleuse und ein Öffnen der Abschlagschleuse erforderlich. Die Abmessungen der Schützöffnung der Abschlagschleuse sind so reichlich bemessen, daß auch in diesem Fall eine geringe Senkung des HHW eintritt, so daß die oberhalb liegenden Uferanlieger auf keinen Fall geschädigt werden können.

b) Auslaßschleuse des Mühlgrabens südöstlich Niederpomsdorf (Abb. 3a, b, c). Der Auslaßschleuse fällt die Aufgabe zu, das durch die Einlaßschleuse in Gollendorf in den Polder eingetretene Wasser zum Staubecken durch den Polderhauptdeich hindurch wieder austreten zu lassen. Wenn bei höheren Beckenwasserständen der Niederpomsdorfer Mühle die Vorflut fehlt, soll die Auslaßschleuse nach

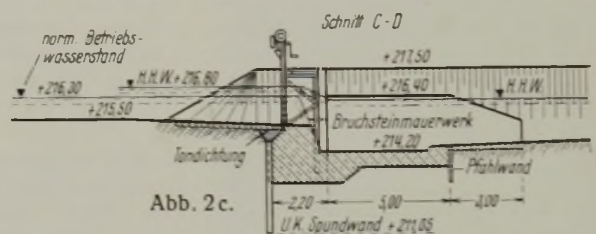


Abb. 2c.

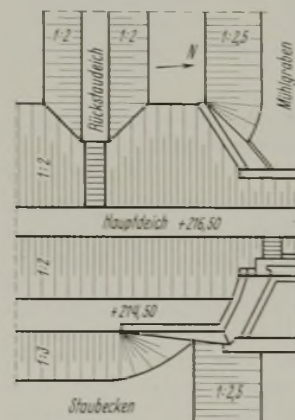


Abb. 3a. Lageplan.

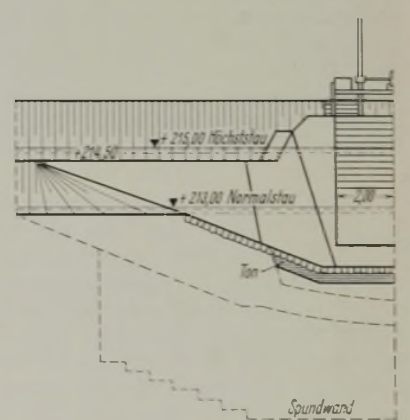


Abb. 3c. Ansicht vom Staubecken.

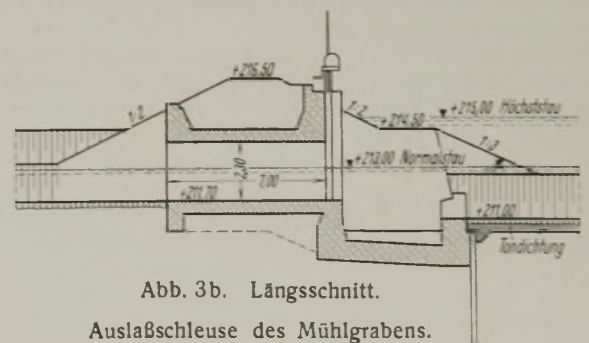


Abb. 3b. Längsschnitt.

Auslaßschleuse des Mühlgrabens.

Schließung der Einlaßschleuse ebenfalls geschlossen werden, um dem Beckenhochwasser den Eintritt in den Polder zu versperren.

Die größte Wassermenge, die durch die Auslaßschleuse abzuführen ist, der aber der Müller in seinem Interesse durch Regelung der Einlaßschleuse in der Regel den Weg versperren wird, beträgt rd. 7 m³/sek.

Der Durchflußquerschnitt ist hierfür mit einer lichten Höhe von 2,30 m und mit einer lichten Breite von 4 m äußerst reichlich bemessen.

In Verbindung mit der Auslaßschleuse wurde für den Mühlgraben eine Kaskade zur Vermeidung einer unerwünschten Sohlenvertiefung durch Beseitigung des unterhalb gelegenen Mühlenstaues hergestellt. Die Mühle lag 500 m unterhalb der Auslaßschleuse. Sie wurde samt ihren Stauanlagen beseitigt, weil sie ins Staubecken fiel.

Das Bauwerk ist fast ganz aus Bruchsteinmauerwerk hergestellt. Nur die über die Schützöffnung hinweggeführte Deichkrone liegt auf einer Eisenbetondecke mit angesetzten Eisenbetonwinkelstützmauern, die mit Bruchsteinmauerwerk verblendet sind. Die Schütztafel ist entsprechend den Tafeln für die Einlaß- und Abschlagschleuse hergestellt. Gegen Unterspülung ist das Bauwerk ebenfalls durch eine eiserne Spundwand gesichert.

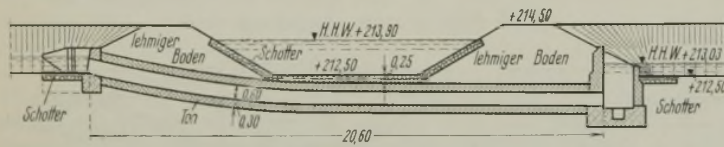


Abb. 4. Längsschnitt des Mühlgrabendükers in km 12,3.

c) Düker (Abb. 4). Die drei Düker, die unter dem Reichenauer Mühlgraben und unter der Sammelgrabenmündung liegen, sind aus Steinzeugrohren mit 0,60 und 0,70 m lichter Weite hergestellt. Die Stöße der Rohre sind mit Asphalt gedichtet. Die Rohre haben eine Ummantelung mit fettem Lehm in mindestens 30 cm Dicke erhalten. Die Baugruben der Düker sind mit lehmigem Boden verfüllt, so daß Gewähr dafür vorhanden ist, daß aus den unterdükerten Grabenzügen, die nur in die lehmige Deckschicht eingeschnitten sind, kein Wasser zu den im Kiesuntergrunde liegenden Dükern vordringen kann.

Einlauf und Auslauf der mit einseitigem Gefälle verlegten Düker sind aus Klinkermauerwerk gebaut. In den Flügelmauern sind Dammbalkenfalze zur Trockenlegung und Kontrolle der Düker angeordnet. Normalerweise stehen in den Dammbalkenfalzen der Einläufe Grobrechen, die das Eindringen von größerem Treibzeug in die Düker verhindern.

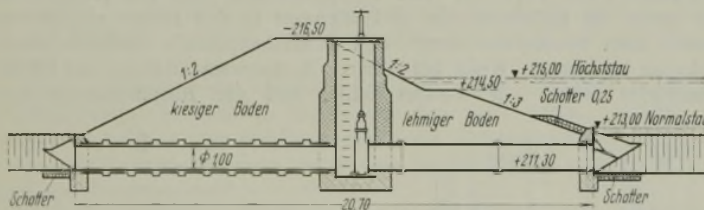


Abb. 5. Längsschnitt des Deichsiele in km 3,1 des Hauptdeiches. Rückstauklappe in geöffnetem Zustande dargestellt.

d) Siele (Abb. 5). Die acht Siele, die im Niederpomsdorfer Polder den Deich kreuzen, sind zum Teil aus gußeisernen und zum Teil aus Betonrohren hergestellt. Betonrohre wurden grundsätzlich nur da verlegt, wo kein ständiges Druckgefälle zwischen dem Wasserstand im Rohr und dem Grundwasserstand außerhalb des Rohres auftritt. Die Stöße der mit Asphalt gestrichenen Eisenrohre sind mit Blei vergossen. Die Stöße der Betonrohre sind durch eine 25 cm breite und etwa 12 cm dicke Betonmanschette überdeckt. Die Durchmesser der Siele liegen zwischen 0,7 m und zweimal 1 m. Ein- und Ausläufe der Siele, die bei normalem Beckenstande ständig geschlossen sind, bestehen aus Klinker- oder Bruchsteinmauerwerk. Als Verschlüsse sind gußeiserne Rückstauklappen und normale Wasserschieber verwendet.

Die Siele, die nur bei Hochwasser gegen äußeren Überdruck geschlossen sein müssen, haben ebenfalls eine gußeiserne Rückstauklappe, jedoch keinen weiteren Verschluss erhalten. Die Rückstauklappen sitzen vor etwa 35 cm langen gußeisernen Rohrstützen, die in die aus Klinkermauerwerk hergestellten Ausläufe eingemauert sind.

Die Rückstauklappen haben kein Gegengewicht erhalten. Die Klappen sind etwa 10 cm über ihrem Schwerpunkte an Pendeln aufgehängt. Der Wasserüberdruck drückt die Klappen von den Rohrenden etwas fort und dreht sie fast waagrecht, so daß sie auf dem ausströmenden Wasser gleiten. Der Widerstand dieser Rückstauklappen ist gering, und die Herstellungskosten sind erheblich niedriger gewesen, als die üblichen Rückstauklappen mit Gegengewichten kosten sollten.

e) Brücken. Von den sieben Brücken, die durch die Polderanlagen bei Niederpomsdorf bedingt waren, liegen eine im Zuge der Kunststraße Niederpomsdorf—Herbsdorf und vier im Zuge der wichtigen Wirtschaftswege, die den Abschlaggraben und den Sammelgraben kreuzen. Die beiden weiteren Brücken sind von untergeordneter Bedeutung.

Die Kunststraße Niederpomsdorf—Herbsdorf kreuzt den Sammelgraben auf einem gewölbten Durchlaß aus Zyklopenmauerwerk von Granitbruchsteinen. Auch das halbkreisförmige Gewölbe mit 2,5 m Spannweite ist daraus hergestellt. Im übrigen bietet diese Brücke nichts Besonderes. Die vier Wirtschaftsbrücken über den Abschlag- und den Sammelgraben mit lichten Weiten von 6,10 und 6,80 m haben Widerlager und Flügelmauern aus Bruchsteinmauerwerk erhalten (Abb. 6 a, b, c). Die Fahrbahnbreite dieser Brücken reicht für die breitesten landwirtschaftlichen Maschinen aus. Da schwerste Dampfplüge über die Brücken fahren müssen, wurde der Bemessung eine 16 t schwere Walze als Belastungsannahme zugrunde gelegt. Die Tragkonstruktion der Brücken besteht aus vier Längs- und Querträgern aus Profileisen. Die Fahrbahn ist aus mit Teeröl getränkten kiefernen Tragbohlen und eichenen Fahrbohlen hergestellt.

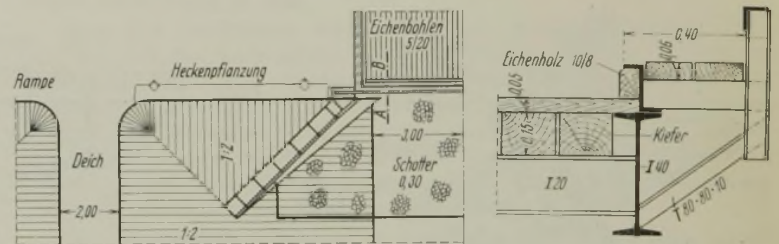


Abb. 6a. 1:250.

Abb. 6c.

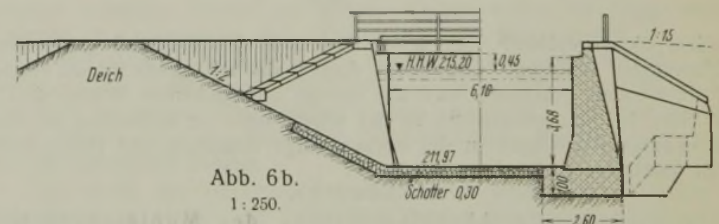


Abb. 6b.
1:250.

Um die Konstruktionshöhen möglichst niedrig zu halten, sind die Querträger so tief gesetzt, daß die Oberfläche der in Richtung der Brückenachse liegenden Tragbohlen mit der Oberkante der Längsträger abschließt. Die ganze Eisenkonstruktion ist bis auf die Anschlüsse der mittleren Querträger geschweißt. Diese sind auf der Baustelle durch konische Schrauben an die Längsträger angeschlossen worden.

3. Die Schöpfwerke.

a) Alt-Patschkau. Die im Polder anfallenden Wassermengen sind für verschiedene Fälle ermittelt.

Für den durchschnittlichen gewöhnlichen Abfluß sind $0,010 \text{ m}^3/\text{km}^2$, für einen Dauerregen bei dem kleinen unbewaldeten Gebiet $0,3 \text{ m}^3/\text{km}^2$ und für einen wolkenbruchartigen kurzen Regen $1,0 \text{ m}^3$ je km^2 u. sek gerechnet.

In allen Fällen kommen die Qualmwassermengen hinzu. Diese werden beim Alt-Patschkauer Polder verhältnismäßig groß sein, weil der sehr kleine Polder auf drei Seiten vom Wasser umgeben ist und weil der Untergrund aus einer etwa 6 bis 8 m mächtigen, stark durchlässigen Kiesschicht besteht, die stellenweise nur schwach mit lehmigem Boden bedeckt ist. Auf eine möglichst zuverlässige Ermittlung der Qualmwassermenge wurde deshalb besonderer Wert gelegt.

Die Durchlässigkeit der Kiesschicht wurde mittels einer kleinen Grundwasserabsenkungsanlage erforscht. Diese bestand aus einem quadratischen Brunnenschacht mit einem lichten Querschnitt von $1,5 \cdot 1,5 \text{ m}$, aus einer maschinellen Pumpenanlage, einer Meßrinne und einem Laufgraben für das gepumpte Wasser, sowie aus sechs Beobachtungsrohren. Der Brunnen lag etwa 75 m von der Neißة entfernt. Das Bett des Flusses ist an dieser Stelle in den Kiesuntergrund eingeschnitten, so daß das Grundwasser mit dem Flußwasser in einem bequemen Zusammenhange steht. Nach Fertigstellung der Anlage wurde das Grundwasser mehrere Tage gleichmäßig gesenkt. Aus den Beobachtungen des Beharrungszustandes, der sich dann herausgebildet hatte, wurde die Durchlässigkeit des Untergrundes nach dem Buche von J. Schultze: „Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis“ ermittelt. Der Durchlässigkeitsfestwert beträgt danach für die Kiesschicht $k = 0,0016$.

Zur Ermittlung des Durchlässigkeitsfestwertes der über dem Kies liegenden lehmigen Deckschicht wurde die Versickerung von Wasser in einem eisernen Rohr beobachtet, in das Boden der Deckschicht eingebracht war. Die Beobachtungen zeigten ein starkes Wechseln der Durchlässigkeit. Der Durchlässigkeitsfestwert schwankte zwischen $0,000\ 002\ 4$ und $0,000\ 000\ 9$.

Die Ergebnisse vorstehender Versuche wurden der Errechnung der Qualmwassermengen bei den verschiedenen Beckenwasserständen zugrunde gelegt. Die Ergebnisse der Berechnung sind nachfolgend wiedergegeben:

Beckenwasserstand	Absenkung unter Gelände m	Druckhöhe m	Qualmwassermenge	
			zunächst	später
			m ³ /sek	
215	0,60	3,80	0,947	0,201
214	0,60	2,80	0,455	0,130
213	0,80	2,00	0,088	0,076
213	1,00	2,20	0,105	0,089

Hierin stellen die Werte in der letzten Spalte die Mengen dar, die später nach einer gewissen Selbstdichtung noch zu erwarten sind.

In der Regel wird der Beckenwasserstand in den Monaten September bis März die freie Vorflut gestatten. In den übrigen Monaten wird der Beckenwasserstand nur bei Hochwasser den Normalstau übersteigen und infolge Abgabe von Speisewasser an die Oder allmählich meist auf den oberen Grenzstand für die natürliche Vorflut absinken.

Für den gewöhnlichen Pumpbetrieb ist daher ein Beckenwasserstand von NN + 213,0 m (Normalstau) und eine Abflußmenge von 0,10 m³/sek angenommen.

Für die weiteren Betrachtungen ist die Größe des in den Mahlbusen und den Zulaufgräben zur Verfügung stehenden Speicherraumes von Bedeutung.

Er beträgt zwischen den Höhen

- NN + 210,30 und + 210,80 m rd. 8 600 m³
- NN + 210,30 und + 211,30 m rd. 19 000 m³
- NN + 210,30 und + 211,80 m rd. 32 000 m³.

Die Untersuchung der einzelnen Fälle ergab, daß eine Pumpenleistung von 0,5 m³/sek auch bei ungünstigen Annahmen als ausreichend anzusehen ist.

Die gewöhnliche 24stündige Abflußmenge läßt sich dabei in etwa 5 Stunden abpumpen. In den übrigen 19 Stunden sammeln sich im Speicherraum $19 \cdot 3600 \cdot 0,1 = \text{rd. } 7000 \text{ m}^3$. Der Wasserstand in diesem erreicht dabei etwa den Stand von NN + 210,8 m.

Es ist ferner das Zusammentreffen eines Hochwassers von 800 m³/sek (September 1910) mit einem dreitägigen Dauerregen mit $1,2 \cdot 0,3 = 0,36 \text{ m}^3/\text{sek}$ Abfluß untersucht, wozu noch die entsprechend stärkere Qualmwassermenge kommt. Bei einer Pumpenleistung von 0,5 m³/sek würde nach den näheren Untersuchungen auch in diesem Falle noch keine Überflutung des Geländes (NN + 211,80 m) eintreten. Auch bei einem vierstündigen Sturzregen und einem Beckenwasserstande = NN + 214,0, also bei einer Abflußmenge von $1,2 \cdot 1,0 + 0,13 = 1,33 \text{ m}^3/\text{sek}$ tritt — die gleiche Pumpenleistung von 0,5 m³/sek vorausgesetzt — noch keine Überflutung des Poldergeländes ein. Hiernach sind zwei Pumpen mit einer Leistung von je 0,25 m³/sek gewählt.

Das Schöpfwerkgebäude ist zur Abkürzung der Durchlaßrohre in der als Deich ausgebildeten breiten Bodenkippe und zur Vermeidung von Zugspannungen in den Rohren selbst bei höchsten Beckenwasserständen in die Böschung des Polderdeiches möglichst weit hineingeschoben.

Das Gebäude (Abb. 7 a, b, c, d) hat eine Grundfläche von 33,5 m² und einen umbauten Raum von 272 m³.

Der Grundbau besteht aus einer kräftigen Eisenbetonkonstruktion, die in den vom Erdreich bedeckten Außenflächen mit einem Zementmörtelputz und zweimaligem Inertolanzstrich und innen mit einem Zementmörtelputz versehen ist. Über Gelände ist der Sockel bis zum Fußboden des Maschinenraumes in Granitbruchsteinmauerwerk ausgeführt. Das aufgehende Mauerwerk ist mit verlängertem Zementmörtel verputztes Ziegelmauerwerk. Das Dach ist mit Ruberoid gedeckt.

Als Pumpen sind zwei gleiche Propellerpumpen mit senkrechter Welle für unmittelbar gekuppelten Elektromotorantrieb eingebaut. Jede Pumpe hat ein kräftiges Gehäuse aus Gußeisen, Speziallaufrad mit schiffsschraubenähnlichen Flügeln aus Bronze, Welle aus SM-Stahl, die in reichlich bemessenen Lagern geführt wird. Die Pumpen sind hängend in einem rd. 3 m langen Zwischenrohr ausgeführt mit einer elastischen Kupplung zur Verbindung der Motor- und der Pumpenwelle.

Maßgebend für die Wahl dieser Pumpenart ist die sichere Betriebsbereitschaft infolge Wegfalls der Saugleitung. Letztere fällt weg, weil

die Speziallaufräder unter dem Wasserspiegel liegen, der zu Beginn des Schöpfbetriebes vorhanden ist. Durch den Wegfall der Saugleitung und besonderer Ansaugvorrichtungen ermöglicht die Pumpenart außerdem in einfacher Weise eine selbsttätige Steuerung des Pumpwerkes durch Schwimmerschalter.

Die Druckleitungen, die über den breiten Deich hinweg bis zum Staubecken, eine recht große Länge hätten erhalten müssen, sind auf kürzestem Wege in die Durchlaßrohre geführt. In die Druckleitungen sind Rückschlagventile und gußeiserne Schieber eingebaut. Die Durchlaßrohre haben zur Sicherheit außendeichs noch Rückstauklappen erhalten.

Für die Leistung der Motoren war maßgebend, daß der Normalstau im Becken auf NN + 213,0 m liegt und ein Höchststau von NN + 215,00 m nicht überschritten werden soll, die geodätische Förderhöhe also normal 2,7, im Höchstfalle bis zu 4,7 m beträgt. Dementsprechend wurden Elektromotoren von 20 PS gewählt. Die mit besonderer Feuchtigkeitsschutzisolation ausgestatteten Motoren sind auf einem gußeisernen Motorunterstütz auf der Betondecke unmittelbar über den Pumpen aufgestellt mit geeigneten Trag- und Führungslagern für die Aufnahme des Axialschubes der Pumpen. Sie werden betrieben mit Drehstrom von 380 V / 50 Hertz, der aus dem in diesem Gebiete vorhandenen Netz des Überlandwerkes

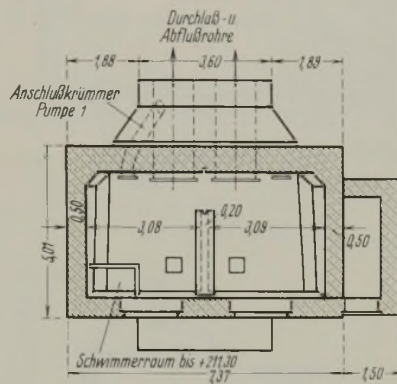


Abb. 7 a. Kellergeschoß. 1:200.

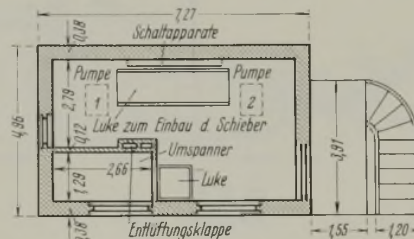


Abb. 7 b. Erdgeschoß. 1:200.



Abb. 7 d.

Abb. 7 a bis d. Schöpfwerk Alt-Patschkau.

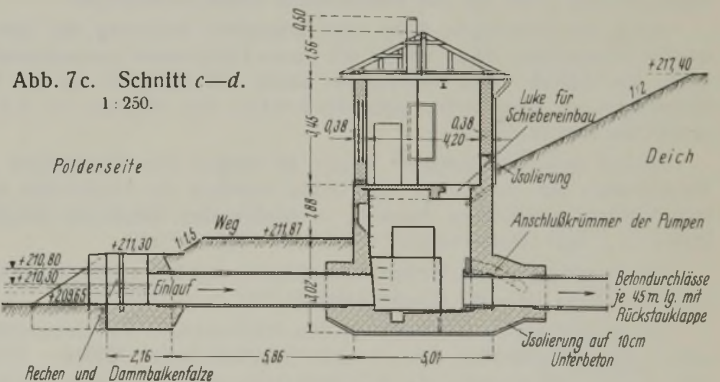


Abb. 7 c. Schnitt c—d. 1:250.

Oberschlesien (Üwo) durch Umformung der Netzspannung von 15 000 V entnommen wird. Der Strom wird am Gebäude durch Kabel zugeleitet, die Umformung geschieht in einem besonderen Raum im Pumpwerk (Abb. 7 b).

Die Umspannstation besteht aus Trennschalter, Sicherungen und Umspanner. Von letzterem, der eine Größe von 25/50 kVA hat, wird der Verbrauchsstrom von 380 V zu einer Verteilungsanlage geführt. Der Umspanner bleibt dauernd eingeschaltet, da jederzeit Strom für die selbsttätige Steuerung zur Verfügung sein muß.

Das selbsttätige Ein- und Ausschalten der Motoren wird durch Schwimmerschalter bewirkt.

Um dem Schöpfwerkwärter jede Störung im Betriebe der Pumpen sofort anzuzeigen, wird ihm in seiner Wohnung durch eine Leitung ein Signal gegeben, das durch einen besonderen Schwimmerkontakt im Pumpenschacht erzeugt wird.

Der Betrieb soll sich in folgender Weise abspielen:

Die erste Pumpe soll sich bei einem Wasserstande von NN + 210,80 m selbsttätig ein- und bei einem auf NN + 210,30 m abgesenkten Wasserstande ausschalten. Die zweite, gleichfalls einer selbsttätigen Schaltung gehorchende Pumpe soll zu fördern beginnen, wenn die erste Pumpe infolge verstärkten Zuflusses nicht in der Lage ist, den Wasserstand zu senken, und wenn dieser um 15 cm, also auf NN + 210,95 m gestiegen ist. Die zweite Pumpe wird gleichzeitig mit der ersten ausgeschaltet, also nach Förderung des gesamten gespeicherten Wassers.

Die Schaltungen sind voneinander unabhängig, damit beim Versagen der Schaltung der einen Pumpe die andere beim Erreichen des entsprechenden Wasserstandes zu fördern beginnt.

b) Niederpomsdorf. Wie bereits erwähnt, ist die natürliche Vorflut für die niedrigsten Geländeflächen des Poldergebietes noch vorhanden und als ausreichend anzusehen, solange der Beckenwasserstand die Höhe von NN + 211,80 m nicht übersteigt. Bei höheren Beckenwasserständen muß die Vorflut durch das Pumpwerk aufrechterhalten werden. Ob die künstliche Entwässerung nicht schon bei niedrigeren Beckenwasserständen einsetzen muß, wird sich später, nach Beobachtungen beim Betriebe zeigen müssen.

Das an das Schöpfwerk angeschlossene Gebiet umfaßt etwa 316 ha.

Die zu fördernden Wassermassen setzen sich zusammen aus dem Polder- und dem zufließenden Qualmwasser. Zur Bestimmung der Qualmwassermengen sind die Ergebnisse aus den Grundwasserabsenkungsversuchen im Alt-Patschkauer Gebiet benutzt, da gleiche Untergrundverhältnisse vorliegen. Die hiernach ermittelten Qualmwassermengen je km Sickerwassergraben schwanken bei Beckenwasserständen von NN + 213,00 bis NN + 215,00 m, d. h. bei Druckhöhen von etwa 2 bis 4 m zwischen 0,02 und 0,068 m³/sek.

Der Größtabfluß, der nur bei Sturzregen und Gewittergüssen auftreten kann, ist wiederum zu 1 m³ je km²/sek angenommen. Derartige Regen pflegen nicht mit den Hochwässern zusammenzutreffen.

Auch ein Dauerregen kann eine erhebliche Belastung des Schöpfwerkes verursachen, da er häufig mit einem Hochwasser zusammenfallen wird. Der Abfluß eines Dauerregens wurde mit Rücksicht auf die Versickerungen in den hoch liegenden Flächen des Polders zu 0,2 m³ je km²/sek angenommen.

Nimmt man bei heftigem Regen im Becken den Wasserstand des Normalstaus an, so daß für das Gebiet westlich der Lindenallee noch freie Vorflut zum Becken besteht, so fließen den Mahlbusen stündlich [2,66 · 1,0 + 0,06 (Qualmwasser)] · 3600 = rd. 9800 m³ zu.

Bei Dauerregen und Beckenwasserständen auf NN + 215,00 m fallen stündlich [3,16 · 0,2 + 0,2 (Qualmwasser)] · 3600 = rd. 3000 m³ an.

Der verfügbare Speicherraum in den Mahlbusen, in den Zulaufgräben und in den Ablaufgräben zum Pumpwerk zwischen den Höhen + 211,50 und 212,75 (Überflutungshöhe des Geländes) beträgt 40000 · 1,25 = 50000 m³.

Nimmt man eine sechsstündige Dauer eines Sturzregens an, so müßten die Pumpen, wenn ein Überfluten der Mahlbusen vermieden werden soll, $\frac{9800 \cdot 6 - 50000}{6 \cdot 3600} = 0,4$ m³/sek leisten.

In Wirklichkeit sind drei Pumpen mit je 0,25 m³/sek Leistung aufgestellt.

Das bedeutet, daß der Sturzregen sogar 7 Stunden anhalten könnte.

Bei einem Dauerregen würde erst nach $\frac{50000}{3000 - 0,75 \cdot 3600} = 167$ Stunden oder rd. 7 Tagen eine Überflutung eintreten.

Die drei Pumpen sind also recht hohen Anforderungen gewachsen, die kaum eintreten werden.

Der durchschnittliche Abfluß im Polder wird außer dem Qualmwasser 0,01 m³ je km²/sek betragen, d. h. 0,09 m³/sek oder rd. 8000 m³ je Tag. Diese Menge kann eine der Pumpen in rd. 9 Stunden fördern. In den übrigen 15 Stunden des Tages wird sich der Wasserspiegel bei gleichem

Abfluß um $\frac{15 \cdot 3600 \cdot 0,09}{40000} = 0,12$ m heben.

Die Lage des Schöpfwerkes ist bereits beschrieben. Die Zulaufgräben von den beiden Mahlbusen zum Schöpfwerk haben so große Abmessungen erhalten, daß auch beim Betriebe aller drei Pumpen der ununterbrochene Zufluß zum Schöpfwerk gesichert ist.

Das Schöpfwerk pumpt das Wasser in den Sammelgraben (Mündung des Glambaches in das Staubecken). Damit war die Lage des Schöpfwerkes unmittelbar hinter dem Deiche des Sammelgrabens gegeben.

Das Schöpfwerkgebäude hat eine bebaute Grundfläche von 44 m² und einen umbauten Raum von 362 m³ (Abb. 8 a, b, c).

Die Bauart ist die gleiche wie die des Schöpfwerkes in Alt-Patschkau.

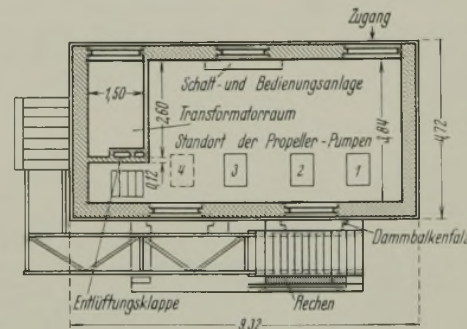


Abb. 8a. 1:200.

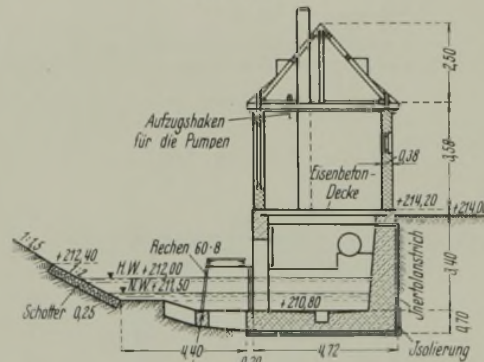


Abb. 8b. 1:250.



Abb. 8c.

Abb. 8a bis c.
Schöpfwerk Niederpomsdorf.

Nur befindet sich unter dem Dach ein kleiner Bodenraum zur Unterbringung von Maschinenteilen und Geräten.

Die Konstruktion der Pumpen ist die gleiche wie die der Pumpen im Schöpfwerk Alt-Patschkau.

Die Druckleitungen der drei Pumpen sind an eine gemeinschaftliche Druckleitung angeschlossen, die das Wasser durch den Deich des Sammelgrabens an diesen abgibt.

In jede der Verbindungsleitungen sind Rückschlagventile und gußeiserne Flanschenschieber eingebaut. An dem massiven Auslaufbauwerk ist eine Rückstauklappe angebracht.

Die geodätische Förderhöhe beträgt bei Normalstau 1,5 m und bei höheren Beckenwasserständen bis 3,5 m. Es sind daher Elektromotoren von 12,5 PS eingebaut.

Über die elektrischen Anlagen ist dasselbe zu sagen, wie über diese Anlagen beim Schöpfwerk Alt-Patschkau ausgeführt ist.

Die erste Pumpe soll durch selbsttätige Schwimmerschaltung bei einem Polderwasserstande am Schöpfwerk, der zunächst zu NN + 212,0 m angenommen ist, eingeschaltet und bei einem solchen von NN + 211,5 m ausgeschaltet werden. Die beiden anderen Pumpen werden, wenn sich die erste Pumpe allein als nicht genügend leistungsfähig erweist, bei einem Wasserstande von NN + 212,15 m selbsttätig zugeschaltet. Die Schaltungen der Pumpen sind voneinander unabhängig, so daß jede als Betriebs- und Reservepumpe arbeiten kann.

Für den Fall, daß die drei Pumpen wider Erwarten nicht ausreichen sollten, ist in dem Schöpfwerk Vorsorge für die Aufstellung einer vierten Pumpe getroffen worden.

IV. Kosten.

Die Gesamtkosten der Polderanlage Alt-Patschkau haben rd. 270 000 RM betragen, d. h. $\frac{270000}{130} =$ rd. 2070 RM/ha.

Von den Kosten entfallen auf das Schöpfwerk nebst dem Durchlaß in dem breiten Deiche (Bodenkippe) 31 000 RM.

Wenn die Kosten im Vergleich zu den unten aufgeführten Kosten für den Niederpomsdorfer Polder sehr hoch erscheinen, so liegt dies zum großen Teil daran, daß die gesamten Erd- und Böschungsarbeiten und der genannte Durchlaß im Jahre 1930 bei dem höchsten Tariflohn eines Tiefbauarbeiters während der ganzen Bauzeit des Staubeckens — 0,78 RM/Std — ausgeführt sind.

Der Ermittlung der jährlichen Unterhaltungskosten sind folgende Prozentsätze der Neubaukosten zugrunde gelegt:

1. für die Deiche, Gräben, Wegeanlagen 0,3 %
2. für die Bauwerke einschließlich des Schöpfwerkgebäudes 1,0 "
3. für die Eisenkonstruktionen von Brücken, Schützen und Hochwasserauslässen 2,0 "
4. für Holzkonstruktionen von Brücken und Schützen 11,0 "
5. für die maschinellen Anlagen 3,0 "

Wenn man von Rücklagen für Erneuerungen, ferner von den Ausgaben für Verwaltung und von den nicht wesentlichen Einnahmen aus der Grasnutzung auf den Deichen usw. absieht, werden, solange die Anlagen in der Hand der Reichswasserstraßenverwaltung bleiben, jährlich folgende Ausgaben entstehen:

Unterhaltungskosten:	
220 000 · 0,3	= 660 RM
<u>100</u>	
30 000 · 1	= 300 "
<u>100</u>	
20 000 · 3	= 600 "
<u>100</u>	
<u>1560 RM</u>	= 12 RM/ha.

Betriebskosten:

Strombezug 4000 kWh, je 0,05 RM	= 200 RM
1 Wärter für 6 Betriebsmonate	= 1200 "
1 Wärter für 6 Monate außer Betrieb	= 300 "
Schmieröl, Putzmittel und Sonstiges	= 50 "
	<u>1750 RM</u>

oder 13,50 RM/ha.

Die Polderanlagen bei Niederpomsdorf, deren Arbeiten zum größten Teil im Jahre 1932 bei einem Tarifstundenlohn von 0,53 RM ausgeführt sind, haben einen Gesamtaufwand von rd. 348 000 RM erfordert. Bei einer von dem Polder erfaßten Fläche von 336 ha kommen auf 1 ha 1036 RM.

Von den Gesamtkosten entfallen auf das 1933 ausgeführte Schöpfwerk (vergleichbarer Stundenlohn 0,38 RM) 22 000 RM.

Der Ermittlung der jährlichen Unterhaltungsausgaben sind dieselben Prozentsätze zugrunde gelegt wie beim Alt-Patschkauer Polder.

Danach ergeben sich an jährlichen Unterhaltungsausgaben 2200 RM oder rd. 6,50 RM/ha.

Die jährlichen Betriebskosten sind folgende:

Stromverbrauch für 6 Betriebsmonate rd. 8000 kWh	
zu 0,05 RM	= 400 RM
Wärterkosten für 6 Betriebsmonate	= 1200 "
Wärterkosten für 6 Monate außer Betrieb	= 300 "
Putz-, Schmiermittel und Sonstiges	= 100 "
	<u>2000 RM</u>

oder 6 RM/ha.

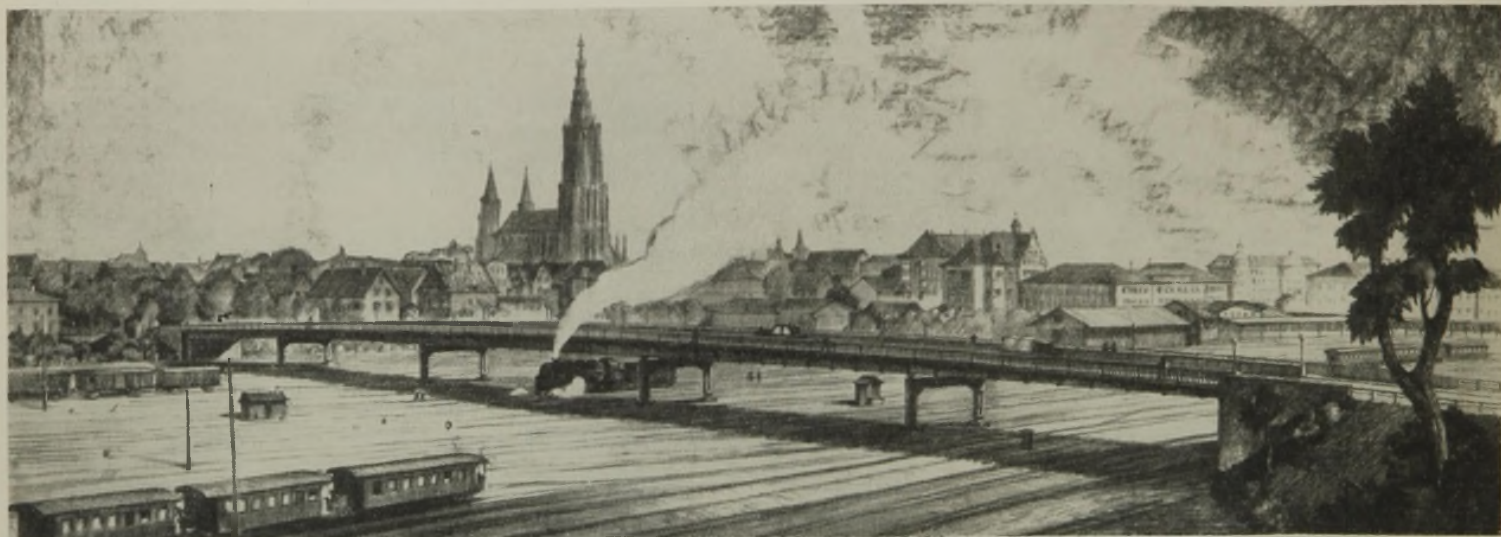


Abb. 1. Schaubild der neuen Blaubeurertorbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der neuen Blaubeurertorbrücke in Ulm.

Von Dr.-Ing. Karl Schaechterle, Stuttgart.¹⁾

Planung.

Die alte, aus dem Jahre 1876 stammende Gitterfachwerkbrücke über den Bahnhof Ulm zum Blaubeurer Tor²⁾, die infolge von Stützensenkungen und sonstigen Betriebschäden baufällig geworden war, mußte durch eine leistungsfähige Brücke ersetzt werden, nachdem die Verkehrsverhältnisse durch die Verlegung des Güterbahnhofs und das Aufblühen des westlichen Stadtteils eine grundlegende Änderung erfahren hatten. Den unmittelbaren Anstoß zum Bau der neuen Brücke gab die Einführung des elektrischen Betriebes auf der Hauptbahn Stuttgart—München, der eine Hebung der alten, durch Holzjoche behelfmäßig gestützten Überbauten bedingt hätte. Im Jahre 1932 kam zwischen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und der Stadtverwaltung ein Vertrag zustande, wonach die Reichsbahn den Bau der Brücke, die Stadt die Ausführung der Rampen und der Fahrbahnbeläge übernahm. Die gesamten Baukosten der Brücke einschließlich Pfeiler, Ortswiderlager, Flügel, Beleuchtungseinrichtungen, jedoch ohne Rampen, waren zu 1½ Mill. RM veranschlagt und laut Vertrag von der Reichsbahn und der Stadtgemeinde auf Nachweis je hälftig zu tragen.

Für die neue Brücke war neben dem alten Überbau ein Raum von je 30 m nördlich und südlich freigehalten worden. Der Stadtbauplan vom Jahre 1925 sah eine Brückenlage südlich des alten Bauwerks vor (Abb. 2). Nach dem Plan vom Jahre 1932 (Abb. 3) konnte eine zügigere und den heutigen Verkehrsforderungen besser entsprechende Straßenführung durch Verschiebung der Brückenachse gegen den Klenlesberg gewonnen werden. Über den Eisenbahngleisen wurde eine lichte Durchfahrthöhe von 5,51 m über Schienenoberkante gefordert. Neben den Bahnbetriebsanlagen mußten auf der Stadtseite der Eilgutschuppen mit Vorplatz und die Uhlandstraße, auf der Westseite noch die Schillerstraße überbrückt werden, wodurch sich eine Gesamtlänge der Brücke zwischen

den Ortswiderlagern von 226 m ergab. Für die Überbrückung der freizuhaltenden Verkehrsräume kamen nur Balkenträger in Betracht. Die ungünstigen Erfahrungen bei der alten Brücke, deren Pfeiler und Widerlager in geringer Tiefe auf Tuffsand gegründet waren, ließen es ratsam erscheinen, das neue Bauwerk auf den 10 bis 12 m unter Schwellenhöhe anstehenden Fels zu gründen. Die Stellung der Pfeiler war durch die Gleisanlage bedingt. Der Betrieb verlangte möglichst freie Übersicht vom Hauptstellwerk aus über die Bahnsteige, Fahrstraßen und Weichen. Auf künftige Änderungen der Gleisanlage bei Um- und Erweiterungsbauten war Rücksicht zu nehmen. Man einigte sich auf vier Hauptöffnungen 37,35 + 62,25 + 49,80 + 41,50, zusammen 190,90 m Stützweite, die in hochwertigem Baustahl mit durchlaufenden, vollwandigen, über die Fahrbahn hochgezogenen Blechträgern überspannt werden konnten. Auf der Stadtseite ergaben sich zwei kleinere Öffnungen mit 19,65 und 14,55 m Stützweite, die eine Überbrückung der Ladestraße und Verladegleise sowie der Uhlandstraße mit unter der Fahrbahn angeordneten Blechträgern ermöglichte. Die Zerteilung des Tragwerks war auch durch die Verbreiterung der Brücke auf der Stadtseite bedingt, die den Übergang zu der Rampe nach dem Bahnhofvorplatz bildet. Bei 8,5 m Nutzbreite der Fahrbahn und je 0,7 m breiten Schrammborden ergab sich ein Hauptträgerabstand bei dem großen Überbau von 10,60 m und mit den beiderseitig auf Konsolen ausgekragten, je 2,20 m breiten Fußwegen und je 1 m breiten Radfahrbahnen eine gesamte Brückenbreite zwischen den Geländern von 17,70 m. Zur Wahrung eines nach allen Seiten freien Ausblicks auf der Brücke wurde die obere Gurtung der Hauptträger in Geländerhöhe parallel zur Fahrbahn geführt. Das Straßennvisier zwischen den beiden Rampen mit Steigungen von 3,7 bzw. 3,3 ‰ wurde nach einem Kreisbogen von 3600 m Halbmesser ausgerundet. Unter Ausnutzung der von den Hauptträgerenden nach der Mitte zunehmenden Bauhöhe

¹⁾ Die Vorgeschichte und das Allgemeine der neuen Blaubeurertorbrücke in Ulm, und zwar im wesentlichen von städtebaulichen Gesichtspunkten, sind bereits im Aufsatz von Baudirektor Feuchtinger in Bautechn. 1934, Heft 8, S. 81 ff., behandelt. Da das Erscheinen des folgenden Aufsatzes, der in der Hauptsache die Bauausführung und insbesondere den Stahlüberbau der Brücke zum Gegenstande hat, sich aus unvorhergesehenen Gründen ungewöhnlich stark verzögerte, so hat sein Verfasser mit unserem Einverständnis nachträglich unter der Überschrift „Planung“ eine für das bessere Verständnis des folgenden notwendig erscheinende Einleitung eingefügt, die die Planbearbeitung und den Entwurf der Brücke vom Standpunkte der Reichsbahnverwaltung kurz zusammenfaßt. Die Schriftleitung.

²⁾ Bautechn. 1934, Heft 8, S. 81, Abb. 1 b.

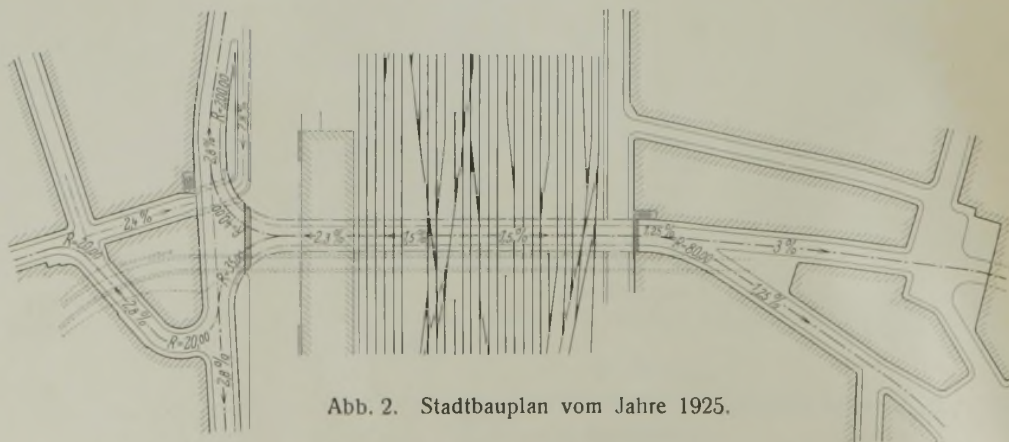


Abb. 2. Stadtbauplan vom Jahre 1925.

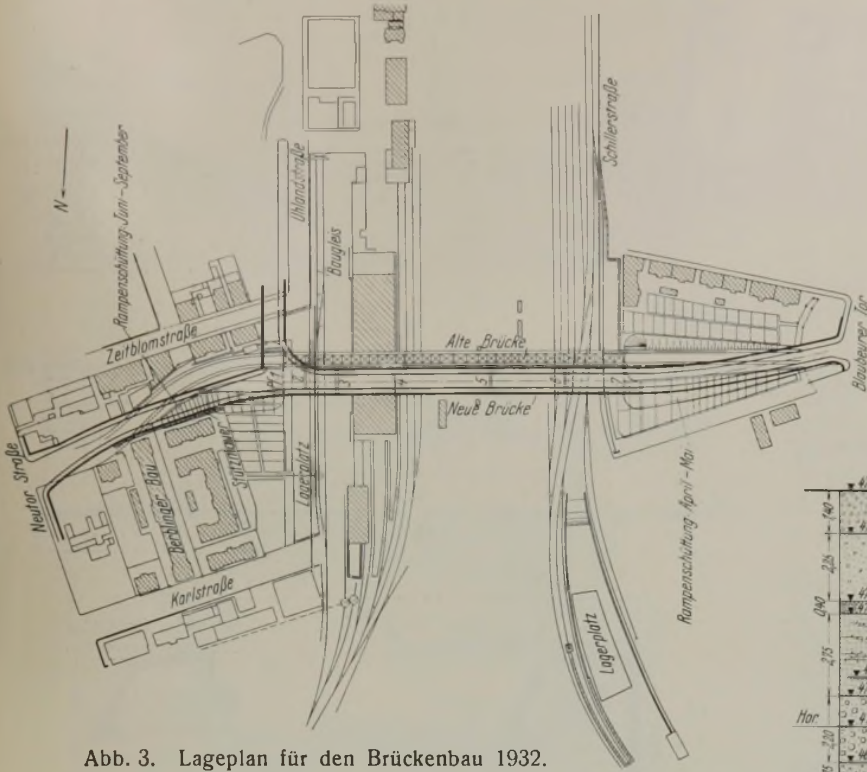


Abb. 3. Lageplan für den Brückenbau 1932.

konnte die über der großen Mittelöffnung erforderliche Trägerhöhe durch eine flache Krümmung des Untergurts nach einem Kreisbogen von 9400 m Halbmesser gewonnen werden. Die Stegblechhöhe der Hauptträger nimmt damit von 2,43 bzw. 2,796 m an den Enden auf 3,40 m in der Mitte stetig zu. Die Führung der Gurte und die Trägerhöhen sind aus dem Längenprofil Abb. 4 zu entnehmen. Die Blaubeuertorbrücke ist hiernach ausgezeichnet durch eine ausgesprochene Schwingung der Fahrbahn, in der die Rampenneigungen ausgeglichen sind. Bemerkenswert sind außerdem die Stahlstützen, die einen freien Durchblick unter der Brücke ermöglichen und für die Gesamtwirkung der Brücke von Bedeutung sind. Nähme man der Blaubeuertorbrücke die Schwingung und würde die gerade durchlaufenden Blechbalken auf massive Pfeiler setzen, so ginge nicht nur der besondere Reiz des Ingenieurwerkes verloren, es würden durch den Verzicht auf die günstige, dem Momentenverlauf angepaßte Trägerform und das Längsgefälle auch technisch konstruktive und wirtschaftliche Nachteile eintreten.

Baugrunduntersuchung.

Der Einzelbearbeitung des Brückenentwurfs gingen eingehende Erhebungen über den Baugrund an der neuen Brückenstelle voraus. Zu beiden Seiten des Bahnhofs wurden Probeschächte (Abb. 5) bis auf den

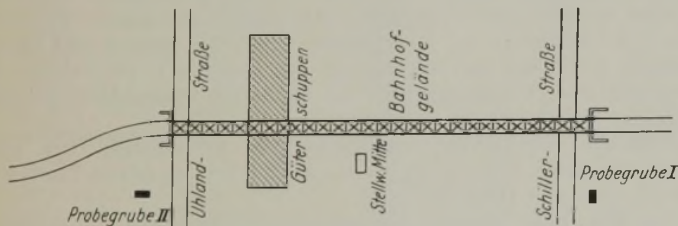


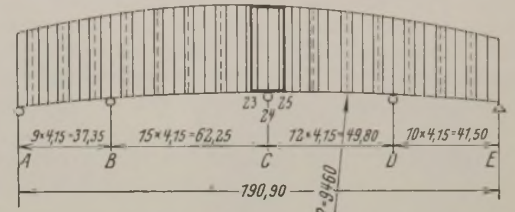
Abb. 5. Lage der Probegruben.

tragfähigen Baugrund (Fels) heruntergeführt. Das Ergebnis der Baugrunduntersuchung ist in Abb. 6 dargestellt; es wurde in das Längenprofil in der Brückenachse eingetragen. Der feste Baugrund (weiß Jura e) wurde in einer Tiefe von 11 bis 13 m unter Schwellenoberkante erreicht. Der Fels war von verwittertem Gestein und grauem Mergel, von Geröll-, Kies-, Letten-, Torf- und Tuffschichten, von Mutterboden und Auffüllstoffen überlagert.

Das aus dem Probeschacht an der Schillerstraße entnommene Grundwasser enthielt nach dem Befund der Chemischen Versuchsanstalt in Kirchmöser folgende Bestandteile:

- Schwefelsäure (SO₃), 101 mg/l,
- Salpetersäure (N₂O₅), Spuren,
- Chlor (Cl), gebunden, 42 mg/l.

Die Gesamthärte betrug 35,30 D. G. (1 D. G. = 10 mg CaO oder 7,2 mg MgO in 11 Wasser), die Karbonathärte 22,40, die bleibende Härte 12,9. Wegen des Gehaltes an schwefelsauren Salzen hat das Wasser in sehr geringem Maße betonzerstörende Eigenschaften.



Trägerhöhe über Zwischenpfeiler A	— 2,796 m
B	— 3,216 „
C	— 2,484 „
D	— 3,041 „
E	— 2,430 „
Größte Trägerhöhe in der Mitte	— 3,404 „
Obergurt R	= 3601 m
Untergurt R	= 9400 m.

Abb. 4.

Abmessungen der Hauptträger.

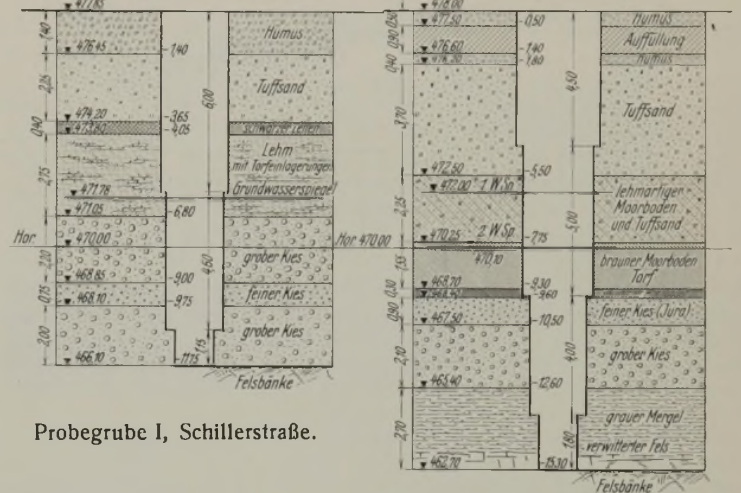


Abb. 6. Probegrube II, Uhlandstraße.

Pfahlgründung.

Beim Neubau der Blaubeuertorbrücke galt es vor allem, die bei der Bauausführung der alten Brücke gemachten Fehler zu vermeiden, also das Bauwerk auf gesunde Füße zu stellen. Die Pfeiler und Widerlager der Brücke mit anschließenden Stützmauern wurden mit fertig geramnten, aus hochwertigem Zement und vorbehandelten Zuschlagstoffen von Marsetten hergestellten Eisenbetonpfählen gegründet, die zum Schutze gegen Einwirkungen des Grundwassers zwei Murolineumanstriche erhielten.

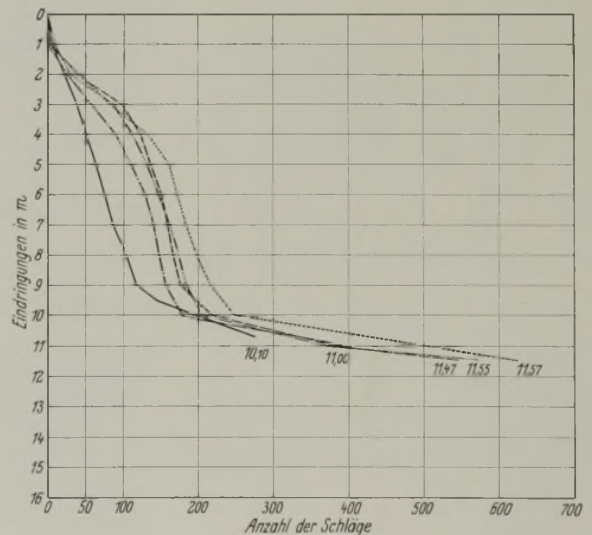


Abb. 7. Rammergebnis beim Zwischenpfeiler I.

Zur Bestimmung der notwendigen Pfahlängen wurden Proberammungen mit 14 m langen Eisenbetonpfählen (35/35 cm) durchgeführt. Es war nicht möglich, die Pfähle mit einer 4-t-Dampframme bei 80 cm Fallhöhe des Rammbären bis auf den Felsgrund herunter zu rammen. Die Pfahlspitzen blieben in der fest gelagerten Kiesschicht stecken. Charakteristische Eindringungskurven sind aus Abb. 7 u. 8 zu ersehen. Auf Grund der Ergebnisse der Proberammungen wurde die Eindringungstiefe bei der letzten Hitze (10 Schläge des 4-t-Rammbären bei 70 cm Fallhöhe) auf 30 mm und

die zulässige Pfahlbelastung auf 35 t festgesetzt, was nach der Brixschen Rammformel einer mindestens vierfachen Sicherheit entspricht. Die Pfähle haben durchschnittlich 500 bis 800 Schläge erhalten und diese selbst bei kurzer Erhärtungsdauer (8 bis 10 Tage) ohne Absprengungen am Kopf oder sonstige Beschädigungen ausgehalten. Mit wenigen Ausnahmen haben

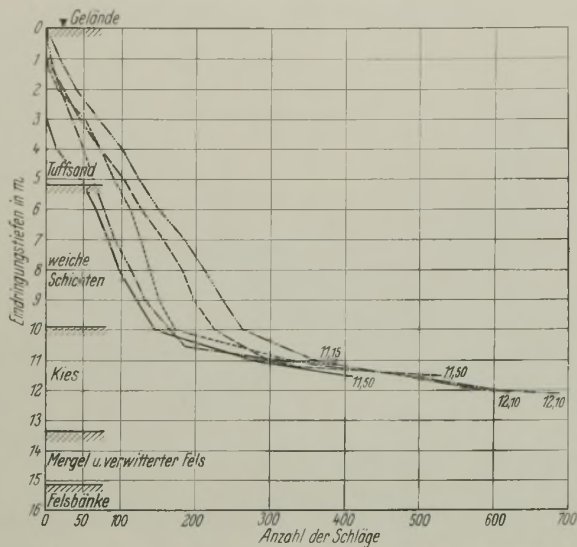


Abb. 8. Proberammung beim Ortwiderlager an der Umlandstraße.

die nach den Proberammungen festgesetzten Pfahllängen ausgereicht. Kleine Unregelmäßigkeiten im Baugrunde wurden durch Nachjungen der Pfähle bis zu 1 m und Tieferlegen der Grundkörpersohle ausgeglichen. Nur bei Pfeiler 6 war eine nachträgliche Änderung der Pfähle erforderlich.

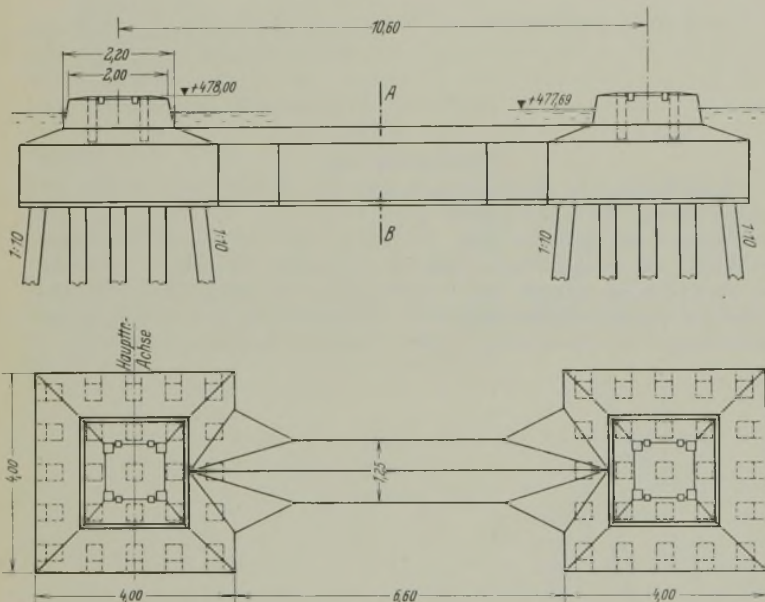


Abb. 9. Lager- und Grundkörper für die Zwischenstützen.

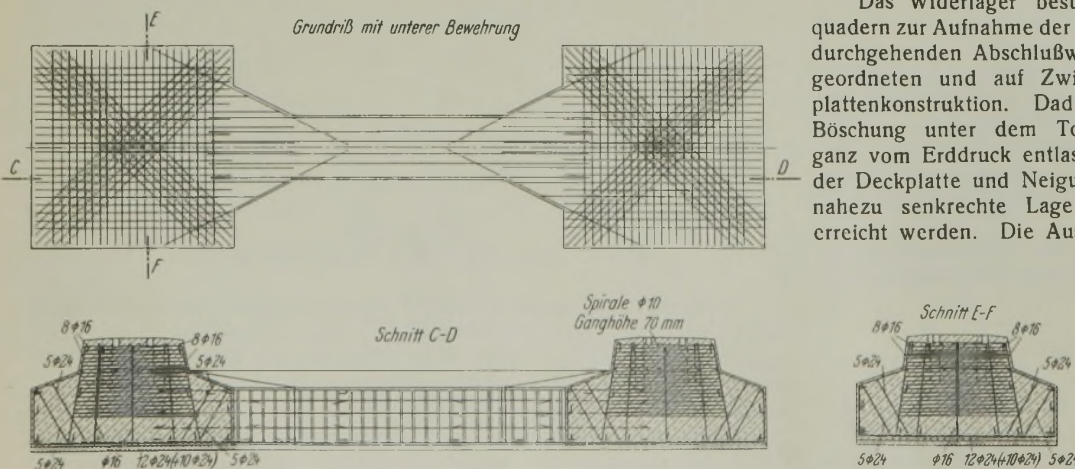


Abb. 10. Bewehrung der Lager- und Grundkörper für die Zwischenstützen.

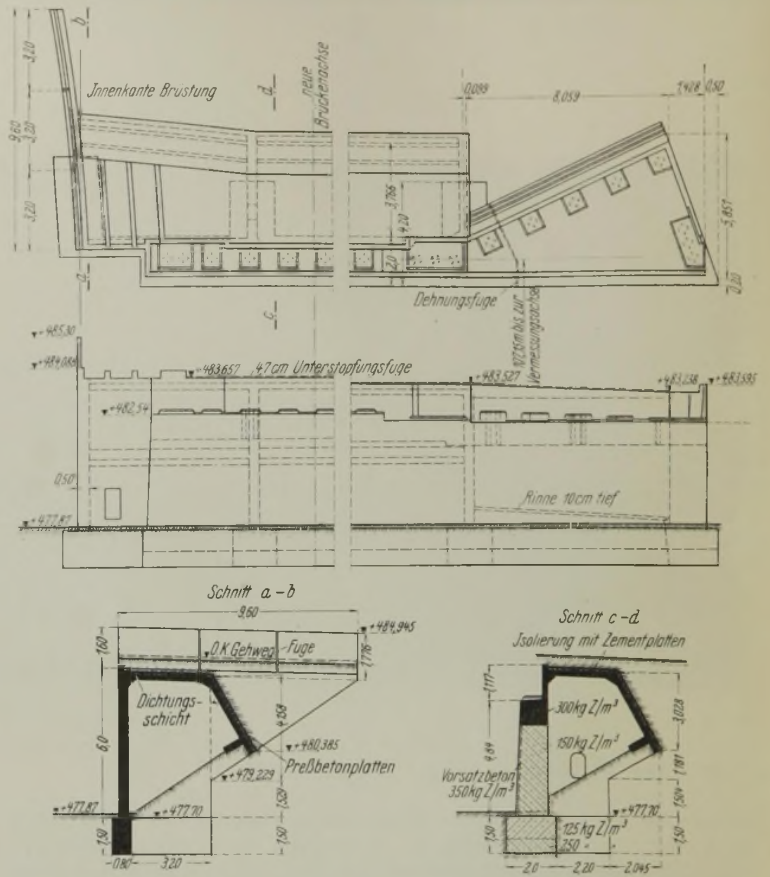


Abb. 11. Ortwiderlager mit Rückentornister an der Umlandstraße.

Zwischenpfeiler des großen Überbaues.

Unter den Pfosten der stählernen Zwischenstützen sind bockartig gestellte Pfahlbündel angeordnet, die die Auflagerdrücke auf den festen Baugrund übertragen. Die Pfahlköpfe sind in stark bewehrten Lagersockeln von quadratischem Querschnitt zusammengefaßt, die gleichzeitig als Auflagerquader ausgebildet sind. Zur Aufnahme der waagerechten Seitenkräfte wurden die beiden Grundkörper einer Stütze durch einen biegefesten Riegel verbunden (Abb. 9).

Die Auflagerdrücke betragen bis zu 900 t unter einem Pfosten der Pendelstützen. Bei den kleinen Abmessungen der Auflagerquader war eine korbartige Umschnürung des Druckkerns notwendig (Abb. 10). Bei den Stützen 4 und 5 der Hauptöffnung sind 25 Pfähle unter jedem Stützenfuß gebündelt, bei dem Pfeiler 6 genühten je 22 Pfähle. Der massive Zwischenpfeiler 3 zur Aufnahme der beweglichen Lager des großen und kleinen Überbaues steht auf vier Pfahlreihen mit zusammen 48 Pfählen, die Pfostenreihe des Zwischenpfeilers 2 am Rande der Umlandstraße auf zwei Pfahlreihen mit zusammen 36 Pfählen.

Bemerkenswert ist die Ausbildung der Ortwiderlager nach einer Sonderkonstruktion (DRP. a.) der Firma Wayß & Freytag AG in Eisenbeton mit Rückentornister (Abb. 11).

Das Widerlager besteht aus einzelnen Stützkörpern mit Auflagerquadern zur Aufnahme der Auflagerkräfte des Eisentragwerks, einer vorderen durchgehenden Abschlußwand und einer zwischen den Flügelmauern angeordneten und auf Zwischenwände (Sporne) abgestützten Eisenbetonplattenkonstruktion. Dadurch, daß die Dammschüttung in natürlicher Böschung unter dem Tornister einfällt, ist die Widerlagervorderwand ganz vom Erddruck entlastet. Durch entsprechende Formgebung (Breite der Deckplatte und Neigung der rückwärtigen Abschlußwand) kann eine nahezu senkrechte Lage der Schlußresultierenden auf die Bodenfuge erreicht werden. Die Ausschläge der Resultierenden für die ungünstigsten Belastungsfälle bleiben in engen Grenzen. Die Vorteile der neuen Konstruktion wirken sich hauptsächlich bei wenig tragfähigem Baugrunde und besonders bei Pfahlgründung aus. Da der Eisenbetonhohlraumkörper leichter ist als ein massives Widerlager, so braucht man weniger Pfähle. Durch die weitgehende Ausschaltung des Erddrucks und die damit verbundene Entlastung der Pfähle von

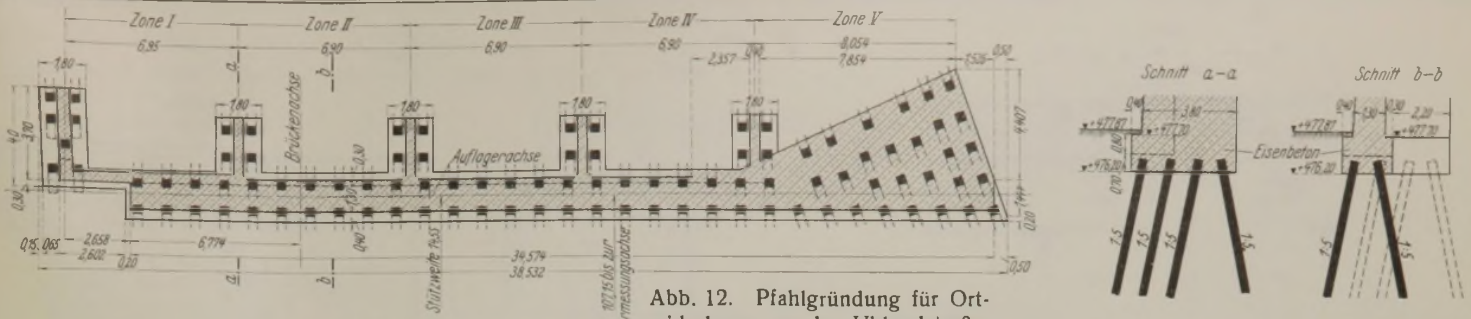


Abb. 12. Pfahlgründung für Ort-widerlager an der Umlandstraße.

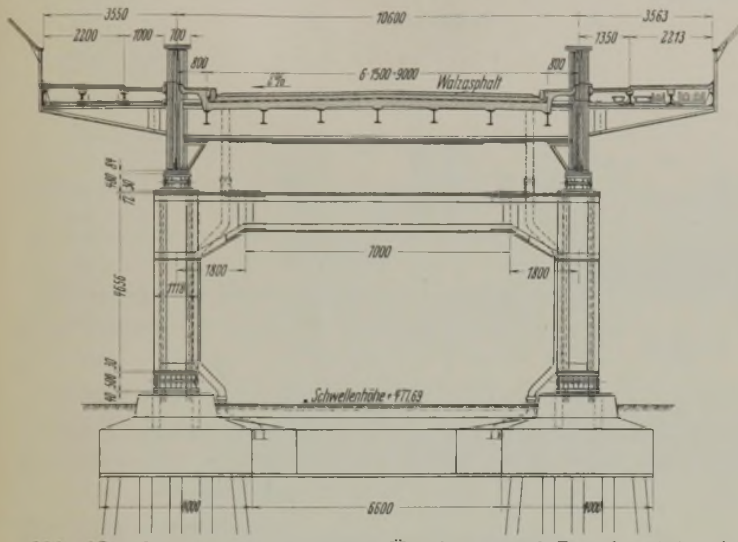


Abb. 13. Querschnitt des großen Überbaues und Zwischenstütze 4.

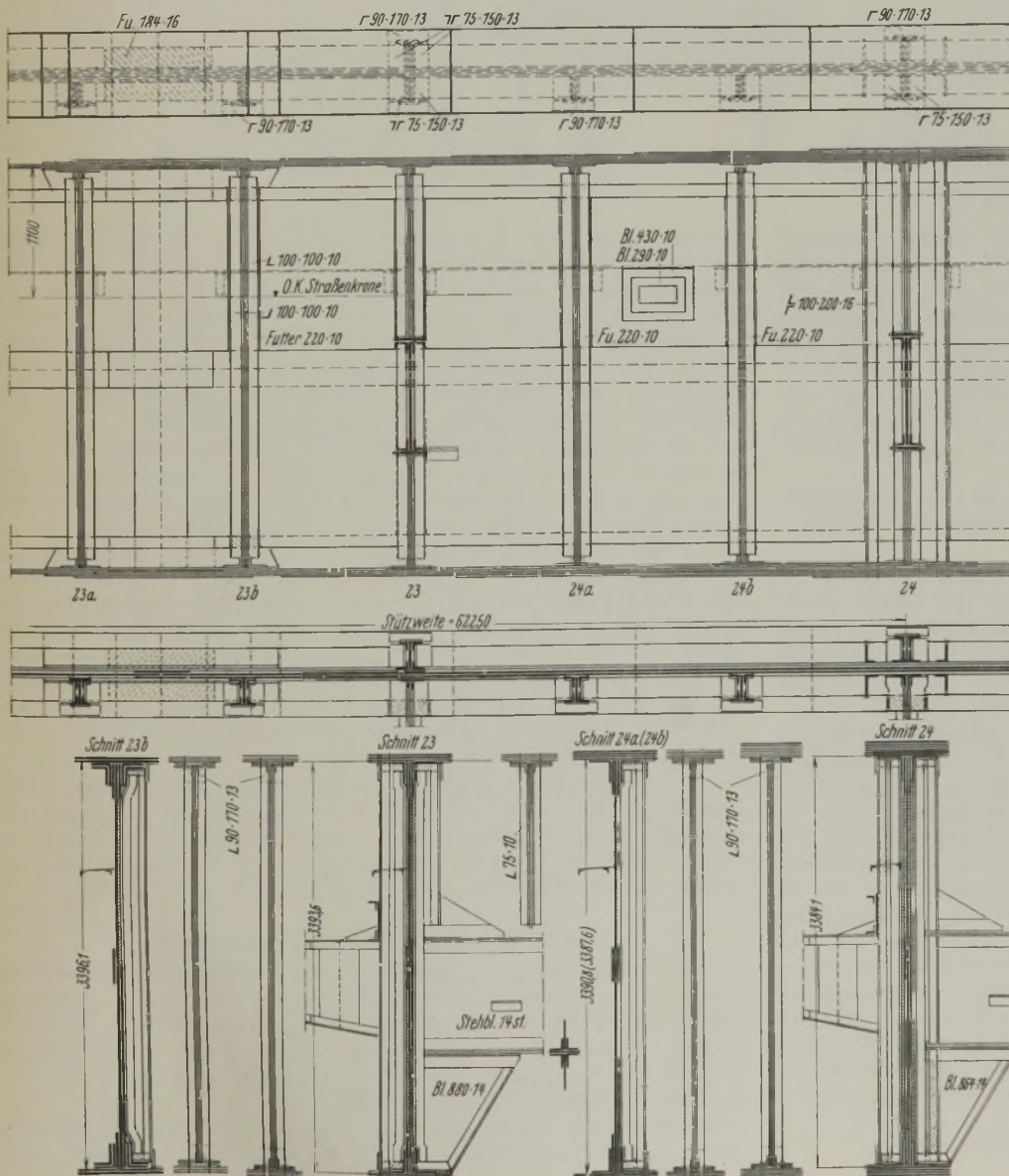


Abb. 14. Hauptträger. Einzelheiten.

waagerechten Kräften können Zuggpfele erspart werden. Die Pfele müssen dabei so angeordnet werden, daß sie die anfallenden Resultierenden mit Sicherheit aufnehmen können und daß die Belastung sich möglichst gleichmäßig auf die einzelnen Pfele verteilt (Berechnung nach Prof. Dr.-Ing. Wunsch).

Die Widerlager waren gemäß DIN 1073 und DIN 1075 für die Brückenklasse I (DIN 1072) zu berechnen.

Die Gegenüberstellung der bisher üblichen Massivausführung der Widerlager mit dem neuen Vorschlag als Hohlraumkörper ergab eine Kostenersparnis von rd. 25%. Es waren nur halb soviel Pfele notwendig wie bei einer Ausführung in Stampfbeton. Der Erfolg wurde erzielt durch die geneigte Rückwand, die die Hinterfüllung von der aufgehenden Widerlagermauer abhält und die auf sie entfallenden Drücke auf die waagerechte Platte und den unteren Randträger überträgt, über den sie konsolartig ausladet, um die Hinterfüllung gegen Absacken nach dem Hohlraum zu schützen. Die waagerechten und geneigten Platten sind als zwei Felder eines durchlaufenden Balkens mit auskragender Konsole gerechnet. Nach der Faltenwerktheorie werden die Auflagerkräfte der Felder in die Komponenten nach den Plattenebenen zerlegt, die die Platten als wandartige Träger zwischen den hinteren Spornen der Widerlagermauer beanspruchen. Auf die Sporne wirken somit die von den Feldern als wandartige Träger entstehenden Auflagerdrücke, ferner die Auflagerdrücke des unteren Randträgers. Die Wirkung dieser Auflagerdrücke ist dieselbe wie die der äußeren Kräfte, die diese Auflagerdrücke erzeugen. Die Stabilitätsberechnung des Hohlraumkörpers kann deshalb mit den äußeren Kräften durchgeführt werden.

Das Widerlager an der Umlandstraße unterscheidet sich von dem westlichen Ort-widerlager, abgesehen von der größeren Breitenausdehnung, dadurch, daß für die Auflagerung des Eisentragwerks eine durchgehende massive Stütz wand ausgeführt wurde (Abb. 12).

Das Widerlager an der Umlandstraße unterscheidet sich von dem westlichen Ort-widerlager, abgesehen von der größeren Breitenausdehnung, dadurch, daß für die Auflagerung des Eisentragwerks eine durchgehende massive Stütz wand ausgeführt wurde (Abb. 12).

Stahlkonstruktion des großen Überbaues.

Die Hauptträger des großen Überbaues sind in St 52, alle übrigen Konstruktionsteile der Pendelstützen, Fahrbahn und Gehwege mit Ausnahme der Lager in St 37 ausgeführt. Der hochwertige Baustahl St 52 — ein Molybdän-Kupferstahl mit 0,2% C, 1,2% Mn, 0,7% Si, 0,5% Cu und 0,15 Mo — wurde von der Gutehoffnungshütte in Oberhausen bezogen. Die Hauptträger des großen Überbaues konnten durch Verwendung des hochwertigen Baustahls bei den zur Verfügung stehenden Höhen- und Breitenabmessungen als einsteigige Blechträger (Abb. 13) ausgebildet werden. Sie sind an den Enden 2,430 und 2,796 m, in der Mitte 3,404 m hoch. Der Höhenunterschied ist durch die verschiedene Schwingung der Gurte ausgeglichen. Das Stegblech ist 16 mm dick, auf den Druckseiten über den Stützen und in der Mitte der großen Öffnung durch Beibleche (10 mm) verstärkt. Die durchgehenden Gurtplatten (700 · 14) sind durch L 200 · 200 · 16 und Halsbleche 300 · 10 mit dem Stegblech verbunden, durch aufgelegte Lamellen 700 · 14 entsprechend dem Verlauf der Maximalmomentenlinien verstärkt. Die größte Paketdicke mit sechs Gurtplatten über der Stütze C beträgt 6 · 14 + 16 = 100 mm. Die Blechwand ist durch die Querträger- und Konsolanschlüsse in Feldabständen von 4,15 m beiderseitig ausgesteift. Daneben

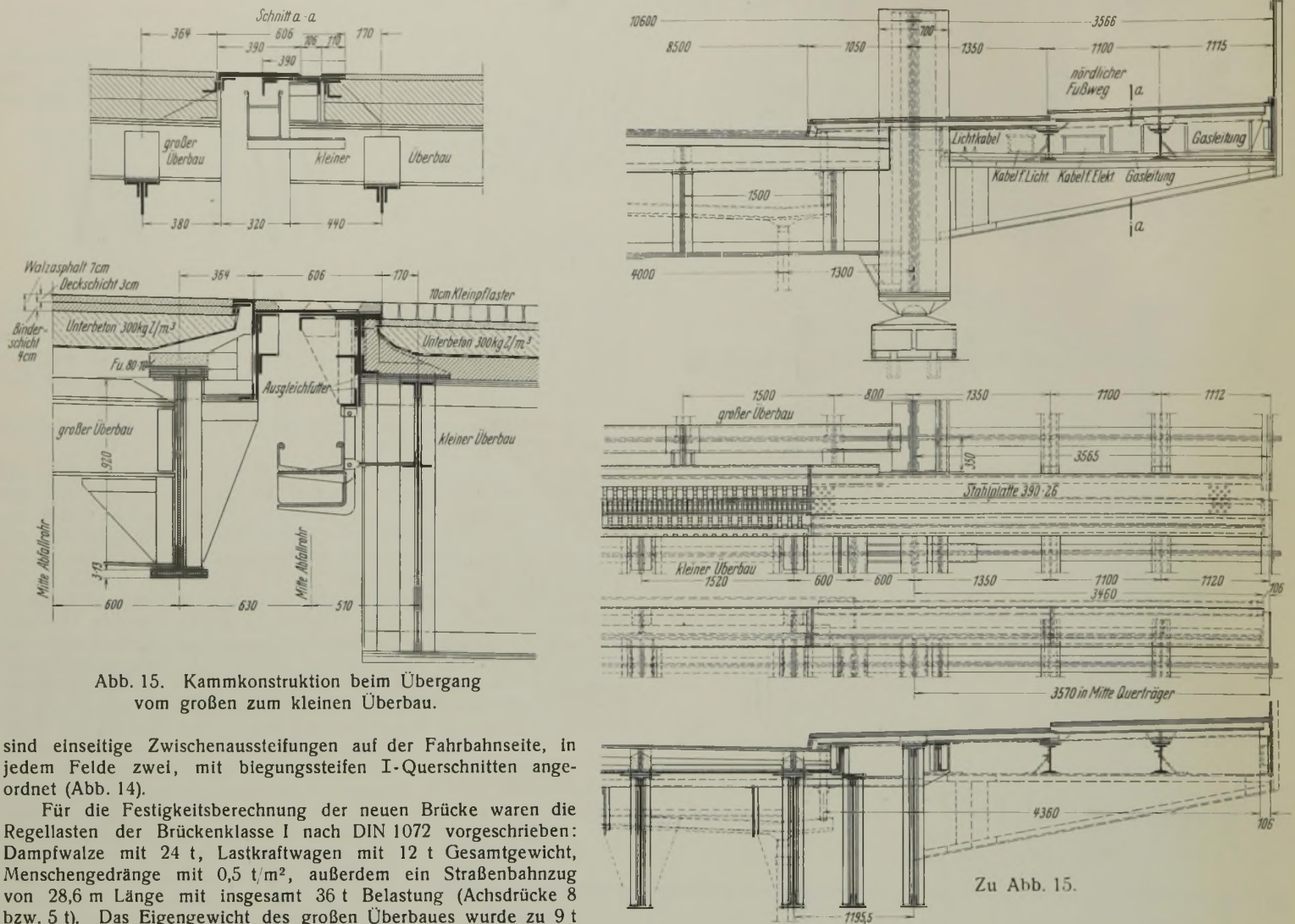


Abb. 15. Kammkonstruktion beim Übergang vom großen zum kleinen Überbau.

sind einseitige Zwischenaussteifungen auf der Fahrbahnseite, in jedem Felde zwei, mit biegesteifen I-Querschnitten angeordnet (Abb. 14).

Für die Festigkeitsberechnung der neuen Brücke waren die Regellasten der Brückenklasse I nach DIN 1072 vorgeschrieben: Dampfwalze mit 24 t, Lastkraftwagen mit 12 t Gesamtgewicht, Menschengedränge mit $0,5 \text{ t/m}^2$, außerdem ein Straßenbahnzug von 28,6 m Länge mit insgesamt 36 t Belastung (Achsdücke 8 bzw. 5 t). Das Eigengewicht des großen Überbaues wurde zu 9 t je lfdm Hauptträger ermittelt.

Die Stützenmomente für Eigengewicht unter der Annahme konstanter Querschnitte in den einzelnen Öffnungen und der Verhältniszahlen $J_I : J_{II} : J_{III} : J_{IV} = 0,75 : 1,00 : 0,75 : 0,625$ ergaben sich zu -2411 , -2497 und -1682 tm , unter Berücksichtigung der tatsächlichen Abmessungen und Querschnittsabstufungen zu -2465 , -2652 und -1708 tm . Der Unterschied beträgt rd. 6%. Die Einsenkung der Hauptträger in der 62,25 m weiten Öffnung wurde zu 100 mm errechnet und durch entsprechende Überhöhung ausgeglichen. Die größten Stützenmomente aus Eigengewicht und Verkehr betragen -4156 , -4370 und -3093 tm ; die größten Stützendrücke 858, 879 und 764 t.

Am Endauflager A der kleinsten Öffnung ist bei ungünstigster Stellung der Verkehrslasten noch ein positiver Auflagerdruck von 66,7 t vorhanden.

Die Knicksicherheit der hohen Blechwände wurde auf Grund der Untersuchungen von Hans Rode¹⁾ nachgewiesen. Die Knicksicherheit der 700 mm breiten Gurtungen ist durch den biegesteifen Einbau der Querträger gewährleistet. Die lotrechten Anschlußwinkel der Fahrbahnquerträger und Konsolträger sind so stark bemessen, daß diese Stellen als waagerechte Stützpunkte angesehen werden dürfen.

Die Hauptträger sind mit Rücksicht auf den Zusammenbau auf der Baustelle in regelmäßigen Abständen von $3 \cdot 4,15 = 12,45 \text{ m}$ gestoßen. Die Stoßlaschen ($d = 10 \text{ mm}$) reichen von Oberkante bis Unterkante Stegblech, unterbrechen also die Halsbleche $300 \cdot 10$, die in den Ebenen der lotrechten Gurtwinkelschenkel durch Laschen $300 \cdot 16$ überdeckt sind. An den Enden der Decklaschen befinden sich die Stöße der Gurtwinkel $200 \cdot 200 \cdot 16$, wobei die Kraftübertragung durch Stoßwinkel $180 \cdot 180 \cdot 18$ gewährleistet ist. Die Gurtplattenstöße sind staffelförmig und symmetrisch zur Stoßfuge des Stegblechs versetzt. Hierdurch ist ein einfacher und rascher Zusammenbau auf der Baustelle erreicht worden. Die in der Werkstatt fertig vernieteten und bis zu 22 t schweren Hauptträgerstücke konnten auf SS-Wagen versandt werden. Bemerkenswert ist noch die lotrechte Anordnung sämtlicher Aussteifungen und Generalstöße, Querträger, Konsole und Geländerpfosten, die wohl eine kleine Erschwerung und Verteuerung der Werkstattarbeit bedingte, aber eine ruhige Gesamt-

wirkung des gegliederten Tragwerks verbürgte (Abb. 14). Die mit steifen Eckblechen an die Hauptträger angeschlossenen Querträger greifen zur Verminderung der Bauhöhe im oberen Teil in die Eisenbetonplatte ein, die über den Längsträgern I 34 und I 36 quergespannt und der Fahrbahnwölbung angepaßt ist. Die Längsträger sind an die Querträgerwände mit zwei senkrechten Winkeln und einem Stützwinkel angeschlossen. An Stelle von durchschießenden Platten wurden die Kopfen der Längsträger an das Stegblech der Querträger angeschweißt.

Der in Höhe der Querträgerunterkante angeordnete Windverband ist in erster Linie als Montageverband gedacht, da alle waagerechten Kräfte durch die steife Eisenbetonfahrbahntafel auf die Stützen übertragen werden können. Die vollwandigen Konsolträger unter den Fußwegen aus $75 \cdot 75 \cdot 10$ und 10 mm dicken Stegblechen sind mit 20 mm dicken Blechen an die Aussteifungsposten der Hauptträger angeschlossen. Die festen Lager des Haupttragwerks befinden sich auf dem westlichen Ortswiderlager, die beweglichen Endlager auf dem massiven Zwischenpfeiler III. Die Pendelstützen sind als Rahmenträger zur Aufnahme der Windkräfte ausgebildet, die Pfosten aus drei IP 80 zusammengesetzt, während die Riegel aus mit Winkeln gesäumten Blechwänden bestehen. Die Lager zur Abstützung der Hauptträger und am Fuße der Pendelstützen sind als Kippenwalzenlager ausgebildet (Abb. 13).

Die Dehnungsfuge zwischen dem großen und kleinen Überbau über dem Pfeiler III, wo die Längenänderungen des ganzen Tragwerks zum Ausgleich gebracht werden, ist für einen Temperaturunterschied von $\pm 35^\circ \text{C}$ mit $\pm 35 \cdot 0,000 012 3 \cdot 226 000 = 97 \text{ mm}$ bemessen worden. Die Einzelheiten der Kammkonstruktion sind aus Abb. 15 zu ersehen.

Stahlkonstruktion des kleinen Überbaues.

Der kleine Überbau am östlichen Brückende hat eine Gesamtlänge von 34,2 m und zwei Öffnungen von 14,55 m und 19,65 m Stützweite (Abb. 16). Die 8,5 m breite Brückenfahrbahn verbreitert sich über dem kleinen Überbau auf der Bahnhofseite, wo die entlang der Umlandstraße aufsteigende, rechtwinklig auf die Brückenachse stoßende Rampe einmündet, nach einem Viertelkreisbogen von 38 m Halbmesser. Die Straßenkrone geht aus der Rampensteigung ($3,7^\circ$) mit einem Ausrundungsbogen von 2230 m Halbmesser in das mit $R = 3600 \text{ m}$ gekrümmte Visier

¹⁾ Eisenbau 1916, Beitrag zur Theorie der Knickspannungen.

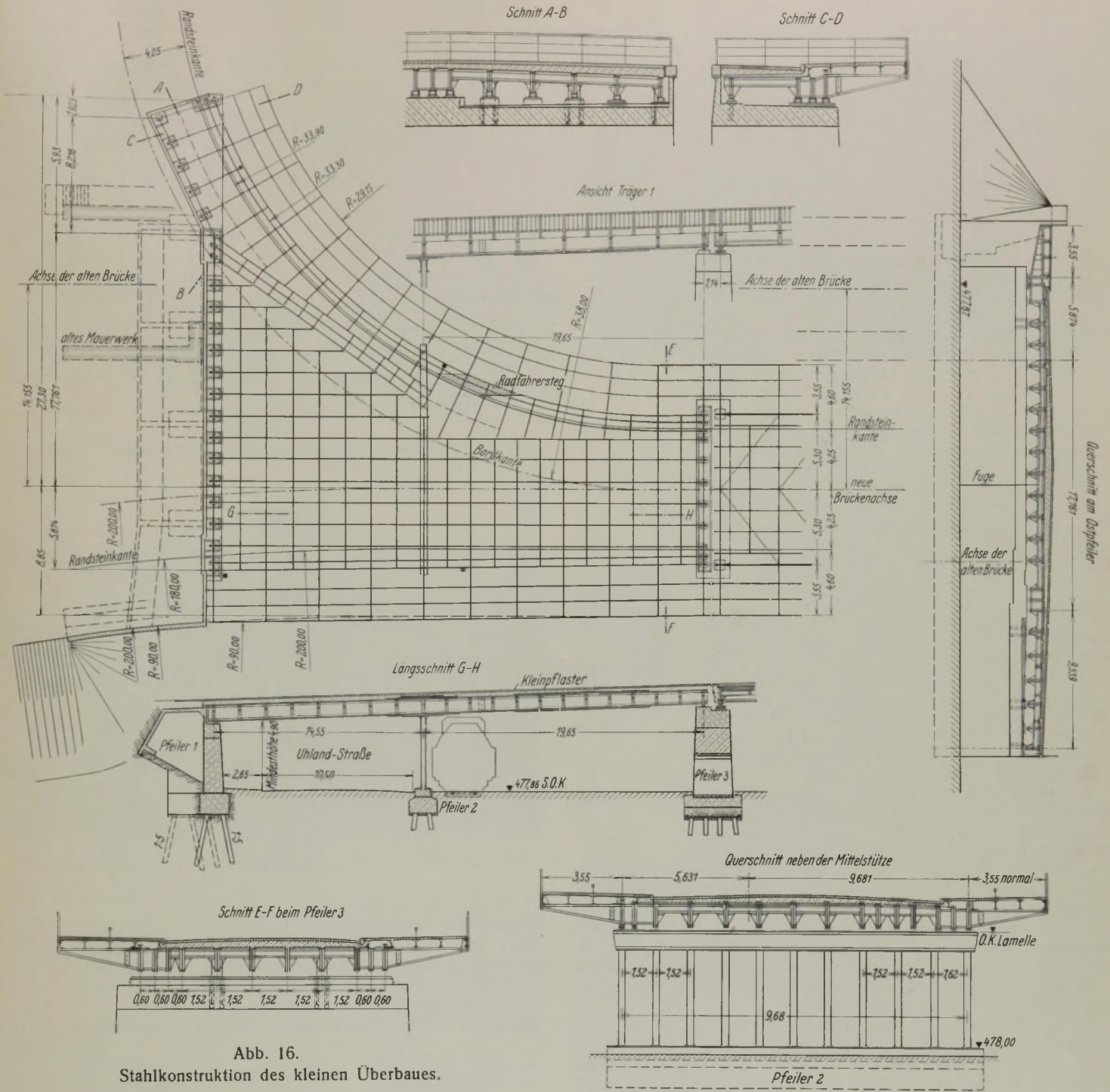


Abb. 16.
Stahlkonstruktion des kleinen Überbaues.

des großen Überbaues über. Das Oberflächenwasser des kleinen Überbaues wird in Wasserschächten hinter dem Ortpfeiler gesammelt und abgeleitet. Die Querentwässerung über dem Straßenzwickel ist durch entsprechende Verstärkung der Unterbetonierung der Straßendecke bis zu 42 cm erreicht worden.

Die Geländer des kleinen Überbaues sind ohne Absatz in der Verlängerung des Geländers der großen Öffnung fortgeführt, wodurch 4,6 m breite Gehwege entstehen. Während sich der Radfahrweg neben dem nördlichen Gehweg über den ganzen Überbau hinzieht, endet die südlich gelegene Radfahrbahn auf dem kleinen Überbau über dem Pendelpfeiler.

Die Mittelunterstützung des kleinen Überbaues ist als eiserne Pendelstütze mit elf Pfosten ausgebildet, sie trennt die Umlandstraße vom Verladeplatz. Die beweglichen Lager des kleinen Überbaues befinden sich auf dem 28 m breiten, massiven Betonpfeiler, die festen Lager auf dem östlichen Ortwiderlager. Zur Überbrückung der beiden Öffnungen sind im mittleren Teil fünf durchlaufende Blechträger in Abständen von 1,52 m angeordnet worden. Die südlich gelegenen, auf 0,60 m Abstand zusammengedrängten drei Hauptträger tragen zugleich den auf Konsolen abgestützten 3,55 m weit ausladenden Gehweg und sind nach einem Kreisbogen gekrümmt; die Trägergruppe ist durch steife Querverbindungen mit der übrigen Trägerdecke fest verbunden und dadurch gegen Verdrehung gesichert. Der Zwickel zwischen diesen Rundträgern und der gerade durchlaufenden Trägerplatte ist durch einen dreiteiligen Flanken-

träger von rd. 18 m Stützweite, der auch die verschiedenen langen Zwischenhauptträger aufzunehmen hat, ausgefüllt. Zur Unterstützung des nördlichen Gehweges ist ebenfalls eine besondere aus drei Trägern bestehende Trägergruppe angeordnet. Die Unterflächen sämtlicher Träger des kleinen Überbaues bilden eine geneigte Ebene und liegen über dem massiven Zwischenpfeiler mit den Unterflächen der Hauptträger des großen Überbaues auf einer Ebene.

Fahrbahn und Gehwege.

Zur Abdeckung des kleinen Überbaues mit oberliegender Fahrbahn sind 10 mm dicke Flachbleche verwendet, die in der Trägerrichtung auf den überstehenden Gurtplattenstreifen, in der Querrichtung auf den Querverbindungen liegen und auf der Unterseite in jedem Felde durch einen hochstehend angeordneten Querwinkel 65 · 130 · 10 ausgesteift wurden.

Die Gehwege stützen sich auf volle Blechwandkonsole von 3,55 m Ausladung, die mit durchschießenden Zugplatten an die äußeren Trägergruppen angeschlossen, am südlichen Randträger radial angeordnet sind. Zwischen den auf den Konsolen ruhenden Gehweglängsträgern zur Aufnahme der Eisenbetontragplatten und des Gehwegplattenbelags befinden sich die Räume für die Unterbringung der Leitungen. Die Geländer sind in Fortführung der auf dem großen Überbau aus Betriebsrücksichten notwendigen Vollwandgeländer zur Wahrung der Einheitlichkeit und Geschlossenheit des Brückenbildes ebenfalls vollwandig durchgeführt.

Über den Deckblechen der Fahrbahn wurde eine durchweg 10 cm dicke Betonschicht aufgebracht und mit doppelt verlegten Bitumengewebbahnen abgedichtet. Hierauf folgt eine Unterbetonschicht, die an den Rändern mindestens 10 cm und in Brückenmitte entsprechend der Wölbung der Fahrbahnoberfläche 42 cm hoch ist, dann auf 3 cm Sandunterlage das 10 cm hohe Granitkleinpflaster. Den Abschluß der Fahrbahn gegen den Gehweg bilden Granitrandsteine.

Die Fahrbahnplatte des großen Überbaues ist über 7 Längsträgern quergespannt und als durchlaufende Platte über 6 Feldern von 1,50 m Weite mit auskragenden Schrammbordkonsolen mit Hilfe der Griotschen Tabellen berechnet. Die Eisenbetonplatte ist entsprechend der Oberfläche der Fahrbahn gewölbt und geht über den Querträgern durch, deren Obergurte durch voutenartige Verdickungen der Platte umfaßt sind. Neben den oben durchgehenden Längsverteilungseisen sind über den Querträgern Zulageeisen angeordnet, um Risse und Absprengungen über den Quer- und Längsträgern zu verhüten. Die Fahrbahnplatte ist durch Fugen in Abschnitte von 12,45 m Länge = 3 Querträgerabstände aufgeteilt, um die Zusatzspannungen durch Schwinden zu verringern und Querrisse auszuschalten. Die Fugen sind neben den Querträgern angeordnet, durch abschnittweises Betonieren der Platte und Anstrich der Stirnflächen mit Bitumen gewonnen worden. Auf die erhärtete Fahrbahnplatte wurde eine Dichtungsschicht aus zwei Lagen Bitumenjutegewebbahnen von 3 mm Dicke aufgebracht. Das über der Dichtung unter der Schutzbetonschicht sich sammelnde Sickerwasser wird durch Sickerschlitze an den Straßeneinlaufschächten abgeleitet (Abb. 17).

Auf dem Unterbeton liegt eine 7 cm dicke Walzasphaldecke, die in zwei Schichten — einer 4 cm dicken Bindschicht und einer 3 cm dicken Deckschicht — aufgebracht wurde. Die Mischung für die Deckschicht (1 Mex-Asphalt: 9 trockenen Zuschlagstoffen mit 50% Sand 0 bis 3 mm, 30% Basaltspalt 5 bis 12 mm und 10% Kalkmehlfüller) wurde im Ofen auf 180° erhitzt, bei 120 bis 140° eingebracht, mit Handwalze abgeglichen und mit einer 6-t-Dampfwalze abgewalzt.

Im Gegensatz zur Fahrbahn kamen bei den Gehwegen und Radfahrbahnen fabrikmäßig hergestellte und fertig verlegte Trag- und Belagplatten zur Verwendung. Zur Auflagerung der 60 cm breiten und 6 cm dicken Eisenbetontragplatten wurden auf die Längsträger Eisenbetonbalkchen (Abb. 18) aufbetoniert, um das Verlegen der Tragplatten in den verschiedenen Höhenlagen zu erleichtern. Sie besitzen an der Oberseite kleine Vertiefungen zum Aufbringen des Mörtelbetts und schützen an der Unterseite die Längsträgeroberfläche gegen Rost. Die Balkchen sind sehr einfach auszuführen und haben sich gut bewährt. Die Tragplatten werden auf den Balkchen in festem Mörtel verlegt; die sonst übliche Verankerung an den Längsträgern konnte gespart werden.

Um das Abheben und Auswechseln der Tragplatten über den Leitungskanälen zu erleichtern, wurden die Trennfugen zwischen den einzelnen Platten keilförmig gestaltet und mittels Teerkordeln und Palesit gedichtet, die Stirnfugen mit Palesit ausgestrichen. Entlang den Hauptträgern sind die Tragplatten mit aufgehöhten Wulsten versehen, die das Wasser den Einlaufschächten zuführen. Die Belagplatten der Gehwege und Radfahrbahnen wurden in verlängertem Zementmörtel versetzt.

Das Tagwasser der Brückenfahrbahn wird an den Schrammborden in Kandeln abgeleitet, durch Straßeneinlaufschächte, Abfallröhren und Schächte an den Pfeilern (Abb. 17) und Widerlagern einer im Bahngelände entlang der Brücke verlaufenden Dohle zugeführt. Das Tagwasser der Gehwege fließt in besondere Schachtkasten und durch Schlitze in den Hauptträgern den Kandeln zu (Abb. 18a).

Bauvorgang.

Zu beiden Seiten des Bahnhofs standen für den Brückenbau Arbeits- und Lagerplätze mit Gleisanschluß zur Verfügung. Die Schiller- und Umlandstraße mußten während des Baues für den Durchgangsverkehr gesperrt werden. Entlang diesen Straßen waren Abstell- und Freiladegleise vorhanden, die als Baugleise benutzt werden durften (Abb. 3). Die Tiefbaufirmen richteten sich auf der Ostseite an der Umlandstraße ein, die mit der Aufstellung des großen Überbaues betraute Stahlbau firma auf der Westseite an der Schillerstraße. Von der Betonaufbereitungsanlage mit Aufzug an der Umlandstraße wurde ein Rollbahngleis über den nördlichen Gehweg der alten Blaubeuertorbrücke bis zum Widerlager an der Schillerstraße verlegt. Zur beschleunigten Durchführung war die gleichzeitige Aufnahme der Rammarbeiten von den beiden Widerlagern aus mit zwei

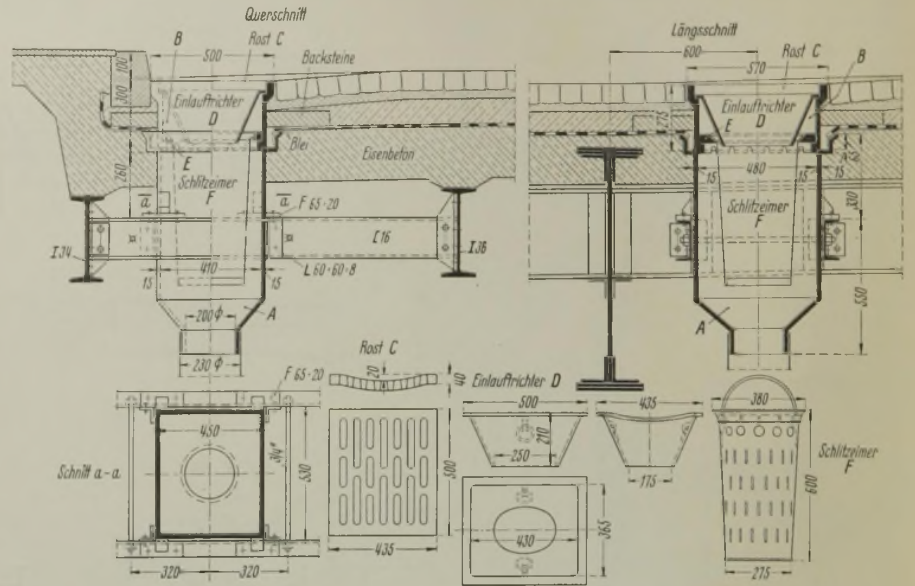


Abb. 17. Straßeneinlaufschächte in den Schrammborden.

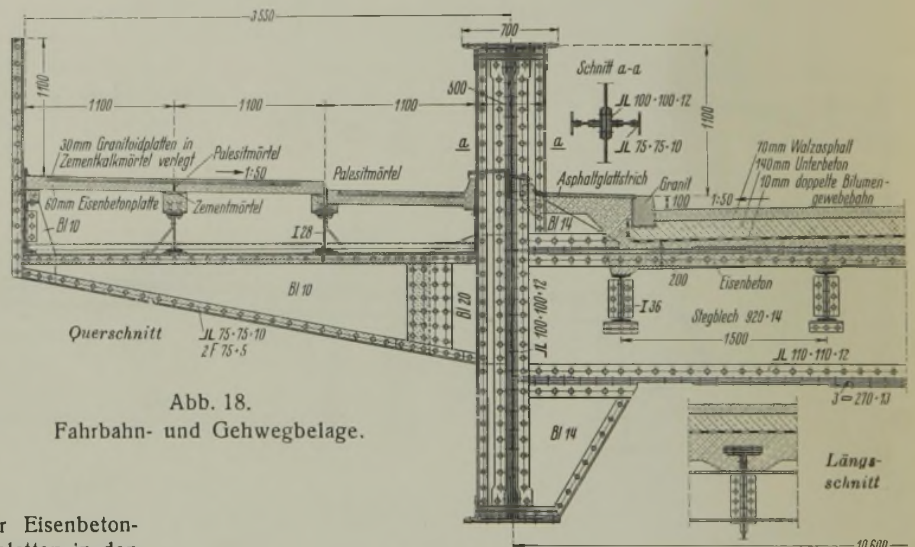


Abb. 18. Fahrbahn- und Gehwegbelage.

Dampframmen vorgeschrieben. Um die lästigen Transporte der langen Pfähle über den Bahnhof einzuschränken, ist neben dem Werkplatz an der Umlandstraße die Holzverladerampe auf der westlichen Bahnhofseite als Werk- und Pfahlagerplatz ausgenutzt worden. Die schweren Rammen mußten in Zugpausen über die Betriebsgleise verschoben, die Pfähle auf Bahnwagen zu den Zwischenpfeilern verfahren werden. Das Aufziehen

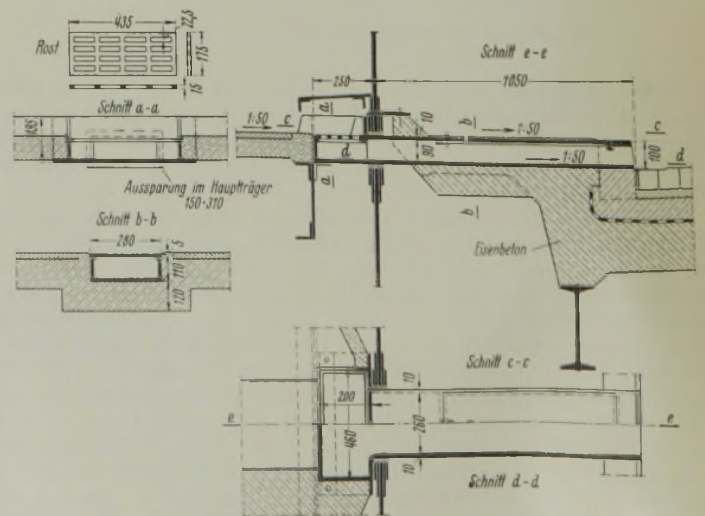


Abb. 18a. Entwässerung der Gehwege nach den Straßenkandeln,

der Pfähle und Einschwenken der Dampframmen erforderte die zeitweilige Sperrung der Gleise neben den Pfeilern. Um Betriebsstörungen zu vermeiden, war an jeder Ramme ein Sicherheitsposten aufgestellt.



Abb. 19. Ortweiterlager an der Schillerstraße. Vorderansicht.



Abb. 20. Ortweiterlager an der Schillerstraße. Rückentornister.



Abb. 21. Rückenansicht des Ortweiterlagers an der Schillerstraße.

Die Pfähle durften nach 10 tägiger Erhärtungsdauer gerammt werden, da bereits nach 7 Tagen eine Würfeldruckfestigkeit des Pfahlbetons von rd. 340 kg/cm² nachgewiesen war.

Mit der Einrichtung der Baustelle wurde am 9. Mai 1932, wenige Tage nach der Unterzeichnung des Vertrages zwischen der Stadt Ulm



Abb. 22. Freirückbau beim Abbruch der alten Überbauten.

und der Reichsbahndirektion Stuttgart begonnen. Am 22. Mai konnten bereits die ersten Probepfähle gerammt werden. Das breite Ortweiterlager an der Uhlandstraße wurde in zwei Abschnitten ausgeführt, da der Verkehr über die alte Brücke so lange wie möglich aufrechterhalten werden mußte. Die Erstellung des zweiten Bauteils bedingte den Abbruch von vier Feldern des alten Überbaues und die Sperrung der alten Brücke für den Fahrverkehr; der Fußgängerverkehr wurde gleichzeitig über eine Hilfstreppe auf den südlichen Gehweg verwiesen, bis die Fortschritte im Fahrleitungsbau die vollständige Beseitigung der alten

Brücke im Oktober erzwangen. — Die Abb. 19, 20 u. 21 zeigen die Ausführung des Widerlagers an der Schillerstraße.

Der Abbruch der Eisenüberbauten der alten Brücke geschah im „Freirückbau“, d. h. ohne feste Gerüste. Eine vollständige Einrüstung über den Betriebsgleisen war wegen der geringen Durchfahrhöhe von 4,85 m nicht möglich. Andererseits hätte die zeitweilige Sperrung stark befahrener Gleise den Bahnhofbetrieb zu sehr gestört (Abb. 22 u. 23). Durch einen den besonderen Verhältnissen genau angepaßten Arbeitsvorgang im Freirückbau konnte nicht nur ein festes Gerüst erspart, sondern auch auf angehängte Fallböden verzichtet werden. Eine Wiederverwendung der ausgebauten Eisenteile kam nicht in Frage. Die Zerstückelung in ladefähige Teile geschah mit dem Schneidbrenner. Zum feldweisen Ausbauen der Fahrbahntragteile (Zores-, Längs- und Querträger) sowie des Querverbandes wurde ein leichter Schwenkmast in Fahrbahnmitte auf die freigelegten Zoresisen über den vorletzten Querträger gestellt und an dem oberen Querstab drehbar befestigt. Ein auf den Obergurten der Gitterfachwerkträger gelagertes Verschiebegerüst mit Flaschenzügen an 2 und 3 m langen Kragarmen quer zur Brückenachse und über den Hauptträgern diente zum Anhängen der Gehwegkonstruktionsteile und zum schrittweisen Abtragen der Gitterfachwerkwände. Dabei hat man den über den eisernen Zwischenpfeilern und hölzernen Hilfsjochen durchlaufenden alten Überbau am auskragenden Ende, soweit nötig, durch Rundstempel gestützt, die zwischen den Betriebsgleisen so angeordnet werden konnten, daß die freie Kraglänge 10 m nicht überschritt. Nach Wegnahme der Zoresisen im Abbruchfelde wurden mit dem Schwenkkran nacheinander die 6 Längsträger und der vorderste Querträger gefaßt, abgetrennt, in das Brückeninnere eingeschwenkt, auf die dort bereitgestellten Rollwagen verladen und abgefahren. Weiter rückwärts waren an passenden Stellen größere Öffnungen geschaffen, durch die sämtliche Abbruchstücke in unter der Brücke aufgestellte Eisenwagen abgelassen werden konnte. Nach der Beseitigung der Fahrbahnanteile wurden mit Hilfe der Querarme am oberen Verschiebegerüst die Fußwegkonstruktionsteile abgebrochen und ins Brückeninnere verbracht. Der Rückbau der verbliebenen, auf zwei Feldweiten entlasteten Gitterfachwerkwände ging in zwei Arbeitsabschnitten vor sich. Durch einen unter 45° schräg von unten nach oben geführten Schnitt wurde zunächst das Obergurtstück mit angenieteten Streben abgetrennt und dann mit dem um ein Feld zurückgeschobenen Schwenkmast die Fahrbahn ausgebaut und zurückschwenkt, daraufhin durch einen lotrechten Wandschnitt das überstehende Untergurtstück abgebrannt, mit dem Schwenkkran verladen und mit der Rollbahn abgefahren.

Der Arbeitsvorgang konnte in den Brückenabschnitten über dem Bahnhofsvorplatz wieder-



Abb. 23. Abbruch des alten Überbaues.

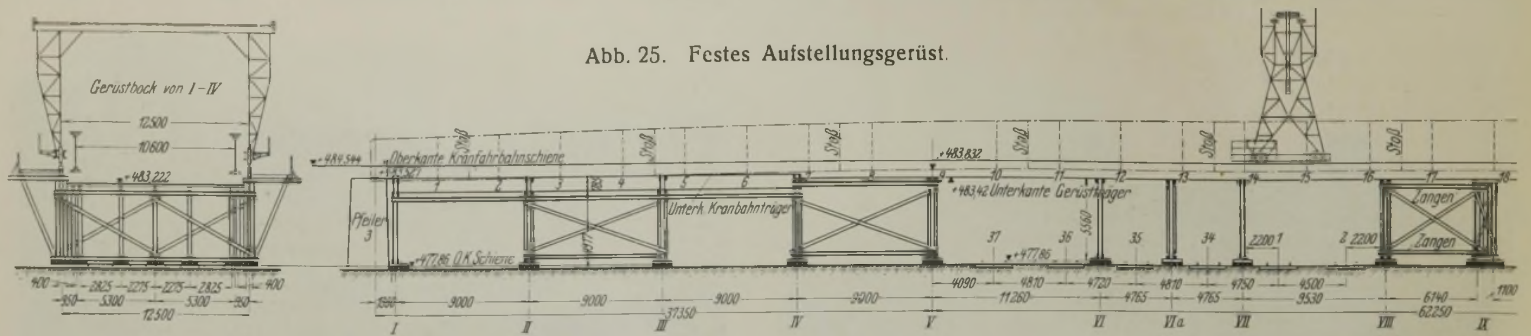


Abb. 25. Festes Aufstellungsgerüst.

holt ausgeprobt und dann in allen Einzelheiten festgelegt werden. Die Abbrucharbeit ging rasch und ohne den kleinsten Unfall und die geringste Störung des Bahnbetriebs vorstatten. Der Abbruch des 220 m langen und 450 t schweren Tragwerks im Freirückbau erforderte 7 Wochen und hat nur 7800 RM gekostet. Der betriebsgefährliche Zustand des durch Rost geschwächten Zoresisenbelags nach der Beseitigung der Deckschicht ist aus Abb. 24 zu ersehen.

Die Maschinenfabrik Eßlingen, die im Verein mit den Firmen: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, August Klönne, Dortmund, Wälde, Kade & Erath, Hall und C. D. Magirus, Ulm, den großen Überbau hergestellt hat, begann am 16. September 1932 mit der Einrichtung der Baustelle und der Erstellung eines festen Montagegerüsts (Abb. 25 u. 26). Die zeitweilige Verlegung des Bahnraumes durch Einzeljoche und verstrebt

Sowohl die schweren Teile der Hauptträger als auch die Querträger, Längsträger, Konsole und sonstigen leichten Konstruktionsteile wurden mit dem Portalkran verfahren (Abb. 28). Die 17,45 m langen und bis zu 3,50 m hohen Hauptträgerstücke waren auf SS-Wagen mittels eiserner Stützböcke in Schrägstellung verladen. Sie wurden in der Aufzugöffnung bei der Schillerstraße mit dem Montagekran gefaßt (Abb. 27), lotrecht gestellt und hochgezogen, dann in die Längsrichtung eingeschwenkt, zur Verwendungsstelle vorgefahren und dort eingefädelt (Abb. 28). Der Zusammenbau des großen Überbaues war Ende Dezember beendet. Er ging reibungslos vorstatten, obgleich die Teile aus vier verschiedenen Werkstätten stammten. In der Werkstatt waren 176 000 Niete, auf der Baustelle noch 48 000 Niete zu schlagen. Die Baustellennietung bot insofern etwas besonderes, als hier zum erstenmal das vom Verfasser



Abb. 24. Durch Rauchangriff und Rost zerstörte Zoresisen.

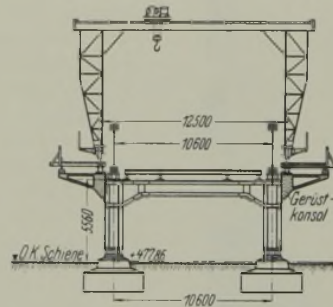


Abb. 26. Gerüstkonsole an den Pendelstützen.



Abb. 27. Öffnung zum Hochziehen der Stahlteile.

Doppeljoche war dabei nicht zu umgehen. Nach Erstellung der Joche wurden die Kranbahn-II-Träger für den schweren elektrisch betriebenen Portalkran mit 25 t Tragfähigkeit mittels eines fahrbaren Wagenkrans vorgestreckt, die zwischen den Kranbahnträgern versenkte Arbeitsbühne für den Zusammenbau der Fahrbauteile auf I-Träger gelagert und zu beiden Seiten noch 2,50 m breite Gehwege mit Geländern erstellt. Über dem Baugleis neben der Schillerstraße war in der Gerüstdecke eine große Aufzugöffnung freigehalten (Abb. 27).

Der Vorbau des Montagegerüsts geschah von der Schillerstraße her, um die Gründungsarbeiten nicht zu stören, während die Aufstellung der Stahlkonstruktion des großen Überbaues vom Massivpfeiler III aus vor sich ging. Der erste Hauptträgerteil konnte am 8. November verlegt werden.

vorgeschlagene Nietstachverfahren praktische Anwendung fand, nach dem die Niete der Hauptträger bei einer Paketdicke von mehr als $3,5d$ in den Gurtwinkel- und mehrlagigen Lamellenstößen zu behandeln waren. Die Maschinenfabrik Eßlingen hat hierzu einen besonders ausgebildeten Luftdruckstachhammer gebaut, mit dem die mit einem Sonderzuschlag von 8 bis 10 % länger als sonst bemessenen Niete mit vier bis fünf Schlägen vorgestaucht und dann mit dem üblichen Luftdruckhammer fertiggestellt wurden (Abb. 29 u. 30).

Mit der Aufstellung des kleinen Überbaues war die Firma Gebr. Wöhr in Unterkochen beauftragt. Die Werkteile wurden auf dem Verladegleis an der Umlandstraße bereitgestellt, die 18,4 m langen und 7 t schweren Blechträger mit Kranwagen vor die erste Öffnung gebracht und mit Standbäumen hochgezogen. Die Reststücke für die zweite Öffnung konnten mit den Kranwagen unmittelbar vom Eisenbahnwagen aus eingebaut werden. Zum Einsetzen der zugehörigen Querverbindungen diente ein weitausladender Turmdrehkran (Abb. 31), mit dem auch alle sonstigen leichten Teile, wie Abdeckbleche, Gehwegkonsole, Aufstellungsgerüste, schwere Werkzeuge, Nietöfen und Nietfässer bewegt wurden. Zur Vernietung genügte eine an die Blechträger angehängte Arbeitsbühne.

Die Hauptnietarbeit war Ende Februar 1933 beendet; Restarbeiten an Geländern und Schutzgittern mußten nach Abbruch des Gerüsts auf kleinen Hängegerüsten ausgeführt werden, da das Durchziehen der elektrischen Fahrleitung unter der neuen Brücke die vorzeitige Beseitigung des festen Gerüsts notwendig machte.

Mit der Einschaltung der Eisenbetonfahrtafel wurde Anfang März begonnen. Dabei kamen für die einzelnen Felder Schalttafeln mit Keilabstützung auf der Unterflansche der Längsträger zur Verwendung. Die



Abb. 28. Vorbau der Hauptträger.

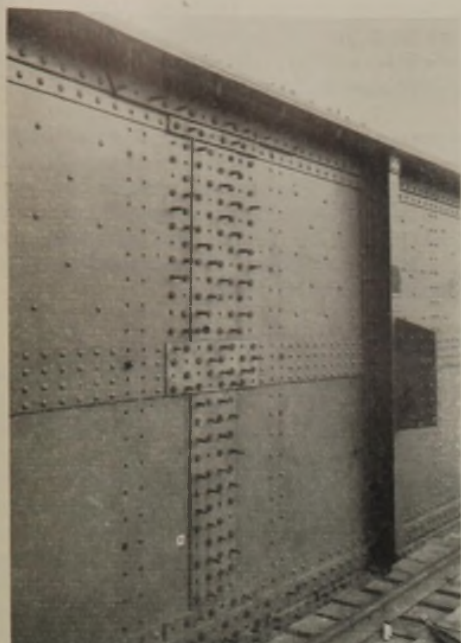


Abb. 29. Stoß der Hauptträger.



Abb. 31. Turmdrehkran zum Aufstellen der kleinen Überbauten.

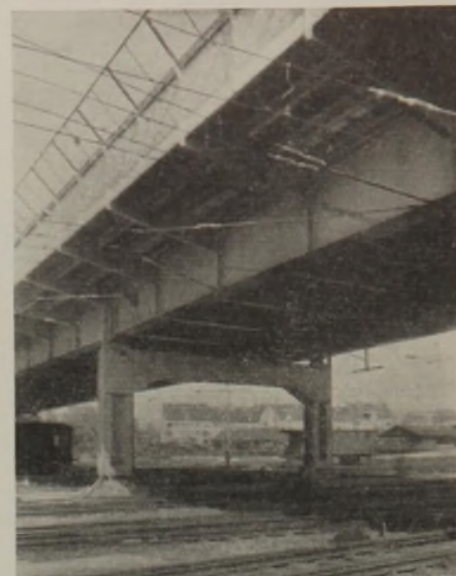


Abb. 34. Fertige Brücke. Untersicht.

Bewehrung der Fahrbahnplatte ist aus Abb. 32 zu ersehen. Über die ganze Brücke hinweg wurde ein Rollbahngleis zur Beifuhr des Betons verlegt. Ende April war die Fahrbahnplatte fertig. Anschließend wurde nach genügender Erhärtung des Betons die Abdichtung aufgebracht. Die Tragplatten für die Gehwege konnten ohne Gerüste und Fallböden auf den Längsträgern verlegt werden (Abb. 33).



Abb. 30. Nieten mit Stauchhammer.

Am 1. Mai wurden die Fahrleitungen auf Bahnhof Ulm unter Spannung gesetzt und der elektrische Bahnbetrieb aufgenommen. Vorher waren die Anstricharbeiten an der Unterseite der Brücke fertigzustellen. Die Brücke erhielt einen hellgrauen Anstrich (Abb. 34).

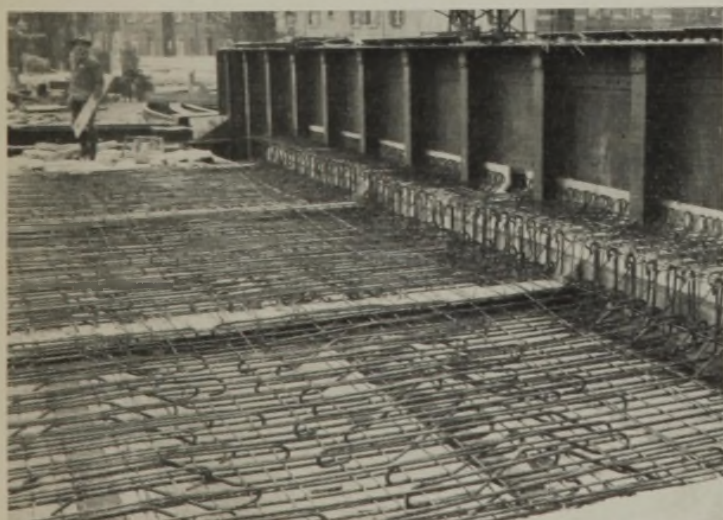


Abb. 32. Fahrbahnbewehrung.

Die vom Bahnbetrieb unabhängigen Arbeiten auf der Brücke, wie Fahrbahnabdichtung, Fahrbahntwässerung, Pflasterung, Aufbringen der Walzasphaldecke, der Gehwegplatten, Beleuchtungs- und Signaleinrichtungen zogen sich wegen ungünstiger Witterung noch über zwei Monate hin. Nach Fertigstellung der Zufahrampen durch die Stadt Ulm konnte am 12. Juli 1933 eine Probelastung vorgenommen werden. Aus zwei schweren Dampfwalzen, Wasserwagen und sonst erreichbaren ausgelasteten Lastkraftwagen wurden drei nebeneinander stehende Lastzüge gebildet, die auf den ungünstigsten belasteten Hauptträger ein Einheitsgewicht von rd. 2,5 t/m ausübten und ungefähr der Hälfte der in der statischen Berechnung berücksichtigten Gesamtlast entsprachen. Die Durchbiegungen haben betragen in den Öffnungen von:

37,35 m	62,25 m	49,8 m und 41,5 m
+ 13,0	+ 33,8	+ 23,5 und + 17,6 mm;

sie waren geringer als die rechnerischen Vergleichswerte. Seitenschwankungen der Untergurte konnten kaum festgestellt werden. Die steife Fahrbahnplatte in Zusammenwirkung mit dem Montageverband geben somit der Brücke die gewünschte Seitensteifigkeit. Die Widerlager zeigten bei der Belastung der Rückenkonstruktion keinerlei Bewegungen.

Am 13. Juli 1933 fand eine schlichte Eröffnungsfeier statt, zu der Vertreter der Staatsregierung, der Reichsbahn, der Stadt, Abordnungen der Unternehmer und Arbeiter, Gewerbe, Handel und Industrie geladen waren, worauf die Brücke durch Staatskommissar Förster dem Verkehr übergeben wurde.

Firmen, Umfang der Arbeiten und Lieferungen, Baukosten.

Bei der Vergebung der Arbeiten und Lieferungen sind Ulmer Firmen und Handwerker weitgehend berücksichtigt worden.

Die Gründungs- und Betonierarbeiten wurden von einer Arbeitsgemeinschaft Wayß & Freytag AG, Stuttgart, Karl Kübler AG, Stuttgart,



Abb. 33. Verlegen der Gehwegplatten.

und Richard Vogel, Ulm, die Stahlbauarbeiten von der Maschinenfabrik Eßlingen unter Beteiligung der Firmen Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, August Klönne, Dortmund, Wälde, Kade & Erath, Hall-Steinbach, Gebr. Wöhr, Unterkochen, Wilh. Luig, Illingen, C. D. Magirus, Ulm, ausgeführt.

Die Aufstellung des gesamten Tragwerks über den großen Brückenöffnungen hatte die Maschinenfabrik Eßlingen und des kleineren Überbaues über dem Güterschuppenvorplatz und der Uhlandstraße die Firma Gebr. Wöhr, Unterkochen, übernommen.

Den Abbruch der alten Brücke besorgte die Maschinenfabrik Eßlingen gemeinsam mit dem Schlossermeister Karl Hagenmaier, Ulm.

Die Eisenbetonfahrbahn war einer Arbeitsgemeinschaft zwischen den Firmen Wayß & Freytag AG, Karl Kübler AG, Stuttgart, und Regierungsbaumeister Kugler, Ulm, übertragen. Ferner waren am Brückenbau beschäftigt: Bauunternehmer Fritz Gack und Franz Geiger, Zimmermeister J. Geiger, Schlossermeister K. Gauss, Firma Rupp und Sohn, alle in Ulm. Den Zement lieferte die Firma E. Schwenk, Ulm, die auch die Abdeckungen der Fußgänger- und Radfahrwege ausgeführt hat. Die gußeisernen Entwässerungskasten wurden von den Schwäbischen Hüttenwerken Wasseralfingen, die Steinzeugröhren von R. A. Rehfuß, Ulm, und die Entwässerungsrinnen und -Röhren von Flaschnermeister Christof Brehm, Ulm, geliefert. Die Anstricharbeiten waren der Arbeitsgemeinschaft J. Germerdonk, Ulm, A. Baumeister, Ulm, und Chr. Kämmerer, Stuttgart, übertragen. Die Fahrbahndichtung wurde von Gebr. Braun, Ulm, die Asphaltierung der Schrammborde von der Firma Maslowski, Ulm, der Unterbeton von der Bauunternehmung Kümmerle, Ulm, die Walzasphaltdecke von der Straßenbauunternehmung Sager und Woerner, Ulm, aufgebracht, die Ausführung des Kleinpflasters war den Pflastermeistern Bopp, Reisser und Heim, Ulm, übertragen. Die elektrische Beleuchtung der Brücke wurde vom Städtischen Elektrizitätswerk Ulm nach den Entwürfen des Tiefbauamtes eingerichtet. Die beiderseitigen Zufahrtrampen sowie der Fahrbahnbelag wurden vom Tiefbauamt der Stadt Ulm erstellt.

Über den Umfang der Arbeiten geben folgende Zahlen Aufschluß: Für die Pfeiler und Widerlager waren insgesamt 2500 m³ Beton und 850 t Zement erforderlich, außerdem wurden rd. 4000 lfdm Eisenbetonpfähle gerammt; für die Stahlkonstruktion 450 t St 52, 1040 t St 37 und 35 t Stahlguß.

Der Brückenbau hat den Arbeitsmarkt im Ulmer Bezirk belebt. Während der Hauptbauzeit fanden etwa 200 Mann täglich Beschäftigung,

wovon eine große Zahl von Notstandsarbeitern durch das Arbeitsamt Ulm vermittelt wurde. Insgesamt sind am Brückenbau ohne Zufahrtrampen etwa 25 000 Tagewerke geleistet worden, zu denen noch die Tagewerke für Anfertigung der Brückenteile in den Stahlbauanstalten hinzukommen.

Die Baukosten des gesamten Brückenbaues ohne Rampen beliefen sich auf rd. 1,2 Mill. RM, gegenüber dem mit den Preisen vom Jahr 1929 aufgestellten Voranschlag mit 1,5 Mill. RM. Die Ersparnisse sind einerseits auf die durch die Krise bedingten niedrigen Angebote, andererseits aber auch auf die gründliche Entwurfsbearbeitung und sorgfältige Bauvorbereitung zurückzuführen, die ermöglichten, daß während des Baues keinerlei Änderungen vorgenommen werden mußten.

Die neue Brücke im Stadtbild.

Die neue Brücke ist als reines Ingenieurwerk anzusprechen und ein Beweis dafür, daß der Formensinn des gestaltenden Ingenieurs unter dem auf statische, konstruktive und wirtschaftliche Belange eingestellten Schaffen nicht Not zu leiden braucht.

In ihrer schlichten und klaren Formgebung fügt sich die Brücke anspruchslos und harmonisch in das Stadtbild ein. Jede Einzelheit ist zweckbestimmt, das ganze Bauwerk aus den örtlichen Verhältnissen und den gegebenen Bedingungen heraus sachlich gestaltet unter Verzicht auf jede architektonische Zutat. Das Streben des Ingenieurs, die Festigkeits-eigenschaften des Werkstoffs in der Konstruktion auszuschöpfen, kommt in der Form zum sinnfälligen Ausdruck. In der Ansicht ist die verdeckte Fahrbahn durch die seitlich ausgekragten Gehwege betont. Die über die Fahrbahn sich erhebenden, schweren Blechträger treten in der Gesamterscheinung zurück. Durch die weitausladenden Konsole, die sich in den Geländerpfosten fortsetzen, wird die Ansichtfläche rhythmisch gegliedert und das Brückenbild belebt. Die Ruhe und Geschlossenheit der neuen Brücke steht im wirkungsvollen Gegensatz zu dem Gewirr der Gittermaste und Fahrleitungen über dem Bahnhofgelände. Die älteren Entwürfe mit hoch über die Fahrbahn aufsteigenden Fachwerkträgern unter Durchschneidung des Raumes über dem Bahnhof im Sehbereich des das Stadtbild beherrschenden, altherwürdigen Ulmer Münsters auf der einen Seite und der Michelsburg auf der anderen Seite hätten keine befriedigende Lösung der Aufgabe erwarten lassen.

Angaben über die bei der Entwurfsbearbeitung Beteiligten und über die örtliche Bauleitung s. Bautechn. 1934, Heft 8, S. 84.

Alle Rechte vorbehalten.

Bitumen und Bitumendecken im Talsperrenbau.

Von Dr. Fr. Joedicke, Hamburg.

Die große wirtschaftliche Bedeutung der Talsperren wird durch nichts besser gezeigt, als durch ihre ständig zunehmende Zahl in vielen Ländern. Von besonderer Wichtigkeit ist in Anbetracht der oft großen Stauhöhe die Standfestigkeit der Talsperre; Voraussetzung hierfür ist ihre Sicherheit. Diese wiederum ist abhängig von dem Maße der Dichtigkeit; erstrebt wird die größtmögliche Undurchlässigkeit, mag die Sperre nun als Staumauer oder als geschütteter Damm ausgebildet sein.

Hierbei kann das Bitumen entweder allein oder in Verbindung mit geeigneten Trägern (Füllstoff, Asbest, Jute od. dgl.) oder als Bitumen-Mineral-Gemisch wertvolle Dienste leisten. Hierzu bestimmt ist dieser Baustoff insbesondere auf Grund seiner Plastizität, seiner Unveränderlichkeit, seiner Widerstandsfähigkeit gegen Temperatureinflüsse und seiner Indifferenz gegen Angriffe chemischer Art, gegen aggressive Wasser und aggressive Bodenarten. Diese Eigenschaften weisen demzufolge auch die Bitumen-Mineral-Gemische auf.

Im folgenden soll die mögliche Verwendung von Bitumen im Talsperrenbau erörtert und gezeigt werden, welche Bauweisen, je nach den Verhältnissen, mit Vorteil angewendet werden können.

I. Abdichtung des Untergrundes.

Die Standsicherheit einer Talsperre wird vor allem bedingt durch einen dichten Untergrund und dichte Flanken sowie durch den einwandfreien Anschluß an diese. Die Abdichtung des Untergrundes erfordert ganze Arbeit. Klüfte im Fels werden sorgsam geschlossen. Hierbei bedient man sich meist der Zementeinspritzungen. Bessere Erfolge erzielt man unter Umständen durch die alleinige oder die Mitverwendung von Bitumeneinspritzungen. Ein lehrreiches Beispiel hierfür bietet eine Stauanlage in Nordspanien¹⁾. Die 96 m hohe Betonmauer steht auf stark rissigem Dolomit; wasserundurchlässige Schichten trifft man erst in über 300 m Tiefe an. Da es Schwierigkeiten bereitete, in den stellenweise breiten Rissen Zement zu verankern, füllte man diese mit Bitumen aus, das mit einem Druck bis 10 at heiß eingespritzt wurde. Das Ergebnis war eine 82%ige Verringerung der Wasserverluste. Bei derartigen Maßnahmen muß das Bitumen gut heiß in die Klüfte eingebracht werden; größere Temperaturverluste können durch elektrische Heizvorrichtungen oder wie bei der genannten Stauanlage durch ein Heißwasserumlaufsystem vermieden werden.

II. Staumauern.

Bei Staumauern wird besonders die Wasserseite gegen das Eindringen von Wasser zu schützen sein. Man hat sich hierbei bereits vor Jahren des Bitumens in gelöstem Zustand oder in emulgierter Form bedient. Diese Anstriche erwiesen sich jedoch nach einigen Jahren als ausbesserungsbedürftig; dies kann nicht weiter verwundern, da man von einem Film nicht erwarten kann, daß er gegen mechanische Kräfte (Wellenschlag, Eisgang) auf die Dauer unempfindlich ist. Weiterhin muß noch berücksichtigt werden, daß man damals noch nicht erkannt hatte, daß Schutzanstriche nur dann an der Betonoberfläche haften, wenn diese völlig trocken ist, und daß man früher vielfach Anstriche benutzt hat, die aus Materialien hergestellt waren, die nur die schwarze Farbe mit Bitumen gemeinsam hatten.

Heute werden Schutzanstriche meist so hergestellt, daß man zunächst einen kaltflüssigen Bitumenvoranstrich aufbringt, der die Fähigkeit hat, in die Poren des Betons einzudringen, und daß dann ein zweimaliger, heißflüssiger Deckaufstrich folgt (Abb. 1).

Aber auch einem solchen, nach allen Regeln der Kunst aufgetragenen Anstrich wird bei Staumauern auf der Wasserseite nur eine beschränkte Lebensdauer beschieden sein, wenn er nicht gegen mechanische Angriffe geschützt wird. Dem trug Intze in dem von ihm entwickelten Abdichtungsverfahren Rechnung. Er baute zum Schutze der Dichtungsschicht, bestehend aus einem Glattstrich aus Zement-Traßmörtel, dem 2 GT Bitumenemulsion zugefügt sind und der nach dem Trocknen mit einem mehrmaligen Anstrich mit Bitumenlack versehen wird, ein starkes Bruchsteinmauerwerk als Blendmauer vor. Dieses Verfahren fand in Deutschland bei bekannten Sperrmauern Anwendung, wie z. B. bei der Edertal-

sperre, der Möhnetalsperre, der Remscheider Talsperre, bei der Erhöhung der Lenneptalsperre u. a.

Eine hochwertigere Abdichtung, die auch auf die Dauer wesentlich wirksamer sein dürfte, wurde bei der Dreilägertalsperre im Landkreise Aachen angewendet, indem auf den Glattstrich Bitumen mit Jutfaserzusatz aufgebracht wurde. Man erhielt so eine zusammenhängende, mehrere mm dicke Dichtungshaut, die natürlich auch durch eine Verblendmauer geschützt werden mußte. — Ähnliche Isolierschichten erhält man durch Aufkleben von Dichtungsbahnen, für deren Anwendung als Abdichtung von Ingenieurbauwerken die Reichsbahn in der AIB genaue Richtlinien gibt.



Abb. 1. Wasserseitiger Bitumenanstrich der Spitallammsperre (Grimselwerk).

Das norwegische Ingenieur-Beton-Komitee hat sich mit der Frage der Abdichtung von Staumauern besonders eingehend befaßt und ist dabei zu dem Ergebnis gekommen, daß bei Betonmauern des Schwergewichtstypes eine Isolierung an der Wasserseite zur Deckung der Schwind- und Temperaturrisse, durch die das Wasser in den Betonkörper eintritt und ein Auslaugen des Kalkes aus dem Beton erwirkt, dann ihre Aufgabe erfüllt, wenn sie vollkommen elastisch ist und gegen mechanische Angriffe geschützt wird. Dieser Forderung wird nach meiner Ansicht eine Konstruktion gerecht, die auf Bitumengrundlage beruht und darin besteht, daß man zwischen Mauerkörper und Verblendmauer statt eines Glattstriches nach dem Intzeschen Verfahren eine Bitumendecke zwischenschaltet. Der Arbeitsvorgang hätte so vor sich zu gehen, daß die Verblendmauer in einem Abstände von mehreren cm gleichzeitig mit dem Mauerkörper hochgezogen wird; phasenweise, etwa alle 30 cm fortschreitender Bauhöhe, ist der verbleibende Hohlraum mit einem Bitumen-Mineral-Gemisch heiß auszufüllen, nachdem an dem betreffenden Streifen der Betonwand Asphaltpapier angelegt worden ist. Man erhält gleichzeitig mit fertiggestellter Staumauer vor dieser eine vollkommen fugenlose selbständige Wand, die durch die Verblendmauer gegen jede mechanische Beanspruchung geschützt ist. Als „gegossene“ Decke gewährleistet sie völlige Wasserundurchlässigkeit und als Bitumendecke genügende Plastizität. — Von einer solchen „Vergußmasse“ ist zu fordern, daß sie bei 180° sich leicht in die verhältnismäßig schmalen, 30 cm tiefen Fugen eingießen läßt und sich in den Fugen, auch im unteren Teile, gut verteilt. Sie besteht, wenn sie dem entsprechen soll, aus Steinmehl, feinem Sand und Bitumen; sie läßt sich auch leicht auf der Baustelle selbst herstellen, etwa unter

¹⁾ Ogden, Application of cementation to water works, The Surveyor 1934, Nr. 2204.

Zuhilfenahme von Vorwohler Mastixbroten, die aus gemahlenem, auf 12 bzw. 15% Bitumen angereichertem Vorwohler Asphaltfelsen hergestellt sind. Je 1 cm Fugenbreite benötigt je m² 21 kg Einbaumasse; die Kosten einschließlich Einbau übersteigen den Preis des Intzeschen Abdichtungsverfahrens nicht oder nicht wesentlich.

Ein anderes Abdichtungsverfahren auf bituminöser Grundlage besteht darin, daß man die Abdichtung in der Verblendmauer selbst unterbringt, indem man ihre Fugen mit einer Bitumendichtung versieht. Es sind zwei Verfahren möglich:

1. Die Fugen werden mit Zementmörtel nicht satt verfüllt und die äußeren 3 bis 5 cm mit Bitumendichtungsmasse gedichtet. Es versteht sich von selbst, daß an eine solche Dichtungsmasse besonders scharfe Anforderungen gestellt werden müssen; sie dürfen bei stärkster Sonnenbestrahlung nicht abfließen und müssen bei strengster Kälte immer noch eine gewisse Plastizität aufweisen. Mechanische Angriffe hat diese Dichtung nicht zu erwarten.

Da die Abdichtung an senkrechten Mauern vorzunehmen ist, kann nur eine kaltverstreichbare Bitumenpaste mit genügendem Asbestfaserzusatz in Frage kommen. Die Fugen werden zunächst sauber gereinigt und mit einem bituminösen Grundieranstrich behandelt, bevor die Dichtungsmasse aufgespachtelt wird. Der Verbrauch an Dichtungsmasse beträgt bei 2 cm breiten Fugen und einer Verfüllung von 3 cm Tiefe 600 cm³ je lfdm Fuge, das sind, je nach dem spezifischen Gewicht, 700 bis 850 g je lfdm Fuge.



Abb. 2. Abdichtung mit kaltverstreichbarer Bitumenpaste.

Nach diesem Verfahren ist im Jahre 1934 die Verblendmauer der Staumauer des Kraftwerkes Barberine der S. B. B., Wallis (größte Höhe 80 m, Mauerkrone 1889 m ü. M.) gedichtet worden (Abb. 2). Diese Staumauer ist eine Gewichtmauer aus Gußbeton, vor die nachträglich eine Verblendmauer vorgebaut wurde. Der dort zur Verwendung gelangende kaltverstreichbare Bitumenkitt, mit dem die Bauleitung außerordentlich zufrieden ist, wurde an der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich auf seine Dehnbarkeit bei niedriger Temperatur untersucht, und es wurden Abfließversuche angestellt:

Bei der Bestimmung der Dehnbarkeit wurde eine Versuchsanordnung getroffen, wie sie Abb. 3 zeigt. Das Versuchstück wurde innerhalb 8 Stunden auf eine Temperatur von -20°C unterkühlt. Nach dem Herausnehmen aus dem Kühlraum wurde es durch besondere Schutzmaßnahmen gegen Erwärmung geschützt und in die Zugmaschine eingespannt. Während der Laststeigerung wurden folgende Dehnungen des Kittes festgestellt:

Zugkraft	Länge L_1	ΔL_1	Länge L_2	ΔL_2
kg	cm	cm	cm	cm
20	10,53	0	10,06	0
300	10,64	0,11	10,37	0,31
350	10,82	0,29	10,99	0,93
400	11,20	0,67	11,22	1,16

Kurz nach diesen Ablesungen folgte die Trennung zwischen Mörtel und Kitt (Schnitt $a-a$). An der Kittmasse hafteten auf der Trennungsfläche einige dünne Mörtelabblättrungen.

Ebenso scharf war die Prüfung des Verhaltens bei hohen Temperaturen. Vor Beginn der Abfließversuche wurden die Probekörper zunächst 6 Wochen einer Luftlagerung bei $+15$ bis $+20^{\circ}\text{C}$ ausgesetzt sowie einer Wasserlagerung von 4 Wochen Dauer und 25maliger Frosteinwirkung. Nachdem sich hier keine Veränderungen zeigten, wurden die Proben senkrecht stehend in einem regelbaren elektrischen Trockenschrank den Temperaturen von 50, 60 und 100°C während je 24 Stunden ausgesetzt (Abb. 4).

Die folgende Tabelle gibt die verschiedenen, gemessenen Abflüßlängen an:

Lagerung der Körper	Abflüßmenge bei den Temperaturen von			
	50°C	60°C	80°C	100°C
	mm	mm	mm	mm
Luftlagerung bei $+15$ bis $+20^{\circ}\text{C}$	0	0	1	2 bis 3
	—	0	1	2
4 Wochen Wasserlagerung	0	0	1	2 bis 3 ^{*)}
+ 25 malige Frosteinwirkung	—	0	1	3 bis 4

*) Oberfläche gebläht.

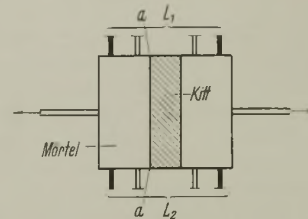


Abb. 3. Bestimmung der Dehnbarkeit von Bitumenpaste bei niedriger Temperatur.

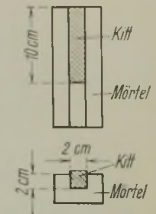


Abb. 4. Abfließversuche mit luft- und in tiefen Temperaturen gelagerten Probekörpern.

2. Das andere Verfahren besteht darin, daß man die Fugen mit bituminösem Schleuderputz²⁾ austorkretiert. Es beruht darauf, daß Bitumen-Mineral-Gemische unter Druck eingeschleudert werden. Das Bitumen kann in verschiedener Form angewandt werden; die bequemste Verarbeitung erlaubt die Emulsion oder Dispersion von Bitumen in Wasser. Hierbei kann kalt gearbeitet werden. Der Vorgang des Mischens und Auftragens geschieht so, daß einerseits aus einer Gebläsemaschine, z. B. einem kleinen Torkretapparat, die festen Füllstoffe, also z. B. der trockene Zementmörtel (Zement und Sand), andererseits aus einem Druckkessel die Bitumenemulsion oder -dispersion unter Luftdruck je in einer besonderen Schlauchleitung zu einem gemeinsamen Mundstück gefördert werden, wo die Bitumenemulsion aus Mischdüsen in einem Mischrohr auf die Mineralien trifft und das Gemisch aus dem Mischrohr herausgeschleudert wird. Durch das Aufschleudern unter Druck wird die aufzutragende Masse noch besonders verfestigt und gedichtet.

Wenn das Gemisch von Bitumenemulsion, Portlandzement und Sand passend zusammengesetzt ist, so erhält man dadurch, daß der Portlandzement das abgestoßene Zementwasser bindet, einen Portland-Zementbeton, der zugleich ein bituminöser Beton oder auch, mit anderen Worten, ein Asphaltbeton ist. Man kann auf diese Weise einem Zement-Sand-Gemisch 1:4 noch 10 Gew.-% Bitumen beifügen. Das fertige Erzeugnis ist dann sowohl Zementbeton wie auch Asphaltbeton. Wenn bei einer mechanischen Beanspruchung die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird, tritt die elastische Nachgiebigkeit des Bitumens in Wirkung, so daß kein Riß entsteht.

Will man einen Zementbeton erhalten, der einen verhältnismäßig geringen Anteil an Bitumen hat, so läßt sich das in einfacher Weise dadurch erreichen, daß man eine entsprechend verdünnte Emulsion anwendet. Es ist deshalb zweckmäßig, nur solche Emulsionen zu verwenden, die sich ohne weiteres mit gewöhnlichem Wasser verdünnen lassen, ohne dabei zu brechen.

Bei einer Fugendichtung nach diesem Verfahren unter Verwendung von Portlandzement als wasserbindendem Füllstoff wird man so vorgehen, daß man zunächst reinen Portlandzementmörtel nur mit Wasser als Flüssigkeit einschleudert und daß man dann, wenn so etwa die hintere Hälfte der Fugen verfüllt ist, als Flüssigkeit die Bitumenemulsion in den Flüssigkeitsdruckkessel gibt.

In Fällen, wo Angriffe chemischer Art zu erwarten sind, empfiehlt es sich, statt des Zements, einen säurefesten Füllstoff, wie z. B. Quarzmehl, Schiefermehl oder Quarzsand zu verwenden. Auch in diesem Falle wird zunächst das säurefeste Mörtelgemisch und unmittelbar darauf die säurefeste Schutzschicht eingebracht.

Bei diesem Verfahren ist es nicht erforderlich, die Fugen mit einem Grundieranstrich zu versehen.

III. Staudämme.

Vielfach wirtschaftlicher als Gewichtstützmauern sind Staudämme, die demzufolge zunehmende Bedeutung gewinnen. Die Dammdichtung befindet sich entweder auf der Wasserseite oder im Damminnern. In beiden Fällen sind Asphaltbauweisen anwendbar.

²⁾ Joedicke, Böschungsbeton, sein Schutz und sein Ersatz. Bau-techn. 1934, Heft 1.

a) Staudämme mit wasserseitiger Dichtung.

Bitumen zur Abdichtung der Wasserseite von Staudämmen ist schon vielfach benutzt worden.

Beim Walnut Grove-Damm (Arizona)³⁾ und Escondido-Damm (Calif)⁴⁾ besteht die Abdeckung in ursprünglicher Form aus Holz, das mit Bitumen gedichtet wurde.

Am Staudamm am Lac d'Orédon (Pyrenäen)⁵⁾ verlegte man als wasserseitige Dichtungsschicht des festgelagerten Dammkörpers eine starke Betondecke, die mit Bitumenanstrichen versehen wurde, die man ihrerseits wieder durch vorgebautes Mauerwerk vor Zerstörungen bewahrte.

Die Dichtung der East Canon-Sperre (Utah), eines felsgeschütteten Damms vom Rock-Fill-Typ, stellt eine an der Wasserseite angebrachte Stahlwand dar aus asphaltierten Stahlblechen mit Betonumhüllung, beiderseits in Trockenmauerwerk eingebettet.

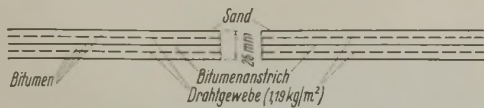


Abb. 5. Bewehrte Bitumenmatte.

Wesentlich solider ist die Anordnung am Staudamm der Wasserkraftanlage von Tepuxtepec⁶⁾ am Lerma-Fluß in Mexiko. Die wasserseitige Abdichtung dieses vorerst 37,5 m hohen, 0,7 : 1 geneigten Steindammes, gleichfalls vom Rock-Fill-Typ, besteht aus zwei Eisenbetonmembranen, zwischen denen eine außergewöhnlich dicke Asphaltisolierungsschicht liegt; diese wird gebildet durch zwei mit Heißbitumen verklebte, je 2,5 mm dicke, im voraus gegossene Matten aus reinem Bitumen, eine jede bewehrt mit einem Drahtgeflecht. Die Dicke der Doppelmatte, deren Oberfläche mit Sand bestreut wurde, beträgt 25 mm (Abb. 5); ihr Ausmaß 1,28 × 0,63 m. Die Stoßstellen wurden mit Isoliermasse gut überdeckt. — Die gleiche Isolierschicht wurde als Unterlage der unteren Eisenbetonmembran verwendet. — Durch eingehende Versuche war festgestellt worden, daß diese Isolierschicht folgende Bedingungen, die man an sie stellte, erfüllt: sie durfte durch eine sommerliche Schattentemperatur von 40° keine Formveränderungen erfahren; sie mußte bei 42 m Wasserhöhe völlig wasserundurchlässig sein, den Gesamtdruck der höchsten Wasserbelastung und der Eisenbetonmembran in einem Ausmaße von 4,5 kg/cm² aushalten und schließlich bei niedrigen Temperaturen noch genügend dehnbar sein. —

Bei den genannten Ausführungen dient Bitumen zur Isolierung von Böschungsverkleidungen; die Unterlage selbst ist starr und unnachgiebig. Ersetzt man diese aber durch eine plastische Asphaltbetondecke, die den Setzungen des Dammkörpers zu folgen imstande ist, dann erhält man eine Dammdichtung, die so große Vorteile aufweist, daß sie zu ihrer Anwendung geradezu anreizt, besonders in jenen Gegenden, in denen Ton oder Lehm oder sonstiges Dichtungsmaterial örtlich nicht oder in schlechter Beschaffenheit anfällt.

Asphaltdichtungen sind selbständige, fugenlose Decken, die aus einem Bitumen-Mineral-Gemisch bestehen, das in einer Dicke von 4 bis 7 cm ein- bzw. zweilagig heiß eingebaut wird und vermöge seiner Zusammensetzung schon bei geringer Verdichtung völlig dicht und wasserundurchlässig wird. Hierbei spielt ein gewisser Bitumenüberschuß eine bedeutende Rolle. Dieser Überschuß muß so bemessen sein, daß die verlegte Decke die von ihr geforderte Plastizität erhält, die sie instand setzt, Bewegungen des Untergrundes zu folgen, ohne daß Rissebildungen eintreten, und daß sie einerseits bei starker Sonnenbestrahlung standfest und andererseits auch bei strengem Frost unversehrt bleibt und ihre Plastizität nicht einbüßt.

Das Mineral ist nach dem Betonprinzip zusammengesetzt. In der Regel wird es möglich sein, örtlich anfallendes Gesteinsmaterial mit zu verwenden, das jedoch gebrochen bzw. gequetscht sein muß. Die Sande müssen lehmfrei und genügend fein sein. Der Füllstoff, meist Kalksteinmehl, muß Zementmahlfeinheit aufweisen. Als Bindemittel kommt nur ein mittelweiches Bitumen in Frage.

Die Zusammensetzung des Bitumen-Mineral-Gemisches ändert sich von Fall zu Fall. Sie ist nicht nur abhängig von der Beschaffenheit des örtlich anfallenden oder frachtgünstig gelegenen Minerals, sondern auch von den örtlichen Verhältnissen, von der Dammhöhe, von der Böschungsneigung, von den klimatischen Verhältnissen usw.

Die Bauweise selbst richtet sich gleichfalls nach diesen Gesichtspunkten. Maßgebend ist hier aber noch das Ausmaß der zu dichtenden Fläche. In erster Linie ist daher die Bauweise zu bestimmen, sodann im Laboratorium die Zusammensetzung der gewählten Bauweise zu ermitteln. Diesen Ermittlungen sind die obengenannten Gesichtspunkte zugrunde

zu legen. Sie müssen sorgfältig durchgeführt werden, wobei zweckmäßig die wirklichen Verhältnisse übertrieben werden. Man wird z. B. bei der Prüfung der Standfestigkeit einer Asphaltdecke auf einer 1 : 2 geneigten, mit Schotter belegten Böschung im Laboratorium die Probendecke auf eine weniger rauhe Unterbettung legen, dieser die Neigung 1 : 1½ geben und nicht nur die Oberfläche des Probstückes nur einige Stunden lang durch die Sonne bestrahlen lassen, sondern sie ununterbrochen Tag und Nacht von allen Seiten einer Temperatur von 60° C aussetzen. Bei einem möglichen Wasserdruck von 1 at wird man bei der Prüfung, ob die Asphaltdecke in der Zusammensetzung, wie sie ermittelt wurde, auch völlig undurchlässig ist, 3 at anwenden usw. Ein Asphaltlaboratorium, das sich hinreichend lange mit diesen Sonderuntersuchungen befaßt hat, ist in der Lage, schon vor dem Einbau nicht nur alle Eigenschaften zu bestimmen, die eine Asphaltdeckung aufweisen wird, wenn sie in der ermittelten Zusammensetzung eingebaut wird, sondern auch anzugeben, ob diese Decke den zu erwartenden Dammsetzungen folgen kann, ob sie bei Frost nicht zu Rissebildungen neigt, ob sie auch im Hochsommer ihre Standfestigkeit behält usw.

Voraussetzung für das Gelingen der Dichtung eines Staudammes mittels einer Asphaltdecke ist:

1. Der Untergrund muß aus sterilem, steinigem Material bestehen. Dies erreicht man entweder durch Überdecken des Planums mit einer genügend starken Schotter- oder Kiesschicht, die gegebenenfalls durch Rigole luftseitig entwässert wird, oder man gibt, wenn es sich um lehmigen Untergrund handelt, dem Planum ein Splittgerüst, indem man Schotter oder Kies soweit eindrückt, daß gerade eben die Köpfe heraussehen. In beiden Fällen wird aber das so geschaffene Planum vor dem Aufbringen der Asphaltdeckung mit einer Absprühung mit Heißbitumen (Spramex) oder mit Kaltasphalt zu behandeln sein. Die Asphaltdecke wird sich hierdurch in dem Untergrunde verankern, wodurch die an und für sich schon vorhandene Standfestigkeit erheblich erhöht wird.

2. Es muß dafür gesorgt werden, daß Wasser weder unten noch seitlich, noch als Tagwasser von oben hinter die Decke gelangt. Die Dichtung muß demnach wie jede Dammdichtung einen sicheren Anschluß an undurchlässige Schichten im Untergrunde und in den Talhängen erhalten. Dies geschieht mittels Spundbohlen, deren Köpfe einen Asphaltbetonwulst erhalten, in den die Asphaltdeckung einbindet, oder in der Weise, wie sie weiter unten beim Einbau der Asphaltdeckung Ameckerdamm beschrieben wird. Unter Umständen kann die Abdichtung auch noch durch einen Asphaltdichtungsbelag vor dem Damm erwirkt werden. —

Daß Wasser nicht durch die Decke hinter sie gelangt, hängt nicht nur von der Eignung ihrer Zusammensetzung ab, sondern ist in hohem Maße abhängig von ihrem einwandfreien Einbau. Auch hier sind verschiedene Punkte streng einzuhalten:

1. Die zur Aufbereitung der Einbaumasse nötige Mischapparatur muß in nächster Nähe der Einbaustelle stehen. Wenn es auch möglich ist, das heiße Einbaumaterial kilometerweit ohne nennenswerte Temperaturverluste heranzutransportieren, so besteht doch, bedingt durch den Bitumenüberschuß, die Gefahr der Entmischung, diese wiederum hat stellenweise Splittnerester zu Folge, die zu Undichtigkeiten Veranlassung geben können.

2. Die Temperatur der Einbaumasse darf, auf der Einbaustelle angelangt, 160° C nicht unterschreiten.

3. Da die Masse einerseits erst nach ihrer gleichmäßigen Ausbreitung auf der Böschung verdichtet werden kann, andererseits aber die Verdichtung dann sofort vorgenommen werden muß, sollte, um Abkühlungen der ungewalzten Masse zu vermeiden, die jeweils zum Einbau gelangende Charge nicht zu groß gewählt werden; dies läßt sich bei geeigneter Baustelleneinrichtung infolge der Nähe der Mischapparatur unschwer ermöglichen.

4. Das Walzen ist so lange vorzunehmen, bis die Masse sichtlich völlig verdichtet ist.

5. Beim Einbau ist auf tadellosen Anschluß an die Nachbarstreifen besonders zu achten. Man unterstützt zweckmäßig die Walzarbeit dadurch, daß diese Anschlußstellen von Hand gut gestampft werden.

6. Der Anschluß an die untere und die seitlichen Begrenzungen ist sorgfältig durchzuführen. Am Böschungsfuß wird die Asphaltdecke zweckmäßig verstärkt.

Als zusätzliche Sicherheitsmaßnahme sollte jede Asphaltdichtung mit einem Heißbitumenanstrich versehen werden, der die letzten oberflächlichen Poren schließt. Diese nachträgliche Behandlung geschieht durch Ausgießen von heißem Bitumen, dem besser noch Kalksteinmehl und Asbestfasern zugesetzt sind, mit Eimern auf die sorgfältig gereinigte, trockene Asphaltdecke und durch ein gutes, möglichst dünnes Verstreichen auf der Decke mittels Gummischieber.

Asphaltdecken werden im allgemeinen fugenlos eingebaut. Die Anordnung von Fugen wird an sich nur dann notwendig, wenn in der Böschung Bermen vorhanden sind. Man ordnet in solchen Fällen zweck-

³⁾ Walch: Stau- und Kanaldämme aus Erde und Fels, S. 101.

⁴⁾ Ludin: Die Wasserkräfte, S. 1033.

⁵⁾ Ludin, Die Wasserkräfte, S. 993.

⁶⁾ L'Energia Elettrica, Bd. 11, 1934, S. 370/389.

mäßig am Rande der Berme eine Längsfuge von 2 bis 3 cm Breite an, die später mit einer geeigneten Vergußmasse gefüllt wird. Maßgebend hierfür ist die Überlegung, daß solche Stellen, an denen die Decke gewissermaßen aufgehängt ist, besonders stark beansprucht werden, wenn bei Bodenbewegungen Verformungen der Asphaltdecke eintreten. Die dadurch hervorgerufenen Zugspannungen werden von einer gummiartigen Vergußmasse besser aufgenommen.

Die Asphaltdecke ist nach ihrem beendeten Einbau sofort gebrauchsfertig.

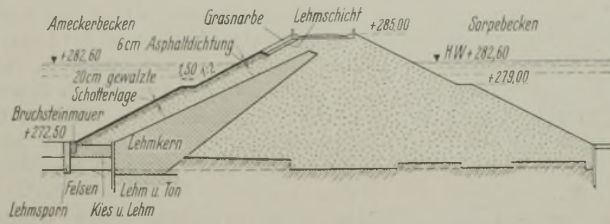


Abb. 6. Schnitt durch den Ameckerdamm (Sorpetsperre).

Die erste, in Wasserbaukreisen stark beachtete Staudammichtung mittels einer selbständigen Asphaltdecke wurde ausgeführt im Sommer 1934 an der Sorpetsperre am sogenannten Ameckerdamm (Abb. 6), der zwischen dem Stausee und dem Ameckervorbecken liegt und der den oberen Teil des Stausees ständig unter Wasser hält, so daß das Hinterland nicht den ständigen Wasserschwankungen ausgesetzt ist. In Dammitte befindet sich ein Überfallbauwerk mit zwei Grundablaßschützen. Die Dammhöhe beträgt 12,5 m über Talsohle. Der vorläufige Wasserspiegel liegt 3,20 m unter Dammkrone, der normale Wasserspiegel bei gefüllter Sperre 2,40 m unter Dammkrone, der obere Rand der Asphaltdeckung 1,50 m unter Dammkrone.

Der Einbau der Dammassen, etwa 5000 m³, wurde 1927 als Kopfschüttung begonnen und ist nach Überwinterung fortgesetzt worden. Seine eine Hälfte ist aus Fels geschüttet, die andere aus felsigem Lehm. Die Dichtung wurde mittels einer Lehmschürze bewerkstelligt, die mehrere Meter dick ist und an eine Spundwand anschließt. Auf die Lehmschürze wurde eine 3 m dicke Schicht aus steinigem Boden aufgebracht. Nach zweijährigem Vollstau ergaben sich infolge ungleichmäßiger Setzungen der zu verschiedener Zeit eingebauten verschiedenen Dammassen Undichtigkeiten. Der Versuch, die undichte Lehmichtung dadurch zu dichten, daß auf die Böschung Flugasche aufgebracht wurde, die sich in den Lehm einspülen sollte, hatte kein Ergebnis. Nach Instandsetzung der durch verschiedene Einbrüche verursachten Zerstörungen wurde Mitte 1934 die vorbeckenseitige Böschung des Ameckerdamms mit einer Asphaltdecke belegt, nachdem das Vorbecken entleert worden war. Zunächst erhielt die sehr unregelmäßige Böschung (Abb. 7) rd. 2500 m², die 1:2 geneigt ist, ein gutes Profil; sie wurde mit Grobschlag der

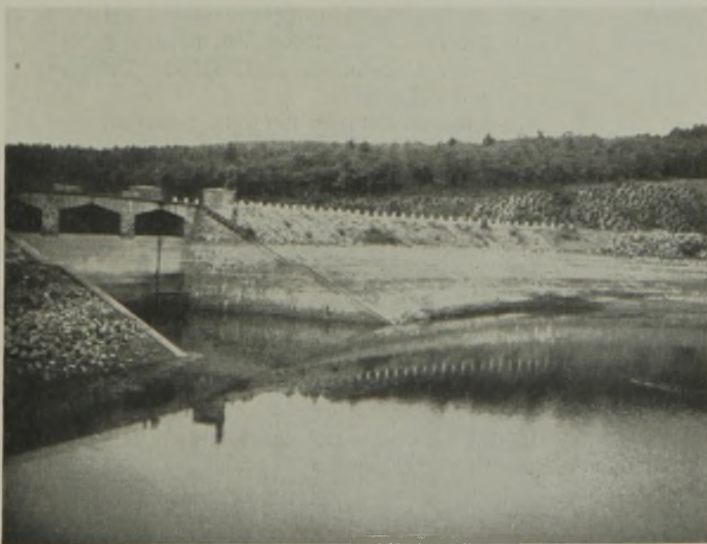


Abb. 7. Früherer Zustand des Ameckerdamms (Sorpetsperre).

Korngröße 10 bis 15 cm bedeckt, der mit Kleinschlag der Korngröße 2 bis 4 cm verzwickelt wurde. Es entstand so eine etwa 20 cm dicke Steinsschicht, die mit einer 1,5 t schweren Walze zusammengedrückt wurde. Die Walze, die ein 1,30 m breites Walzenrad hatte, wurde mittels eines Treckers die Böschung heraufgezogen und hinuntergelassen. Je 1000 m² wurden mit vier Leuten einschließlich Führer des Treckers in drei Tagen

abgewalzt. — Für gewöhnlich wird man mit einer schwächeren Unterlage auskommen. In den meisten Fällen genügen 100 bis 130 kg/m² Schotter der Korngröße 4 bis 6 cm und zur Verzwickung etwa 25 kg/m² Splitt der Korngröße 2 bis 4 cm.

Gleichfalls bauseits wurden die Begrenzungen der Asphaltdecke hergestellt. Da diese durch den Wehreinbau unterbrochen wird, war je eine seitliche Begrenzung durch die Flügelmauern des Wehres bereits vorhanden. Die anderen seitlichen Begrenzungen sowie die untere Begrenzung bildet eine 50 cm breite Steinmauer, die in Zementmörtel versetzt, oben treppenförmig ausgebildet und wasserseits mit Zementverputz versehen ist.



Abb. 8. Einbringen des Lehmsporns vor der Herdmauer.

Die Steinmauer schließt bündig mit der Asphaltdecke ab; sie ist 1,20 bis 1,50 m tief. Um sie gegen Wasserdurchfluß und gegen Unterspülungen zu sichern, wurde wasserseitig unmittelbar vor dem Sockel eine 50 bis 60 cm dicke Lehmschicht eingebracht, die etwa 2 m tief ist und bis ins Undurchlässige (Lehm) (Abb. 8) reicht. — Wie man sich gegen das Eindringen von Tagwasser am oberen Rand geschützt hat, wird weiter unten beschrieben.



Abb. 9. Walzasphalt-Mischmaschine, rechts der Ameckerdamm.

Nach diesen Vorarbeiten wurde die Steinunterlage mit 2 kg/m² Kaltasphalt übersprüht, um eine einwandfreie Bindung der Asphaltdecke an die Unterlage zu gewährleisten, und dann mit dem Einbau der Decke selbst begonnen.

Als Mineral stand Kalkstein aus dem in der Nähe liegenden Kalksteinbruch Reichern zur Verfügung, der einen Kalksteinsplitt von 4 bis



Abb. 10. Abladen der Einbaumasse an der Einbaustelle.



Abb. 11. Gleichmäßiges Ausbreiten der Einbaumasse.



Abb. 12. Abwalzen mit 800-kg-Walze.

10 mm Körnung und Kalksteinquetschgrus von 0 bis 3 mm liefert. Außerdem wurde mittelfeiner Sand, als Füller Vorwohler Asphaltmehl und als Bindemittel Mexphalt verwendet.

Die Mischung wurde in einem unmittelbar an der Baustelle stehendem Mischaggregat (Abb. 9) aufbereitet, indem das Mineral getrocknet und entstaubt und in dem ermittelten Verhältnis mit Füllstoff und Bitumen heiß gemischt wurde. Die Mischungen verließen die Maschine mit durchschnittlich 190 ° C; jede Charge, etwa 470 kg, wurde auf Lastkraftwagen bis zum Damm gebracht und dort in einen Muldenkipper umgeladen, der auf einem Böschungstransportwagen montiert war und mittels Winden bewegt wurde. Zu Tal gefahren, wurde die Mischung an der Einbaustelle auf ein Podest gekippt (Abb. 10), von da auf der Böschung gleichmäßig verteilt (Abb. 11) und sofort abgewalzt (Abb. 12).

Zum Walzen stand eine etwa 800 kg schwere Walze zur Verfügung, deren Walzenrad 0,5 m breit war und 1,06 m Durchm. hatte; sie wurde durch einen Trecker bedient, der auf der Böschungskrone fuhr.

Der Einbau geschah in Streifen von etwa 2 m Breite von unten nach oben, und zwar doppelagig. Die Dicke der unteren Schicht betrug 3,5 cm, die der oberen Schicht 2,5 cm, Gesamtdicke der Decke demnach 6 cm, der Verbrauch an Einbaumasse betrug 130 kg/m².

angewendet wurde, nachdem die Mauer mit heißem Bitumen vorgestrichen worden war. Um diese Masse vor jeder Sonnenbestrahlung zu schützen, wurde sie keilförmig mit Gußasphalt überdeckt (Abb. 13).

2. Der treppenförmige Absatz der unteren und seitlichen Begrenzungsmauern wurde mit Bitumen vorgestrichen und die Decke dort verstärkt eingebaut. Der Rand der Decke und die Mauer wurden alsdann mit einem weiteren Bitumenaufstrich behandelt und der Fuß der Decke zum Schluß mit einem Lehmewurf versehen (Abb. 14).

Es mußte nun noch Sorge dafür getragen werden, daß auch das Tagwasser nicht von oben hinter die Decke gelangt. Dies geschah, indem auf den oberen Rand der Decke eine Bitumenpappe aufgeklebt wurde, die etwa 50 cm waagrecht in den Damm gezogen wurde (Abb. 15). Der zwischen dem oberen Rande der Decke und der Dammkrone verbleibende Dammstreifen wurde mit Lehm abgedeckt und mit Humus belegt.

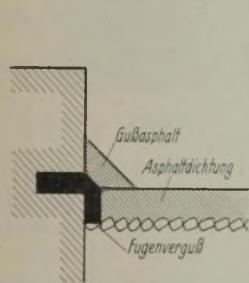


Abb. 13. Anschluß der Asphaltabdichtung an die Flügelmauer des Wehres.

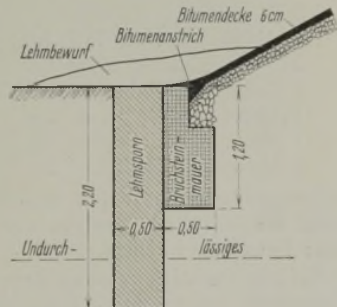


Abb. 14. Untere und seitliche Begrenzung der Asphaltabdichtung Ameckerdamm.



Abb. 15. Schutz der Asphaltdecke gegen eindringendes Tagwasser mittels Bitumenpappe.

Besondere Sorgfalt war an den Anschlußstellen zu verwenden. War der Nachbarstreifen bereits erkaltet, wurde die Stoßstelle mit heißem Bitumen angestrichen, um eine einwandfreie Verbindung zu gewährleisten. An allen Stoßstellen wurde die Einbaumasse mit heißen Stampfern bearbeitet. Man erhielt so ein zu einem Ganzen verbundenen Deckenstück, dessen Oberschicht sich mit der unteren Lage fest verbunden hatte.

Am Rande der Berme wurde eine durchgehende Querfuge angeordnet, die nach Beendigung des Einbaues mit einer besonders plastischen Masse ausgegossen wurde und die zu gleichen Teilen aus Füllstoff und Mexphalt mit einem Asbestfaserzusatz von 8 GT bestand. Die Anschlüsse an die Begrenzungen wurden wie folgt vorgenommen:

1. Die Decke wurde nicht bis ganz an die Flügelmauern gezogen. Die verbleibende Fuge und die Aussparung in der Mauer wurde mit einer Vergußmasse gefüllt, wie sie auch zum Verguß der Fuge an der Berme

Die Nachbehandlung der Decke durch Bitumenanstriche (Abb. 16) wurde bei günstigster Witterung ausgeführt. Der Teil der Decke, der ständig von Wasser benetzt ist, erhielt eine Behandlung mit heißem Mexphalt, während für den oberen Teil der Decke eine besonders standfeste Anstrichmasse verwendet wurde, die aus $\frac{2}{3}$ Mexphalt, $\frac{1}{3}$ Füllstoff und rd. 6 GT Asbestfasern bestand.

Die Gesamtfläche der Dichtungsdecke am Ameckerdamm beträgt 2493 m².

Nach dem Einbau wurde mit dem Einstauen des Ameckervorbeckens begonnen, das nach seiner Beendigung rd. 1 Million m³ faßt.

Wie schon oben erwähnt, bestand die Decke aus Kalksteinsplitt 4/10, Kalksteingrus 0/3, aus Sand, aus gemahlenem Vorwohler Asphaltfelsen als Füller und Mexphalt als Bindemittel. Eingehende Voruntersuchungen im Asphaltlaboratorium der Rhenania-Ossag Mineralölwerke AG, Hamburg,

hatten die Brauchbarkeit des örtlich anfallenden Kalksteinminerals erwiesen und zu dem bestimmten Mischungsverhältnis geführt. Die danach laboratoriumsmäßig hergestellten Probewürfel und Probeplatten zeigten günstige Eigenschaften bezüglich Wasserdichtigkeit bei 1 bis 3 at, Standfestigkeit in der Wärme, Frostbeständigkeit und Druckfestigkeit; Biege-



Abb. 16. Nachbehandlung der Decke mit Bitumen.

versuche in der Zerreißmaschine ergaben eine gute Zugfestigkeit und günstige Durchbiegungszahlen (Abb. 17). Durch Schubversuche wurde auch die Schubfestigkeit ermittelt.

Der am Ameckerdamm verlegten Decke wurde eine Anzahl Probestücke entnommen, und diese wurden nachträglich untersucht. Es ergab sich



Abb. 17. Biegeprobe. Durchbiegung ohne Rissebildung.

Übereinstimmung mit den im Laboratorium vor dem Einbau hergestellten Probeplatten und untereinander. Es ist jedoch wünschenswert, daß auch während des Einbaues eine laufende Kontrolle stattfindet, um zu ermitteln, ob die verlegte Dichtung den Bedingungen entspricht, damit

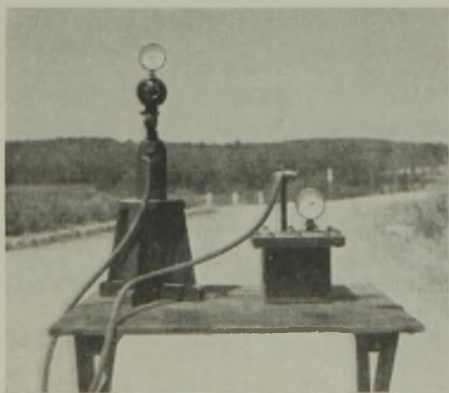


Abb. 18. Prüfung auf Undurchlässigkeit der Bitumendecke.

Änderungen in der Zusammensetzung bzw. Verbesserungen der Kompriemierung sofort und rechtzeitig vorgenommen werden können. Am Ameckerdamm bediente man sich eines einfachen Durchlässigkeitsprüfers (Abb. 18).

Dieser bestand aus einem viereckigen, gußeisernen Kasten $17 \times 17 \times 17$ cm mit durchlöcherter Boden. Der Boden wurde mit einem feinen Drahtgewebe bedeckt, der Kasten etwa zu $\frac{1}{3}$ mit trockenem Sand gefüllt und darauf das der Decke entnommene Probestück, etwa der Größe 14×14 cm, darauf gelegt und der Zwischenraum mit heißem Bitumen ausgegossen. Nun wurde mit Wasser nachgefüllt, der Behälter luftdicht verschlossen und aus einer Kohlensäurebombe, die mit einem Reduzierventil versehen war, ein Druck von 3 at auf das Wasser gesetzt. Der Sand unter der Decke mußte auch bei tagelanger Wirkung dieses Wasserdruckes vollkommen trocken bleiben.

Die Durchlässigkeit eines Asphaltbelages ist abhängig von seinem Hohlraum. Die Kenntnis dieses Wertes läßt einen sicheren Schluß auf das Maß der Durchlässigkeit bzw. auf die Undurchlässigkeit der Decke zu. Bei einem Hohlraum bis zu 1 Vol.-%, unter Zugrundelegung des Raumgewichts der völlig zusammengedrückten Masse, besteht praktisch Undurchlässigkeit auch bei hohen Wasserdrücken; größere Hohlräume als 1 Vol.-% dagegen sind unstatthaft. Statt der Durchlässigkeitsprüfung können daher auch Raumgewicht- und Hohlraumbestimmungen vorgenommen werden, und zwar, was wichtig und notwendig, auf der Baustelle selbst. In einem kleinen Baustellenlaboratorium ist die Unternehmerfirma imstande, den Dichtegrad des Belages durch tägliche Untersuchungen von Probestücken, die der tags zuvor verlegten Decke entnommen werden, laufend zu prüfen. Der Unternehmer hat so die beste Kontrolle darüber, ob das täglich eingebaute Deckenstück einwandfrei ist.



Abb. 19.

Blick auf die Baustelle Ameckerdam (Sorpetalsperre).

Bei dem Einbau einer Asphaltabdichtung sind verhältnismäßig wenig Arbeitskräfte notwendig. Die Mischmaschine benötigt etwa 10 bis 15 Mann. Den Einbau der Asphaltabdichtung am Ameckerdam (Abb. 19) besorgten im ganzen 12 Leute, und zwar:

- 1 Lastkraftwagenführer, der die Mischung von der Maschine zur Dammkrone brachte,
- 2 Mann zum Umladen der Masse in Muldenkipper und deren Abladen auf die Pritsche,
- 2 Mann zum Verteilen der Einbaumasse auf der Dammböschung,
- 2 Mann zum Führen der Walze,
- 1 Mann zum Bedienen des Treckers für die Walze,
- 1 Mann zum Stampfen der Anschlußstellen,
- 3 Mann zum Bedienen der Handwinde für den Muldenkipper.

Bei größeren Baustellen muß eine Baustelleneinrichtung geschaffen werden, die tägliche Leistungen von wenigstens 400 m^2 ein- bzw. doppel-lagiger Decken ermöglicht.

Auf der Baustelle wurden genaue Messungen über etwaige Temperaturverluste vorgenommen. Es ergab sich, daß die Masse auf dem Transport von der Mischmaschine bis zum Moment des Abwalzens durchschnittlich 25°C an Temperatur bei kühler Witterung verlor. Da der Einbau bei 160°C stattfinden soll, mußte in diesem Falle die Masse bei ihrem Verlassen der Mischmaschine wenigstens 185°C besitzen. Wesentlich höhere Temperaturen im Mischer, also etwa über 200°C , sind unerwünscht, da die Eigenschaften des Bitumens bei so hoher Temperatur leiden.

Asphaltdecken als wasserseitiger Dichtungsbelag sind in vielen Variationen möglich; welche Bauweise endgültig gewählt wird, hängt von der Wichtigkeit des Erdbaues und seinen örtlichen Verhältnissen ab. Schon die Deckenkonstruktion läßt verschiedene Möglichkeiten zu: Sandasphalt, Topeka, Asphaltbeton (Asphaltfeinbeton, Asphaltgrob- beton), Walzgasphalt.

Die Dicke derartiger Decken liegt in der Regel zwischen 4 und 7 cm. Decken von 4 cm Dicke können einlagig gebaut werden, desgleichen unter Umständen 5 cm dicke Beläge. Bei Dicken von 6 bzw. 7 cm muß in zwei Lagen eingebaut werden. Bei doppelagigem Einbau besteht noch die Möglichkeit der Verwendung einer Asphaltbinderschicht als untere Lage.

Auch die Anordnung der Asphaltdecke läßt verschiedene Möglichkeiten zu; sie kann als alleinige Dichtung oder als zusätzliche Dichtung verwendet werden; als alleinige Dichtung mit oder ohne Schutzschicht. Die Schutzschicht wird die Decke der unmittelbaren Sonnenbestrahlung entziehen. Monatelange, sorgfältige Temperaturmessungen von Asphaltdecken, die teils unbedeckt, teils mit einer 25 cm dicken Kies-schutzschicht versehen waren, ergaben, daß, wenn die Temperatur der über dem Wasserspiegel liegenden unbedeckten Asphaltdecke infolge starker Sonnenbestrahlung 55° beträgt, sowohl die unter Wasser liegende bedeckte und unbedeckte, als auch die über Wasser liegende bedeckte Decke etwa Wassertemperatur aufweisen. Bei Überdeckungen muß die Oberfläche der Asphaltdecke entsprechend rau gestaltet werden.

Es ist weiterhin möglich, zwei Bitumendecken parallel in einem Abstände von etwa 1 m hintereinander zu schalten. Der Zwischenraum zwischen den beiden Decken wird mit Schotter ausgefüllt und wirkt als Drainage. In diesem Falle müßte ein etwa vorgesehener Kontrollgang an die Wasserseite vorgeschoben werden; die beiden Asphaltdecken fußen in seinem Mauerwerk, das dann zur Aufnahme der Decke treppenförmige Abstufungen erhalten muß.

Als zusätzliche Dichtung kommt die Bitumendecke auch dann in Frage, wenn Lehm vorhanden ist. Es ist Sache der Überlegung, zu entscheiden, ob die Asphaltdecke unmittelbar auf die mit einem Steingerüst versehene Lehmschicht aufgebracht wird, oder ob man eine etwa 0,3 m dicke Schotterschicht auf die Lehmschicht legt und dann erst die Asphaltdecke anordnet, oder ob man die Lehmschicht, statt unter, auf die Asphaltdecke aufbringt, deren Oberfläche dann so rau gestaltet werden muß, daß die Lehmschicht, die dann noch eine Schutzschicht erhalten muß, nicht abrutscht.

b) Staudämme mit Kerndichtung.

Bei Staudämmen mit massivem Dichtungskern ist Bitumen in Form von Anstrichen häufig verwendet worden. Es mag kaum eine Betonkernmauer geben, die nicht einen solchen Anstrich auf der Wasserseite (Abb. 20) erhalten hat, nachdem sie bezüglich der Wasserabwehr noch mit Vorsatzbeton und Putzschichten versehen worden ist. Weiterhin werden wasserseitig noch starke Lehmschichten angeordnet, um eine möglichst große Dichtungswirkung zu erzielen.

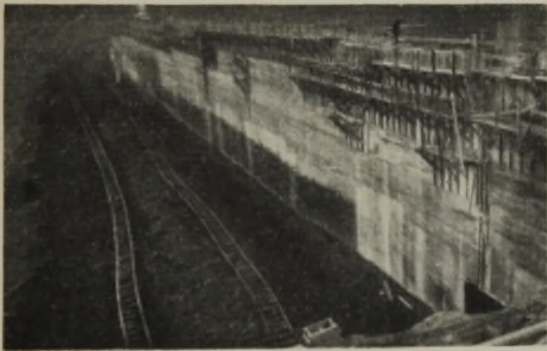


Abb. 20. Betonkern des Staudammes Odertalsperre im Harz mit Bitumenanstrich.

Alle Dichtungsmaßnahmen des Betons fallen weg und es wird eine beträchtliche Verminderung des Bedarfs an gutem Lehm erreicht, wenn man unmittelbar vor den Betonkern eine solide Bitumenwand setzt: man zieht in einem Abstände von mehreren Zentimetern in Phasen eine Verschalung hoch und bringt in die jeweils etwa 30 cm tiefen Fugen ein geeignetes Bitumen-Mineral-Gemisch heiß ein. Es ist zweckmäßig, vorher den Beton mit wasserdichtem Papier zu belegen, um die Bildung von Blasen, hervorgerufen durch verdampfende Feuchtigkeit des Betons, zu verhindern und um ein Ankleben der Asphaltdecke an dem Betonkern zu vermeiden. Man erhält nach diesem Verfahren, das bisher noch nicht angewandt worden ist, eine fugenlose, plastische, selbständige Bitumenwand, die durch die davorgelagerten Erdmassen an den Betonkern gedrückt wird und ihre dichtende Wirkung auch dann ausübt, wenn die Betonmauer bei wechselndem Wasserstande im Becken sich nach der einen oder der anderen Seite bewegt und dadurch Rissebildungen eintreten, die trotz Anordnung von Bewegungsfugen sich nicht werden vermeiden lassen und die nun durch die davorgeschaltete Bitumendecke überbrückt werden.

In Amerika benutzt man häufig als Kerndichtung Blechwände, die einen Asphaltüberzug erhalten und in Beton gebettet werden. So besteht die Kerndichtung im 41 m hohen unteren Otay-Damm⁷⁾ in Kalifornien

aus einer beiderseitig durch eine Bruchsteinmauer geschützten Blechwand, die zusammengesetzt ist aus großen Blechtafeln, die mit einem mit Asphalt getränktem Gewebe beklebt sind. Bisweilen hat man Blechhäute mit einem beiderseitigen Asphaltüberzug versehen und in Beton eingebettet; so z. B. bei dem Victor-Damm in Col.

In Deutschland scheint man neuerdings unter Weglassung der Schutzwände auf diese Bauweise zurückgreifen zu wollen, in dem Bestreben, den starren Betonkern, der in einem Erddamm als störender Fremdkörper empfunden wird, durch eine elastische Dichtung zu ersetzen. In erster Linie denkt man dabei an die Verwendung eiserner Spundwände oder an Wände aus Stahlblech in einer Dicke von etwa 0,9 cm, deren einzelne Platten miteinander verschweißt werden. Man sollte hierbei jedoch nicht auf jeden Rostschutz verzichten. Ein solcher ist zweckmäßig in Form einer bituminösen Isolierschicht, die z. B. geschaffen werden kann durch einen sorgfältigen Anstrich mit Bitumenlack und eine kräftige Aufsprühung eines Bitumen-Astbestfaser-Gemisches im Heißverfahren. Die etwa 2 bis 2,5 mm dicke Schutzhaut folgt ohne Rissebildung jeder Bewegung der Wand.

Eine Kombination der Betonkern- und Spundwanddichtung wird bei der Rurtalsperre Schwammenauel (Eifel) Anwendung finden. Der 57 m hohe Staudamm, der später um weitere 18 m erhöht werden soll, erhält

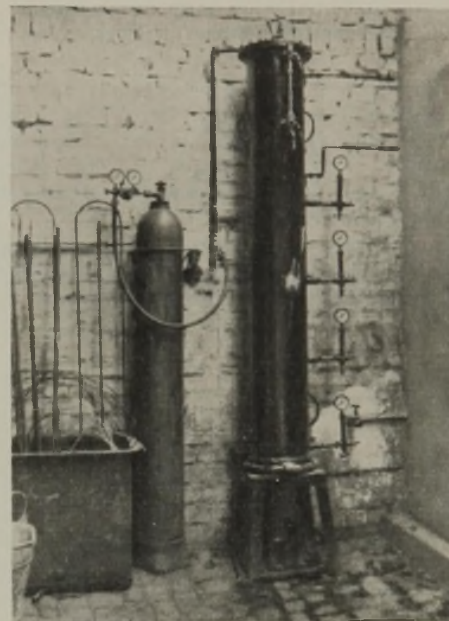


Abb. 21. Apparat zur Prüfung der Durchlässigkeit von Lehm durch eine durchlässige, asphaltgebundene Filterschicht (s. Abb. 22).

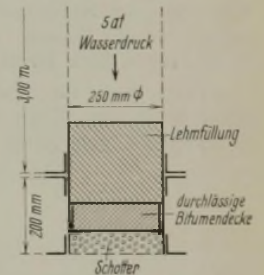


Abb. 22.

Einzelheit zu Abb. 21.

einen Betonkern von nur 17 m Höhe, in dem einbindend und anschließend Spundwände angeordnet werden.

Bei Dämmen mit Kerndichtung ordnet man an der Wasserseite des Stützkörpers Filterschichten an, die nach der Wasserseite zu ständig feiner werden. Sie sollen bei dem Staudamm Schwammenauel⁸⁾ zunächst aus Kies 7/30 mm, dann aus einem solchen von 2/7 mm und unmittelbar vor der Kerndichtung aus Sand 0/2 mm bestehen. Zweck dieser Filterschicht ist, bei Undichtigkeiten der Kerndichtung einmal die kolloidalen Bestandteile des Lehmes zurückzuhalten, und sodann, das Wasser auf seinem Wege durch die Filterschicht zu entspannen und es sicher abzuleiten. Jede einzelne Schicht muß mehrere Meter dick sein, wenn sie in der angegebenen Weise wirken soll.

Eine derartige Filterschicht kann durch eine durchlässige Asphaltdecke ersetzt werden, deren Dicke wesentlich geringer zu sein braucht als die einer Kiessandfilterschicht. Jedes Mineral wird im Vormischverfahren mit einer Bitumenhaut umhüllt, das Ganze also miteinander verklebt, so daß auch Auswaschungen feiner Sandteilchen nicht zu erwarten sind. Durch geeignete Zusammensetzungen und unter Weglassung des Füllmaterials hat man es in der Hand, sie beliebig durchlässig zu gestalten; ihre Konstruktion richtet sich danach, welche Wassergeschwindigkeiten nicht überschritten werden dürfen.

Mit dem abgebildeten Apparat (Abb. 21 u. 22), den die Rurtalsperren-gesellschaft, Aachen, konstruiert hat, ist man in der Lage, die Durchlässigkeit von Lehm durch die asphaltgebundene Filterschicht mit der zulässigen Durchlässigkeit durch Sand zu vergleichen. Bei abweichenden Durch-

⁸⁾ Druckschrift zur Grundsteinlegung der Rurtalsperre Schwammenauel am 2. Mai 1934.

⁷⁾ Walch, Stau- und Kanaldämme aus Erde und Fels, S. 119.

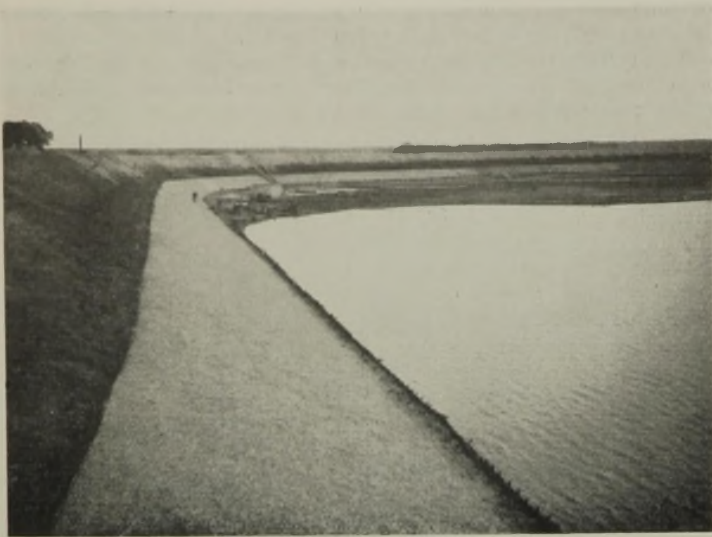


Abb. 23.

Asphalt-Sicherungsbelag (Mexphalttränkung) Talsperre Thülsfelde (Oldenburg). Am Böschungsfuß Bohlenwiderlager.

lässigkeitswerten muß die Zusammensetzung, gegebenenfalls auch die Dicke der Asphaltdecke entsprechend geändert werden, deren Konstruktion erst dann als endgültig bezeichnet werden kann, wenn sie übereinstimmende Werte mit der Sandschicht ergibt. Diese Ermittlungen sind dann grundlegend für den Einbau. Hierbei leistet der Apparat weitere gute Dienste, da er eine sichere Baustellenkontrolle ermöglicht.

Trotz ihrer, für eine Asphaltdecke im allgemeinen ungewöhnlichen Dicke wird eine hinter der Kerndichtung angeordnete asphaltgebundene Sickerschicht genügende Plastizität zeigen; es steht zu erwarten, daß

ihre Anwendung außer technischen Vorteilen nicht unerhebliche Kosten einsparen läßt.

Auch als Sicherungsbelag sind Asphaltbauweisen auf Staudämmen zu verwenden in Form offener, d. h. durchlässiger Asphaltdecken; sie können an Stelle einer Steinschüttung, eines Pflasters oder einer Steinpackung treten. Die Zusammensetzung muß so gewählt sein, daß das mittlere Gesteinskorn fehlt, so daß eine porenreiche, durchlässige, aber in sich gut zusammenhängende Bitumendecke entsteht, durch die das Wasser ein- und austreten kann. Derartige Sicherungsbeläge, die große Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Angriffe aufweisen, sind im Jahre 1933 versuchsweise im Vormisch- und Heißverfahren⁹⁾ am Staudamm des Beckens Ottmachau⁹⁾ eingebaut worden.

Ferner wurden im Herbst 1934 die unteren 6 m der wasserseitigen Böschung des lehmgedichteten Damms der Talsperre Thülsfelde (Oldenburg) mit einem 8 cm dicken, durchlässigen Asphaltbelag (Mexphalttränkung) befestigt (Abb. 23). Das untere Widerlager wird hier gebildet durch 6 cm dicke Bohlen, die an Pfähle geschlagen sind.

Es liegt auf der Hand, daß, wenn diese im Heißverfahren anzuwendenden Bauweisen sich bewähren, sie sich schnell durchsetzen, da ihre Kosten wesentlich geringer sind als die üblichen Dammsicherungen.

Alle Arbeiten, die vorstehend beschrieben wurden und für die es keine Rezepte gibt, bedürfen einer „individuellen“ Behandlung und eingehender Voruntersuchungen. Die Ausführung selbst kann nur von Firmen vorgenommen werden, die hinreichende Erfahrungen mit der Verwendung von Bitumen und dem Einbau von Asphaltbauweisen besitzen, über Spezialmaschinen verfügen und nicht zuletzt durch ihren Ruf die Gewähr dafür bieten, daß sie eine gute Arbeit leisten und sich dabei der Verantwortung bewußt sind, die sie übernehmen, wenn sie sich am Talsperrenbau beteiligen.

⁹⁾ Koepf, Asphaltbauweisen als Sicherungsbeläge auf Staudämmen, Bautechn. 1934, Heft 28, und Rhenania-Ossag Mineralölwerke AG, Spramex und Mexphalt im Wasserbau.