

DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

20. März 1942

Heft 11/13

DER AUSBAU DES TIBERS VON ROM NACH DEM MEER UND DER HAFEN ROMS.

Von Giulio Tian, Rom.

DK 627.42/2(45)

Geschichtliches. Der Tiber und die Schifffahrt von Rom nach dem Meer von der Kaiserzeit bis 1905.

Die Römer beschäftigten sich in den ersten fünfhundert Jahren ihrer Geschichte wenig oder gar nicht mit dem Meer und trachteten auch nicht danach, eine Seemacht zu werden. Das Mittelmeer war fast ausschließlich das Herrschaftsgebiet der Etrusker, der Griechen, der Syrakuser und besonders der Karthager; Völker, die gewohnt waren, auf dem Meere ihr Lebensrecht zu verteidigen und ihr Glück zu suchen. Das Sumpffieber an der Küste und, wie der italienische Historiker Ettore Pais sagt, der trostlose Charakter der buchtenlosen Küste hielten die Römer dem Meere fern. Ackerbau und Viehzucht auf dem fruchtbaren Boden, besonders in der östlichen Umgebung der von Romulus gegründeten Stadt, erschienen ihnen nutzbringender. Erst während der punischen Kriege gegen Karthago, nach der Herstellung der Einigung Italiens unter Rom, nach der Vertreibung der Gallier aus dem westlichen Italien im Jahre 222 vor d. Z. schickten sich die Römer an — nunmehr Herren der Halbinsel und gewillt, die Vorherrschaft im westlichen Mittelmeer zu erobern —, Schiffe auszurüsten und sich ernstlich mit den Problemen der See zu beschäftigen. Die Römer bemühten sich schon kurz nach dem Sieg über Karthago, den Lauf des Tibers zu regeln, und in den Zeiten Julius Cäsars begannen sie, blühende Häfen am Tyrrhenischen Meer anzulegen, wie sich aus den Illustrationen in „De Bello Gallico“ ersehen läßt.

In den ersten Zeiten des Kaiserreichs war die Tibermündung Gegenstand sorgfältiger Studien. Der Tiber hatte bis ungefähr zwei Jahrhunderte nach d. Z. eine einzige Mündung, wie Livio und Strabone bezeugen, und der Dichter Virgilio deutet an, daß die Mündung des Tibers in das Meer unregelmäßig war; er schreibt, daß der Fluß an dieser Stelle raschströmend und voller Strudel war und hell von den großen Sandmassen, die er mitführte. Zweihundert Jahre später, im Jahre 409, berichtet der Dichter N u m a n z i a n u s von der doppelten Mündung des Flusses, das heißt von der eigentlichen Mündung oder sogenannten Fiumaramündung (Abb. 1) und von der Mündung des Trajansgrabens, der nach 103 vom Kaiser Trajan gebaut worden war. Zwischen dem Trajansgraben und dem letzten Tiberabschnitt lag die Heilige Insel, die damals ein Erholungsplatz war.

Zwei Jahrhunderte später versichert Dionisio von Alicar n a s s o, daß die Tibermündung nur die Fahrt mit kleinen Schiffen von kaum 30 t zuließ, da sie infolge des vom Fluß mitgeführten Sandes Untiefen aufwies. Die Schiffe mit größerem Fassungsvermögen ankerten an den breiten Stellen und luden ihre Lasten aus, die dann auf kleinen Flußbooten, mit Ruderkraft und von Ochsen gezogen, bis an die Stadt Rom befördert wurden. Auf dem Sockel des gigantischen Standbildes des Tibers, das 1802 nach Paris gebracht wurde — das sich heute noch im Louvre befindet —, sind gehörnte Zugtiere eingemeißelt.

Zu den schwierigen Schifffahrtsverhältnissen des Flusses kam noch der schlechte Zustand des Hafens von Ostia an der Mündung des Flusses, der derart war, daß Strabone Ostia „urbs importuosa“, Stadt ohne Hafen, nannte, wegen der Schlickbänke in der Tibermündung und wegen des Sandes, der die Flußmündung verstopfte. Der Sandstrand schob sich fortgesetzt vor; er ist in den Jahrhunderten immer weiter vorgedrungen.

Abb. 1 zeigt verschiedene Zeitabschnitte der Strandwan-

derung von Ostia in der Nähe der Tibermündung von etwa 600 vor d. Z. bis 1928. Man hat festgestellt, daß in einer Zeit von 743 Jahren, von Anco Marzio bis Trajan, der im Jahre 103 den berühmten Trajansgraben und seinen Hafen (Abb. 2) baute, der Strand um 950 m weiter vorgerückt ist, was ein jährliches Wachstum von 1,22 m bedeutet, und heute wächst der Sandstrand noch rascher.

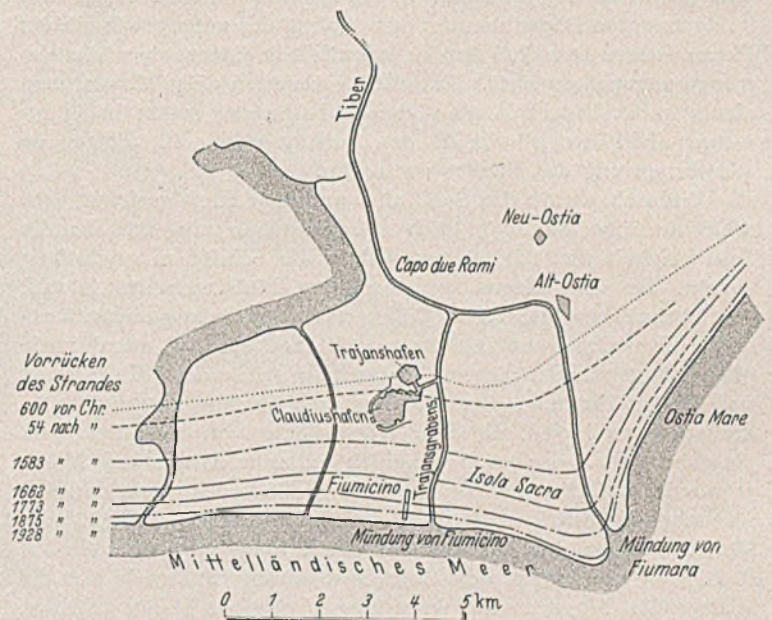


Abb. 1. Unterlauf des Tibers und Strandverschiebung von 600 vor bis 1928 n. Chr.

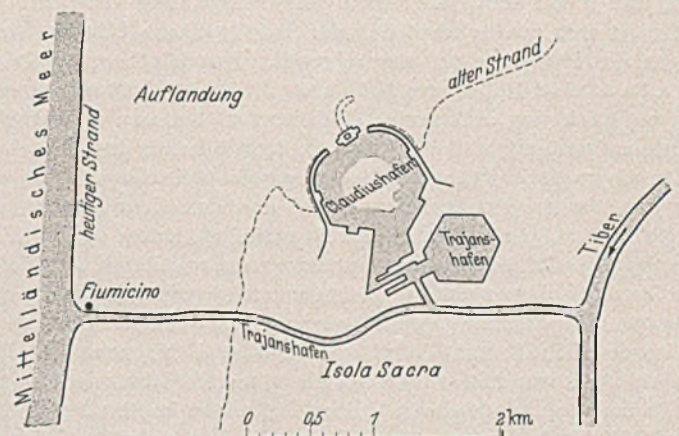


Abb. 2. Trajansgraben, Claudius- und Trajanshafen.

In den ersten Zeiten des Kaiserreichs nahm die Versorgung der Stadt immer mehr mit dem starken Anwachsen der Bevölkerung zu. In Rom befanden sich auf dem linken Ufer des Tibers die sogenannten „horrea“, Silos für Getreide, Öle usw., in denen die eingeführten Waren gespeichert wurden, während die aus Sabinien, Umbrien und Etrurien auf dem Flußwege kommenden Waren in einem Hafen oberhalb der Stadt, in der Nähe der heutigen Milviobrücke, gelöscht wurden. In diesem Zeitalter suchte

man, den Tiber während des ganzen Jahres schiffbar zu erhalten — besonders zu Zeiten des Niedrigwassers —, indem man Dämme baute, die, wie Plinius erzählt, in neun Tagen das Wasser der Nebenflüsse des Tiber aufspeicherten, um es allmählich in den Fluß abzugeben, auf diese Weise die Tiefe vergrößernd. Überdies sah man vor, den Tiber für Hochwasser und Niedrigwasser zu regeln.

Der römische Archäologe *Lanciani* hat geschrieben, daß das Flußbett des Tibers von den alten Römern mit ebensoviel Scharfsinn wie auch mit Sinn für das Praktische ausgebaut worden ist, so daß es das Vertrauen in die gepriesenen Fortschritte der neuzeitlichen Wasserbaukunst erschüttern könnte. Der Tiber führt bei seinem höchsten Stand eine 14mal größere Wassermenge als normal; im Jahre 1598 wurde einmal eine Wassertiefe von über 14 m gemessen. Um einen geregelten Abfluß zu sichern, schufen die Römer damals ein dreiteiliges Bett. Deshalb wurde der Tiber bei der Elio-Brücke eingedämmt. Sie besaß 8 Bögen. Die drei mittleren Bögen von je 18,39 m waren für den Durchfluß bei Niedrigwasser bestimmt, das Flußbett war 66,50 m breit. An diese drei Bögen schlossen sich seitlich zwei kleinere von 7,50 m Weite für das normale Hochwasser an; darauf folgten drei weitere Bögen von 3,00 m bzw. 3,50 m und 3,75 m Durchflußbreite. Diese drei letztgenannten Bögen dienten dem Abfluß des außergewöhnlichen Hochwassers. Der Fluß floß zu jeder Zeit in einem seiner Wassermenge angepaßten Bett. Natürlich verlangten diese Maßnahmen eine ständige Unterhaltung, und Kaiser Augustus setzte die „5 curatores alvei Tiberis“ ein, die den Auftrag hatten, für die genaue Wasserregelung des Flusses zu sorgen.

Dadurch wurde die Schifffahrt auf dem Fluß gesichert, die schlechte Tibermündung blieb aber bestehen und mit ihr die Schwierigkeit und die Gefahr, welche die Schiffe zu gewärtigen hatten, die vom Meere kommend den Fluß aufwärts fuhren.

Deshalb beschloß Kaiser *Claudius* die Anlage eines künstlichen Seehafens (Abb 2), der nach ihm benannt wurde; ein offener Hafen an der rechten Tiberseite in 4 Kilometer Entfernung von seiner Mündung. Der *Claudius*hafen bestand aus zwei halbkreisförmigen Molen, die eine Wasserfläche von ungefähr 70 ha einschlossen. Zwischen den beiden äußeren Armen der Molen erhob sich auf einer kleinen Insel der große Leuchtturm, der eine Nachahmung des Leuchtturmes im Hafen von Alexandria war. Man behauptet, daß die Anlage dieses Hafens im Jahre 46 nach d. Z. Rom vor einer großen Überschwemmung rettete, da sich die Wasser des Tibers in den kurz zuvor gebauten Hafen ergießen konnten.

Jedoch sehr bald erwies sich auch dieser Hafen als unzulänglich, und schon acht Jahre nach seiner Erbauung versenkte ein Sturm in ihm zweihundert Schiffe. Infolge dieses Unglücks und wegen des immer weiter anwachsenden Handels begann Kaiser *Trajan* eine Reihe von Maßnahmen, die fast während seiner ganzen Regierung andauerten, also von 98 bis 117. Der Hafen wurde aufgeräumt, und im Jahre 103 wurde hinter dem *Claudius*hafen ein großes sechseckiges Becken als Binnenhafen ausgehoben, der den Namen *Trajan*hafen führte und den Zweck hatte, die glatte Ein- und Ausfahrt sicherer zu gestalten, indem er den Wasserspiegel des *Claudius*hafens um weitere 40 ha erweiterte. Der Hafen des *Claudius*, der 42 nach d. Z. begonnen worden war, führte den Namen „*Portus Ostiae Augusti*“ oder einfacher „*Portus Ostiensis*“; er wurde auch *Portus Tiberis* und *Portus Urbis* genannt. Der *Trajan*hafen war mit großen Speichern ausgerüstet, wie man aus den heute noch bestehenden Ruinen feststellen kann, aber das für die Schifffahrt bedeutsamste Werk war die Eröffnung des *Trajan*sgrabens, des heutigen Kanals von *Fiumicino*, der die Bestimmung hatte, einen Teil des Tiberwassers unmittelbar ins Meer abzuführen. Die Länge des *Trajan*sgrabens von der Abzweigung bei *Capo Due Rami* (Abb. 1) bis zur Einmündung ins Meer — also bis zur Mündung von *Fiumicino* — betrug im Jahre 540 etwa 2700 m. Das läßt sich nach *Procop* berechnen, der angibt, daß der *Trajan*sgraben 9375 römische Fuß lang war. Der römische Fuß maß etwa 0,2975 m. Heute ist der Kanal von *Fiumicino* noch beträchtlich verlängert.

Den *Trajan*sgraben verband eine kurze Abzweigung (Abb. 2)

mit den beiden Häfen; dadurch konnten die Schiffe unmittelbar ins Meer gelangen, ohne den Fluß bis zu seiner Mündung entlang-fahren und ohne die Gefahren der Flußmündung in Kauf nehmen zu müssen.

Die beiden Becken der alten Häfen des *Claudius* und des *Trajan* umfaßten eine Fläche von 110 ha. Zum Vergleich sei erwähnt, daß das Hafenbecken von *Genua* vor den letzten Erweiterungen eine Ausdehnung von 190 ha hatte.

Nach dem Verfall des römischen Kaiserreiches verfielen auch rasch der Kanal von *Fiumicino* und die Häfen des *Claudius* und des *Trajan*, die nach einigen Jahrhunderten vollständig versandeten. Die letzten Angaben über die Schiffbarkeit des *Trajan*sgrabens findet man im Jahre 1118 beim Chronisten *Pandolfo Pisano*; in den Bullen der Päpste *Benedikt VIII.* und *Leo IX.* wird noch von der „*focem minimam*“ oder kleineren Mündungen gesprochen, woraus der Name *Fiumicino* abgeleitet ist, den man dem kleinen Marktflecken gegeben hat, der sich in der Nähe des Hafens befindet. Vom XI. bis zum XVII. Jahrhundert hatte der Tiber nur eine Mündung, die bei *Ostia*. Und erst im Jahre 1583 ordnete Papst *Gregor XIII.* die Wiedereröffnung des *Trajan*sgrabens an, um die Schiffbarkeit des Tibers zu verbessern. Der *Trajan*sgraben war unbrauchbar und vollkommen verstopft, und auch die Mündung des *Trajan*sgrabens mußte ausgeräumt und verbessert werden, weswegen die beiden Molen gebaut wurden, die den heutigen Hafen des Kanals von *Fiumicino* bilden. Im Jahre 1844 wurde endlich auf Anregung des Papstes *Gregor XVI.* durch die Arbeit des italienischen Wasserbauers Hauptmann *Cialdi* die Schifffahrt auf dem Tiber wieder aufgenommen, und zwar, wie in den ältesten Zeiten, mit Fahrgastdienst vom Meer bis Rom in einer Länge von 36 km und von Rom bis *Orte* für weitere 118 km. Dieser Betrieb, der vielversprechend begann, dauerte nur wenig mehr als 50 Jahre; später hörte jeder Verkehr auf dem Tiber auf, und die vier Schlepsschiffe wurden kurz darauf verschrottet und als altes Eisen verkauft.

Vorschläge und Arbeiten von 1905 bis heute

In den letzten vierzig Jahren sind der Regierung viele Vorschläge vorgelegt worden, die darauf abzielten, die Schiffbarkeit des Tibers von Rom nach dem Meer zu verbessern, einen von der Tibermündung unabhängigen Seehafen zu schaffen, einen von Tiberwasser gespeisten, aber vollständig vom Flusse getrennt gehaltenen Kanal von Rom nach den römischen Häfen zu bauen und schließlich oberhalb der Stadt durch Flußsperrn elektrische Energie zu erzeugen. Es sind verschiedene Arbeiten durchgeführt worden zur Regelung des Tibers innerhalb des Stadtgebietes und zur Kanalisierung des Flußbettes im Tale von Rom, und im Jahre 1908 ist schließlich der römische Flußhafen bei *Sankt Paul* gebaut worden. Die Anlagen, die den heutigen römischen Seehafen und seine Verbindung mit der Stadt bilden, setzen sich aus folgenden Werken zusammen: 1. Der Hafenkanal von *Fiumicino*, der eine Tiefe von ungefähr drei m hat; 2. der schiffbare Kanal von *Fiumicino* in Länge von ungefähr 3500 m, der den Hafenkanal mit dem Tiber an dem sogenannten „*Capo Due Rami*“ verbindet und der eine Mindesttiefe von 3 m hat; 3. der Tiber von *Capo Due Rami* bis nach dem Flußhafen bei *Sankt Paul* in einer Länge von ungefähr 30 km, mit einer Tiefe von 2 m bei Niedrigwasser; und schließlich der Flußhafen von *Sankt Paul* mit einem 500 m langen Kai, mit elektrischen Kränen, Eisenbahnanlagen und Lagerräumen.

Die hauptsächlichsten Projekte der letzten fünfzig Jahre sollen kurz beschrieben werden.

Einige sehen einen vom Tiber gespeisten Kanal, der bis Rom führt, und einen Seehafen in Rom vor. Andere umfassen einen Seehafen, einen Flughafen, die Schiffbarkeit des Tibers, die Bewässerung des Tibertals von Rom bis nach dem Meer und die Erzeugung elektrischer Energie. In einigen dieser Projekte sind bereits die Anlagen angeführt, die von der heutigen Regierung durch ihre technischen Dienststellen erbaut worden sind.

In zeitlicher Reihenfolge war eins der ersten Projekte aus dem Jahr 1870 das des Ingenieurs *Costa*, der vorschlug, die letzten

5 km des Tibers zu kanalisieren, ihn auf diese Art in einen Hafenkana! verwan!elnd, der eine Tiefe von 6 m haben und einen Kilometer weit in das Meer hinein geföhrt werden sollte. Dieser Vorschlag wurde vom Minister für öffenliche Arbeiten nicht genehmigt, weil man voraussah, daß der Hafen versanden würde. Der Gedanke, den Tiber bis zur Mündung zu kanalisieren und einen Hafenkana! aus ihm zu machen, ist nicht wieder aufgegriffen worden.

Dem Projekt Costa folgte im Jahre 1876 ein vom General Giuseppe Garibaldi gezeichneter Vorschlag, der den Titel „Ausbau des Tibers vom Vestatempel bis nach dem Meer“ trug, worin vorgeschlagen wurde, den Hochwasserspiegel innerhalb der Stadt zu senken und einen Kana! zu schaffen, der von Rom bis nach dem Meer für Schiffe mit größerem Tonnengehalt fahrbar sein sollte. Dieser Kana! an der rechten Tiberseite sollte dazu dienen, die Hochwasser des Tibers an einer nördlich von Fiumicino gelegenen Stelle zum Abfluß zu bringen. Das Flußbett des Tibers, auf nur 50 m verengt, sollte ausschließlich der Schifffahrt dienen und von Rom bis nach dem Meer eine Tiefe von 8 m haben. Im

holländischen Hafen von Ynuiden sehr ähnlich werden sollte; er sollte durch zwei Dämme umschlossen werden, die sich so weit ins Meer hineinziehen sollten, bis sie eine Tiefe von 10 m erreichten, bei welcher, nach Orlando, bei der Beschaffenheit des Untergrunds Sandwanderungen nicht mehr zu befürchten wären.

Abb. 3 zeigt diesen Hafen, der eine Oberfläche von 120 ha und eine Einfahrt von ungefähr 200 m erhalten hätte. Der schiffbare Kana! wäre etwa 24 km lang geworden und endete bei Sankt Paul in Rom in einem Binnenhafen. Die Bauzeit aller dieser Werke war auf 8 Jahre berechnet, und die Kosten sollten 60 Mio Lire betragen; heute würde sicherlich das Zehnfache aufzuwenden sein.

Orlando war stets einem Hafenkana! an der Tibermündung abgeneigt. Er glaubte nicht an die Schifffbarkeit des Tibers für neuzeitliche Handelsschiffe und deshalb war er dafür, einen Kana! zu bauen. Dieser Gedanke ist seit einigen Jahren fallen gelassen. Man schlug anstatt dessen eine Begradigung des Flusses vor und Staudämme. Orlando hielt es nicht für wirtschaftlich, am unteren Lauf des Tibers von Rom bis nach dem Meer elektrische Kraft zu gewinnen. Er rechtfertigte dies damit, daß man Kraft nicht am

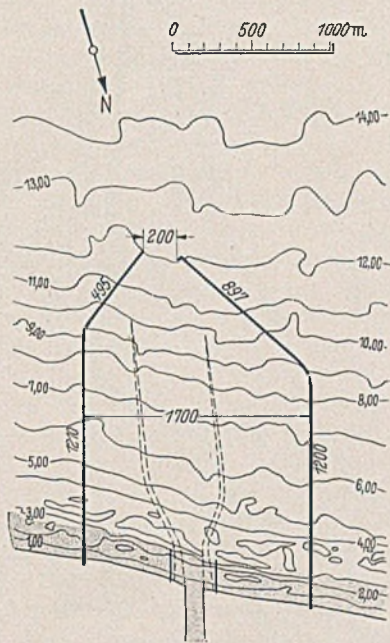


Abb. 3. Plan des Hafens von Ostia.
Projekt Paolo Orlando.

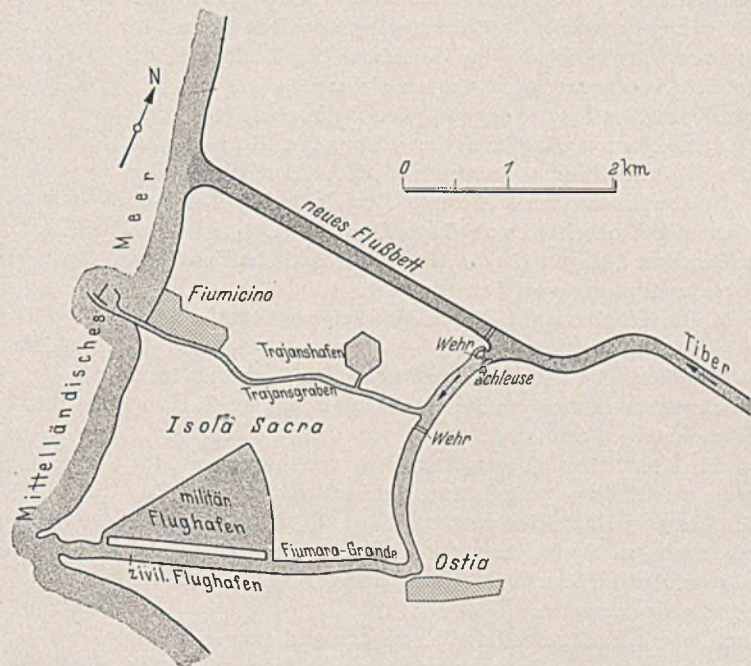


Abb. 4. Projekt für die Regelung des unteren Tiberlaufs von Cipolletti.

gleichen Jahre (1876) wurde ein anderer, sparsamerer Vorschlag veröffentlicht, und zwar von Prof. Oberholtzer, der später von anderen wieder aufgenommen worden ist. Darin wurde der Bau eines schiffbaren Kanals links vom Tiber vorgeschlagen, der sich eng an den Fluß anlehnen und von Rom nach Ostia führen sollte, wo er südlich Ostias in einem Hafen endete mit senkrecht zum Strande angelegten Molen. Die linke Mole wäre 1200 m lang geworden, die rechte nur 900 m. Nach dem Projekt Oberholtzer sollten die Hochwasser des Flusses im Flußbett selbst abgeföhrt werden. Dagegen wandte man ein, daß die Hochwasser des Tibers bei einem Stand von 13 m (der in späteren Zeiten sogar noch überschritten worden ist) in den schiffbaren Kana! hätte eindringen können.

Ein Vorkämpfer für den Hafen ist der Senator Paolo Orlando. Der heute noch Lebende legte im Jahre 1886 sein erstes Projekt für einen schiffbaren Kana! von Rom bis nach dem Meer, für einen Seehafen und einen Binnenhafen bei Sankt Paul in Rom selbst vor. Der erste Plan des Ingenieurs Orlando war, den alten Trajanshafen wieder in den ursprünglichen Zustand zu bringen und ihn mit Rom durch einen schiffbaren Kana! zu verbinden. Aber auf Grund von Studien und Versuchen an Modellen der Küste kam Orlando dazu, Fiumicino, das zu sehr Versandungen ausgesetzt ist, auszuschalten, und er schlug, auf die Idee Oberholtzers zurückgreifend, vor, am linken Ufer des Tibers einen schiffbaren Kana! anzulegen und am Ende des Kanals einen Hafen zu bauen, der dem

Unterlauf, sondern am Oberlauf erzeugen müsse, wo sich mit kleinen Turbinen, die sich mit wenig Wasser, aber großem Gefälle betreiben lassen, eine bedeutende Energie erzeugen lasse, während sich mit Riesenturbinen, von großen Wassermengen bei wenig Gefälle getrieben, nur geringe Kraft gewinnen lasse. Seine Planung eines besonderen Kanals und eines Hafens im Süden von Ostia ist nicht wieder aufgenommen worden, und man gibt heute dem Gedanken den Vorzug, den Tiber schiffbar zu machen und den Hafen entweder an der Tibermündung oder an der Mündung des Kanals von Fiumicino anzulegen.

Im Jahre 1904 wurde der Plan des Ingenieurs Cipolletti veröffentlicht, der durch seine Arbeiten in Südamerika auch im Ausland bekannt ist. Das Projekt Cipollettis umfaßt die Herstellung einer Schifffahrtsstraße von Orte bis nach dem Meer in einer Länge von ungefähr 154 km und eine für die Be- und Entwässerung günstige Wasserverteilung im Flußtal. Der Vorschlag Cipollettis, der für zahlreiche spätere Erwägungen zugrunde gelegt wurde, ging dahin, die Schifffbarkeit des Tibers dadurch aufrecht zu erhalten, daß man durch feste oder bewegliche Stauwehre die Tiefe vergrößern und, durch Begradigungen das Flußbett verkürzend, die Hochwasser des Tibers senken sollte. Diese Maßnahme ist jetzt von Mussolini durchgeführt worden. Für den Seehafen wollte Cipolletti den Hafenkana! von Fiumicino bis ins Meer hinein verlängern. Dieser Vorschlag wurde von Admiral Alexander Ciano wieder aufgenommen. Er bestand darin, einen neuen Tiberarm

zum Abfluß des Hochwassers oberhalb des Kanals von Fiumicino anzulegen, so daß der Tiber drei Mündungen ins Meer erhalten hätte anstatt der zwei: d. h. der neue dritte Arm, der Kanal von Fiumicino und der eigentliche, auch Fiumara Grande genannte Fluß (Abb. 4) gibt den Vorschlag wieder. Das neue Flußbett nach dem Projekt von Cipolletti war dazu bestimmt, die Hochwasser aufzunehmen. Er zweigte etwa einen Kilometer oberhalb von Capo Due Rami vom Fluß ab, kreuzte die Eisenbahn von Fiumicino und wandte sich dann in den großen Sammelkanal der Bewässerungsanlagen von Maccarese, den er in sich aufnahm. Dieser dritte Tiberarm sollte eine Durchschnittstiefe von 3,50 m erhalten.

Zusammen mit diesem neuen Arm schlug Cipolletti folgende Werke vor:

a) Zwei Stauwerke mit einer Höhe von 6,75 m. Das erste Stauwerk war oberhalb von Capo Due Rami geplant und das zweite bei Tor di Valle, etwa 22 km davon entfernt, oberhalb des ersten in einer Entfernung von ungefähr 7 km vom römischen Binnenhafen bei Sankt Paul.

b) Ausbau des Kanals von Fiumicino und zur Erhaltung seiner Schiffbarkeit den Bau einer Schiffahrtsschleuse bei Capo Due Rami.

c) Niedrigwasserregelung des Tibers von Capo Due Rami bis Dragoncello etwa 6 km oberhalb, um den Tiber bei Niedrigwasser eine Mindesttiefe von wenigstens 3 m zu sichern.

d) Begradigung des Tibers; der erste Durchstich bei Due Torri, bei der heutigen Station Magliana der Eisenbahn Rom—Ostia Lido, wo die Weltausstellung stattfinden wird. Der zweite bei Spinaceto, etwa 12 km unterhalb Roms. Der dritte bei Dragoncello, ungefähr 6 km oberhalb von Capo Due Rami.

e) Den Bau von Anlagen für die landwirtschaftliche Bewässerung, die Überlandleitung von Energie usw.

Die Ziele, die Cipoletti mit diesen Werken verfolgte, waren folgende:

A. Das Flußbett des Tibers so zu ändern, daß es imstande war, alle Hochwasser in sich aufzunehmen und so das Tal vor Überschwemmungen zu schützen.

B. Den Fluß schiffbar zu erhalten, ihm auch während des Niedrigwassers eine Tiefe von mindestens 3 m sichernd und den Zustand des Hafens von Fiumicino verbessernd und bei Rom einen Binnenhafen anzulegen (der im Jahre 1910 dann auch gebaut wurde).

C. Die gesundheitlichen Verhältnisse an der Küste und im oberen Flußtal zu verbessern.

D. Durch Bewässerung der Landwirtschaft zu dienen.

E. Die wirtschaftliche Entwicklung der Stadt zu fördern.

Gegen das Projekt Cipolletti wurden Bedenken erhoben; es kam nicht zur Durchführung. Ein anderer namhafter Ingenieur Luigi L u i g g i befaßte sich dann mit dem Problem; er ist einer der bedeutendsten italienischen Hafenbauingenieure und durch seine Projekte und Arbeiten in Südamerika bekannt. Er war technischer Berater für viele italienische und fremde Häfen. Er schrieb 1929 über die Tiberschiffahrt und den Hafen von Rom, und er schlug den Bau eines kleinen Schutzhafens vor in unmittelbarer Nähe der Mündung von Fiumicino, in dem die Schiffe Schutz suchen könnten, wenn die Einfahrt in die Kanalmündung gefährlich erschien, und wo sie ruhiges Wetter abwarten könnten. Die Kosten sollten nach dem Kostenvoranschlag 25 Mio Lire betragen. Seine Gedanken sind zum Teil in zwei späteren Projekten wieder aufgenommen worden: in dem des Ingenieurs Gino C o a r i, das im Jahre 1933 erschienen ist, und in dem des Admirals Alessandro C i a n o, das im Jahre 1936 veröffentlicht wurde. Diese Projekte behandeln den Hafen von Rom und seine Verbindung mit dem Tiber; sie weichen nur in der Ortsbestimmung für den Schutzhafen und für das Stauwerk voneinander ab.

Abb. 5 zeigt die Anlagen, die nach dem Projekt Luigi-Coari am Tiber entlang von Rom bis nach dem Meer errichtet werden sollten, den Schutzhafen beim Leuchtturm der „Isola Sacra“ und den Flugplatz. Der Verfasser der Pläne, Ingenieur Gino Coari, hat zu Ehren des verdienten Ingenieurs Luigi, der zuerst den Vorschlag eines in der Nähe des Leuchtturms von Fiumicino gelegenen Schutzhafens gebracht hat, sein Projekt „Luigi-Coari“ genannt. Coari schickt sehr richtig voraus, daß es nicht möglich

ist, das Problem eines Seehafens von Rom zu behandeln, ohne den Ausbau des Tibers in Erwägung zu ziehen bzw. seine Schiffbarmachung. Es genügt, auf den Zustand des Binnenhafens bei Sankt

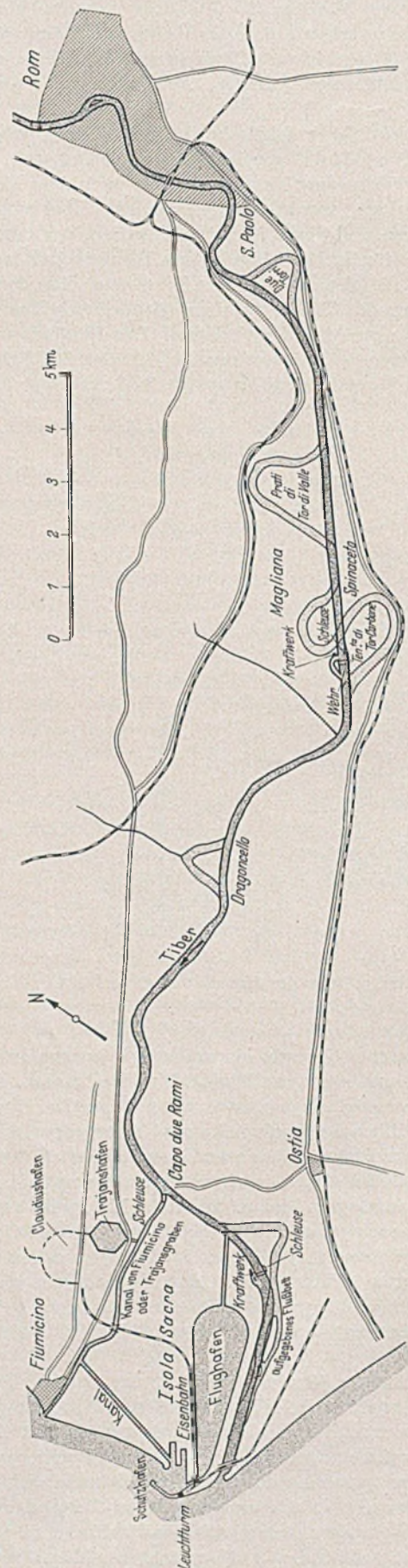


Abb. 5. Ausbau des Tibers. Projekt Luigi-Coari.

Paul hinzuweisen, der gebaut worden ist, ohne daß man vorher für eine genügende Tiefe des Tibers von mindestens 3 m gesorgt hatte. Aus diesen allgemeinen Erwägungen heraus und unter Berück-

sichtigung der Arbeiten, die in der Zwischenzeit von der Regierung ausgeführt worden sind, schlägt Coari in seinem im Jahre 1933 veröffentlichten Projekt die vollständige Durchführung der Arbeiten vor. Die von Coari vorgeschlagenen Werke sind hauptsächlich: 1. Eine Reihe von Durchstichen, die den Wasserspiegel bei Hochwasser senken und den Flußlauf verkürzen. 2. Eine Anzahl von beweglichen Stauwerken, die durch Vergrößerung der Tiefe den Tiber schiffbar erhalten sollten. 3. Ein Schutzhafen, der mit dem Tiber durch einen besonderen Kanal zu verbinden ist.

Mit diesen Werken hofft Coari zu erreichen: a) Leichte Einfahrt der Schiffe in den Schutzhafen bei jedem Wetter. b) Eine lebhaftere Schifffahrt auf dem Tiber von Rom bis nach dem Meer bei Mindesttiefen von 4 m. c) Eine Senkung des Wasserspiegels bei Hochwasser um 2,40 m, wodurch die Überschwemmungsgefahr im Tibertal beseitigt werden soll. d) Die Erzeugung von 10000 PS. e) Die Möglichkeit, im Notfalle etwa 20 000 ha Land zu bewässern. f) Die Erbauung eines Wasserflugplatzes auf der Isola Sacra in der Nähe von Fiumicino, der mithelfen würde, den neuen Hafen von Versandungen und Ablagerungen freizuhalten.

Vom Binnenhafen oder Flußhafen bei Sankt Paul ausgehend, trifft man beim Ort Due Torri den ersten Tiberdurchstich in einer Länge von 1150 m, der eine Verkürzung des Tiberflußlaufs um 1070 m bedeutet. Der zweite Durchstich, der von Prati di Tor di Valle bis zum Gut bei Tor Carbone reicht, ist 4400 m lang und kürzt den Flußlauf um 5100 m ab. Am Ende dieses Durchstichs liegt das erste Stauwerk, das in seinem Spiegel die Höhe von 9,10 m über dem Meeresspiegel hat, und da die Sohle des Flusses hier 1,00 m über dem Meer liegt, ist das Stauwerk 8,10 m hoch. Das vorgeschlagene Stauwerksystem ist dem verbesserten System Stoney ähnlich, das in Italien häufige Anwendung gefunden hat und seit einigen Jahren auch in bedeutenden Anlagen Deutschlands wie Laufenburg am Rhein und ebenso auch bei Faal für die Drau und bei Gagen für die Aare verwendet worden ist. Mit dem Stauwerk ist die Schiffsschleuse und ein elektrisches Kraftwerk verbunden, das bei einem Gefälle von 3,50 m und einer Wassermenge von 120 m³ ungefähr 3000 kW entwickeln kann. 5 km unterhalb dieses Stauwerks soll der dritte Durchstich, der von Dragoncello, hinzukommen, der eine Länge von 900 m hat und eine gleiche Strecke von 900 m abkürzt. Auf diesen dritten Durchstich folgt in einer Entfernung von ungefähr 6½ km die Abzweigung bei Capo Due Rami, wo der mehrfach erwähnte Kanal von Fiumicino (Trajansgraben) seinen Anfang nimmt. Dieser Kanal, die Verbindung des Meeres mit dem Tiber, ist für die Schifffahrt ungünstig. Einmal erschweren die starken Winde Schirokko und Lybeccio (Südostwind) die ungehinderte Einfahrt, und dann bilden sich immer wieder vor der Mündung Ablagerungen von Sinkstoffen, die der Tiber mit sich führt. Der Kanal von Fiumicino dürfte, um der Schifffahrt zu genügen, kein Tiberwasser mehr führen, sondern Meerwasser, und eine Schleuse bei Capo Due Rami würde den Schiffen die Überwindung des Höhenunterschiedes von 5,30 m gestatten. Nach weiteren 2 km sollte der vierte und letzte Durchstich vorgenommen werden in einer Länge von 1150 m mit einer Abkürzung von 785 m. Auch hier ist ein Stauwerk mit einer Höhe von 5,30 m über dem Meeresspiegel und mit einer Sohlenlage von 1,70 m unter dem Meeresspiegel geplant. Neben dem Stauwerk wieder eine Schleuse und ein Kraftwerk, das bei einem Gefälle von 4,50 m und einer Wassermenge von 120 m³ ungefähr 4000 kW erzeugen könnte. Die Gesamtlänge der durch die Durchstiche erreichten Abkürzungen beträgt rund 8000 m.

Seehafen und Wasserflugplatz.

Die zu bauende Mole (Abb. 5), die den Schutzhafen bilden soll, ist die Verlängerung der Halbinsel, auf der der Leuchtturm steht; sie sollte im ersten Teil von Südost nach Nordwest verlaufen, d. h. in Richtung des Schirokko und dann in Nordsüdrichtung. Am äußersten Nordostzipfel des neuen Schutzhafens zweigt die neue Verbindung des Schutzhafens mit dem Kanal von Fiumicino bzw. mit dem Tiber ab. Dieser Kanal ist 2500 m lang und endet beim Bahnhof von Fiumicino.

Auf der Isola Sacra sollte der Wasserflugplatz mit einem

Becken von 2,2 Mio m² Oberfläche und einer Tiefe von 2,50 m angelegt werden. Dieses Becken würde mit dem Hafen durch einige Leitungen in Verbindung stehen, die ungefähr 5 m unter dem Meeresspiegel in den Hafen münden und so geführt werden sollten, daß die Strömung an der Innenseite der Molen entlang laufen und dadurch die Tiefhaltung begünstigen würde. Das Becken des Wasserflughafens müßte vom Tiber gespeist werden. Ingenieur Coari glaubt, den Hafen durch Baggerungen leicht tiefhalten zu können, ohne ihn durch Wasserabfluß spülen zu müssen. Ein von Coari hierfür angeführtes Beispiel ist der Hafen von Dünkirchen, wo drei Becken mit einem Wasserinhalt von 2 Mio m³ miteinander verbunden sind, die in ¼ Stunden etwa 750 000 m³ zum Abfluß bringen können. Für Dünkirchen ist diese Lösung einfach, da die Becken sich bei Flut wieder füllen. Es war noch zu prüfen, ob das Wasser des Tibers für die Schifffahrt, die Be-

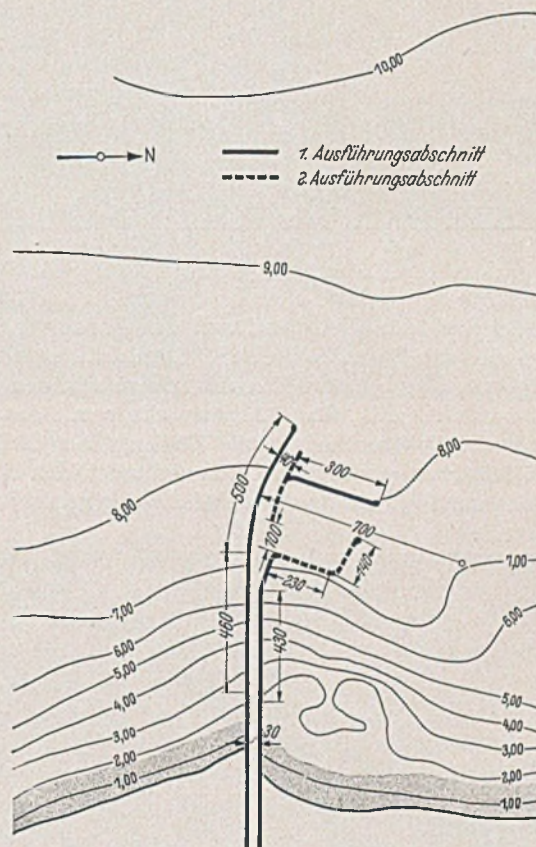


Abb. 6. Plan des Schutzhafens Fiumicino nach dem Projekt von Adm. Ciano.

wässerung, die Kraftwerke und den Flughafen ausreicht. Der Tiber führt in der Sekunde eine Mindestwassermenge von 100 m³, und, da im Tibertal von Rom bis nach Orte 40000 ha berieselt werden sollen, müßten 40 m³/sec zur Berieselung zur Verfügung stehen. Es würden also bei Niedrigwasser noch immer 60 m³ übrig sein. Für die Schifffahrt sind die Schleusen zu speisen. Für eine Schleusung rechnet man mit 3000 m³. Nimmt man an, daß die Schleusen stündlich dreimal gebraucht werden, hätte man bei 10 Arbeitsstunden am Tag und 270 Arbeitstagen im Jahr 8100 Schleusungen, d. h. einen jährlichen Verbrauch von 24,3 Mio m³, was einem Wasserverbrauch von etwa 1 m³/sec entspricht. Für den Wasserflugplatz ist nur das Wasser nötig, das den Verlust durch Verdampfung ausgleichen muß. Bei einer Oberfläche des Beckens von 2 Mio m² beträgt der Verlust durch Verdampfung jährlich 2 m, ist also gering. Zur Spülung hätte man jährlich 180 Mio m³ nötig, was einen Wasserverbrauch von 6 m³/sec ausmacht. Nach diesen Mengen bleiben noch 50 m³ für die Kraftwerke, die bei einem Gesamtgefälle von 9 m ständig 3000 kW erzeugen können.

Der Seehafen von Rom im Projekt des Admirals Ciano.

1936 veröffentlichte der Admiral Alexander Ciano eine Abhandlung über sein Projekt eines an der Mündung des Kanals von

Fiumicino gelegenen römischen Seehafens (Abb. 6). Admiral Ciano betont, daß seine Vorschläge ganz unabhängig sind von dem Ausbau des Tibers von Rom bis nach dem Meer. Er beabsichtigt, nur den Bau eines Schutzhafens vorzuschlagen, in den die Schiffe bei jedem Wetter einlaufen können. Admiral Ciano glaubt, daß, wenn erst einmal die Einfahrt in den Schutzhafen gesichert ist, die Güter auf der Strecke zwischen Fiumicino und Rom den Eisenbahnweg benutzen werden, trotz der Verbesserung des Wasserweges durch Wehre und Schiffahrtsschleusen. Die Abbildung gibt den Plan des von Admiral Ciano vorgeschlagenen Hafens mit Molen bis in Tiefen von 7 m hinaus wieder. Die Höhe der Kosten ist von Ciano zu 38 Mio Lire berechnet. Admiral Ciano schreibt, daß der Hafen in bescheidenen Größenverhältnissen gehalten werden müßte und



Abb. 7. Doppelgleisige Holzbrücke. Fot. Vasari, Rom.

daß ein großer Seehafen für Rom absurd sei. Für die großen Seeschiffe sind eben die Häfen Neapel und Genua da, und der erste liegt weniger als drei Stunden Eisenbahnfahrt von der Landeshauptstadt entfernt. Für den Fahrgastverkehr mit den großen Inseln macht der sichere und schnelle Eildienst, der Sizilien mit Neapel und Sardinien mit Civitavecchia verbindet, den Bau eines neuen Hafens unnötig. Infolgedessen bleibt der römische Hafen

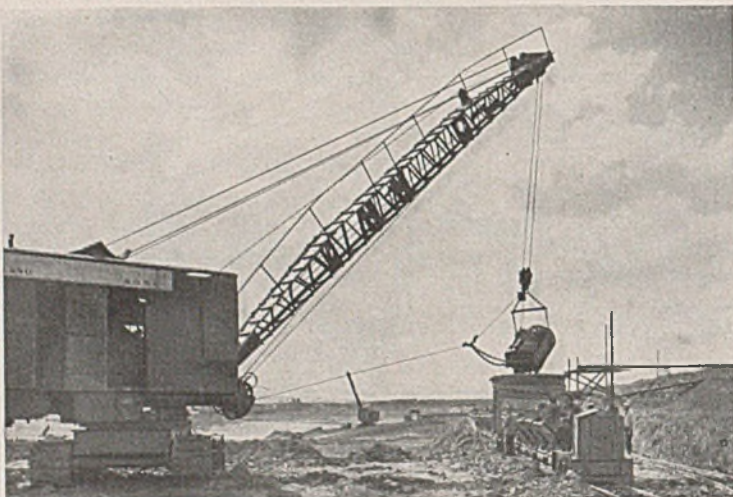


Abb. 8. Abgraben der oberen Schicht. Fot. Vasari, Rom.

nur der Küstenschiffahrt vorbehalten zur Versorgung der Bevölkerung und der Industrie.

Ciano stellt fest: a) Der Strand in der Nähe der Tibermündung, d. h. das deltaförmige Küstenland des Tibers schiebt sich ständig ins Meer vor. b) Ein jedes Werk, das Bestand behalten soll, läuft Gefahr zu versanden, und infolgedessen muß man die Verbindung mit dem Meere durch einen Kanal aufrechterhalten. c) Ein Kanal, der den Schiffen bei jedem Wetter die Einfahrt erlaubt, muß so weit wie möglich vom Strand entfernt enden.

Nach diesen Voraussetzungen schreibt Admiral Ciano über die charakteristischen Merkmale seines Schutzhafens, den er am äußersten Ende des heutigen Kanals von Fiumicino erbauen will. Diese Merkmale sind kurz zusammengefaßt: A. Die beiden Einfahrten oder Einmündungen des Kanals können normalerweise beide gleichzeitig benutzt werden, wenn das Wetter lediglich ist. Bei heftigen Gegenwinden muß ausschließlich die nach Norden ge-

richtete Einfahrt benutzt werden. B. In den Kanal von Fiumicino sollen weiter die niedrigen und mittleren Wasser des Tibers geleitet werden, da diese, ohne andere Werke zu schädigen, die nötige Tiefe gewährleisten. Die Hochwasser sollen auf das richtige Maß herabgedrückt werden, das sie ungefährlich macht.

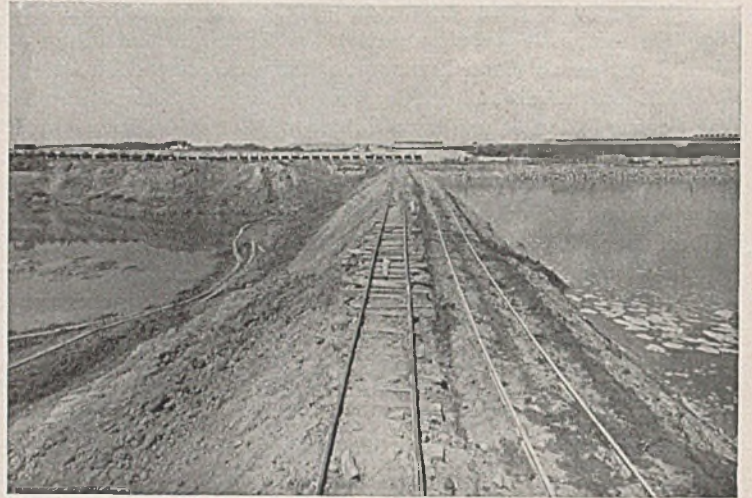


Abb. 9. Abschlußdamm. Fot. Vasari, Rom.

C. Die Mole muß zum Teil Kurvenform haben. Denn würde sie geradlinig geführt werden, würde der Kanal nach Westen hin offen sein, und infolgedessen würde die Kanalöffnung auch bei schwachen Südwestwinden gefährlich sein. Überdies wäre es gefährlich, die Schiffe von der Einfahrt nach dem Kanal von Fiumicino zu bringen. Admiral Ciano empfiehlt, für den Hafen keine Arbeit auszuführen, die die Menge der Ablagerungen vermehrt.



Abb. 10. Dammbau durch das alte Flußbett. Fot. Vasari, Rom.

Deshalb schlug Ciano vor, einen neuen Tiberarm auszubauen, wodurch man im letzten Teile des Flußlaufes drei Ausmündungen ins Meer schaffen würde. Der mittlere, also der Kanal von Fiumicino, erhalte nur das saubere Niedrigwasser, während der neue Arm, nördlich vom Fiumicinokanal einmündend, in der Hauptsache das Hochwasser und damit die trüben Wassermengen aufnehmen würde, die bei der vorherrschenden Küstenströmung nicht nach Süden getrieben werden und keine Versandung des Hafens verursachen könnten.

Bereits ausgeführte und in der Ausführung befindliche Arbeiten zur Verkürzung des Tibers bei Spinaceto bis zur Tenuta di Tor Carbone und zum Bau des neuen Wasserflughafens.

Die ersten Arbeiten für die Abkürzungen bei Spinaceto, wo der Fluß die längsten Windungen aufweist, wurden im März 1937 begonnen und vom Duce am 12. August 1940 eingeweiht. Der

Durchstich umfaßt: a) Aushub der neuen Flußlaufstrecken in Länge von 1300 m. b) Die Herrichtung des neuen Flußbettes für die Aufnahme des Niedrigwassers. c) Bau der Stauwerke am Ende des aufzugebenden Flußlaufs.

Der Querschnitt des neuen Flußbettes hat Trapezform, das eine Breite von 75 m besitzt, mit einer Sohlenlage von 1,50 unter und einer Wasserspiegelhöhe von 3 m über dem Meeresspiegel. Das Bett ist von zwei großen Dämmen begrenzt, die in einer Entfernung von 400 m voneinander angelegt sind, um mit einer Höhe von 14 m über dem Meeresspiegel die Wassermengen zur Hochwasserzeit aufnehmen zu können. Die bei den Ausschachtungen gewonnenen Bodenmassen sind nur zum Teil für die Dämme verwendet worden. Der Rest, d. h. mehr als eine Mio m³ sind 4 km weit abzubefördern, um den Wasserflugplatz anzulegen. Für die Beförderung dieser großen Bodenmengen ist es nötig gewesen, eine behelfsmäßige Holzbrücke über den Tiber zu schlagen. Diese Brücke erforderte eine sehr sorgfältige Ausführung, um die Schifffahrt weiter aufrecht zu erhalten. Sie hat bereits eine aus-



Abb. 11. Abzweigung des neuen Wasserlaufs und Wehrbau durch den alten Flußlauf.

Fot. Vasari, Rom.

gezeichnete Probe ihrer Widerstandskraft bei dem Hochwasser des Flusses im Dezember 1937 bestanden. Abb. 7 zeigt die Brücke mit Doppelgleisen, die den Hochwassern widerstand und ohne Schaden den Druck von starken treibenden Teilen aushielt, die vom Wasser mitgeführt wurden.

Der abzugrabende Boden war an der Oberfläche sehr hart und erforderte den Gebrauch von beträchtlichen Mengen Sprengstoffen. Die tieferen Erdschichten waren überwiegend Tonerde. Im ersten Arbeitsabschnitt grub man ungefähr 2 m ab. Im zweiten Abschnitt wurden ungefähr 3 m abgebaggert. Dann folgte der dritte Schnitt von etwa 5 m Tiefe. Abb. 8 zeigt die Abgrabung im oberen Schnitt, Abb. 9 den Beginn des neuen Kanals an seinem oberen Ende. Man erkennt den Umschließungsdamm, der beseitigt werden muß, um das Wasser in das neu geschaffene Bett einzulassen. Der Damm ist in seinen Ausmaßen so gebaut, daß Kuwerwasser ihn nicht durchdringen und die Baustellen nicht überfluten kann. Abb. 10 zeigt den Kreuzungspunkt des alten Flußlaufs mit dem neuen Kanal. Die Staudämme sind im alten Flußbett mittels kräftiger Pfahlwerke, die untereinander fest verbunden sind, errichtet. Alle 6 m sind feste Rahmen angeordnet. Diese Art bot einen guten

Arbeitsfortschritt, so daß der Fluß noch vor dem Herbsthochwasser abgesperrt werden konnte. Abb. 11 zeigt die Gesamtarbeiten an den Staudämmen in einem vorgeschrittenen Bauzustand. Abb. 12 zeigt den Punkt, wo der neue Kanal aufhört und wo das Wasser wieder in das alte Bett des Tibers fließt. Um das neue Flußbett zur bestimmten Zeit in Betrieb nehmen zu können, mußte das Wasser nach Sprengung der beiden Zwischendämme eingeleitet werden. Der obere Zwischendamm hatte einen Inhalt

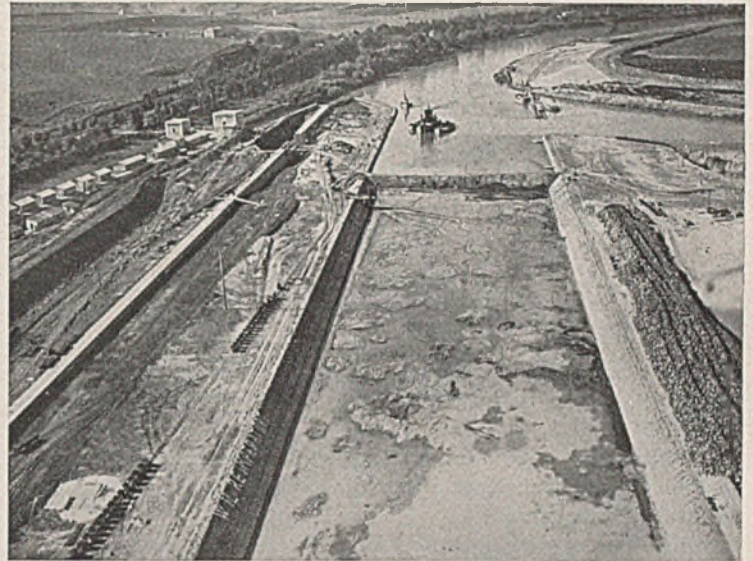


Abb. 12. Blick auf das neue Flußbett.

von 2000 m³, der untere einen von 1500 m³. Die beiden Zwischendämme wurden durch 1100 kg Explosivstoff gesprengt, die aus 85 Einzelminen mit einem Durchmesser von je 125 mm bestanden. Man sprengte erst den oberen Zwischendamm und nachdem die Wasser sich ins neue Bett ergossen hatten, sprengte man den unteren. Die Einleitung des Wassers in das neue Flußbett ist glatt vor sich gegangen.

Die Hauptdaten dieses von der „Società Costruzioni e Fondazioni“ ausgeführten Baus sind folgende: die Länge des Durchstichs beträgt 1290 m, die Länge der Abkürzung des Tiberlaufs 2700 m. Abgegraben wurden 1,5 Mio m³.

Der große Wasserflughafen wird eine der größten Land- und Wasserfluganlagen Europas darstellen. Dieser Flughafen wird im aufgegebenen Tiberbett gebaut, das sonst versumpft wäre. Man ist dabei, einen großen See mit einer Oberfläche von 600 ha zu schaffen, mit einer Wassertiefe von 4 m und einem Wassergehalt von 24 Mio m³. Das Becken wird vom Tiber gespeist. An den Wasserflughafen gegen das Meer schließt sich der Flugplatz mit einer Oberfläche von 350 ha an. Die Gesamtanlage soll im Jahre 1942 fertiggestellt sein.

ÜBER TEMPERATURSCHÄDEN BEI PFEILERSTAUMAUERN.

Von Dr. techn. R. Schjødt, Oslo.

DK 627.828:624.042.5

Inhaltsübersicht: Bei mehreren Pfeilerstaumauern sind luftseitige Risse in den Pfeilern aufgetreten. Diese Erscheinung wird durch Temperaturunterschiede zwischen Pfeiler und Platte erklärt, die dadurch entstehenden Spannungen werden ermittelt.

Seit 1916 ist in Norwegen eine größere Zahl von Pfeilerstaumauern gebaut worden. Die meisten derselben sind mit durchlaufenden Platten ausgeführt. Die Staumauern sind alle mit Kälteschutzwand vorgesehen, eine typische Querschnittsform ist in Abb. 1 dargestellt.

Bei den meisten dieser Staumauern sind in mehreren Pfeilern Risse aufgetreten, die an der Luftseite beginnen, etwa wie in Abb. 1 angedeutet. Die Risse laufen ziemlich weit in den Pfeiler hinein

und vereinigen sich manchmal mit anderen, von der Wasserseite kommenden, so daß der Pfeiler wie ganz abgeschnitten erscheint. Die meisten Pfeiler an den norwegischen Staumauern sind dabei sehr schwach bewehrt.

Besonders wo diese Risse gegen die Luftseite nach unten geneigt sind, scheint eine Gefahr für das Abrutschen des oberen Pfeilerteils zu bestehen.

Die wasserseitigen Risse könnte man durch die vom Wasserdruck hervorgerufenen Hauptzugspannungen erklären. Für die luftseitigen dagegen ist m. W. noch keine theoretische Begründung gegeben worden.

Im folgenden soll versucht werden, für diese Erscheinungen eine theoretische Begründung zu geben und auch die Größe der auftretenden Kräfte zu berechnen. Da ähnliche Verhältnisse wohl auch anderswo vorliegen, dürfte eine Untersuchung von allgemeinem Interesse sein.

Beim Bau werden die Pfeiler zuerst ausgeführt, und zwar aus verhältnismäßig magerem Beton. Die Platten werden hinterher aus fetterem Beton hergestellt. Schon wegen ihres größeren Zementgehaltes, noch mehr aber wegen ihrer späteren Ausführung, schwinden die Platten bedeutend mehr als die Pfeiler. Hierdurch werden Schubkräfte zwischen Platte und Pfeiler hervorgerufen.

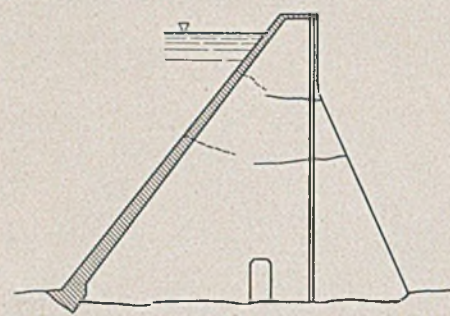


Abb. 1. Querschnitt einer Staumauer mit Rissen angedeutet.

Das Wasser der norwegischen Gebirgsseen hält im Frühsommer und Winter 3—5° C Wärme.

Der luftseitige Teil der Pfeiler bis zur Schutzwand wird im Monat Juni täglich, wenigstens einige Stunden lang, von der Sonne bestrahlt. Die Oberflächentemperatur des Betons erreicht hierbei 30°.

Im Winter tritt auf der Luftseite bis zu —35° Kälte auf. (Der Temperaturunterschied im Winter ist von Prof. Vogt als mögliche Ursache der wasserseitigen Risse erwähnt worden¹.)

Wie das ungleiche Schwinden rufen auch diese Temperaturunterschiede Schubspannungen zwischen Pfeiler und Platte und Biegungsspannungen im Pfeiler hervor.

Wenn die vereinigte Wirkung von Schwinden und Temperaturunterschied in einen 20°-Temperatursprung zwischen Platte und Pfeiler zusammengefaßt wird, hat man gewiß nicht zu ungünstig gerechnet.

Für die durch die obengenannten Verhältnisse hervorgerufene Scheibenkraft t wird der Ansatz gemacht:

$$t = (k_0 + kr)(L - r) = k_0L + (kL - k_0)r - kr^2, \quad (\varphi = 0)$$

mit zunächst unbestimmten Konstanten k_0 und k . Die Bezeichnungen gehen aus Abb. 2 hervor, s_r, s_φ, t sind die mit der Scheibendicke vervielfachten Spannungen. Es werden Polarkoordinaten benutzt. Für die Spannungsfunktion wird derselbe Ansatz gemacht wie bei Tölke: Wasserkraftanlagen II, 1, Berlin 1938 S. 566:

$$F = r^2 \left[\frac{1}{2} a_1 \cos 2\varphi + \frac{1}{2} a_2 \sin 2\varphi + \frac{1}{2} a_3 + \frac{1}{2} a_4 \varphi \right] + r^3 \left[\frac{1}{6} b_1 \cos 3\varphi + \frac{1}{6} b_2 \sin 3\varphi + \frac{1}{2} b_3 \cos \varphi + \frac{1}{2} b_4 \sin \varphi \right] + r^4 \left[\frac{1}{12} c_1 \cos 4\varphi + \frac{1}{12} c_2 \sin 4\varphi + \frac{1}{3} c_3 \cos 2\varphi + \frac{1}{3} c_4 \sin 2\varphi \right].$$

Man erhält:

$$s_r = \frac{1}{r^2} \frac{\delta^2 F}{\delta \varphi^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta F}{\delta r} = -[a_1 \cos 2\varphi + a_2 \sin 2\varphi - a_3 - a_4 \varphi] - r[b_1 \cos 3\varphi + b_2 \sin 3\varphi - b_3 \cos \varphi - b_4 \sin \varphi] - r^2[c_1 \cos 4\varphi + c_2 \sin 4\varphi]$$

$$s_\varphi = \frac{\delta^2 F}{\delta r^2} = +[a_1 \cos 2\varphi + a_2 \sin 2\varphi + a_3 + a_4 \varphi] + r[b_1 \cos 3\varphi + b_2 \sin 3\varphi + 3b_3 \cos \varphi + 3b_4 \sin \varphi] + r^2[c_1 \cos 4\varphi + c_2 \sin 4\varphi + 4c_3 \cos 2\varphi + 4c_4 \sin 2\varphi]$$

$$t = \frac{1}{r^2} \frac{\delta F}{\delta \varphi} - \frac{1}{r} \frac{\delta^2 F}{\delta r \delta \varphi} = \left[a_1 \sin 2\varphi - a_2 \cos 2\varphi - \frac{1}{2} a_4 \right] + r[b_1 \sin 3\varphi - b_2 \cos 3\varphi + b_3 \sin \varphi - b_4 \cos \varphi] + r^2[c_1 \sin 4\varphi - c_2 \cos 4\varphi + 2c_3 \sin 2\varphi - 2c_4 \cos 2\varphi].$$

Für die Bestimmung der Konstanten $a_1 - c_4$ hat man die Randbedingungen:

$$(I) \begin{cases} \text{für } \varphi = 0, & s_\varphi = 0 & t = k_0L + (kL - k_0)r - kr^2 \\ & \varphi = \gamma, & s_\varphi = 0 & t = 0. \end{cases}$$

Die Gleichungen müssen in den Koeffizienten für r^0 bis r^4 identisch erfüllt sein. Man findet:

$$a_1 = k_0L \frac{\sin 2\gamma - 2\gamma \cos 2\gamma}{2(\cos 2\gamma + \gamma \sin 2\gamma - 1)} = k_0L \cdot A_1$$

$$a_2 = k_0L \frac{1 - \cos 2\gamma - 2\gamma \sin 2\gamma}{2(\cos 2\gamma + \gamma \sin 2\gamma - 1)} = k_0L \cdot A_2$$

$$a_3 = -a_1 \qquad a_4 = -2k_0L \cdot (1 + A_2)$$

$$b_1 = (kL - k_0) \frac{\sin 3\gamma \cos \gamma - 3 \cos 3\gamma \sin \gamma}{2 \cos 3\gamma \cos \gamma + 3,33 \sin 3\gamma \sin \gamma - 2} = (kL - k_0) \cdot B_1$$

$$b_2 = (kL - k_0) \frac{1 - 3 \sin 3\gamma \sin \gamma - \cos 3\gamma \cos \gamma}{2 \cos 3\gamma \cos \gamma + 3,33 \sin 3\gamma \sin \gamma - 2} = (kL - k_0) \cdot B_2$$

$$b_3 = -\frac{1}{3} b_1 \qquad b_4 = -(kL - k_0) \cdot (1 + B_2)$$

$$c_1 = k \frac{-2 \sin^3 \gamma}{2 \cos 4\gamma \cos 2\gamma + 2,5 \sin 4\gamma \sin 2\gamma - 2} = k \cdot C_1$$

$$c_2 = k \frac{\cos 4\gamma \cos 2\gamma + 2 \sin 4\gamma \sin 2\gamma - 1}{2 \cos 4\gamma \cos 2\gamma + 2,5 \sin 4\gamma \sin 2\gamma - 2} = k \cdot C_2$$

$$c_3 = -\frac{1}{4} c_1 \qquad c_4 = \frac{1}{2} k \cdot (1 - C_2).$$

Die Werte von $A_1 - C_2$ sind in Abb. 3 eingetragen.

Um k_0 und k zu bestimmen, benutzt man die Bedingung, daß Pfeiler und Platte die gleiche Deformation erleiden müssen.

Also:

$$(II) \quad \Delta \cdot T - \frac{P}{Sd \cdot E} = \frac{s_r}{h \cdot E} \quad (\varphi = 0).$$

Hier ist: Δ = Temperaturdehnungsziffer des Betons.
 T = Temperaturunterschied zwischen Pfeiler und Platte.
 P = Normalkraft in der Platte im Schnitte r .
 S = Pfeilerabstand.
 d = Plattenstärke.
 h = Pfeilerstärke.

Querzahl $\mu = 0$.

$$P = \int_0^r t dr = k_0Lr - (kL - k_0) \frac{r^2}{2} - k \frac{r^3}{3}.$$

k_0 und k sind eigentlich von h und d , also von r abhängig. Jedoch erscheint es zulässig, mit den konstanten Mittelwerten zu rechnen.

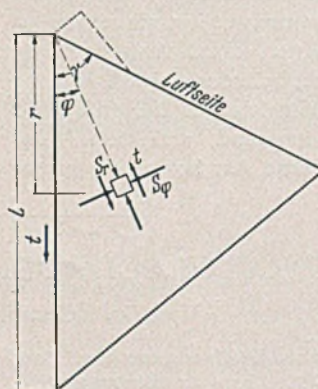


Abb. 2.

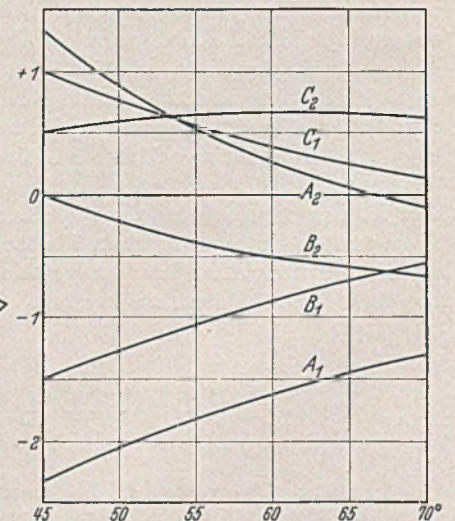


Abb. 3.

Die Werte von P und s_r in Gl. (II) eingesetzt ergeben:

$$(III) \quad \left\{ \begin{aligned} & \left[hE \Delta \cdot T + a_1 - a_3 \right] + r \left[b_1 - b_3 - k_0 \frac{Lh}{Sd} \right] + \\ & + r^2 \left[c_1 - \frac{kL - k_0}{2} \frac{h}{Sd} \right] + r^3 \frac{k}{3} \frac{h}{Sd} = 0. \end{aligned} \right.$$

Um diese Gleichung identisch zu erfüllen, müßte man vier unbestimmte Koeffizienten haben, während hier nur zwei zur Ver-

¹ Vogt: Shrinkage and cracks in concrete of dams. Trondheim 1931, S. 91.

fügung stehen. Die Einführung von zwei weiteren Koeffizienten macht die Rechnung erheblich komplizierter und ist bei der doch nur angenäherten Berechnung unnötig.

Anstatt zu verlangen, daß die Gleichung identisch erfüllt wird, begnügt man sich mit der Gleichheit der Deformationen an zwei Stellen, am besten unten und in halber Höhe. Dies bringt mit sich ein gegenseitiges Gleiten von Platte und Pfeiler, welches oben ihren Größtwert erreicht. Bei einer Stauwand von 15 m Höhe, $\gamma = 62^\circ$, $T = 20^\circ$, $E = 200\,000\text{ kg/cm}^2$, erreicht dieses Gleiten rechnermäßig 0,15 mm.

Die Größe der Ungenauigkeit ist also unbedeutend. Außerdem kann das Gleiten die Spannungen nur herabsetzen. Diese Rechnung ergibt deshalb kleinere Spannungen als ein genaues Verfahren.

Es ist wahrscheinlich, daß ein gegenseitiges Gleiten in gewissen Fällen tatsächlich stattfindet. Wo dieses ohne allzu großen Widerstand geschehen kann, wird der Pfeiler nur wenig beschädigt.

Im allgemeinen ist jedoch die Rauheit der Betonierungsfuge groß genug, um die Schubkräfte oder einen bedeutenden Teil derselben zu übertragen.

Werden die Werte von a — c in Gl. (III) eingesetzt, so folgt:

$$hE \Delta T + \left[2LA_1 - \frac{4}{3} r B_1 - r \frac{Lh}{Sp} + \frac{r^2 h}{2 Sd} \right] \cdot k_0 + \left[\frac{4}{3} rLB_1 + r^2 C_1 - \frac{r^2 Lh}{2 Sd} + \frac{r^3 h}{3 Sd} \right] \cdot k = 0.$$

Durch Einsetzen von $r = \frac{L}{2}$ und $r = L$ erhält man zwei Gleichungen, die k_0 und k festlegen.

Für das früher erwähnte Beispiel einer Stauwand mit $\gamma = 62^\circ$ sind die Ergebnisse in Abb. 4 zusammengestellt. Nahe am Fuß, wo die Wirkung des Fundamentes stört, sind die Formeln natürlich unbrauchbar.

An der Luftseite sind die Druckspannungen aus Wasserdruck und Eigengewicht abzuziehen. Diese sind jedoch verhältnismäßig gering, besonders im oberen Teil, wo die Zugspannungen am größten sind.

Das Auftreten der Risse ist somit durch die Rechnungsergebnisse gut erklärt.

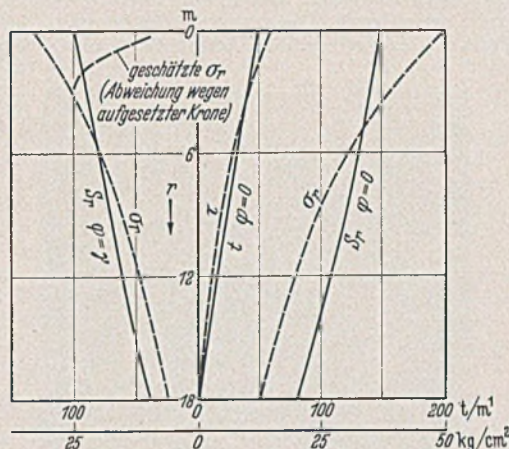


Abb. 4. Errechnete Spannungen in einer ausgeführten Mauer ($\gamma = 62^\circ$, 15 m Höhe).

Um die Risse zu vermeiden, müßte eine starke Bewehrung eingelegt werden. Besser wäre es wahrscheinlich, Bewegungsfugen zwischen Pfeilern und Platten anzuordnen.

Es hat sich nämlich gezeigt, daß die freistehenden Pfeiler an den Bewegungsfugen der Platten im allgemeinen rissfrei geblieben sind, auch in den Fällen, wo die benachbarten Pfeiler viele Risse aufweisen.

Eine experimentelle Untersuchung der hier behandelten Probleme mit Hilfe der Spannungsoptik wäre von großem Interesse.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Bagdad-Eisenbahn.

Mit der Fahrt des ersten durchgehenden Zugs von Bagdad über Mosul und Ankara nach Haidar Pascha gegenüber Istanbul am 17. Juli 1940 hat ein Werk seinen Abschluß gefunden, das von deutscher Tatkraft begonnen und weitgehend gefördert worden ist, leider aber von fremden Kräften zu Ende geführt werden mußte. Im Jahre 1903 hatte die unter deutscher Führung stehende Bagdad-Eisenbahn-Gesellschaft die Genehmigung zur Verlängerung der Anatolischen Eisenbahn, die ebenfalls ein deutsches Unternehmen war, von Konia bis Bagdad erhalten (Abb. 1), und bis zum Ende des Weltkriegs, also bis zu dem Zeitpunkt, bis zu dem der Bahnbau in deutscher Hand war, waren die Bauarbeiten so weit gediehen, daß die Eisenbahn von Westen her bis Nissibin, von Osten her bis Samarra fertiggestellt, wenn auch noch nicht in vollem Betrieb, war. Der westliche Teil Konia—Nissibin war 1100 km lang, der östliche Teil Bagdad—Samarra 135 km; zwischen beiden klappte eine Lücke von 480 km Länge. Es hat bis 1933 gedauert, ehe der Zugverkehr über Nissibin hinaus möglich wurde, und die Verlängerung über Samarra hinaus ist erst 1937 in Angriff genommen worden.

Bei Ausbruch des Krieges im Jahre 1914 waren in dem Teil Konia—Nissibin der Bagdad-Eisenbahn noch zwei Lücken offen, nämlich die 37 km zwischen Karapınar und Dorak über das Taurus-Gebirge und die 100 km zwischen Mamure und Radju über das Amanus-Gebirge. Daß diese beiden Lücken nicht geschlossen waren, bedeutete geradezu ein verhängnisvolles Hindernis für die Kriegführung jenseits des Gebirges, es hatte aber seinen guten Grund in den Schwierigkeiten, die das Gelände dem Eisenbahnbau in den Weg legte. Im Taurus waren auf einer Teilstrecke von 64 km Länge Tunnel von zusammen 11,7 km Länge, der längste von ihnen 3,8 km lang, aufzufahren, im Amanus auf einer Teilstrecke von 32 km Länge Tunnel von zusammen 9,5 km Länge, darunter der rund 5 km lange Bagtsche-Tunnel. Der Tatkräft deutsche

Ingenieure gelang es, die Arbeiten trotz der Schwierigkeiten, die der Krieg mit sich brachte, so zu fördern, daß die Amanus-Strecke im Jahre 1917, die Taurus-Strecke im Jahre 1918 mit Regelspurzügen befahren werden konnte, nachdem schon vorher auf Teilstrecken Züge mit regelspurigen Verkehrsmitteln gefahren waren und auf den dazwischen liegenden Strecken ein Feldbahnbetrieb eingerichtet worden war.

Nachdem die Eisenbahn die Hochfläche von Anatolien in Höhen

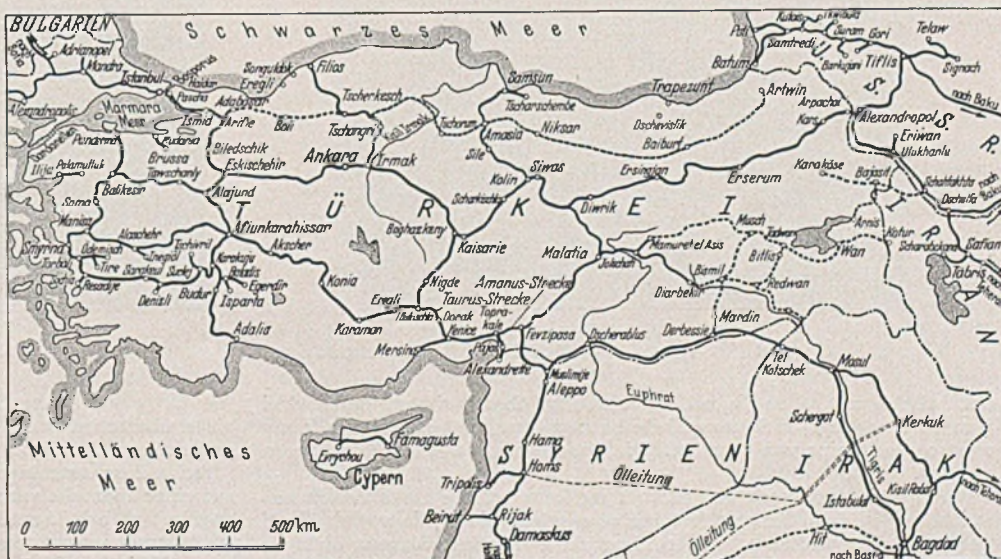


Abb. 1.

bis zu 1070 m überschritten hat, erhebt sich die Verlängerung im Taurus bis auf eine Höhe von 1477,7 m, fällt aber dann wieder bis Yenice auf 30 m Seehöhe. Auf einer Teilstrecke von 13,5 km Länge liegen hier nur 1,7 km im Freien, und der längste Abstand zwischen zwei aufeinander folgenden Tunneln ist nur 175 m. Der Haupttunnel führt durch hartes Kalkgestein und bedurfte infolgedessen keiner Auskleidung.

Zwischen den Tunneln liegen eine Anzahl Brücken, die, zusammen 332 m lang, tiefe Schluchten mit Gewölben in Mauerwerk in Zementmörtel überspannen. Bei einer von ihnen ist die Hauptöffnung 30 m weit, und daneben liegen eine Anzahl Seitenöffnungen von geringerer Spannweite. Die bedeutendste Brücke überschreitet, in einer Steigung von 1 : 52,5 liegend, den Giur-Fluß rd. 70 m über der Sohle der Schlucht mit vier Öffnungen von 30 m Spannweite, an die sich auf der einen Seite drei Öffnungen von 12 m und auf der anderen Seite vier Öffnungen von 10 m Weite anschließen. Die ganze Brücke ist 215 m lang und enthält rd. 17 800 m³ Mauerwerk. Bei Adana führt eine Brücke mit vier



Abb. 2. Nordmund des Tunnels bei Mosul im Bau.

Öffnungen von 54 m und einer Öffnung von 96 m über den Scheihun-Fluß, und eine zweite mit vier Trägern von 50 m über den Tihun-Fluß. Das stählerne Tragwerk beider Brücken — Träger mit tief liegender Fahrbahn, — ruht auf gemauerten Pfeilern, die auf Eichenholzpfählen gegründet sind.

Bei Topra Kale zweigt die Strecke nach Alexandrette ab, und die Bagdad-Eisenbahn tritt in den Amanus ein. Hier ist unter den 14 zusammen 9,2 km langen Tunneln auf einer Teilstrecke von 35 km Länge der längste der schon erwähnte Bagtsche Tunnel, 4,9 km lang, und der Scheitel liegt hier auf rd. 760 m Höhe. Jenseits des Scheitel-tunnels wird der Here-Dere-Fluß 85 m über der Sohle seines Flußbetts auf einer Fach-

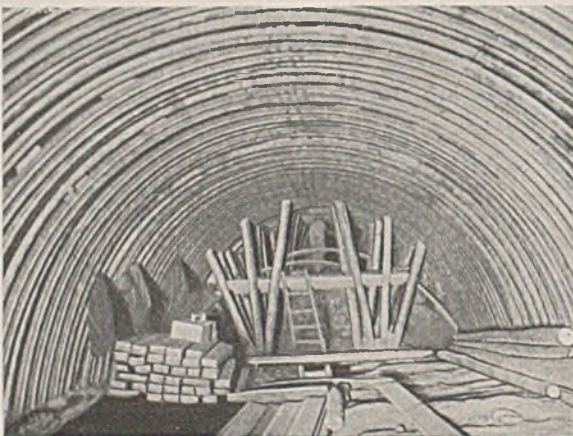


Abb. 3. Nordmund des Tunnels bei Mosul und Voreinschnitt.

werkbrücke mit oben liegender Fahrbahn überschritten, deren drei Hauptöffnungen 74 m Spannweite haben; an sie schließt sich eine Öffnung von 40 m und eine von 14 m an. Die Brücke liegt in einem Gefälle von 1 : 66,7.

Bei Kriegsausbruch im Jahre 1914 konnten die Bauarbeiten zunächst nur in dem Umfang fortgesetzt werden, wie es die vorhandenen Vorräte an Baustoffen erlaubten, denn die Zufuhr aus Europa über die Balkanstaaten war abgeschnitten. Daneben wurden die Arbeiten ausgeführt, die zur Erhaltung und Sicherung der fertiggestellten Streckenteile und ihrer Bauwerke nötig waren. Drei Teilstrecken von 62 km, 41 km und 46 km Länge, Tel Ebiad-Tuem, Tuem—Ras el Ain und Radju—Islahie konnten im Laufe des Jahres 1915 in Betrieb genommen werden.

Bei Jerablus führt die Eisenbahn über den Euphrat auf einer über 800 m langen Brücke, aus zehn Trägern von 80 m Länge bestehend. Ihre Pfeiler sind auf Eichenholzpfählen gegründet, die in die von Spund-

wänden eingeschlossene Baugrube eingerammt wurden. Zunächst war über den Euphrat eine behelfsmäßige Holzbrücke gebaut worden. Am 24. April 1915 konnte die sie ersetzende endgültige Brücke befahren werden.

Um den Nachschub nach Mesopotamien in dem Umfang zu ermöglichen, wie es die Kriegführung in jener Gegend erforderte, wurden die Bauarbeiten im Taurus und Amanus während des Krieges mit Tatkraft fortgesetzt, nachdem durch die Eroberung von Serbien und den Anschluß von Bulgarien an die Mittelmächte der Weg für die Baustoffe aus Europa über die Eisenbahnen der Balkanländer frei geworden war.

Im Amanus wurde zunächst die Gleisspitze von Mamure aus um 4 km in Regelspur vorgeschoben und dann eine 55 km lange Feldbahn in 60 cm Spurweite zur Verbindung mit der jenseitigen Gleisspitze ge-



Abb. 4. Stützung des Tunnelfirsts mit Eisenbahnschienen.

baut, die 6 km vor Islahie lag. Die Lücke wurde auf diese Art im Februar 1916 geschlossen. Die Schmalspurstrecke lag zum Teil auf eigenem Bahnkörper, zum Teil auf dem bereits fertiggestellten der Bagdad-Eisenbahn. Mit ihren zwölf Kreuzungsgleisen war sie für eine Tagesleistung von 250 t bestimmt. An den Enden der Schmalspurstrecke waren die nötigen Umschlagsanlagen vorhanden. Je nach dem Fortschreiten der Bauarbeiten an der Vollbahn wurde die Feldbahn streckenweise stillgelegt, und am 1. August 1917 konnte die ganze Strecke Mamure—Islahie mit Regelspurzügen befahren werden. Am 1. April 1918 wurde der öffentliche Verkehr zugelassen, nachdem die Strecke bis dahin nur den Zwecken des Heeres gedient hatte.

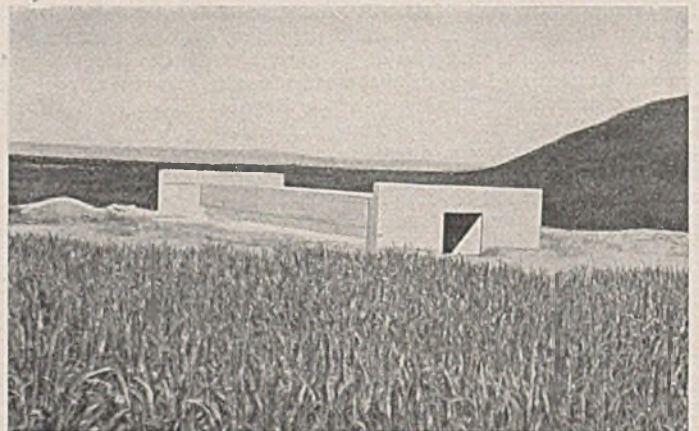


Abb. 5. Einfacher Durchlaß.

Über den Taurus benutzte der Nachschub zunächst eine das Gebirge überschreitende Straße, auf der Lastkraftwagen und Tragtiere verkehrten. Am 15. April 1916 wurde der letzte Tunnel der Taurus-Strecke durchgeschlagen, und am 22. Januar 1917 konnte der Betrieb auf einer ebenfalls zum Teil in Regelspur, zum Teil in 60 cm Spurweite angelegten, behelfsmäßig hergestellten Eisenbahn zwischen Karapunar und Dorak aufgenommen werden. Die Tunnel waren zunächst nur auf 3,3 m Weite und 3,8 m Höhe ausgebrochen, was für die Betriebsmittel in 60 cm Spurweite ausreichte. In dem Maße, wie es der Schmalspurbetrieb erlaubte, wurde der Ausbau auf Vollspur fortgesetzt, und am 9. Oktober 1918 konnte die Taurus-Strecke mit Regelspur-Betriebsmitteln befahren werden.

Von Anfang 1916 an waren auch die Bauarbeiten vorwärts von Ras el Ain aufgenommen worden. Die Gleisspitze lag eine Zeit lang 61 km vor Ras el Ain, und je nach dem Fortgang der kriegerischen Unternehmungen wurde der Bau nach und nach bis Nissibin fortgesetzt, das

Ende Juni 1918, also kurz vor dem Zusammenbruch, erreicht wurde. Dem beabsichtigten Weiterbau setzte der Waffenstillstand ein Ende.

Von Osten her drangen die Engländer zunächst bis Bagdad vor. Von dort führte die Eisenbahn damals bis Samarra, deren letzten Teil sie allerdings wieder abbrachen, vermutlich um den Oberbau an anderer Stelle zu verwenden. Sie bauten aber eine Eisenbahn von Bagdad nach Kanikin, also in der Richtung auf die persische Grenze, und zweigten von ihr wiederum eine Eisenbahn nach Kirkuk ab. Von hier wurde später ein Kraftwagenverkehr über Mosul nach Nissibin eingerichtet, wodurch die Lücke in der Eisenbahnverbindung behelfsmäßig geschlossen war.

Der zuletzt erbaute, 219 km lange Teil der Bagdad-Eisenbahn zwischen Tel Kotschek und Baiji im heutigen Irak ist unter Leitung der Eisenbahnverwaltung dieses Staates gebaut worden, die die Kriegseisenbahnen der Engländer übernommen, friedensmäßig ausgestaltet und betrieben hat. Zum Bau waren unter anderem kleine einheimische

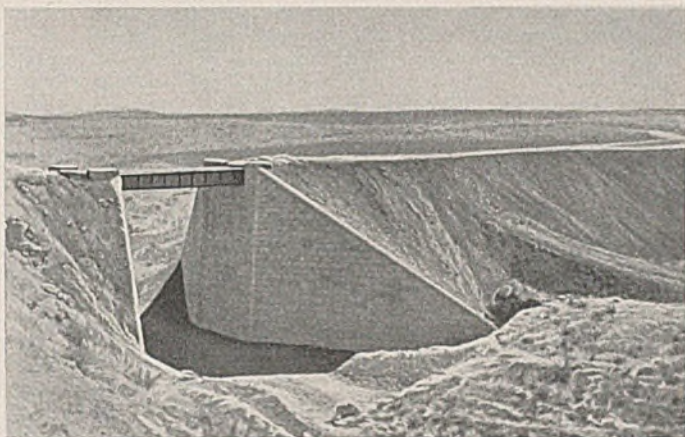


Abb. 6. Durchlaß mit Stahlträger.

Unternehmer herangezogen. Nur auf etwa 50 km südlich von Mosul und in einigen Felseinschnitten nördlich dieser Stadt waren Geländeschwierigkeiten zu überwinden, die deren Kräfte überstiegen, und hier wurden die Arbeiten daher einer leistungsfähigeren ausländischen Unternehmung übertragen. Auf dieser Baustrecke, die von 365 km bis 410 km (von Bagdad gemessen) reichte, war ein 950 m langer Tunnel aufzufahren und waren bis 18,5 m tiefe Felseinschnitte auszuheben, wobei es galt, 242 000 m³ erdige und 333 000 m³ felsige Massen zu gewinnen.

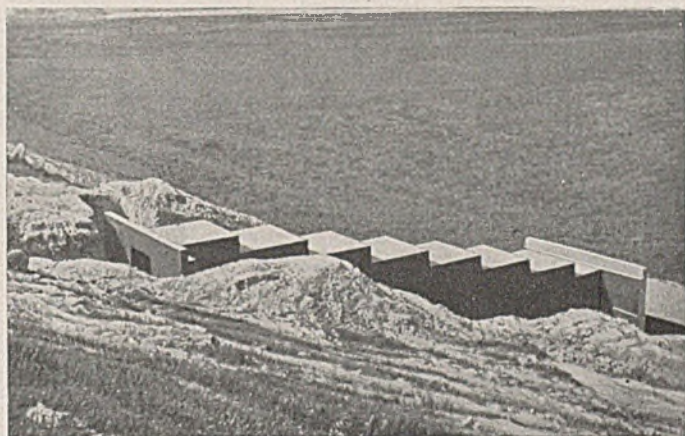


Abb. 7. Durchlaß in Treppenform.

Diese Massen konnten in den anschließenden Dämmen untergebracht werden, zu deren Schüttung außerdem 311 000 m³ Massen in Seiteneinbauten gewonnen werden mußten. Zu den Erdarbeiten wurden Löffelbagger von 1,3 m³ Inhalt mit Dieselantrieb benutzt. Zur Beförderung der Massen dienten Kippwagen von 12,25 m³ Inhalt, gezogen von Raupenschleppern. Neben diesen arbeiteten noch Schürfkübel.

Beim Bau des Tunnels auf dieser Strecke wurde zunächst ein Richtstollen an der Sohle, dann ein ebensolcher am First vorgetrieben. Die Decke zwischen beiden wurde durchgebrochen, und der Ausbruch, im ganzen 36 850 m³, wurde durch den Sohlstollen auf einer Feldbahn abgeföhren. Der Tunnel führt auf seiner ganzen Länge durch Fels (Abb. 2 und 3), der aber stellenweise, wo Schiefer und Gips auftritt, wenig standfest ist, so daß eine Ausmauerung in Beton mit einer Mindeststärke von 60 cm nötig war. Der Tunnel ist im Lichten 5,2 m breit und von der Sohle bis zum Scheitel des Gewölbes 6,2 m hoch. Zu seiner Auskleidung waren 10 750 m³ Beton nötig. Zur Stützung des Firstteils wurden Eisenbahnschienen dicht an dicht verlegt (Abb. 4), deren Enden in den Fels einbetoniert wurden.

Durchlässe wurden mit einer (Abb. 5), im allgemeinen aber mit zwei Öffnungen von je 1,8 m Lichtweite nebeneinander hergestellt. Bei größerer Lichtweite, die zwischen 3 m und 18 m vorkommt, wurden Brücken aus Walzeisensträgern auf Betonwiderlagern gebaut (Abb. 6). Die Eisenbahn führt an vielen Stellen am Hang hin; hier wurden die Durchlässe in Treppenform ausgeführt. (Abb. 7). Einer der längsten Durchlässe ist 73 m lang, was damit zusammenhängt, daß er unter einem über 25 m hohen Damm mit Böschungen von 1 : 1,5 Neigung liegt.

Die Geländeformen zwangen dazu, bei der Bagdad-Eisenbahn steile Neigungen und Krümmungen bis herunter zu 400 m Halbwasser zuzulassen. Die steilste Neigung ist 2,5%; in Krümmungen unter 800 m Halbmesser ist sie auf 2,3% ermäßigt. Krümmungen bis 1500 m Halbmesser haben Übergangsbögen.

Der Oberbau wurde von deutscher Seite aus 12 m langen Schienen hergestellt, die auf je 16–18 Stahlschwellen ruhen. Soweit die Bagdad-Eisenbahn von deutscher Seite gebaut worden ist, galten für sie die bei den Preußischen Staatseisenbahnen allgemein angewendeten Grundsätze und Vorschriften, und selbst die englischen Ingenieure, die diese Teile später übernahmen, mußten, wenn auch sicher widerwillig, anerkennen, daß sie ausgezeichnet gebaut war (Railway Gazette 73 (1940), S. 221, 223 und 267; Ztg. d. Ver. Dtsch. Eisenbahnverw. 59 (1919), S. 827; Engineer 130 (1920) S. 469, 523, 551, 553, 601).

Wernecke, Berlin.

Die Stauanlage von Sansanding.

Das Nigerdelta, welches größer als das Nildelta ist, bietet auf einer Fläche von wenigstens 1 Mio. ha Gelegenheit zur Bodenkultivierung, sofern für gute Bewässerung gesorgt ist. Um diese Aufgabe zu lösen, sind seit Jahren unter französischer Leitung riesige Arbeiten am Niger im Gange, von denen der Staudamm, der jetzt seiner Vollendung entgegensteht, für den Bauingenieur besonders bemerkenswert ist. Die Stauanlage wurde etwa 9 km flußaufwärts des Ortes Sansanding errichtet (bei Diamarabougou, s. Abb. 1), weil hier das Flußbett am

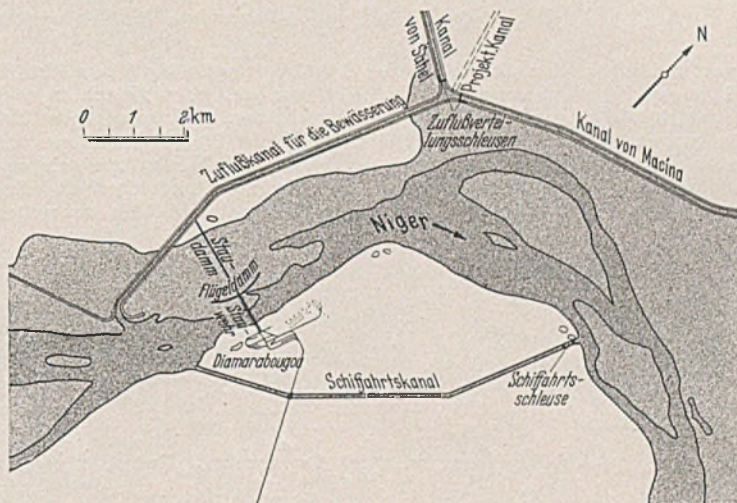


Abb. 1. Lageplan des Staudammes von Sansanding.

schmalsten ist und das eine Ufer günstige Höhenlage zeigt. Die jährlichen Abflüßmengen belaufen sich an dieser Stelle auf 56 Mia. m³ und schwanken je nach den Regentagen des tropischen Einzugsgebietes zwischen 50 und 8000 m³/sek entsprechend einem Flußwasserstand von + 293,5 bis + 301,5 m. Die künftige Aufstauung soll auf + 300,0 m gehalten werden. Bisher entnahmen zwei Kanäle mit einer Wasserführung von je 200 m³/sek die linksufrige Bewässerung, sie reichen aber nicht aus und sollen vergrößert und ein dritter Kanal hinzugelegt werden. Um die durch das Wehr verhinderte Schifffahrt nicht zu unterbrechen, ist am rechten Ufer ein Umgehungskanal von 7 km Länge mit Schleuse angelegt. Übrigens verbessert die Aufstauung die schiffbare Niedrigwassertiefe des Nigers, die an dieser Stelle im Mittel 0,5 m beträgt (für eine Strecke von 85 km flußaufwärts), auf 1 m und mehr. Das Bauwerk besteht aus dem beweglichen Wehr (Klappenwehr) von 818 m Länge, dem festen Wehr von 1800 m Länge und zwei Flügeldämmen. Das bewegliche Wehr hat 14 Durchlässe von durchweg 55 m Breite, deren Abflußmenge durch je 35 Wehrklappen von 1,57 m Breite eingestellt werden kann. Die Anordnung und weitere Abmessungen gehen aus Abb. 2 (Profil und Querschnitt) hervor. Zwischen dem 7. und 8. Pfeiler ist ein Fischpaß angeordnet. Das Verhältnis des ehemaligen Stromprofils (8576 m²) zur Durchlaßöffnung im Wehr (5276 m²) ist 0,65, entsprechend ist die Durchflußgeschwindigkeit von rd. 1 m auf 1,67 m sekundlich erhöht.

Die Gründungsart des Wehrs ist ähnlich den meisten Nilstaudämmen eine Flächgründung, allerdings mit dem wichtigen Unterschied, daß hier als Untergrund durchgängig undurchlässiger Ton angetroffen wird anstatt des Sandes im Niluntergrund. Proben des ungestörten Bodens ergaben in Kohäsion und innerer Reibung höhere als die vorgeschriebenen Werte. Wehrpfeiler und Wangen wurden daher ohne

Abrammung durch Spundwände unmittelbar auf den Tonboden gesetzt, mit Ausnahme des Pfeilers 13, der auf einem Sandnest zu stehen kam. Immerhin hat man die 3 m breiten Pfeiler mit einer 9,28 m breiten Grundplatte (Stahlbeton) versehen, so daß an keiner Stelle die Bodenpressung das Maß von 2,6 kg/cm³ überstieg.

Die Wehrschwelle (Abb. 2) zwischen den Pfeilern bestehen aus einem 2—3 m dicken Betonkörper mit verstärkten Seitenkanten. Um die Durchnässung des Tones unter den Schwellen weitgehend zu verhindern, hat man ringsherum Wände 6—7 m tief in den Ton hinuntergeführt, an den Seiten der Pfeiler aus Beton und in der Stromrichtung

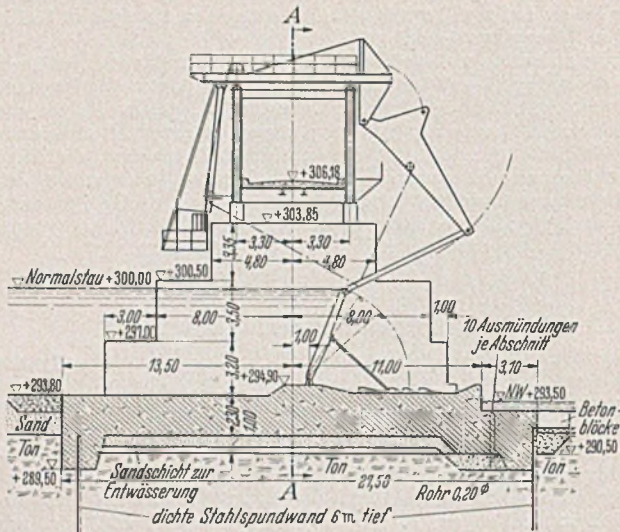


Abb. 2. Querschnitte der Wehranlage (Zahlenangaben in m).

vor und hinter den Schwellen aus Stahlspundbohlen (Profil Larssen III, gekupfertes Stahl). Diese von englischen Ansichten sehr abweichende Bauweise hat ihren Grund nicht nur in wirtschaftlichen Erwägungen, sondern in der zuversichtlicher beurteilten Lebensdauer von stählernen Spundwänden. Übrigens kann die flußabwärts gelegene Spundwand, wenn nötig, ersetzt werden. Um zur Standsicherheit jeden möglichen Unterdruck unter den Schwellen zu vermeiden, ist unter

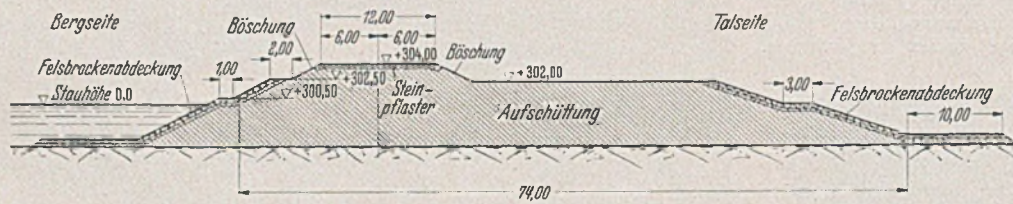


Abb. 4. Querschnitt des Staudammes (Erdschüttung) (Maße in m).

ihnen eine dünne wasserführende Sandschicht angeordnet, die nach der Talseite durch eine Reihe von Entwässerungsrohren mit dem Flußwasser Verbindung hat; so ist auf jeden Fall auf der Unterfläche der Schwellen der hydrostatische Druck des Unterwassers gewährleistet. Die Sicherheit der Schwellen unter dem Klappenwehr gegen Abgleiten auf dem tonigen Untergrund ist unter verschiedenen Annahmen errechnet worden, sie ist auf Ton ohne Berücksichtigung der Haftkraft eine 1,64-fache, mit Anrechnung einer Haftkraft von 1 t/m² 2,16-fach und auf Sand 1,95-fach



Abb. 5. Ansicht des Stauwehres vor Einbau der Klappen.

Aus dem Vorstehenden ergibt sich, daß für die Talseite der Wehrschwelle keine Gefahr der Unterspülung besteht. Sie hat auch keinen eigentlichen Sturzbofen für das überschießende Wasser, sondern nur eine um 70 cm erhöhte Kante in 10 m Abstand vom Drehpunkt der Klappen (vgl. Abb. 2), obwohl die Theorie einen bedeutenden weiteren Abstand verlangt. Die Möglichkeit, innerhalb der einzelnen Durchlässe durch Einstellung jeder der 35 Klappen den Überfall auf das Feinste zu regeln, ergibt eine vollkommene Vernichtung der Sturzenergie innerhalb der Vorderkante. Modellversuche haben ergeben, daß bei ordnungsgemäßer Öffnung der Wehrklappen in bestimmter Reihenfolge keine gefährlichen Auskolkungen entstehen können und daß selbst bei einem Bruch der Klappen und ihrer Tragkonstruktion zwischen den Pfeilern eines Durchlasses die Wehrschwelle nicht zerstört werden kann.

Das Flußbett ist 10 m von der Wehrschwelle abwärts mit 1 m dicken Betonblöcken ausgelegt und weitere 10 m mit Felsbrocken; auch oberhalb des Wehres ist der Flußboden mit Felsbrocken geschützt, so daß einschließlich der Wehrbreite rd. 52 m des Flußbettes befestigt sind, eine im Vergleich zu anderen Wehrbauten kurze Strecke.

Die bei so langgestreckten Betonbauwerken nötigen Dehnungsfugen müssen bei Wehrbauten wasserdicht gehalten werden. Das geschieht hier durch Einlegen eines Kupferbleches, das von plastischem Zement umgeben ist, wie es Abb. 3 für die Fugen zwischen Wehrschwelle und Pfeilern darstellt.

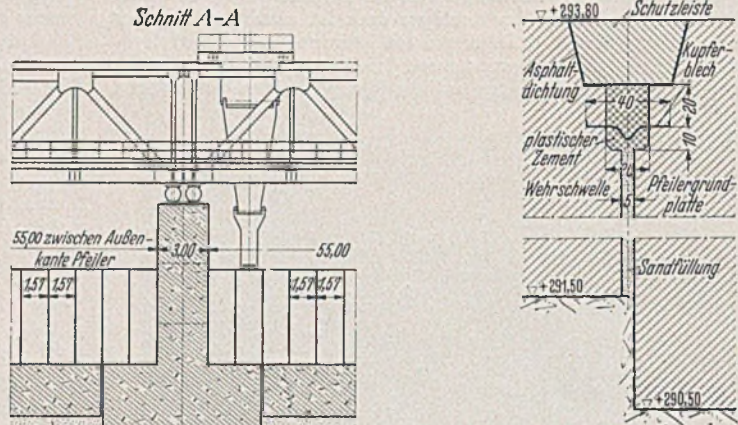


Abb. 3. Dichtung der Dehnungsfugen zwischen Wehrschwelle und Pfeilern.

Flügel-dämme, welche der besseren Führung des Wassers dienen, sind an den Enden des Wehres (vgl. Abb. 1) und vor dem Pfeiler 7 vorhanden. Die Flügel-dämme an den beiden Flußufern sind Erddeiche und mit einer Kronenbreite von 4 m bis auf die Höhe + 302,50 aufgeführt, am linken Ufer erreichen sie eine Länge von 650 m. Die Böschungen sind mit Felsbrocken abgedeckt, ihr Fuß an der Oberwasserseite durch eine Spundwand und eine Steinberme besonders geschützt.

Das kurze Leitwerk flußabwärts vor Pfeiler 7 besteht größtenteils aus Beton und enthält den Fischpaß.

Die Brücke, welche über das Wehr führt (14 parallelgurtige Fachwerkträger aus St 54, mit Werkstattschwielung und Baustellennietung), dient sowohl dem Verkehr (2 Wagenspuren bzw. 1 Gleisschmalspur, Fußgängersteg) wie auch dem Verschieben der Einstellvorrichtungen für die Wehrklappen (vgl. Abb. 2). Ihr Gesamtgewicht beträgt 485 t.

Die Wehrklappen (1,57 × 5,60 m, St 54, ganz geschweißt) können mittels drei elektrischer Hebelvorrichtungen nach Bedarf auf vier Pegelhöhen (+ 300, + 299,5, + 298, + 295 m) eingestellt werden. Auf gute Dichthaltung und leichte Ausbaumöglichkeit ist Wert gelegt worden. Um Druckminderung unter Wehrschwelle und Pfeilern feststellen zu können, sind je zwei Meßdosen nach dem manometrischen Prinzip an ihrer Unterkante eingebaut.

Der feste Staudamm am linken Ufer ist in einer Länge von 1800 m aus tonigen Sanden unmittelbar auf den Sand des Flußbettes aufgeschüttet und hat das in Abb. 4 gezeigte Profil. Die Böschungen sind mit Felsbrocken gegen Wellenangriff geschützt. Auf der Deichkronen (+ 304 m) ist eine Fahrstraße sowie die Möglichkeit der Gleisverlegung vorgesehen. Der Staudamm ist nicht ganz wasserundurchlässig, man hat aber in der Nähe der Flügel-dämme auf 30 m Länge am Böschungsfuß sowohl der Oberwasser- wie auch der Unterwasserseite 6 m tiefe Pfahlwände geschlagen, um die hier auftretenden Strömungen unschädlich zu machen.

Die üblichen Mittel, Sand und Sinkstoffe von den Bewässerungskanälen fernzuhalten, konnten hier nicht angewendet werden, da der Einlauf in den Hauptkanal 1900 m oberhalb des Staudammes an der Uferkonkave lag, es genügte, daß man die Kanalsohle 1 m höher als die Sohle des Niedrigwasserflußbettes legte. Der Niger führt zwar wenig Schlamm, hat aber eine starke Geschiebebewegung, die dauernd Rinnen und Sände verändert. Auch die Höhenlage der Wehrschwelle weicht von dem sonst im Orient bei neueren und älteren großen Staudämmen üblichen Maß von 2—4 m über dem Flußbett ab, die Oberkante der Schwelle liegt nur 0,55 m über der mittleren Höhe der Flußsohle. Durch die Wirkung der Leitdämme (vgl. Abb. 1), vereint mit der verhältnismäßig geringen Durchflußmenge (auf den lfd. m 11,2 m³/sek bei größtem Wuchs), hofft man, Auskolkungen und Sandablagerungen in erträglichen Maßen halten zu können, so daß sie dem Bauwerk nirgends gefährlich werden. Schon in den ersten Be-

triebsjahren erwartet man hierbei die Einstellung eines gleichbleibenden Zustandes.

Die **Baustoffe** wie Sand, Kies, Steinzuschlag wurden in der Umgebung der Baustelle in brauchbarer Form vorgefunden. Zement stammte aus verschiedenen Werken, es wurde nur solcher genommener Güte und keine Sonderart verwendet. Durchweg wurden 200 kg auf den Kubikmeter Beton angesetzt, nur da, wo an den Pfeilern und Schwellen stärkere Angriffe des Sand mit sich führenden Wassers zu erwarten waren, wurde eine Schutzschicht von Kiesbeton mit 325 kg Zement je m³ aufgebracht.

Die umfangreiche **Baustelleneinrichtung** bestand aus einem dieselelektrischen Kraftwerk (1250 PS, 5500/220 V), einer Preßluftzentrale (3 x 65 PS), einer Frischwasserversorgung, aus Holz- und Eisenbearbeitungswerkstätten, aus Lokomotiv- und Wagenschuppen, aus Zement- und Zuschlagsilos mit Brechern, Mühlen, Sieben usw., aus zwei Betonmischmaschinen (je 1400 l) u. a. m. Für die Beförderung von Baustoffen und Geräten war am rechten Ufer ein Ladekai mit Umschlagsvorrichtungen erbaut worden. Zur Unterbringung und Betreuung der zahlreichen Arbeiterschaft war eine Siedlung, getrennt nach Europäern und Eingeborenen, errichtet worden mit Post, Telegrafie, Polizei, Krankenstuben, Sportplätzen usw.

Der **Bauvorgang** verlief in ziemlich ungestörter Anpassung an das Bauprogramm, für das Wehr am rechten Ufer beginnend, Anfang 1936 bis zur Beendigung am linken Ufer im Jahre 1940 (Abb. 5), dort schlossen sich die Erdarbeiten für den Staudamm und die Flügeldämme an, die Mitte 1941 fertiggestellt sein sollten.

Der Originalaufsatz schließt mit einem eingehenden und anregenden Vergleich des beschriebenen Bauwerks mit drei anderen bedeutenden neuzeitlichen Staudämmen am Indus, Nil und Tigris; hier seien nur die wichtigeren Zahlen für das vorliegende Bauwerk, soweit sie nicht schon vorher genannt sind, wiedergegeben: Erdbewegung 811 000 m³, Felsbewegung 93 200 m³, Beton und Mauerwerk rd. 85 500 m³, Spundwände, Brücken, Klappen, Schleusentore und sonstige Stahlzubehörteile rd. 8200 t, Gesamtkosten 180 000 000 frcs. oder (bezeichnenderweise) in Gold ausgedrückt 10 800 000 Gramm Gold. [Nach P. C r e m a i l h in Travaux 25 (1941) S. 283—295.] W u n d r a m, Hamburg.

Bolzenvorschriften und Bolzenbemessungstafel.

Im Bauing. 20 (1939), S. 353 brachte ich eine „Bemessungstafel für Schraubenbolzen- und Seitenholzstärken“, die erstmalig in einer einzigen Bildtafel die unmittelbare Bemessung aller Bolzenverbindungen

in neuer Fassung herausgekommen, so daß schon im Hinblick auf die geänderten zulässigen Größtbeanspruchungen der Hölzer die damalige Bemessungstafel überholt ist. Darüber hinaus aber sind die Größtwerte für die Bolzentragkräfte noch vom Kraft-Faser-Winkel abhängig gemacht worden. Diese Veränderlichkeit ist ja für das Anwendungsgebiet, in welchem die Bolzentragkraft eindeutig vom Lochleibungsdruck abhängig ist, ohne weiteres selbstverständlich. Wächst aber der Schlankheitsgrad der Verbindung, also das Verhältnis a/d (wobei a die Holzstärke in Richtung der Bolzenachse und d den Bolzendurchmesser bezeichnet) über den Wert von rund 4,5 hinaus, dann steigen die Bolzentragkräfte nicht mehr mit an, sondern bleiben praktisch unverändert; der Gewinn an weiterer Holzstärke wird durch die gleichzeitig ungünstiger werdende Spannungsverteilung und Verformung der Verbindung wieder aufgehoben. Setzt man diesen Grenzwert a = 4,5 d in die Formel für die Bolzentragkraft bei Lochleibungsbeanspruchung ein, so erhält man als zulässige Größtkraft

$$\max P = (\max) a \cdot d \cdot \sigma_{zul} = 4,5 \cdot d^2 \cdot \sigma_{zul} = \mu \cdot d^2 \quad (\text{mit } \mu = 4,5 \cdot \sigma_{zul}).$$

So gesehen ist die Formulierung $P = f(d^2)$ nur scheinbar vom Bolzen, vielmehr eher vom Lochleibungsdruck des Holzes abhängig, so daß auch die Abhängigkeit der Bolzengrößttragkraft vom Kraft-Faser-Winkel berechtigt, ja notwendig erscheint.

In Wirklichkeit aber ist die Sachlage verwickelter. Bei Nägeln bzw. bei Stabdübeln unter Preß-Sitz ist eine Veränderlichkeit der Tragfähigkeit von Kraft-Faser-Winkel versuchstechnisch nicht nachgewiesen, so daß bei den Nagelverbindungen der Kraftfaserwinkel keine Berücksichtigung erfordert. Die üblichen Bolzen sind allerdings Stabdübel ohne Preß-Sitz, so daß bei ihnen andere Spannungs- und Verformungsgesetze erwartet werden können. Ob und inwieweit diese aber eine Abhängigkeit vom Kraftfaserwinkel aufweisen, ist unbekannt. Da bei fehlendem Preßsitz die Verformungen von Holz und Bolzen mindestens bis zu höheren Laststufen hinauf nicht übereinstimmen, dürften in Wirklichkeit verwickelte Spannungs- und Verformungsbeziehungen vorliegen, so daß wahrscheinlich weder eine ausschließliche Abhängigkeit vom Bolzen [$P = f(d^2)$] noch vom Holz [$P = f(a, d)$] zutreffend sein dürfte.

Wie erwähnt, schreibt DIN 1052 nunmehr diese Abhängigkeit der größtzulässigen Bolzentragkraft vom Kraftfaserwinkel α vor. Während aber sonst bei Druckbeanspruchung \perp Faser die zulässige Spannung nur rd. den 3. Teil des Wertes \parallel Faser beträgt, ist hier beim Übergang von $\alpha = 0^\circ$ bis $\alpha = 90^\circ$ eine Ermäßigung der Tragkraft um nur 25% angeordnet. Damit bedeutet diese Vorschrift bereits eine weitgehende Anpassung an die Verhältnisse bei Stabdübeln mit Preßsitz, so daß mög-

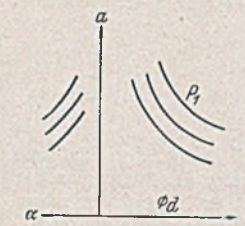


Abb. 1.
Frühere Form (1939).

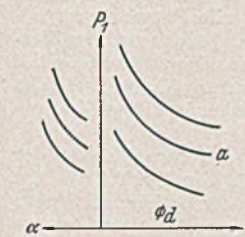


Abb. 2.
Jetzige Form.

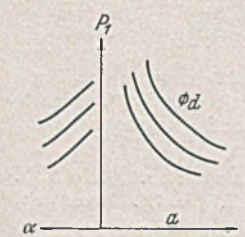


Abb. 3.
Nach Gattnar (1941)

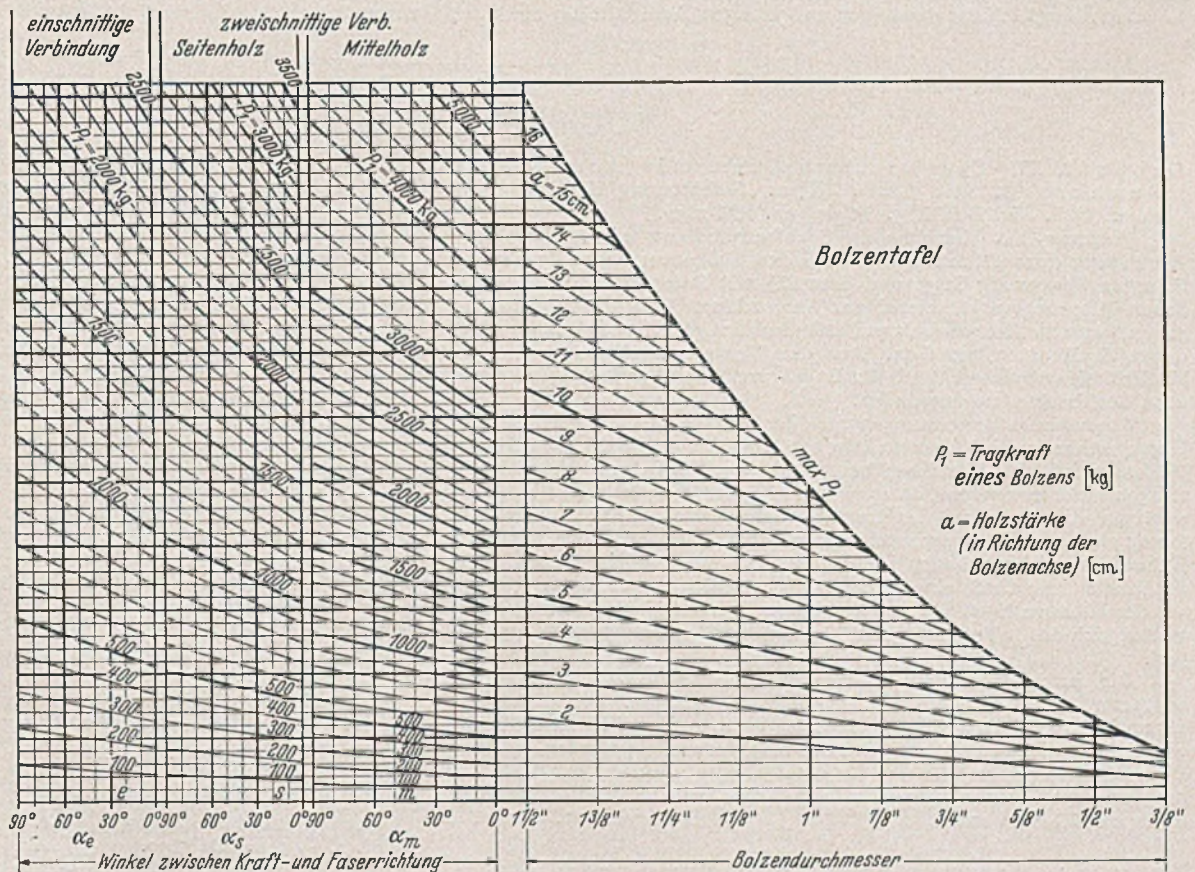


Abb. 4.

beliebiger Art gestattet, und zwar sowohl die Bestimmung der nötigen Bolzendicken als auch der erforderlichen Mindeststärken der Seitenhölzer bei beliebig gerichtetem Kraftangriff parallel, schräg oder senkrecht zur Holzfaser.

Inzwischen sind die Vorschriften für Holzbauwerke — DIN 1052 —

licherweise bereits eine befriedigende Erfassung der tatsächlichen Verhältnisse erreicht ist.

Leider läßt sich nicht dasselbe bezüglich der vorgeschriebenen Bemessungswerte σ_{zul} und $\mu (= 4,5 \cdot \sigma_{zul})$ aussagen; vielmehr sind diese Festsetzungen unbefriedigend ausgefallen. Denn das Verhältnis μ/σ_{zul}

(= 4.5) ist nicht korrekt eingehalten, so daß die Gleichungsgruppe $85 : 55 : 40 = 380 : 260 : 170$ (um nur beim Nadelholz zu bleiben) unstimmtig ist. Hier sollte eine bessere Übereinstimmung der Werte Platz greifen; wenn auch die amtlich vorgeschriebene Rechnungsweise eine aus praktischen Erwägungen heraus getroffene und daher gewiß begrüßenswerte, stark vereinfachte Näherungsmethode darstellt, so sollte sie doch in sich selbst geschlossen sein, also sauber aufeinander abgestimmte Einzelwerte aufweisen.

Die nun nachstehend noch kurz erläuterte neue Bolzenbemessungstafel berücksichtigt sowohl die neuen Höchstspannungswerte für Bauholz wie auch die Abhängigkeit der Größttragkraft vom Kraftfaserwinkel α . Eine nochmalige Ableitung für diese Tafeldarstellung erscheint nicht erforderlich, da das Verfahren dasselbe geblieben ist und im Vergleich zu der eingangs erwähnten Tafel von 1939 nur eine Umstellung der

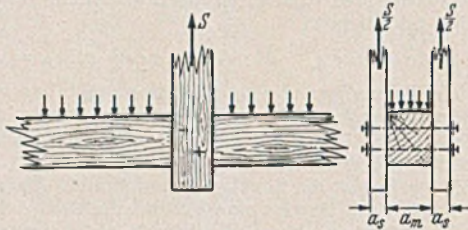


Abb. 5.

beiden Tafelwerte P (= Bolzentragkraft) und a (= Holzstärke) vorgenommen zu werden brauchte (Abb. 1 und 2), gewiß ein Beweis für die Brauchbarkeit dieses Tafelverfahrens, was auch daraus erhellt, daß es inzwischen auch von anderer Seite (Abb. 3) verwendet wurde, allerdings wieder ohne Quellenangabe, so daß ich meine Priorität auch in diesem Falle ausdrücklich betonen muß.

In der jetzigen Darstellungsweise (Abb. 4) erscheint die Grenzlinie für P_{\max} in Parabelform. Sie ist für alle 3 Bolzenfälle (Mittelholz, Seitenholz und einschnittige Verbindung) gleichermaßen gültig, wenn die Werteabstimmung in den Vorschriften sauber durchgeführt wäre. Die Unstimmigkeiten in obiger Gleichungsgruppe würden zur Folge haben, daß dicht links und rechts neben der Grenzkurve noch je eine weitere Parabel angenähert parallel zueinander (Abstand etwa 1 mm) verlaufen würde, die aber hier fortgelassen wurden, da es sich eben nur um untergelaufene Ungenauigkeiten handelt.

Beim Vergleich der damaligen und jetzigen Tafel fällt ein nicht nur

formaler Unterschied ins Auge: damals waren — den Bestimmungen von 1938 entsprechend — die Seitenhölzer von zweischnittigen und die Hölzer von einschnittigen Bolzenverbindungen noch gemeinsam behandelt, während nunmehr gemäß der neuen Fassung von DIN 1052 diese beiden Bolzenfälle getrennt dargestellt sind. Ohne Zweifel ist die neue Form der amtlichen Bestimmungen als ein Fortschritt anzuspreehen; wegen entscheidender Unterschiede im statischen Verhalten sind einschnittig verbolzte Hölzer grundsätzlich anders zu behandeln als Seitenhölzer zweischnittiger Bolzenverbindungen.

Die Anwendung der neuen Tafel sei wenigstens an einem Beispiel erläutert (Abb. 5):

Eine zweiteilige Hängestange übertrage aus dem quer zur Faser beanspruchten 12 cm breiten Mittelholz eine Gesamtstarkkraft $S = 4400$ kg. Gewähr sei ein Anschluß durch 2 Bolzen, so daß für das Mittelholz gegeben sind:

$$P_1 = 2200 \text{ kg}; a_{(m)} = 12 \text{ cm}; \alpha_m = 90^\circ.$$

Gesucht sind der nötige Bolzendurchmesser d und die erforderliche Stärke a_s der beiden Seitenhölzer.

Lösung: In Tafelmittle (Abb. 4) gehe man bei $\alpha_m = 90^\circ$ nach oben bis zu $P_1 = 2200$ kg und von dort ganz nach rechts bis zum Schnitt mit der Geraden $a_{(m)} = 12$ cm; senkrecht darunter liest man ab: $\varnothing d = 1\frac{1}{8}$ ". Für jedes der beiden Seitenhölzer ist dann $P_1 = 2200/2 = 1100$ kg, aber $\alpha_s = 0^\circ$. Vom Schnittpunkt dieser beiden Werte gehe man ganz in gleicher Weise nach rechts, nun aber bis zum Schnittpunkt mit der zuvor bestimmten Vertikalen $\varnothing d = 1\frac{1}{8}$ "; dort liest man unmittelbar ab: $a_{(s)} = 7$ cm (also $> 12/2$). (Wollte man statt dessen doch nur mit einer Seitenholzstärke von 6 cm konstruieren, so müßte der Bolzendurchmesser, wie man im rechten Tafelteil ersehen kann, auf $1\frac{3}{8}$ " verstärkt werden.)

Wird Hartholz statt Nadelholz verwendet, so ist die wirkliche Anschlußkraft P durch die reduzierte Bolzenkraft $P_{\text{Hartholz}} = 0,85 P_1$ zu ersetzen.

Treten an die Stelle von Seitenhölzern Stahllaschen, so kann bestimmungsgemäß die zulässige Last der Bolzenverbindung für die Mittelhölzer um $\frac{1}{4}$ erhöht werden, so daß bei Anwendung der Bemessungstafel statt der wirklichen Last P_1 die reduzierte Bemessungslast

$$\text{bei Nadelholz (Mittelholz)} \quad P'_1 = \frac{1}{5/4} P_1 = 0,80 P_1$$

$$\text{bei Hartholz (Mittelholz)} \quad P'_1 = 0,85 \cdot 0,80 P_1 = 0,68 P_1$$

anzusetzen ist.

Prof. Dr.-Ing. A. T r o c h e, Hannover.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Gebauer, F.: Eisenbetonbalken mit gemischter Bewehrung. Mit 9 Abb. Wien: Selbstverlag des Verfassers 1940. 31 S. Gr. DIN A 5. Preis geh. RM 2,50.

Verfasser hat Versuche an Stahlbetonbalken mit „gemischter“ Bewehrung durchführen lassen. Bei den Balkenversuchen kamen als Hauptzugbewehrung St 37 und Torstahl mit Beton von drei verschiedenen Mischungsverhältnissen zur Anwendung. Wie die Versuche ergaben, kann die Längsbewehrung unbedenklich gleichzeitig aus verschiedenen Stahlsorten bestehen. Aus den Versuchsergebnissen wird die Möglichkeit entwickelt, auch für Bügel- und Längsbewehrung verschiedene Stahlsorten zu verwenden.

Theoretische Berechnungen nach der Plastizitätstheorie zeigen gute Übereinstimmung mit den praktischen Ergebnissen. Nach Ansicht des Verfassers ist das n-Verfahren bei „gemischter“ Bewehrung für Berechnungen nicht anwendbar, da es zwangsläufig zum Verzicht auf die höherwertigen Eigenschaften des tragfähigeren Stahles führt. Dieser Auffassung kann nicht zugestimmt werden. Wird z. B., wie es bei manchen Näherungsverfahren üblich ist, bei Berechnung des Eisenquerschnitts der tatsächliche durch einen ideellen Querschnitt ersetzt, wobei der Anteil des höherwertigen Stahls entsprechend berücksichtigt werden kann, so läßt sich das n-Verfahren auch bei „gemischter“ Bewehrung verwenden.

Die durch übersichtliche Zusammenstellungen und Abbildungen ergänzten Ausführungen geben wertvolle Anregungen. Den Versuchen kommt in einer Zeit, in der es gilt, Eisen zu sparen, und in der die hochwertigen Sonderstähle in steigendem Maße Verwendung finden, erhöhte Bedeutung zu. Allen, die sich für die Weiterentwicklung der Materialprobleme des Eisenbetonbaues interessieren, kann das Heft zum Studium empfohlen werden. Schubert, Berlin.

Tödt, F.: Messung und Verhütung der Metallkorrosion. Richtlinien und ausgewählte Beispiele. Mit 65 Abb. Berlin: Walter de Gruyter & Co. 1941. 164 S. Gr. 11,5 x 19,5 cm. Preis geb. RM 9.—.

Mit seinem Buch bringt der Verfasser eine Übersicht über die Metallkorrosionsforschungen der letzten Jahre. Dr. Tödt geht im 1. Teil seines Buches auf die verschiedenen Arten der Meßmethoden der Metallkorrosion ein. Er schildert zunächst die Ursachen und Erscheinungsformen der Korrosion, um dann auf das umfangreiche Gebiet der Korro-

sionsmessungen selbst einzugehen. In dem 2. Teil bringt der Verfasser eine Zusammenstellung der Methoden zur Verhütung der Korrosion der einzelnen Metalle. In größeren Abschnitten geht er hierbei vor allem auf die Verhütungsmethoden der Korrosion des Eisens und der Leichtmetalle Aluminium und Magnesium ein.

Das Buch bringt in einer kurzen und übersichtlichen Zusammenstellung die wichtigsten Ergebnisse der Korrosionsforschung der letzten Jahre. Es ist natürlich nicht möglich, eingehend alle Forschungsergebnisse im Rahmen dieser Übersicht zu beschreiben. Jedoch hat der Verfasser für diejenigen Leser, die sich mit dem einen oder anderen Gebiet näher befassen wollen, eine umfangreiche Literaturangabe am Ende des Buches angefügt, in der die Zeitschriften und Werke, in denen die Spezialarbeiten veröffentlicht sind, angegeben sind.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß auf dem Gebiete der Metallkorrosion den Fachkreisen durch das Buch von Dr. Tödt ein Hilfsmittel in die Hand gegeben ist, das es ihnen ermöglicht, sich über den Stand und die Ergebnisse der gerade in unserer heutigen Zeit so überaus wichtigen Korrosionsforschung zu informieren. Auch für den Bauschaffenden ist dieses Buch von sehr großem Wert, da er heute mit den metallischen Baustoffen, die er für seine Bauten benötigt, sparsam umgehen und danach trachten muß, Maßnahmen zu ergreifen, daß die zu verbauenden Metalle vor Angriffen und Zerstörungen jeglicher Art geschützt werden.

Aus all diesen Gründen wäre es sehr zu begrüßen, wenn das Buch von Dr. Tödt „Messung und Verhütung der Metallkorrosion“, weiteste Verbreitung fände. Alberti, Braunschweig.

Rick, A. W.: Der chemische Bautenschutz. Mit 7 Abb. Dresden: Theodor Steinkopff 1941. VIII, 131 S. Gr. 8°. Preis geb. RM. 7.—, geh. RM 5,50.

Der Verfasser behandelt in seinem Buch zunächst die Baustoffe. Hier sind ihm leider einige Fehler unterlaufen, er rechnet z. B. die Naturzemente zu den hydraulischen Kalken und stellt unter den nicht hydraulischen Bindemitteln den Kalk auf eine Stufe mit dem Lehm. Ferner spricht der Verfasser bei der Behandlung der Abbindeverhältnisse der Zemente immer von Abbindebeginn statt Erstarrungsbeginn und von Abbindeende statt Bindezeit. Bei der Besprechung der Leichtmetalle sagt der Verfasser, daß während der Anfangserhärtung die Zementgemische freie Natron- bzw. Kalilauge abscheiden, er meint hier aber freie

Calciumhydroxyd. — Nachdem der Verfasser einen Überblick über die Eigenschaften der wichtigsten Baustoffe gegeben hat, geht er auf die verschiedenen Ursachen der Baustoffzerstörung ein und bringt im Anschluß hieran eine ausführliche Übersicht über die Schutzstoffe, die im Laufe der Jahre von der Wissenschaft und Praxis herausgebracht wurden, um Zerstörungen der Baustoffe durch die verschiedenen Baustoffzerstörer zu vermeiden oder auf ein Mindestmaß herabzudrücken. In den abschließenden Kapiteln seines Buches geht der Verfasser auf die Baustoffe, Bauform und Bauverfahren unter der Berücksichtigung des Bautenschutzes ein und behandelt noch die Abdichtung der Bauwerke

gegen Grundwasser usw. — Schließlich bringt er ein Schrifttumverzeichnis und eine umfangreiche Tabelle über die Baustoffschädiger, Schutzverfahren und Schutzmittel.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß der Verfasser in seinem Buch „Chemischer Bautenschutz“ der Praxis in kurzgefaßter und verständlicher Form die Fragen der Bautenzerstörungen und des Bautenschutzes erklärt. Gerade in der heutigen Zeit ist eine genaue Kenntnis über diese Fragen umso notwendiger, da jeder Baustoff- und Werkstoffverlust möglichst vermieden werden muß.

Alberti, Braunschweig.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 48 vom 27. November 1941 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 37 b, Gr. 3/02. K 151 417. Erfinder, zugleich Anmelder: Friedr. Krupp A.-G., Essen. Teilprofil für geschweißte Träger großer Abmessungen. 18. V. 35.
Kl. 37 f, Gr. 1/02. G 94 269. Erfinder: Dipl.-Ing. Werner Genest, Berlin-Steglitz. Anmelder: Werner Genest G. m. b. H., Berlin-Neukölln. Schallabsorbierender Wand-, Decken- und Fußbodenbelag. 1. XII. 36. Großbritannien 6. VI. 36.
Kl. 80 b, Gr. 21/05. T 54 160. Erfinder, zugleich Anmelder: Eugen Traub, Weinsberg, Württ. Verfahren zur Herstellung eines Betonhärtezuschlags. 1. II. 40.
Kl. 84 c, Gr. 1. H 160 507. Erfinder, zugleich Anmelder: Hermann Hanke, Berlin-Grünau, u. Fritz Prochnow, Berlin-Bohnsdorf. Erdbohrgerät. 2. IX. 39.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 49 vom 4. Dezember 1941 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 d, Gr. 3/01. L 96 250. Erfinder, zugleich Anmelder: Johannes Lahrs, Bad Schwartau, Schlesw.-Holst. Strebenloses Tragwerk. 18. XI. 38.
Kl. 19 d, Gr. 6/01. M 148 424. Erfinder: Anton Tietz, Mainz. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Unterlegscheibe für Paßbolzen für den Stahlbau, insbesondere für zerlegbare Brücken. 17. VIII. 40.
Kl. 37 d, Gr. 4/01. M 140 617. Erfinder, zugleich Anmelder: Alfred Meyer, Hamburg. Betonstufe mit Vorstoß und Linoleumbelag. 7. II. 38.
Kl. 37 d, Gr. 24/01. M 141 198. Erfinder: Heinrich Hennies, Berlin-Biesdorf. Anmelder: Marcus Metallbau Berlin, Berlin-Schöneberg. Zweiflügelige Gasschutztür. 31. III. 38. Österreich.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 50 vom 11. Dezember 1941 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 37 e, Gr. 2. W 100 847. Erfinder, zugleich Anmelder: Ernst Weber, Wien. Aus ineinanderliegenden Rohren zusammengesetztes Leichtbauelement. 7. IV. 37. Österreich 10. XI. 36 u. 31. III. 37.
Kl. 37 e, Gr. 8/01. B 193 793. Erfinder, zugleich Anmelder: Heinrich Budde, Schenefeld, Bez. Hamburg. Gerüstbindeseil. 31. III. 41.
Kl. 37 f, Gr. 4. Sch 121 141. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Hans Schoßberger, Berlin-Schöneberg. Zerlegbares Gerippe. 8. X. 40.
Kl. 84 a, Gr. 3/03. C 54 738. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Paul Cicin, Wien. Notverschluß für Wehranlagen. 30. I. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
Kl. 84 a, Gr. 3/03. M 144 570. Erfinder: Albrecht Küffner, Mainz-Gustavsburg u. Hans Windolf, Wiesbaden-Biebrich. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Notverschluß aus schwimmfähigen Dammbalken. 18. III. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
Kl. 84 a, Gr. 3/07. M 140 839. Erfinder: Wilhelm Müller, Mainz-Kastel. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Vorrichtung zum Anpressen der Dichtung von Wasserverschlüssen u. dgl. 24. II. 38. Österreich.
Kl. 84 a, Gr. 3/07. M 144 258. Erfinder: Heinrich Breitwieser, Griesheim, Kr. Darmstadt. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Gelenkzahnstangenantrieb für bewegliche Wehrverschlüsse, insbesondere Schütze; Zus. z. Pat. 701 116. 17. II. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
Kl. 84 b, Gr. 3. D 82 490. Erfinder: Karl Schlagenhauß, Dortmund. Anmelder: Dortmunder Union Brückenbau-A.-G., Dortmund. Triebstützwagen zur Fortbewegung von Schwerlasten, insbesondere von Schiffstrügen auf geneigten Bahnen. 13. IV. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 51 vom 18. Dezember 1941 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 e, Gr. 1. P 80 979. Erfinder, zugleich Anmelder: Kurt Paetzold, Berlin-Oberschöneweide. Vorrichtung zur Wiederverfüllung von Erdmassen bei Ausschachtungen. 8. VII. 40.
Kl. 19 f, Gr. 1. H 155 398. Gottfried Hallinger, Gelsenkirchen. Ver-

fahren und Vorrichtung zum Auffahren eines Tunnels im Felsen durch Bohren und Sprengen. 7. IV. 38. Österreich. Kl. 37 b, Gr. 6. V 36 475. Erfinder, zugleich Anmelder: Sylvius Vogt, Zehdenick. Schutzvorrichtung für im Wasser stehende Pfähle. 7. II. 40.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 52 vom 24. Dezember 1941 und von demselben Tage an im Reichspatentamt auf drei Monate ausgelegt.

- Kl. 5 a, Gr. 18/04. St 59 407. Erfinder, zugleich Anmelder: Rudolf Stade, Heide, Holst. Vorrichtung zur Entnahme von Bodenproben. 29. I. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
Kl. 37 d, Gr. 26/01. U 13 719. Erfinder, zugleich Anmelder: Willy Uhde, Chemnitz. Verdunkelungsvorrichtung mit Lüftungseinrichtung. 5. II. 37.
Kl. 37 e, Gr. 9/04. G 101 107. Erfinder, zugleich Anmelder: Wilhelm Gellenbeck, Berlin-Wilmersdorf. Gleitschalung mit Zahnstangenhebung. 2. I. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
Kl. 37 e, Gr. 11/04. P 77 426. Erfinder, zugleich Anmelder: Pietro Polla, Rom; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Pat.-Anw., Berlin W 62. Metallverschalung zur Herstellung von Gußbetonbauten, insbesondere von mehrstieligen Hochspannungsmasten an Ort und Stelle, sowie Verfahren unter Anwendung dieser Metallschalung. 8. VI. 36.
Kl. 85 c, Gr. 6/07. B 175 875. Erfinder: Wilhelm Bissinger, Frankfurt a. M.-Höchst. Anmelder: Breuer-Werke G. m. b. H., Frankfurt a. M.-Höchst. Zylinderschutz für die Staubkammer einer mit Tropfkörpern ausgestatteten biologischen Abwasserreinigungsanlage. 17. X. 36.
Kl. 85 g, Gr. 3. A 90 183. Erfinder: Edwin B. Hudson, Middletown, Ohio, V. St. A. Anmelder: The Armco International Corporation, Middletown, Ohio, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. F. Wüsthoff, Pat.-Anw., Berlin W 8. Zerstäuberdüse. 5. IX. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 1/2 vom 8. Januar 1942 und von demselben Tage an im Reichspatentamt auf drei Monate ausgelegt.

- Kl. 37 e, Gr. 8/02. A 85 634. Erfinder: Ferdinando Innocente, Rom. Anmelder: Aktiengesellschaft der Eisen- und Stahlwerke vormals Georg Fischer, Singen-Hohentwiel i. B. Rohrkupplung für zwei ineinandergeschobene Abstützrohre. 23. X. 36.
Kl. 80 a, Gr. 47/10. M 147 459. Erfinder, zugleich Anmelder: Ing. Otto Manfred, Wien. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von entlüftetem Faserzement, Beton o. dgl. 3. IV. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
Kl. 80 a, Gr. 47/30. B 184 943. Erfinder, zugleich Anmelder: Wilhelm Bruchmüller, Bielefeld. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Leichtbaudecken-Hohlkörpern. 14. X. 38.
Kl. 80 a, Gr. 56/01. H 161 854. Erfinder, zugleich Anmelder: Friedrich Wilhelm Heider jun., Deutz, Kr. Siegen. Schleuderform für Betonbalken. 16. III. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 3 vom 15. Januar 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 c, Gr. 9/10. P 70 705. Meco-Brennkraftmaschinen G. m. b. H., Frankfurt a. M. Brennkraftmaschine, insbesondere für den Straßenbau. 30. I. 35.
Kl. 80 b, Gr. 1/07. L 101 154. Erfinder: Johannes Lotzin, Hamburg-Billbrook u. Willy Steuck, Hamburg. Anmelder: Johannes Lotzin, Chemische Fabrik, Hamburg-Billbrook. Verfahren zur Verhinderung des Haftens von Beton an der Holzschalung. 22. VI. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
Kl. 80 b, Gr. 1/07. R 104 040. Erfinder: Dipl.-Ing. Karl Heinze, Waidmannslust. Anmelder: Rheinmetall-Borsig A.-G., Berlin. Verfahren und Einrichtung zur Herstellung eisgekühlten Betons. 14. XII. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.
Kl. 80 b, Gr. 1/15. H 160 731. Erfinder, zugleich Anmelder: Carl Halbach, Düsseldorf. Hydraulisches Bindemittel zur Erzielung plastischer Beton- oder Mörtelmassen von größter Dichtigkeit. 10. X. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.

- Kl. 80 b, Gr. 21/04. B 187 238. Erfinder, zugleich Anmelder: Kajetan Bartlsen, Seehausen b. Murnau, Obb. Verfahren zur Herstellung von Holzbeton. 2. V. 39. Protektorat Böhmen u. Mähren.
- Kl. 80 d, Gr. 5. W 100 971. Erfinder: Dr. Georg Wieland, Berlin-Dahlem. Anmelder: Dr. Georg Wieland, Berlin-Dahlem u. Adolf Wolfsholz, Zementpreßbau, Düsseldorf. Schneidvorrichtung zum Schneiden von Beton oder ähnlichen in ihrem Aufbau verschiedenartigen Körpern. 23. IV. 37. Österreich.
- Kl. 84 a, Gr. 3/10. K 154 058. Erfinder: Heinrich Blume u. Heinrich Willibald Wink, Magdeburg. Anmelder: Fried. Krupp Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau. Klappenwehr. 5. IV. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 84 r, Gr. 4/02. V 32 557. Fa. J. M. Voith, Heidenheim, Brenz.
- Zylinderringschieber am Ende von ins Freie mündenden Druckrohrleitungen, insbesondere Grundablässen. 13. II. 36.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 66 633. Erfinder: Robert Panzer, Peine. Anmelder: Ilse der Hütte, Peine. Erdräumer für doppelwandige Spundbohlen. 6. III. 40.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 159 008. Erfinder: Dipl.-Ing. Georg Peter, Duisburg. Anmelder: Fried. Krupp A.-G., Essen. Spundwand aus geneigten Spundwandbohlen und senkrechten Rammpfählen. 18. X. 40.
- Kl. 85 e, Gr. 7. C 54 470. Erfinder, zugleich Anmelder: Mario Crespi Legorino, Mailand, Italien; Vertr.: Dr. O. Faust, Pat.-Anw., Berlin-Friedenau. Entwässerungsleitung, insbesondere für hohe Wohnhäuser, Fabriken u. dgl. 26. X. 38. Italien 8. X. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.

PERSÖNLICHES.

Geheimrat Hertwig zum 70. Geburtstag.

Am 20. März d. Js. vollendet Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. August Hertwig, Berlin, das 70. Lebensjahr. 1872 in Mühlhausen/Thüringen geboren, machte er die Reifeprüfung am dortigen Gymnasium und studierte an der Techn. Hochschule in Berlin zunächst Architektur und später Bauingenieurwissenschaften. 1894 legte er dort die erste Staatsprüfung ab und fand zunächst als Regierungsbauführer bei der Eisenbahndirektion Oldenburg Verwendung. 1898 machte er seine Baumeisterprüfung und war dann mit dem Entwurf der großen Gewächshäuser des botanischen Gartens in Berlin-Dahlem beauftragt. Als Assistent an der Techn. Hochschule Berlin war er bei Müller-Breslau für das Lehrgebiet Statik der Baukonstruktionen, außerdem bei anderen Professoren noch für die Fächer Darstellende Geometrie und Eisenkonstruktion des Hochbaus tätig.

Offenbar haben ihn seine mathematischen Neigungen und Fähigkeiten schon frühzeitig zum konstruktiven Ingenieurbau gelehrt, und mit 30 Jahren genießt er in zuständigen Kreisen schon solchen Ruf, daß er im Jahre 1902 zum o. Professor für das Lehrgebiet Statik und Stahlbau an der Techn. Hochschule in Aachen ernannt wird. Dort erfreut er sich sehr bald der Wertschätzung seiner Kollegen in hohem Maße, und von 1909 bis 1911, ferner von 1915 bis 1917 wird ihm zweimal das Rektorat der Techn. Hochschule anvertraut. Nach dem Ableben Müller-Breslaus wird er 1924 dessen Nachfolger an der Techn. Hochschule in Berlin. Kaum ein anderer des kleinen hierfür in Betracht kommenden Kreises von Fachgenossen war wie Hertwig zur Übernahme dieses bedeutsamen Erbes berufen.

Im gleichen Jahr tritt Hertwig auch die Nachfolge Müller-Breslaus im Ausschuß für Versuche im Stahlbau an. 1926 wird er Mitglied des technischen Oberprüfungsamtes und 1936 Mitglied des Reichsprüfungsamtes für höhere technische Verwaltungsbeamte. Besondere Ehrungen werden ihm 1926 durch die Ernennung zum Mitglied der Akademie des Bauwesens und durch die Verleihung des Dr.-Ing. e. h. durch die Techn. Hochschule in Darmstadt zuteil. 1927 wird er zum Vorsitzenden des Luftfahrzeugausschusses ernannt. Gemeinsam mit dem Unterzeichneten übernahm Hertwig dann im Jahr 1928 die Schriftleitung der Zeitschrift „Der Stahlbau“, und er hat ganz wesentlich zur Entwicklung dieser jungen Zeitschrift beigetragen. 1931 wird er Mitherausgeber des „Ingenieurarchiv“, und 1935 wird er mit dem Vorsitz der deutschen Gesellschaft für Bauwesen betraut. Mit dieser keineswegs vollständigen

Aufzählung erhalten wir ein Bild von seinem vielseitigen Wirken. Wo es galt, wichtige Belange verschiedenster Art wahrzunehmen, entzog sich Hertwig niemals einem an ihn ergangenen Ruf.

Ebenso vielseitig sind auch seine wissenschaftlichen Forschungsarbeiten, zu deren Ergebnissen er vielfach durch das Experiment die Grundlagen schuf. Bei seinen Gewächshausentwürfen für den Botanischen Garten stellte er eine Theorie des räumlichen Fachwerks auf und entwarf damals auch eine neue Form statisch bestimmter Netzwerkkuppeln. In verschiedenen Veröffentlichungen behandelt er in den Jahren 1905 bis 1917 einzelne mathematische Probleme, durch deren Lösung die Wege zur Berechnung einfacher und hochgradig unbestimmter Konstruktionen erschlossen werden. Hier gebührt ihm das Verdienst, das mathematische Rüstzeug des Bauingenieurs durch wertvolle Beiträge erweitert zu haben. In zahlreichen anderen Veröffentlichungen, teils in Zeitschriften, zum anderen Teil auch als Beiträge in wissenschaftlichen Werken, befaßt er sich mit der Berechnung von mehrfach statisch unbestimmten Systemen, ferner von durchlaufenden Trägern, Rahmengebilden, von Gewölben und von Hängebrücken. In lebendiger Verbindung mit zeitgemäßen und namentlich statischen Fragen behandelt er

in weiteren Veröffentlichungen einige Knickaufgaben, die Fehlerwirkung beim Auflösen linearer Gleichungen, die Stabilität von Brückenendrahmen, die Spannungen in Schweißverbindungen und zusammen mit P e t e r m a n n und L u d i n die Bruchsicherheit von Staumauern. Schon während seiner Aachener Lehrtätigkeit versuchte er, das verwickelte Kräftespiel in Nietverbindungen nach eigenem neuartigem experimentellem Verfahren zu klären. Später hat er diese Arbeiten in seiner Berliner Versuchsanstalt erfolgreich zu Ende geführt und die Ergebnisse gemeinsam mit P e t e r m a n n 1929 im „Stahlbau“ veröffentlicht.

Seit 1929 beschäftigte er sich auch mit den Problemen der Bodenmechanik. Die Großbauten des nationalsozialistischen Deutschlands und namentlich die beim Bau der Reichsautobahnen auftauchenden Fragen führten seinen regen Geist zu neuen wertvollen Forschungen auf diesem Gebiet. In zahlreichen Veröffentlichungen und Berichten für wissenschaftliche Vereinigungen behandelte H e r t w i g die hochbedeutsamen Ergebnisse seiner Forschungen und stellt als Erster wichtige Beziehungen zwischen Schwingungserscheinungen des Bodens und den Bodeneigenschaften auf. Seiner Anregung ist auch die Gründung der deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik, welche er ein Jahrzehnt lang als Vorsitzender leitete, zu danken.

Zeichnet sich hier das Wirken des Forschers und Meisters der Ingenieurkunst ab, so bekundet H e r t w i g andererseits durch zahlreiche Veröffentlichungen und Vorträge, wie sehr er sich mit allen Fragen des Lebens und der Zeitläufte verbunden fühlt. In Aachen war er Stadtverordneter, und sein persönlicher Einsatz während der Besetzung des Landes durch Belgier und Franzosen ist dort in dankbarer Erinnerung. Bekannt ist auch seine damalige Mitarbeit bei der Schaffung und Vervollkommnung des großen Normalprofilbuches. Ungewöhnlich umfangreich ist seine Tätigkeit als Sachverständiger auf den verschiedensten Gebieten. Aus seinen Veröffentlichungen über den Frankfurter Kinocinsturzprozeß erkennen wir ebenso die Schärfe seines überlegenen Geistes wie die Klarheit seiner Gedankenführung. Seine Aufsätze und Reden über Schwedler und Müller-Breslau sind meisterhafte Schilderungen dieser genialen Männer und ihrer Werke. Aufsätze über technische Kulturdenkmäler, die Geschichte der Gewölbe, 50 Jahre deutsche Stahlbau-Werkstätten, über Hochschulreform und die Ausbildung der jungen Ingenieure zeigen seine Vertrautheit mit vielerlei Fragen der Kultur und der Technik.

So sehen wir in H e r t w i g einen Menschen feinsinnigsten und zugleich schärfsten Geistes, welcher niemals nach Vorteilen oder äußeren Ehren strebt. Mit klarer Zielsicherheit verfolgt er zeitgemäße wissenschaftliche Aufgaben, verfällt aber nicht in abgesonderte Weltfremdheit. Wer Gelegenheit hatte, mit ihm wissenschaftliche, soziale oder politisch-wirtschaftliche Probleme zu erörtern, erkennt in ihm auch einen Menschen von großer Güte, und niemand trennt sich von ihm, ohne durch sein klares und vornehmes Wesen beeindruckt zu sein.

Er feiert seinen 70. Geburtstag in seltener geistiger und körperlicher Frische, und seit seiner Eremitierung hat sich sein Einsatz für ingenieur-technische Aufgaben unserer Zeit eher noch verstärkt. Eine große Zahl seiner ehemaligen Studierenden verehrt ihn in dankbarer Erkenntnis der geistigen Werte, welche er ihnen auf ihren Lebensweg mitgab. Sie vereinigen sich heute mit uns und vielen seiner Freunde und Kollegen, um ihm zu seinem Geburtstag die herzlichsten und aufrichtigsten Glückwünsche darzubringen. Uns alle beherrscht der Wunsch, daß ein gütiges Geschick unseren verehrten Geheimrat H e r t w i g den Seinen und uns noch recht lange in geistiger Frische und Gesundheit erhalten möge.

R e i n, Breslau.

INHALT: Der Ausbau des Tibers von Rom nach dem Meer und der Hafen Koms. Von Giulio Tian, Rom. S. 83. — Über Temperaturschäden bei Pfeilerstaumauern. Von Dr. techn. R. Schjöldt, Oslo. S. 89. — Kurze technische Berichte. S. 91. — Die Bagdad-Eisenbahn. — Die Stauanlage von Sansanding. — Bolzenvorschriften und Bolzenbemessungstafel. — Buchbesprechungen. S. 96. — Patentberichte. S. 97. — Personliches. S. 98.