

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 31. August 1928

Heft 37

Alle Rechte vorbehalten.

Der Ausbau des polnischen Seehafens in Gdingen.

Von Regierungs-Baurat Arnold Klotzky, Danzig.

Entstehung und Lage.

Die Wiederaufrichtung des polnischen Staates in den durch den Friedensvertrag von Versailles festgesetzten Grenzen stützte sich unter anderem bekanntlich auf eine der Forderungen der „vierzehn Wilsonschen Punkte“, wonach dem neu zu errichtenden Polenreiche ein freier und ungehinderter Zugang zum Meere geschaffen werden sollte. — Zu diesem Zwecke wurde 1919 in Versailles aus den Gebietsteilen der preußischen Provinz Westpreußen der polnische Korridor nach der Ostsee mit einer Meeresküste von rd. 60 km Länge geschaffen. Außerdem wurde die deutsche Stadt Danzig — als Hafenstadt der Weichselmündung — mit dem umliegenden Gebiete von 1966 km² und insgesamt 384 000 Einwohnern vom Deutschen Reiche abgetrennt und als Freie Stadt Danzig begründet. Zwar ist die Freie Stadt dabei als ein selbständiges unabhängiges, unter dem Schutze des Völkerbundes stehendes Staatswesen erklärt worden, jedoch mit einigen Auflagen zu Gunsten Polens, die in verschiedenen zwischen Danzig und Polen geschlossenen Staatsverträgen festgelegt worden sind. Als die wesentlichsten sind zu nennen: Vereinheitlichung des Zollwesens zwischen Danzig und Polen (Zollunion), Wahrnehmung der auswärtigen Angelegenheiten Danzigs durch Polen, Verwaltung und Betrieb der Haupt- und Nebenbahnen Danzigs durch die polnische Staatsbahnverwaltung, Mitbenutzung der Post-, Telegraphen- und Fernsprecheinrichtungen zwischen Polen und Danzig einschl. Einrichtung eines polnischen Postdienstes für den Überseeverkehr im Hafen, und schließlich die Mitverfügung Polens über den gesamten Hafen von Danzig und die sonstigen schiffbaren Wasserstraßen des Danziger Gebietes.

Eine besondere Regelung hat hierbei die Verwaltung des Hafens und der Wasserstraßen gefunden. Sie ist herausgelöst aus der allgemeinen Danziger Staatsverwaltung und dem „Ausschuß für den Hafen und die Wasserwege von Danzig“ übertragen worden. Dieser Hafenausschuß, der die Eigenschaft einer wirtschaftlichen Verwaltungseinrichtung besitzt, hat an seiner Spitze eine elfköpfige Körperschaft, bestehend aus je fünf Vertretern Danzigs und Polens und einem Präsidenten — als Schlichtsrichter —, der ein schweizerischer Staatsangehöriger ist. Dem Hafenausschuß ist das ehemals staatliche Besitztum Preußens und des Reiches im Danziger Hafengebiet zugeteilt, ferner sind ihm alle Rechte der Verwaltung der Ausnutzung und des Ausbaues des Danziger Hafens übertragen, einschl. Festsetzung, Einziehung und Verwertung der gesamten Hafenabgaben. — Polen hat hiernach im Danziger Hafen sehr weitgehende wirtschaftliche Rechte und kann mit seinem Anteil an diesem Hafen alle Anforderungen seines Handels im Überseeverkehr bewältigen. — Für die Durchfuhr und Lagerung von Kriegsgeräten und Munition ist ihm außerdem am Eingang zum Danziger Hafen auf der Westerplatte durch Spruch des Völkerbundes seit 1925 noch ein neugeschaffenes besonderes Hafenbecken zur Verfügung gestellt worden.

Nach den Bestimmungen des Völkerbundes über die Gründung der Freien Stadt Danzig darf der Danziger Hafen jedoch nicht als Kriegshafen

benutzt werden. Hierin lag der Ausgangspunkt der polnischen Bestrebungen für die Schaffung eines eigenen Hafens in Gdingen (polnisch: Gdynia), und zwar zunächst als Stützpunkt für die im Aufbau befindliche polnische Marine.

Gdingen liegt in der Danziger Bucht, etwa 15 km nordwestlich von Neufahrwasser entfernt. Ehemals war es ein kleines Fischerdorf von einigen hundert Einwohnern und beliebter Ausflugsort von Danzig mit unbedeutendem Badeverkehr. Dort begann Polen 1921 — ein Jahr nach der Besitzergreifung Pommerellens — mit dem Bau einer 550 m langen Mole, und zwar in der an der deutschen Ostseeküste vielfach üblichen Bauweise — Pfahlbau mit Steinfüllung —, dazu am Kopf der Mole eine nach Norden gerichtete 170 m lange Hakenmole derselben Bauweise. Damit war am Ende dieser Mole ein Landungsplatz in 7 m Wassertiefe geschaffen. Am 29. April 1923 wurde dieser Marinehafen von dem polnischen Präsidenten Wojciekowski feierlich eröffnet. Nachdem somit der erste Anfang zu einem Seehafen gemacht war, entstand zur nämlichen Zeit in Polen der Wunsch, neben Danzig noch über einen eigenen Handels-

hafen zu verfügen. Auch hierfür erschien Gdingen als geeignetster Platz der neuen polnischen Ostseeküste. Im Herbst 1923 nahm der polnische Sejm (Parlament) das Gesetz für den Ausbau des Hafens Gdynia, an. Dem Gesetze liegt der Hafenausbauentwurf des polnischen Ingenieurs Wenda zugrunde, der seinerzeit für den ersten Ausbau mit rd. 50 Mill. Goldfranken (gleich etwa 10 Mill. Dollar) veranschlagt worden ist.

Die Lage Gdingens (Abb. 1) ist in maritimer Hinsicht für die Anlage eines Seehafens nicht ungünstig zu nennen, dagegen sind die Verhältnisse, nach Land zu betrachtet, hinsichtlich der Geländegestaltung und des Baugrundes recht schwierig. Das Ufer der Danziger Bucht ist nordwestlich Zoppot im allgemeinen eingesäumt von den unmittelbar an das Meer herantretenden Steilabhängen des Baltischen Höhenrückens. Nur bei Gdingen, und weiter nördlich bei Rewa, weist die Steilküste Einsenkungen auf, welche Ausläufer eines Urstromtales sind. Der wenig über dem Meeresspiegel gelegene und einige Kilometer breite Talboden ist alluvialen Ursprunges und größtenteils mit Torfmooren von 5 bis 7 m Tiefe ausgefüllt. In weitem Bogen von Meer zu Meer laufend, umschließen diese Moorgebiete von Gdingen bis Rewa eine rd. 80 m hohe, nach der See steil abstürzende Insel von 6000 ha Größe — die Oxhöfter Kämme —, in seinem Auslauf bei Gdingen hat das Urstromtal zwischen den benachbarten Hochufern eine Weite von etwa 3 km; nach Westen ist es von den Abhängen des Baltischen Höhenrückens umsäumt, die — ebenso wie die Oxhöfter Kämme — in ihrer geologischen Formation aus mächtigem diluvialen Geschiebemergel, mit dem Liegenden des Miocäns, bestehen. — Die Hauptbahnlinie Berlin—Stettin—Lauenburg—Neustadt (Wejherowo)—Danzig—Dirschau (Tczew)—Marienburg—Königsberg berührt, am Fuße dieses westlichen Talhanges entlangführend, Gdingen. Es liegen mithin günstige Eisenbahnverbindungen zwischen dem künftigen Hafenort und dem polnischen Hinterlande über Danzig—Dirschau—Bromberg bereits vor

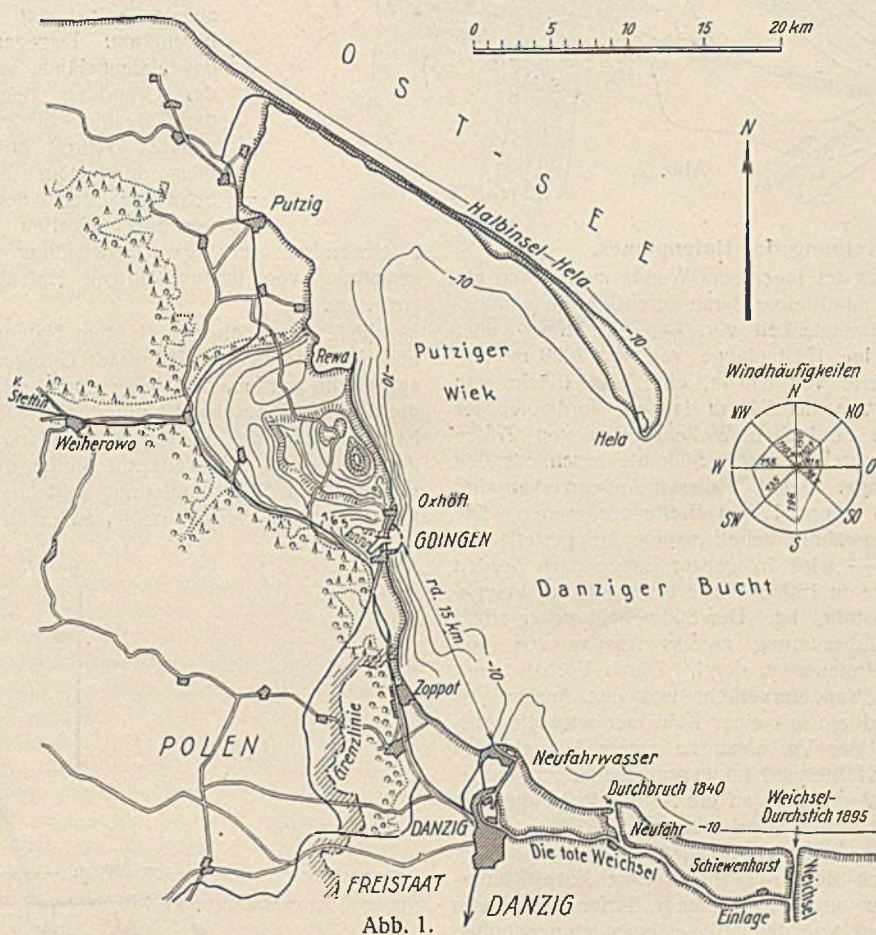


Abb. 1.

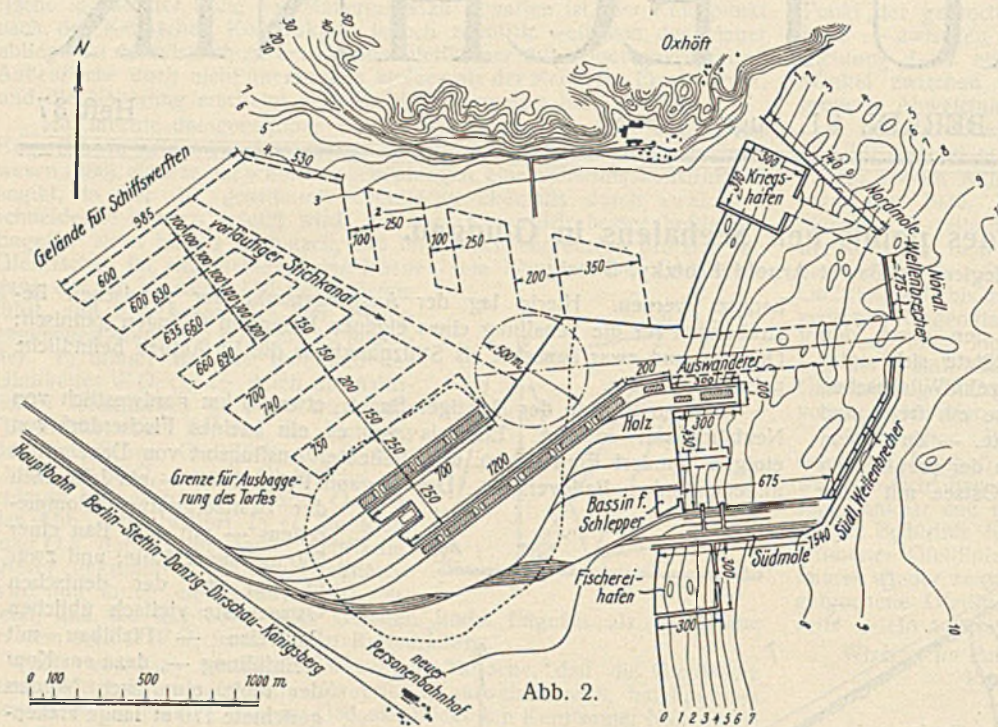


Abb. 2.

Allgemeine Beschreibung des Hafenplanes.

Der Hafenausbauplan (Abb. 2) des Ingenieurs Wenda sieht einen geräumigen Außenhafen und einen unmittelbar daran anschließenden Innenhafen mit reicher Entwicklungsmöglichkeit vor. — Der Außen- oder Vorhafen erstreckt sich über eine Küstenlänge von rd. 2000 m und umfaßt, bei einer mittleren Breite von 650 m, eine Wasserfläche von 130 ha. Er wird umschlossen von der 740 m langen Nordmole, der 675 m langen Südmole, einem nördlichen Wellenbrecher von 275 m Länge und einem südlichen unmittelbar an die Südmole anschließenden Wellenbrecher von rd. 700 m Länge. Zwischen diesen Außenwerken sind zwei Hafeneinfahrten von je 90 m und 170 m Breite vorgesehen. Die Südmole — anfänglich die vorerwähnte behelfsmäßige Anlegestelle für die polnischen Marinefahrzeuge — wird in ganzer Länge nach Norden durch Anschüttung zu einem Kai von 150 m Breite erweitert, der binnenwärts mit einer Kaimauer ausgestattet ist. Der Südwellenbrecher erhält gleichfalls binnenwärts eine Verbreiterung zwecks Ausbau von Verschiffungsstellen für Benzin, Petroleum u. dergl. Durch Vorbau eines Piers für den Passagier- und Auswandererverkehr und den Ausbau des westlichen Ufers längs der Strandlinie mit einer Kaimauer wird die Ausgestaltung der südlichen Hälfte des Vorhafens zu einem Außenbecken vervollständigt. — Die nördliche Hälfte wird im wesentlichen dem Marineverkehr vorbehalten bleiben. In Anlehnung an die Nordmole ist dort ein allseitig mit Molen umschlossenes Marinehafenbecken von rd. 300 × 300 m und einer Hafeneinfahrt von 90 m Breite angeordnet.

Der Binnenhafen weist nach dem Ausbauplan eine Entwicklungsmöglichkeit für elf Hafenbecken und entsprechende Hafenzungen von verschiedener Breite und Länge auf, von denen die südwestlich gerichteten Becken — deren Ausbau wohl zunächst in Frage kommt — unmittelbar von dem Güter- und Verschiebehnhof, der längs der Hauptbahn geplant ist, Gleisanschlüsse erhalten. — Die Achse des Beckens I weicht nur um etwa 30° von der nach Osten weisenden Hauptrichtung der Hafeneinfahrt ab, auch der Hafenkanal des Beckensystems ist nur schwach gegen die Hafeneinfahrt geneigt. Ein 500 m weiter Drehkreis ist an der Abbiegung des Hafenkanals vorgesehen.

Von dieser Gesamtplanung kommt für den ersten Ausbau (Abb. 3) das Hafenbecken I zur Ausführung, mit 1200 m Länge, 250 m Breite und einer Flächengröße von rd. 45 ha (einschl. Einfahrtkanal und Drehkreiserweiterung). Die auszubauenden Kailängen betragen am südlichen Ufer 1400 m, am nördlichen 700 m, zusammen rd. 2100 m. Die 170 m breite Einfahrtrinne weist bis zur Einfahrt zum Binnenhafen 11 m Tiefe auf; für den Außenhafen, einschl. des Marinehafens ist 8 m Tiefe, für den Binnenhafen dagegen 10 m Tiefe vorgesehen.

Die Ausnutzung der Hafenanlagen des ersten Ausbauprogramms ist derart geplant, daß zunächst das Außenbecken im wesentlichen dem Massengüterverkehr dienen soll. Der 675 m lange Südmolenkai wird für die Aus- und Einfuhr und Lagerung von Kohlen, Erzen, Phosphaten u. dergl. Schüttgütern benutzt. In Verlängerung dieses Kais soll, wie bereits erwähnt, der verbreiterte Südwellenbrecher für den Umschlag von Benzin, Petroleum und Ölen hergerichtet werden. Die Tankanlagen hierfür sollen auf den Anhöhen südwestlich des Güterbahnhofs errichtet werden mit entsprechend langen Rohrleitungsverbindungen nach den Ver-

schiffungsstellen. — Der längs der Strandlinie geplante Westkai ist der Holzausfuhr vorbehalten, während der das Handelsaußenbecken nördlich abschließende 100 m breite Pier den Personenverkehr aufnehmen soll. Eine 40 × 120 m große Kaihalle wird für diesen besonderen Zweck dort errichtet werden.

Das Binnenhafenbecken I wird dem gesamten Ein- und Ausfuhrverkehr von Stückgütern, sowie von Zucker, Getreide, Zement u. dergl. dienen, und entsprechend mit Lagerhallen, Kaischuppen, Kranen und Gleisen ausgestattet werden.

Die Länge der nach dem ersten Ausbauprogramm (Abb. 3) insgesamt auszuführenden Kaimauern beträgt rd. 5000 m; weiterhin können nach dem Gesamtausbauplan noch etwa 15 000 m Kai ausgebaut werden. Doch auch darüber hinaus bietet die Talebene nach Kielau zu noch genügend Raum für weitere Angliederung von Hafenbecken in nordwestlicher Richtung. Die Entwicklungsmöglichkeiten für die Hafenanlagen selbst sind also auf absehbare Zeit fast unbeschränkt. Dagegen ist die Breitenausdehnung für das Hafengelände und für die Entwicklung der in der Gründung begriffenen Hafenstadt durch die das Talgebiet beiderseits eng einschließenden und ziemlich schroff ansteigenden Höhenzüge begrenzt oder mindestens behindert, abgesehen von den Schwierigkeiten der Baugrundverhältnisse. Ganz besonders dürften hierin vielleicht Nachteile und

Erschwernisse für die Entwicklung und die zweckmäßige Ausgestaltung von leistungsfähigen Hafenbahnen nach mancher Richtung vorliegen.

Im Zusammenhang mit dem Hafenausbauplan ist für die Gründung und den Ausbau der Hafenstadt Gdingen ein allgemeiner Bebauungsplan aufgestellt worden, der weiter unten erläutert werden wird (Abb. 6). In diesem Bebauungsplan ist unter anderem unmittelbar südlich des Handels-hafengebietes die künftige Ansiedlung der Fischereibevölkerung vorgesehen, woran sich weiterhin südlich der Seebadeort Gdingen anschließt. Entsprechend dieser Aufteilung sollte nach den bisherigen Planungen unmittelbar südlich der Südmole, außerhalb des Handelshafens an der Küste

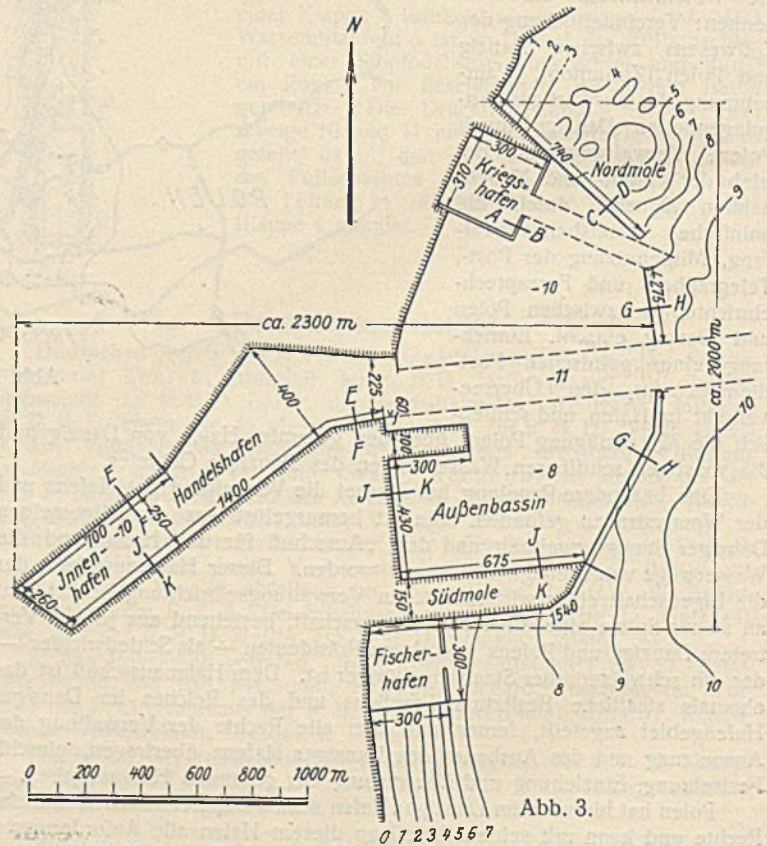


Abb. 3.

ein von Pfahlmolen geschützter Fischereihafen von 300 × 300 m hergestellt werden, und im Anschluß daran weiter südlich ein kleiner Außenhafen ähnlicher Bauweise und Ausmaße für die Küstenschiffahrt, insbesondere für den Seebäderdienst, und als Sporthafen. Dem Vernehmen nach wird für diese Sonderanlagen neuerdings jedoch eine wesentliche Erweiterung geplant.

Die örtlichen Verhältnisse.

Ehe auf die technischen Einzelheiten der Bauausführung eingegangen wird, seien die von der Natur gegebenen Verhältnisse näher erläutert, die bei Gdingen, wie bereits erwähnt, für die Anlage eines Seehafens in mancher Hinsicht nicht ungünstig sind. — In gleichem Maße wie der Hafen von Danzig-Neufahrwasser weist der Hafen von Gdingen gegenüber anderen Ostseehäfen, besonders gegenüber den Nachbarhäfen Stettin und Königsberg, durch seine unmittelbare Lage an der offenen Danziger Bucht recht bedeutende Vorzüge auf. Die ganze Westhälfte der im Schutze der 30 km langen Halbinsel gelegenen Danziger Bucht bis zum Putziger Wiek bietet eine von Natur gegebene, ausgedehnte und leicht zugängliche Reede dar, die gegen die häufigsten und stärksten Winde aus dem westlichen und nördlichen Quadranten geschützt ist. Aber selbst bei Sturmweil aus Nordost und Ost können die Schiffe in dem nordwestlichen Winkel der Bucht sicheren Schutz finden. Die Zufahrt zum Gdinger Hafen ist nur ungedeckt gegen Stürme aus ost-nordöstlicher bis südöstlicher Richtung. Von dort sind die Stürme aber weniger häufig und infolge geringerer Wasserreichlänge örtlich weniger gefährlich. Aus der Darstellung der Windhäufigkeiten in Abb. 1 ist das Nähere ersichtlich.

Der Meeresboden der Bucht besteht zumeist aus Sand und Ton, bietet also guten Ankergrund. Auch die Wassertiefen, die in der Bucht teilweise bis 60 m betragen, sind längs der Küste von Gdingen recht günstig und, soweit bekannt, beständig. Bereits in 1000 m Abstand von der Küste ist eine Tiefe von 10 m anzutreffen. Die auf — 11,0 geplante Hafeneinfahrt ist daher leicht herstellbar. Die Versandungsfahr ist nach bisherigen Beobachtungen gering. Auch hierfür ist die Halbinsel Hela von besonderer Bedeutung, da durch sie der an der pommerellen und pommerellen Küste östlich streichende Küstenstrom größtenteils von der westlichen Hälfte der Bucht abgelenkt wird. Es soll zwar ein Teil der Küstenströmung um den Kopf von Hela herum längs des Putziger Wicks abzweigen. Da jedoch die angrenzenden Küstenbezirke beiderseits von Gdingen lediglich Steilküsten ohne Vorstrand aufweisen, kann eine nennenswerte Versandung der Hafeneinfahrt weder durch die abgezweigte Küstenströmung noch durch Strandverfrachtung zufolge Windeinwirkungen auftreten. Aus der Tatsache, daß die benachbarten Steilküsten von Gdingen dauernd unter starken Angriffen liegen — was teilweise, wie vor Oxhöft, kostspielige Küstenschutzwerke erforderlich gemacht hat — ist vielmehr auf eine negative Strandverschiebung zu schließen. Für den Bestand der Außenhafenerwerke dürfte dies immerhin zu beachten sein. — Die Hafeneinfahrt selbst wird im allgemeinen bequem zugänglich sein. Nur bei nordöstlichen Stürmen wird die Ansteuerung etwas behindert sein. Ob in strengen Wintern die Zufahrt zu Gdingen stets eisfrei sein wird, muß erst die Erfahrung lehren. Häufig wird bei lang anhaltenden östlichen Winden in der Westhälfte der Bucht viel Treib- und Packeis angestaut; die Offenhaltung des Hafens wird unter solchen Umständen also, wenn überhaupt noch möglich, nur mit erheblicher Eisbrecherarbeit bewältigt werden können.

Über die Bodengestaltung und Untergrundverhältnisse, soweit sie für die hafentechnischen Aufgaben von Bedeutung sind, ist folgendes zu erwähnen. Der Untergrund im Bereich des Außenhafens setzt sich bis 7,0 unter NN aus Sand und Kies zusammen, darunter liegt eine Torf-Lehmschicht von 1 bis 6 m Mächtigkeit, weiter tiefer folgt durchweg fester Sand. Landwärts erstreckt sich längs der Küstenlinie ein Sandgürtel (ehemalige Düne) von etwa 300 m Breite, und zwar mit fester Sandschicht von +1,5 bis — 5,0 NN. Darunter folgt, wie im Seegrund, eine etwa 1,0 m starke Lehm-Torfschicht (durch Lehm verfestigter Torf), dann wieder fester Sand. — Hinter dem Küstengürtel dehnt sich nach Nordwesten zu das oben bereits erwähnte weite Torfmoorgebiet von etwa 600 ha aus, dessen Oberfläche von +1 bis etwa +3,0 NN ansteigt. Die Torfschicht steht durchschnittlich bis 5 m tief an. Unter der Torfdecke lagert fester Sand bis etwa — 5 NN, darunter — wie im Küstengürtel — eine Lehm-Torfschicht von 1 m, teilweise jedoch 5 bis 6 m Mächtigkeit; darunter findet sich wieder fester Sand mit Kieslagen. — Südlich des Torfgebieten und des eigentlichen Hafengeländes dehnt sich im Talboden eine breite sandige Ebene aus — das Ausbaugelände der künftigen Hafencity (bisherige Ortslage des Fischerdorfes Gdingen)! Weiter nach Süden und Südwesten folgen Höhen und Wälder. — Nach Norden ist das Moor-gebiet durch Endmoränen abgeschlossen, die Ausläufer des bis Rewa sich ausdehnenden flachen Hochlandes sind. Im Südwesten der Gdinger

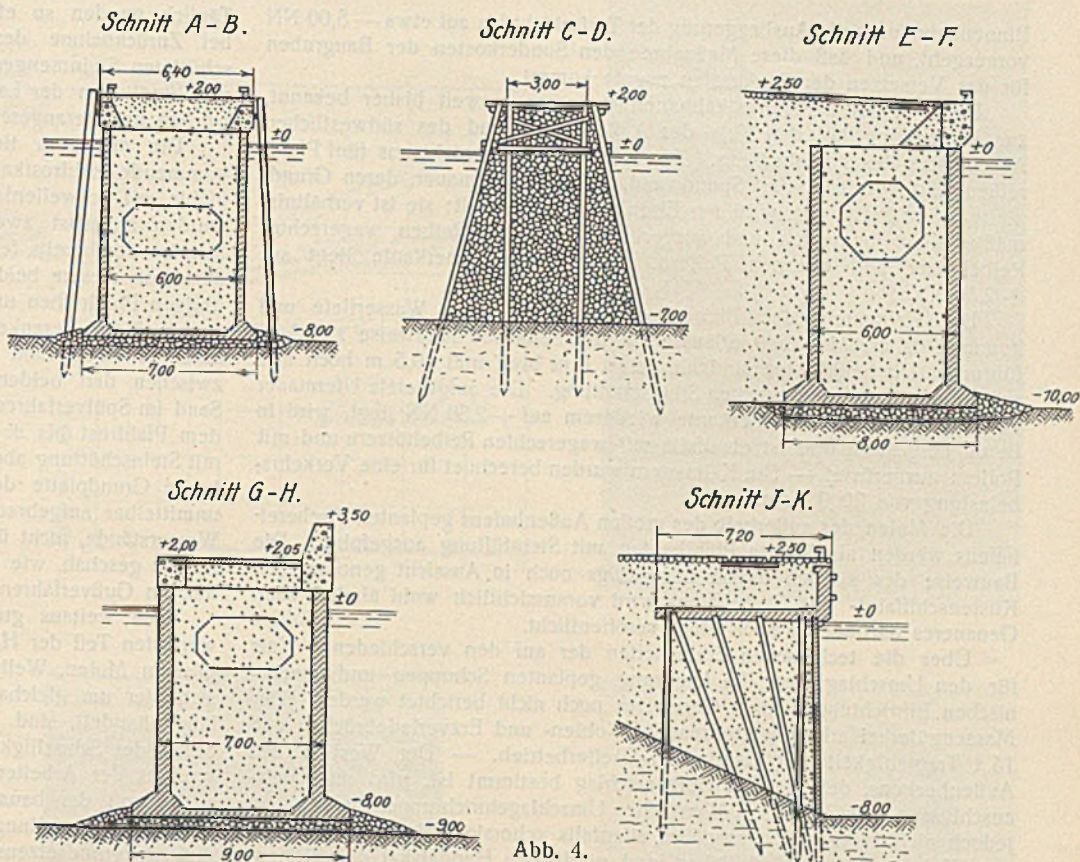


Abb. 4.

Ebene sind die ziemlich unvermittelt steil ansteigenden Höhen, die ebenfalls aus Moränenlehm, Kiessand und Steinen zusammengesetzt sind, für die Bebauung schwer zugänglich.

Im allgemeinen sind, abgesehen von dem Torfmooragebiet, die Untergrundverhältnisse für die Gründung der Hafenerwerke nicht so unbrauchbar, wie es erscheint, wenn man sich dazu entschließt — und die Kosten nicht scheut, — das Torfmooragebiet im ganzen künftigen Hafengelände vollständig fortzuräumen und durch Sandaufschüttung zu ersetzen. Diesen Weg hat die polnische Hafenerbaubehörde gewählt.

Bauwerke.

Die Ausbildung der Hafenerwerke ist in Abb. 4 übersichtlich dargestellt. Bei den Molen- und Wellenbrechern kommen im wesentlichen zwei verschiedene Bauweisen zur Ausführung, und zwar reine Pfahlbauten mit Steinfüllungen und Senkkastebauten.

Die von der polnischen Regierung 1921 bis 1923 im Eigenbetrieb hergestellte erste Hälfte der Südmole auf 550 m Länge und die später im Generalunternehmerbetrieb erbaute Nordmole bestehen aus vier Holzpfehlreihen, die gegenseitig verankert und mit Geröll ausgepackt sind. In der gleichen Bauweise sind bekanntlich leichtere Molen an der deutschen Ostseeküste mehrfach mit gutem Erfolg ausgeführt. Der Unterwasserbau derartiger Molen hat unbeschränkt lange Lebensdauer; über Wasser werden nach 20 bis 30 Jahren im allgemeinen Erneuerungen notwendig sein.

Für die Südmolenverlängerung und für die Wellenbrecher ist die neuzeitliche Bauweise der Senkkastengründung in Eisenbeton gewählt, mit Betonmauerkronen. Die etwa 7 m breiten Senkkasten werden auf eine abgegliche Stein- und Kiesunterbettung von 1 m Stärke gesetzt; ebenso ist der Fuß beiderseits durch Steinschüttungen gesichert. Das erfahrungsgemäß alle 10 bis 20 Jahre einmal auftretende HHW liegt in der Bucht ungefähr auf +1,70 bis 1,80 über MW (= etwa ± 0 NN). Demgemäß ist die Molenkrone auf +2,00 NN gelegt, während die der Brandung zugekehrte Schutzmauer bis auf +3,5 NN ansteigt. In der gleichen Eisenbetonsenkasten-Bauweise sind auch die Binnenmolen des Marinehafens ausgeführt. Sie sind beiderseits zum Anlegen von Schiffen mit Reibepfählen und Pollern ausgerüstet. — Entsprechend den zwischen 7 und 11 m vorkommenden Tiefen sind die Senkkasten verschieden bemessen.

Auch bei der Ausbildung der Kai mauern sind im wesentlichen zwei Bautypen zu unterscheiden, und zwar Winkelmauern mit Pfahlrostgründung und Betonstützmauern auf Senkkastenunterbau. Nach eingehenden Wirtschaftlichkeitsberechnungen und auf Grund der polnischen Baustoffpreise hat man ermittelt, daß in Gdingen bei Tiefen bis zu 8 m die Pfahlrostgründung die billigste Kai mauer ergibt, daß dagegen Kai mauern mit größerer Ufertiefe sich wirtschaftlicher in der Senkkastebauweise herstellen lassen. Hierbei ist allerdings zu beachten, daß dem Bau der

Binnenkaimauern die Ausbaggerung der Torfschicht bis auf etwa $-5,00$ NN vorausgeht, und daß diese Maßnahme den Sonderkosten der Baugruben für das Versetzen der Senkkasten zugute kommt.

Die 8 m tiefen Pfahlrostkaimauern kommen, soweit bisher bekannt, zur Anwendung bei den Kais des Außenhafens und des südwestlichen Abschlusses des Innenbeckens. Der Holzpfahlrost besteht aus fünf Pfahlreihen und vornliegender Spundwand. Die Winkelmauer, deren Grundplatte 7,5 m Breite hat, wird aus Eisenbeton hergestellt; sie ist verhältnismäßig leicht bemessen und ausgerüstet mit zwei Reihen wagerechter Reibehölzer und eisernen Pollern. Die Kaimaueroberkante liegt auf $+2,50$ NN.

Die Kaimauern des Binnenbeckens haben 10 m Wassertiefe und kommen daher, wie oben erläutert, in der Senkkastenbauweise zur Ausführung. Die Senkkasten sind hier etwa 6 m breit und 10,5 m hoch und ruhen auf einer 80 cm starken Steinschüttung. Die aufgesetzte Ufermauer von 2 m Höhe, deren Oberkante wiederum auf $+2,50$ NN liegt, wird in Beton hergestellt und ist ebenfalls mit wagerechten Reibehölzern und mit Pollern ausgerüstet. — Die Kaimauern wurden berechnet für eine Verkehrsbelastung von 3000 kg/m^2 .

Die Molen des außerhalb des großen Außenhafens geplanten Fischereihafens werden als leichte Pfahlbauten mit Steinfüllung ausgeführt. Die Bauweise des südlich davon neuerdings noch in Aussicht genommenen Küstenschiffahrt- und Yachthafens wird voraussichtlich wohl ähnlich sein. Genaueres darüber ist noch nicht veröffentlicht.

Über die technischen Einzelheiten der auf den verschiedenen Kais für den Umschlag und die Lagerung geplanten Schuppen und mechanischen Einrichtungen kann Genaueres noch nicht berichtet werden. Der Massengüterkai erhält weitgespannte Kohlen- und Erzverladebrücken von 15 t Tragfähigkeit mit Laufkatzen-Greiferbetrieb. — Der Westkai des Außenbeckens, der für den Holzumschlag bestimmt ist, wird mit Gleisanschlüssen ausgestattet; öffentliche Umschlaganlagen sind dort jedoch nicht vorgesehen, sondern allenfalls schmale Ladestege senkrecht zum Kai. — Auf dem südlichen und nördlichen Handelskai des Binnenhafens werden durchweg Kaischuppen für den Umschlag und die kurzfristige Lagerung von Stückgütern errichtet werden, mit Kranen, Ufergleisen und landseitigen Rampengleisen. Inwieweit Speicher für langfristige Wagenlagerungen vorgesehen sind, ist aus den bisherigen Planungen nicht ersichtlich. Zunächst denkt man an die Errichtung eines Getreidesilospeichers von 25000 t Fassungsvermögen am Südwestkai des Hafenbeckens. — Von privater Seite wird außerdem dort jetzt bereits eine Reismühle errichtet. — Im wesentlichen soll jedoch die Errichtung aller Anlagen für Güterumschlag und Lagerung möglichst der Betätigung privater Unternehmungen überlassen bleiben. So hat das polnische Handelsministerium nach Zeitungsnachrichten bereits mit dem polnisch-ober-schlesischen Kohlenkonzern „Robur“ ein Abkommen geschlossen, wonach diesem Konzern eine 585 m lange Kaistrecke am Massengüterkai des Außenhafens Ende 1928 zur Verfügung gestellt werden soll, mit der Verpflichtung, dort großzügige Kohlen-Verschiffungsanlagen zu errichten und zu betreiben für eine Monatsleistung von etwa 200000 t. Es sollen Kipperkatzenbrücken zur Anwendung kommen.

Arbeitsweisen.

Über den Bauvorgang bei den Molen- und Kaimauerbauten ist folgendes mitzuteilen. Die Ausführung der 740 m langen Nordmole geschah entsprechend den in den deutschen Ostseehäfen bekannten Bauweisen. Zuerst wurden die mittleren lotrechten Pfähle auf einem von Land aus freitragend vorgeschobenen Rammgerüst gerammt und darauf mit Auslegerrahmen die beiderseitigen Schrägpfahlreihen geschlagen.

Täglich wurden so etwa 5 m Molenlängen vorgestreckt. Die alsdann bei Zurücknahme des Rammgerüsts zwischen den Pfahlreihen verschütteten Steinmengen von 200000 m^3 sind aus dem reichlichen Vorrat von Findlingen der Landgebiete im Umkreise von 60 km Entfernung gewonnen und herangeschafft worden.

Die am 8 m tiefen Wasser des Außenbeckens zur Anwendung kommende Pfahlrostkaimauer weist fünf Reihen lotrechte und schräge Holzpfähle mit Schwellenlager und vordere Holzspundwand auf. Von diesen wurden zunächst zwei lotrechte Pfahlreihen mit Schwimmrahmen im Schutze der bereits fertiggestellten Süd mole geschlagen, sodann sind von dem auf diesen beiden Pfahlreihen vorgestreckten Rammgerüst aus die übrigen Pfahlreihen und die vordere Spundwand gerammt worden. Nach gegenseitiger Verankerung der Spundwand und Pfähle ist eine hintere kurze Hilfsbohlwand hergestellt und sodann der Raum des Pfahlrosts zwischen den beiden Wänden bis Unterkante Kaimauer (± 0 NN) mit Sand im Spülverfahren zugefüllt worden. Danach wurde der Raum hinter dem Pfahlrost bis ± 0 NN aufgespült. Auf der fest eingestampften und mit Steinschüttung abgeglichenen Sandfüllung des Pfahlrosts ist die 7,2 m breite Grundplatte der Winkelmauer und die Stirnmauer in Eisenbeton unmittelbar aufgebracht worden. Naturgemäß mußten hierbei günstige Wasserstände, nicht über MW, ausgenutzt werden. Die Herstellung des Betons geschah, wie auch bei allen übrigen Bauausführungen noch weiterhin, im Gußverfahren.

Den weitaus größten und hinsichtlich des Bauvorgangs beachtenswertesten Teil der Hafenbauwerke machen die Senkkastenbauweisen der übrigen Molen, Wellenbrecher und 10 m tiefen Kaimauern aus. Da es sich hier um gleichartige Gründungsarbeiten von rund 5000 m Gesamtlänge handelt, sind bei dem Herstellungsverfahren dieser Bauwerke, im Sinne der Schnelligkeit, Sparsamkeit und des zweckmäßigen Ineinandergreifens der Arbeiten, sorgfältige und eingehende Vorarbeiten und Versuche von der bauausführenden Firma vorgenommen worden. Hierbei stand die Herstellung an Land und das Verfahren des Zuwasserbringens und Aufgründsetzens der Senkkasten im Vordergrund. Die Kasten werden im Reihenverfahren nebeneinander in wagerechter Lage gegossen. Die Kastenwände sind allgemein in ganzer Höhe gleichmäßig stark bemessen. Dadurch wird zwar etwas größere Betonmenge, als theoretisch erforderlich, aufgewendet; der Mehraufwand wird jedoch ausgeglichen durch die Vereinfachung und Verbilligung der Gesamtausführung. Die Festigkeitsberechnung der Kasten geschah im übrigen in dreifacher Hinsicht, und zwar für die Beanspruchungen in der Herstellungslage, in der Schwimmelage und in der endgültigen Stellung am fertigen Bauwerk. Die Kasten sind, entsprechend den Fundamenthöhen der Molen und Kaimauern, etwa 10 bis 11 m hoch, 6 bis 7 m breit, etwa 18 m lang und durch Zwischenwände unterteilt. — Die zu der Betonierung der Kasten benutzten Holzformen bestehen im wesentlichen aus zwei wiederverwendbaren Teilen, und zwar den inneren Formkernen (für je eine Kastenkammer) und den Außenschalungen. Der Formkern besteht aus zwei durch Keile getrennten Hälften. Er ist, auf Rollen und Schienen laufend, verschiebbar und kann so leicht auf die Gußbühne gebracht werden. Auf die Wände des Kerns werden allseitig Betonklötze, deren Längen gleich der Stärke der Senkkastenwände sind, aufgebracht und die Bewehrungsseile herumgelegt. Darauf werden die Außenschalungen an die Betonklötze der Seitenwände und der Stirnwände angelegt, und dann beginnt der Betonguß. Nach der Erhärtung des Betons werden die Formkerne in den einzelnen Kammern durch Herausschlagen der erwähnten Keile von den Betonwandungen gelöst, herausgezogen und nach dem Montageplatz verfahren, wo sie gereinigt und zur Wiederverwendung bereit gehalten werden. Ein solcher Senkkasten von 18 m Länge erfordert etwa 250 m^3 Eisenbeton.

(Schluß folgt.)

Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

I.

Der Beton hat neben anerkannten Vorzügen die unangenehme Eigenschaft, daß er nicht unbedingt raumbeständig ist. Er schwindet mit zunehmender Austrocknung und schwillt bei Durchfeuchtung. Das Schwinden und Schwellen ist in der Hauptsache auf die Raumänderung des Zementmörtels zurückzuführen. Es ist wahrscheinlich, daß auch die Zuschlagstoffe (z. B. bruchfeuchte Granit- und Sandsteine) beim Austrocknen in geringem Maße schwinden und bei Wasseraufnahme etwas schwellen, aber die Raumänderung der Zuschlagstoffe des Betons kann praktisch meist außer Betracht bleiben.

Die für die Baupraxis in erster Linie wichtigen Schwindvorgänge sind die, die mit dem Erhärten des Mörtels zusammenhängen. Nach dem Abbinden und während des Erhärtens an der Luft schrumpft jeder Betonkörper zusammen. Das Ausmaß des Schwindens und der zeitliche Ablauf des Schwindvorganges sind abhängig von der Art des Zements, von dem

Mischungsverhältnis des Mörtels im Beton, von der Größe des Betonkörpers, von der Lufttemperatur, der Luftfeuchtigkeit, der Luftbewegung, der Sonnenbestrahlung und der Betonbehandlung während des Erhärtens. Das Austrocknen des Betons nach dem Ausschalen beginnt an der Oberfläche und dringt mehr oder weniger rasch bis zum Kern des Betonkörpers vor. Infolge der Schrumpfung des Betons beim Erhärten und Austrocknen entstehen an der Oberfläche Zugspannungen, während im feuchten Kern die Druckspannungen vorherrschen. Überschreiten die von der Schrumpfung herrührenden Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, so treten an der Oberfläche die charakteristischen Schwindrisse auf. Mit fortschreitender Austrocknung nehmen die Risse an Zahl und Ausdehnung zu, sie dringen tiefer in den Betonkörper ein. Kann der Baukörper nicht ungehemmt schrumpfen, so führt der Schwindvorgang bei großen Körpern schließlich zu klaffenden Fugen, die den ursprünglich zusammenhängenden Körper (z. B. lange Stützmauern oder Wände) in einzelne Teile trennen. Wenn

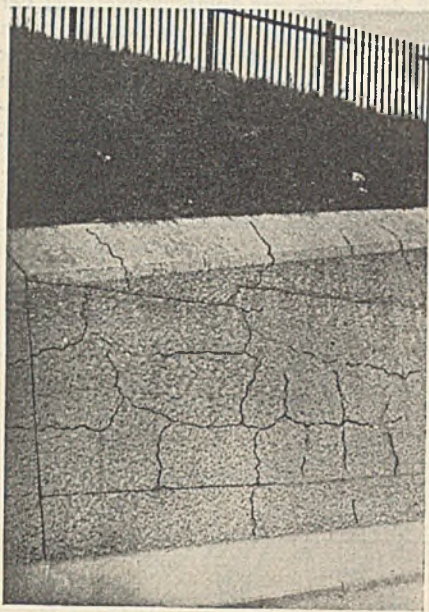


Abb. 1.

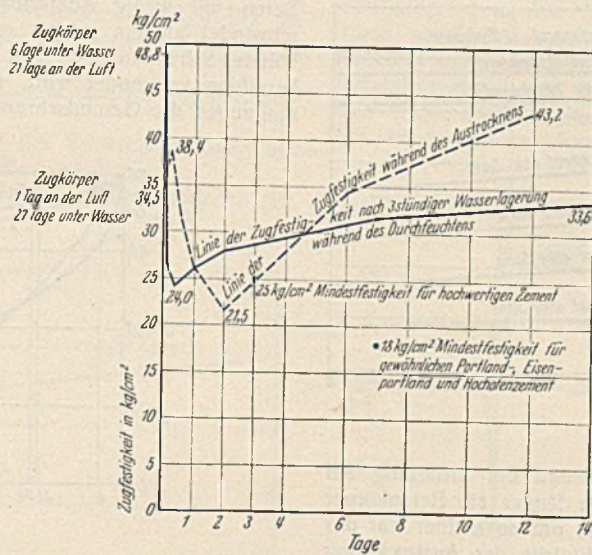


Abb. 4.

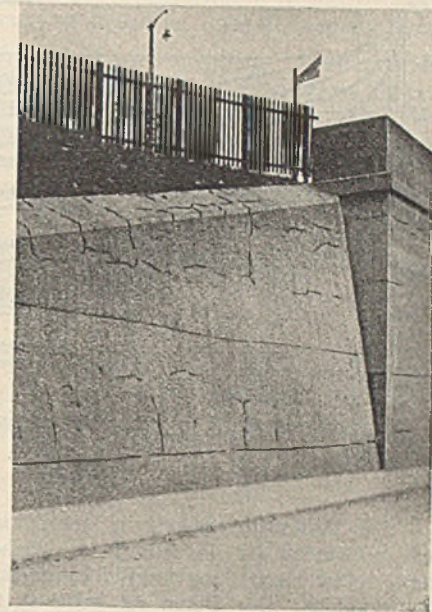


Abb. 1a.

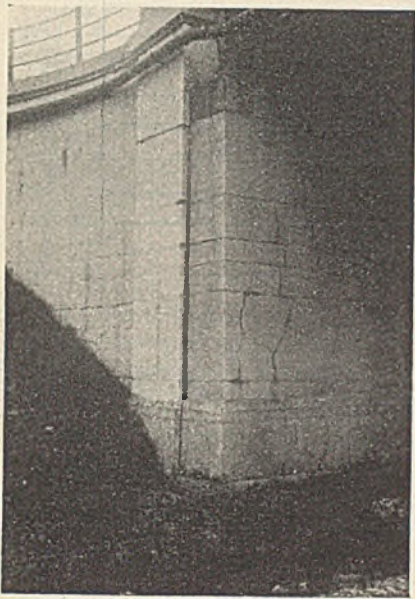


Abb. 2. Brückenwiderlager in Stampfbeton 1:10, mit Vorsatz 1:4.

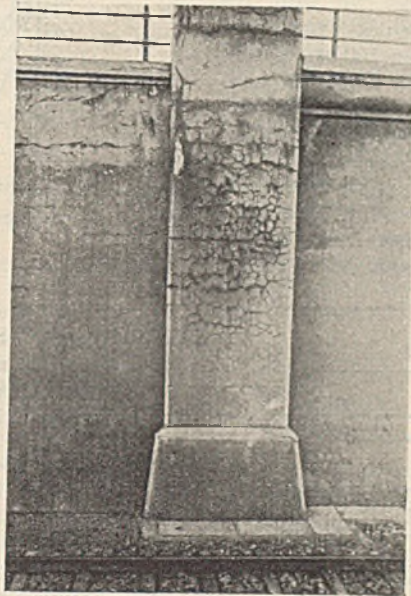


Abb. 3a. Stützmauer in Stampfbeton mit Verputz.

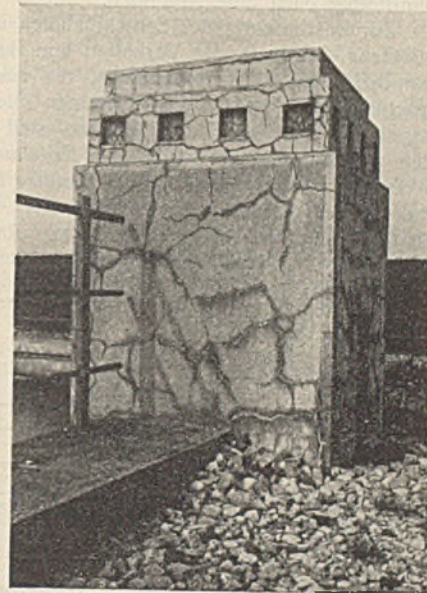


Abb. 3b. Betonkörper mit Verputz.

dagegen der Betonkörper sich ungehemmt zusammenziehen kann oder nach dem Ausrüsten unter Druck kommt (z. B. bei Stützen, Gewölben), so schließen sich die feinen Schwindrisse z. T. wieder, so daß sie mit bloßem Auge kaum mehr zu erkennen sind.

Alle Beton- und Eisenbetonbauwerke zeigen feine Oberflächen- und Kantenrisse (sogen. Haarrisse), die auf Schwinderscheinungen zurückzuführen sind. Die Risse treten schon bald nach dem Ausschalen auf, sie sind stärker ausgeprägt an den Teilen, die der unmittelbaren Sonnenbestrahlung und dem Winde ausgesetzt sind, weniger stark auf den Schattenseiten oder an feuchten und windgeschützten Stellen. Die stärksten Risse zeigen sich dementsprechend an Brüstungen, an Abdeckschichten, an dünnen Wänden und an freistehenden Mauern. Vielfach kann man die Beobachtung machen, daß die durch den Arbeitsvorgang bedingten Betonierungsgrenzen sich mit der Zeit öffnen und durch Risse und Spalten ausprägen. Es gibt Bauwerke, bei denen sich die Fugen bis zu 2 mm geöffnet haben, wobei die Risse z. T. senkrecht, z. T. wagrecht, z. T. willkürlich in schiefer Richtung verlaufen. Man findet alte Betonkörper, die wie geschichtetes oder zerklüftetes Mauerwerk aussehen (Abb. 1 bis 3).

Die Auswirkung der durch das Schwinden des Betons auftretenden Zugkräfte und der Einfluß der Schwindspannungen läßt sich an Betonzugkörpern verfolgen, die während des Erhärtens unter Wasser bzw. trocken gelagert und kurz vor der Prüfung durchfeuchtet wurden. Die Ergebnisse derartiger Zugversuche von Graf sind in Abb. 4 aufgezeichnet. Aus dem durch den Linienverlauf gekennzeichneten Verhalten der Probekörper geht hervor, daß der 1 Tag an der Luft, 21 Tage unter Wasser gelagerte Betonkörper später zu schwinden beginnt als der 6 Tage unter Wasser und 21 Tage an der Luft erhärtete Betonkörper, daß die Zug-

festigkeit des naß behandelten Körpers mit zunehmender Austrocknung größer wird als die des trocken gelagerten Körpers. Man erkennt hieraus, daß es zweckmäßig ist, Betonkörper während des Erhärtens feucht zu

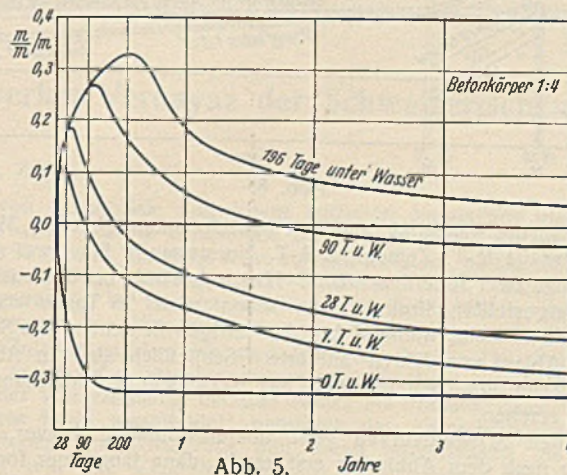


Abb. 5. Jahre

halten und vor dem raschen Austrocknen durch Sonnenbestrahlung und Wind zu schützen (vergl. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton und aus Eisenbeton § 11, Ziff. 2: Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkungen des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen).

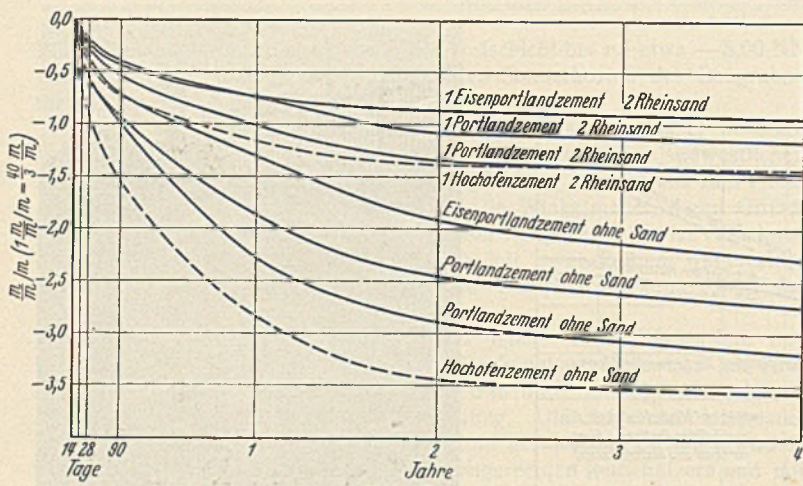


Abb. 6.

Der Einfluß der Benetzung des Betons während der Erhärtung auf das Schwinden ist aus Abb. 5 zu ersehen. Je länger ein Betonkörper nach seiner Herstellung feucht behandelt wurde, um so kleiner war das Schwindmaß. Der Beton ist beim späteren Eintritt der Austrocknung infolge der Zunahme der Festigkeit während der Wasserlagerung widerstandsfähiger gegen die beim Schwinden auftretenden Zugspannungen als unmittelbar nach dem Abbinden.

Zur Bestimmung des Schwindmaßes und der Dauer des Schwindens hat Graf, Stuttgart, das Verhalten von Betonprismen von 100 cm² Querschnittsfläche und 1 m Meßlänge, die aus verschiedenen Zementen und Zuschlagstoffen und in verschiedenen Mischungsverhältnissen hergestellt waren, beobachtet. Die Ergebnisse sind in Abb. 6 aufgezeichnet. Die vier unteren Kurven stellen die Schwindkurven von Probekörpern aus Hochofenzement, zwei Portlandzementsorten verschiedener Herkunft und aus Eisenportlandzement ohne Sand dar. Die vier oberen Kurven zeigen das Verhalten von Mörtelprismen aus 1 Raumteil derselben Zemente und 2 Raumteilen Normalsand innerhalb eines Zeitraums von vier Jahren.

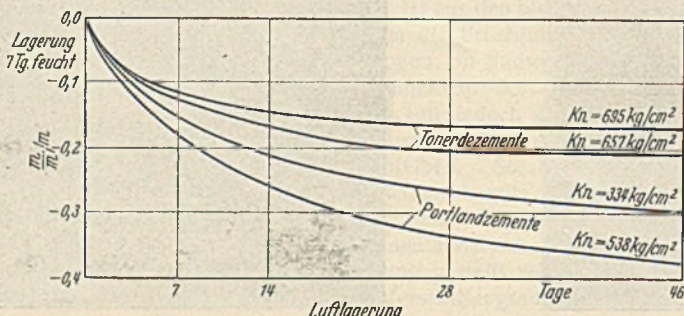


Abb. 7.

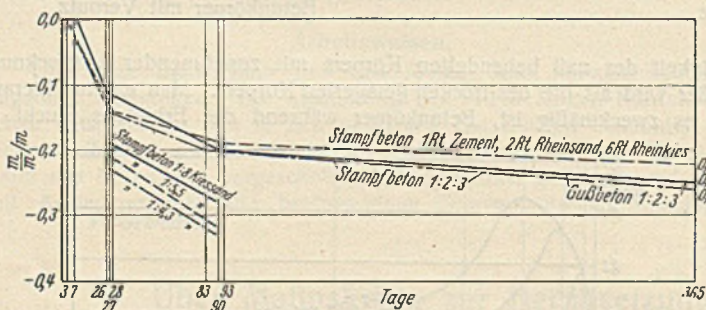


Abb. 8.

Abb. 7 zeigt die Raumänderung von Mörtelprismen gleichen Mischungsverhältnisses (1 R.-T. Zement:2 R.-T. Normalsand) für zwei Portlandzemente und zwei Tonerdezemente. Hiernach wurde bei den aus Tonerdezement hergestellten Probekörpern schon nach 28 Tagen das größte Schwindmaß erreicht, während bei den übrigen Zementen das Schwinden erst nach Ablauf von Jahren aufhörte. Schließlich sind in Abb. 8 die Schwindkurven von Betonprismen aus verschiedenen Mischungsverhältnissen zu ersehen.

Aus den Schwindkurven geht übereinstimmend hervor, daß das Schwinden nach dem Abbinden erst rasch, dann langsamer fortschreitet, bis es schließlich nach Jahren ganz aufhört. Man erkennt ferner, daß Betonkörper weniger schwinden als Mörtelkörper, und diese wieder weniger als reine Zementkörper, wobei die Zementsorten sich bezüglich des Schwindens recht verschieden verhalten. Hieraus erklärt sich ohne weiteres, daß ein Beton aus fetter Mischung stärker und länger schwindet als ein Beton aus magerer Mischung.

Von Interesse ist der Einfluß der Menge des Anmachwassers bei der Betonbereitung auf das Schwinden. Versuche haben ergeben, daß ein Beton mit wenig Anmachwasser nach dem Abbinden zunächst mehr schwindet als ein solcher mit viel Anmachwasser, aber insgesamt ein höheres Schwindmaß erreicht (Abb. 9). Je mehr Anmachwasser zur Betonbereitung verwendet wird, um so größer ist unter sonst gleichen Bedingungen die Gesamtschrumpfung.

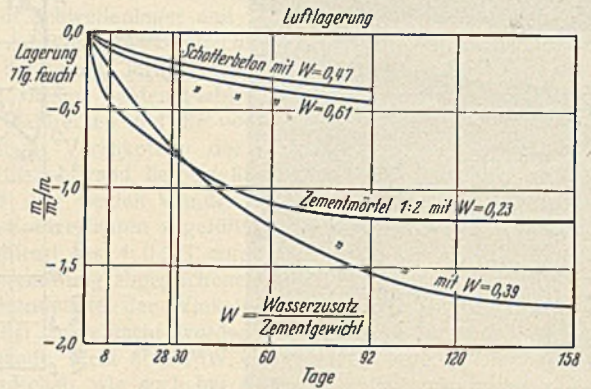


Abb. 9.

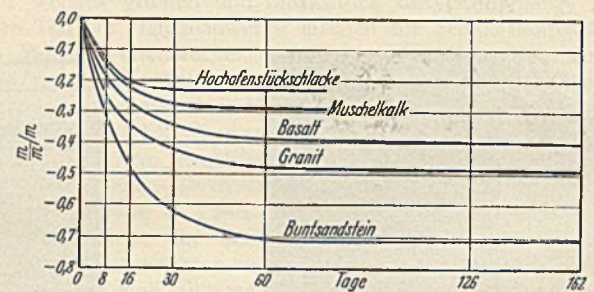


Abb. 10.

Es ist schon eingangs darauf hingewiesen worden, daß auch die Natursteine (z. B. Sandstein, Granit) nicht unbedingt raumbeständig sind. Der Einfluß der Zuschlagstoffe auf das Schwinden geht aus Abb. 10 hervor. Hochofenstückschlacke als Zuschlagstoff ergab das kleinste, Sandstein das größte Schwindmaß.

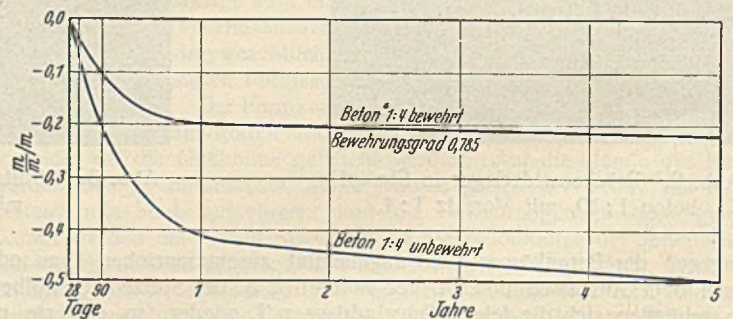


Abb. 11.

Wie verhalten sich durch Eiseneinlagen bewehrte Betonkörper? Ein solcher Körper kann nicht ungehemmt schrumpfen. Durch das Schwinden des die Eisen umgebenden Betons werden in den Eisen Druckspannungen hervorgerufen. Ein bewehrter Betonkörper kann sich deshalb nicht um dasselbe Maß zusammenziehen wie ein unbewehrter. Das zeigen auch die Versuche (Abb. 11). Der unbewehrte Betonkörper (Beton-Mischungsverhältnis 1:4) ist nach einem Jahr etwa doppelt so viel geschwunden, wie der mit Längseisen bewehrte Körper. Man darf daraus schließen, daß die Verkürzung mit dem Bewehrungsgrade abnimmt.

Aus den angeführten Versuchen und den in den Abb. 4 bis 11 dargestellten Beobachtungsergebnissen können für die Baupraxis folgende Schlüsse gezogen werden:

1. Alle Zemente neigen mehr oder weniger zum Schwinden. Es gibt heute noch keinen Zement, der während des Erhärtens beim Austrocknen nicht schwindet.
2. In der Baupraxis gilt es, die ungünstigen Einflüsse und Folgen des Schwindens durch geeignete Maßnahmen möglichst unschädlich zu machen.
3. Um das Schwindmaß eines Betons niedrig zu halten, ist es angezeigt, der Betonmischung nur so viel Zement zuzugeben, als zur Erreichung der erforderlichen Festigkeit und zur Erzielung der gewünschten Dichte notwendig ist.

4. Da die verlangte Festigkeit eines Betons bei Verwendung von hochwertigem Zement mit einem geringeren Zementzusatz erreicht werden kann als bei gewöhnlichem Portlandzement (Abb. 12), so verdient in Hinsicht auf das Schwinden hochwertiger Zement den Vorzug.
5. Vorteilhaft ist die Verwendung von Zuschlagstoffen mit geringen Schwindmaßen.
6. Durch Eiseneinlagen kann die Gefahr der Schwindrißbildung bis zu einem gewissen Grade herabgemindert werden.
7. Jeder Betonbauteil sollte nach dem Abbinden möglichst lange mit Wasser behandelt werden.

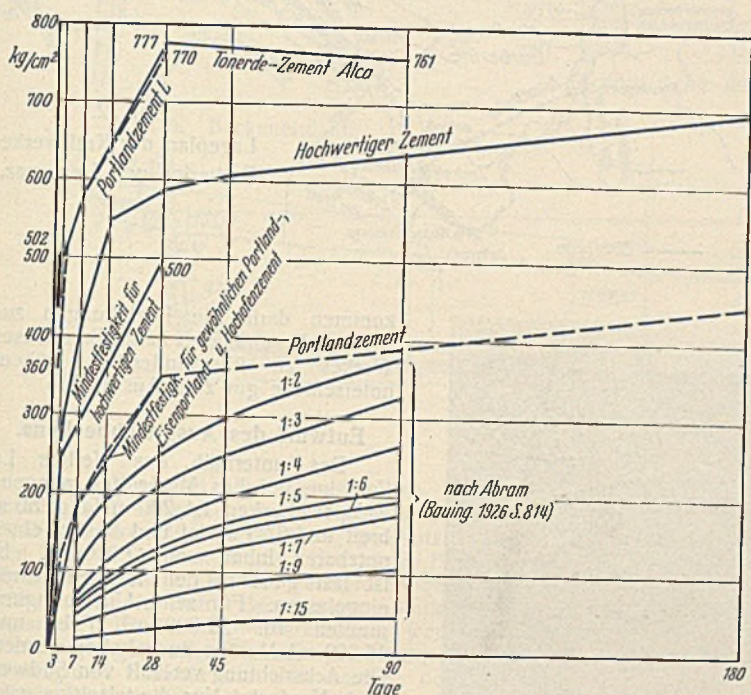


Abb. 12.

Als einfachstes Mittel, um die schädlichen Auswirkungen des Schwindens zu mildern, kommt für die Baupraxis die Anordnung von Dehnungs- und Schwindfugen in Betracht. Man zerlegt lange Betonkörper, z. B. Mauern, Wände, Brüstungen in einzelne Abschnitte. Hinterfüllte Stütz- und Futtermauern werden alle 10 bis 20 m mit durchgehenden Fugen versehen, bei freistehenden Mauern sind Teilabschnitte von 5 bis 10 m erwünscht, bei Brüstungen und Abdeckschichten ist man mit der Fugenteilung je nach den örtlichen Verhältnissen bis auf 2 m heruntergegangen.

Auch bei langen Eisenbetonbauwerken ist eine Unterteilung durch Fugen notwendig. Eisenbetonhochbauten von großer Längenausdehnung werden zweckmäßig durch Trennungsfugen in Teilabschnitte bis zu 40 m Länge zerlegt. Bei Brücken mit auf Säulen gestellter Fahrbahnkonstruktion, die der Witterung und der Sonnenbestrahlung mehr ausgesetzt sind, empfiehlt sich die Anordnung von Trennungsfugen in kürzeren Abständen. Der Einfluß des Schwindens auf ein solches Tragwerk ist beispielsweise in Abb. 13 dargestellt, wobei das Schwindmaß entsprechend den Versuchs-

ergebnissen mit $\frac{25}{10^5}$ in Rechnung zu stellen ist. Die Verformung durch Schwinden ist in Abb. 13a schematisch wiedergegeben. Bauwerke mit hohen elastischen, mit den Trägern biegungsfest verbundenen Stützen verhalten sich günstiger als Bauwerke mit niederen und starken Stützen. Dementsprechend sind bei letzteren die Trennungsfugen in kurzen Abständen anzuordnen. Man kann bis zu einem gewissen Grade den Einfluß des Schwindens durch einen geeigneten Betonierungsvorgang herab-

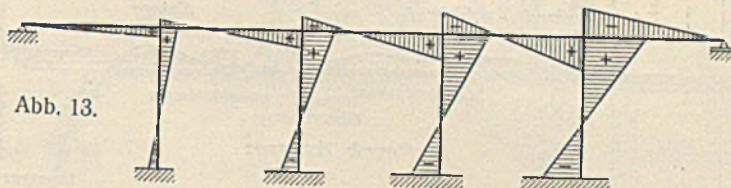


Abb. 13.



Abb. 13a.

setzen, indem man die Träger nicht in einem Stück durchlaufend, sondern mit längeren Unterbrechungen betoniert, wie das in Abb. 14 angedeutet ist. Sind die durchlaufenden Hauptträger längsbeweglich gelagert, so kann man mit den Trennungsfugenabständen unbedenklich über 40 m hinausgehen. In dieser Weise sind schon Träger von 60 m Gesamtlänge und mehr ohne Anstand ausgeführt worden. Die zulässige Länge der Teilabschnitte ist dabei von der Art und Ausbildung der Lager abhängig. Die primitiven Gleitflächenlager gestatten wegen der hohen Reibungskräfte nur eine Länge bis höchstens 20 m. Bei größeren Abständen der Trennungsfugen bis 35 m sind eiserne Tangentialkipplager, bei noch größeren Abständen eiserne Rollenlager erwünscht. Statt der von dem Eisenbau übernommenen eisernen Lagerkonstruktionen hat man im Eisenbetonbau neuerdings hohe Eisenbetonstelzenlager ausgeführt, die sich gut bewährt haben und die den Längsbewegungen weniger Reibungswiderstand entgegensetzen.



Abb. 14.

Bei hohen Bauwerken kann die Schrumpfung in senkrechter Richtung sich im allgemeinen ungehindert vollziehen, wenn die Stützung gleichartig ist. Wenn dagegen bei Hochhäusern die Außenwände aus Haustein oder Ziegelmauerwerk und die Innenstützen aus Eisenbeton hergestellt werden, so kann das ungleichmäßige Schrumpfen sich nachteilig auswirken. Durchlaufende Träger und Decken, die einesteils auf Mauerwerk andernteils auf Beton- oder Eisenbetonstützen aufliegen, erfahren durch die ungleichmäßigen Stützensenkungen Zusatzspannungen, die zu Rissebildungen führen können. Um solche Auswirkungen des Schwindens zu verhindern, dürfte es sich deshalb empfehlen, das Traggerippe eines Hochbaues einheitlich aus einem Baustoff herzustellen. (Fortsetzung folgt.)

Das Ausgleichbecken von Les Marécottes des Kraftwerkes Vernayaz der Schweizerischen Bundesbahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. sc. techn. E. Wiesmann, Zürich.

Einleitung.

Es seien zunächst einige Angaben über das Kraftwerk, zu dem das Ausgleichbecken gehört, sowie über das damit verbundene Speicherkraftwerk La Barberine gemacht. Ihre Verbindung ermöglicht nach vollständigem Ausbau die Lieferung einer konstanten Energie von 42 000 PS ab Turbinenwelle, unter Ausnutzung eines Bruttogefälles von 1432,50 m auf einer wagerechten Längsentwicklung von 14,5 km, wovon rd. 760 m auf einen Höhenunterschied auf die obere Stufe von La Barberine und ungefähr 670 m auf die untere Stufe Vernayaz entfallen (Abb. 1).

Das Speicherbecken Barberine¹⁾ mit einem nutzbaren Stauinhalt von 37,5 Mill. m³ Wasser wird durch eine Schwergewichtstaumauer mit 264 m Kronenlänge, die sich ungefähr 80 m über die tiefste Fundamentsohle erhebt, gebildet. Der als Druckstollen ausgebildete Zulaufstollen ist 2130 m lang. Die daran anschließende Druckleitung zwischen den Koten 1822 und 1127 m leitet das Druckwasser nach der Zentrale Le Châtelard. Diese enthält vier Maschinengruppen, die, zusammen an der Turbinenachse gemessen, 60 000 PS abzugeben imstande sind, bei einem Wasser-

verbrauch von 1,5 m³/Sek. und einem mittleren Nutzgefälle von 714 m.

Das Abwasser wird in den Stollen der unteren Stufe geleitet. Außerdem hat das Kraftwerk Vernayaz seine eigenen Zuflüsse, nämlich Eau Noire (Längenprofil Abb. 1), le Triège und endlich le Trient, dessen Wasserfassung gegenwärtig im Bau ist, sowie andere Gebirgsbäche, die in der Zentrale Vernayaz zur Wirkung kommen.

Dieser Zuleitungsstollen bis zum Übergang in die Druckleitung ist 9,5 m lang; er ist auf 6,2 km bis zum Ausgleichbecken, bei km 7,8 (Nullpunkt bei der Wasserfassung der Eau Noire) als Freilaufstollen mit hufeisenförmigem Profil ausgebildet; unterhalb des Ausgleichbeckens folgt der Druckstollen mit Kreisprofil und daran anschließend die untere Druckleitung und die Zentrale Vernayaz. Der Plan, Abb. 2, zeigt die gegenseitige Lage der einzelnen Teile der Anlage als: Speicherbecken, Zuleitung des Nant de Drance in dieses, Staumauer, oberer Zuleitungsstollen, Druckleitung, Zentrale Le Châtelard, Wasserfassung der Eau Noire, Zuleitung aus dem Trient, unterer Zuleitungsstollen mit Wasserfassung des Triège, Überlauf und Ausgleichbecken, Wasser-schloß, Druckleitung, Zentrale Vernayaz und Unterwasserkanal bis zur Rhône.

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 13, S. 134.

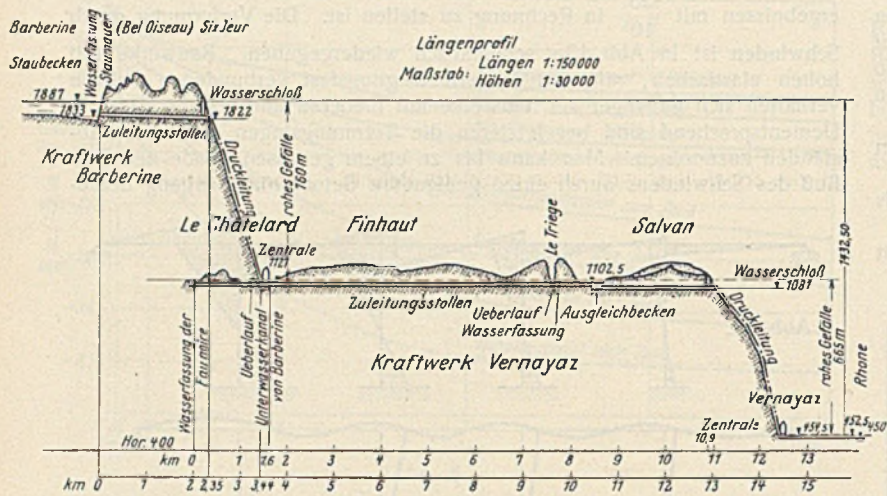


Abb. 1.

Übersichtslängsprofil der beiden Stufen Barberine und Vernayaz.

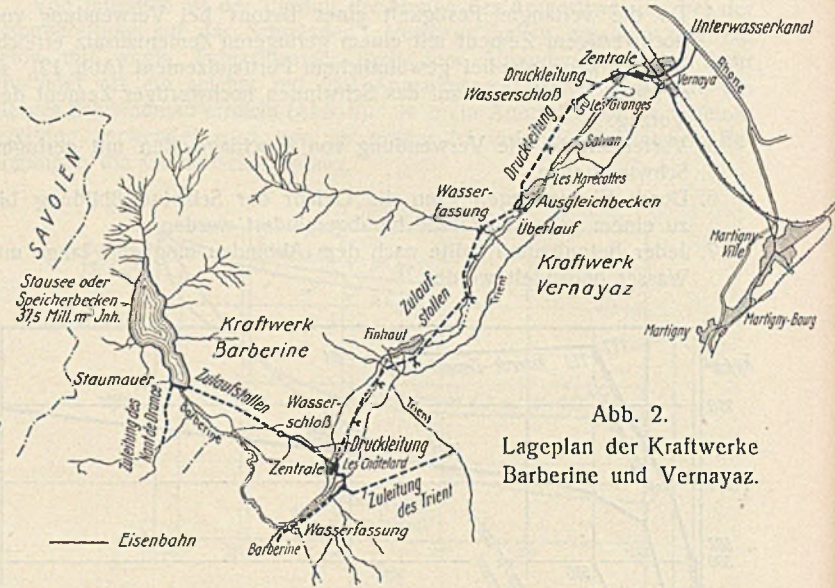


Abb. 2.

Lageplan der Kraftwerke Barberine und Vernayaz.

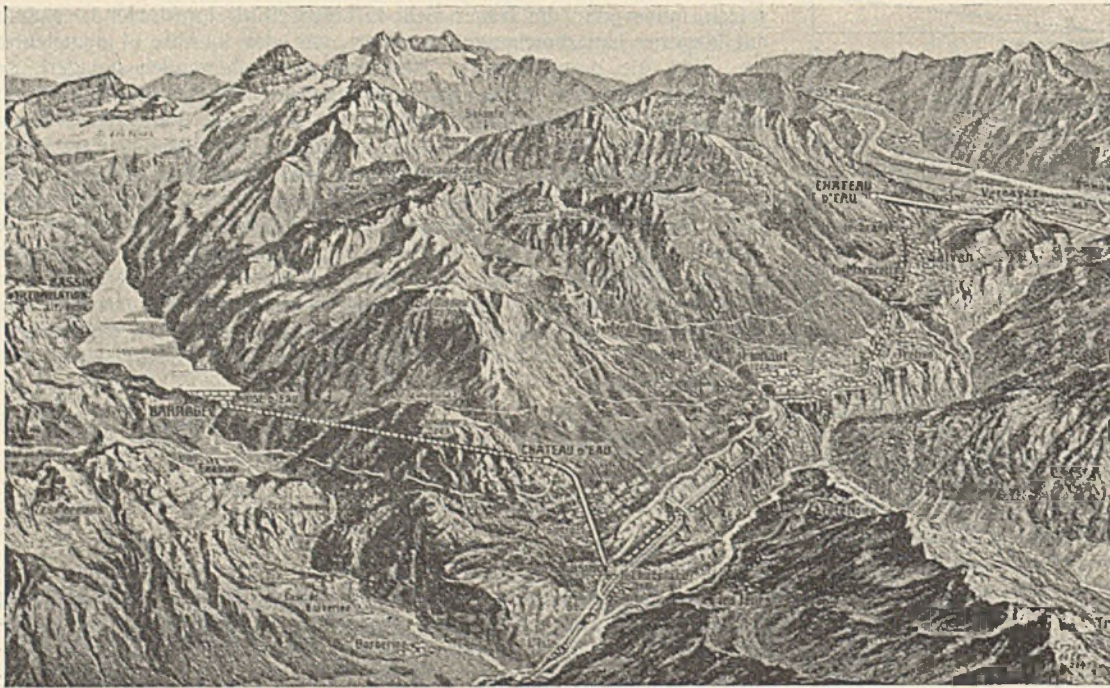


Abb. 3. Reliefbild der Täler der Barberine, der Eau Noire, des Trient und der Rhone.

Beinahe alle genannten Teile sind zu erkennen in der Reliefkarte, Abb. 3, der Täler Barberine, Eau Noire, Trient und Rhone²⁾, außerdem

²⁾ Aus Broschüre Edition Labor, Genf. Les Grands Chantiers de Barberine.

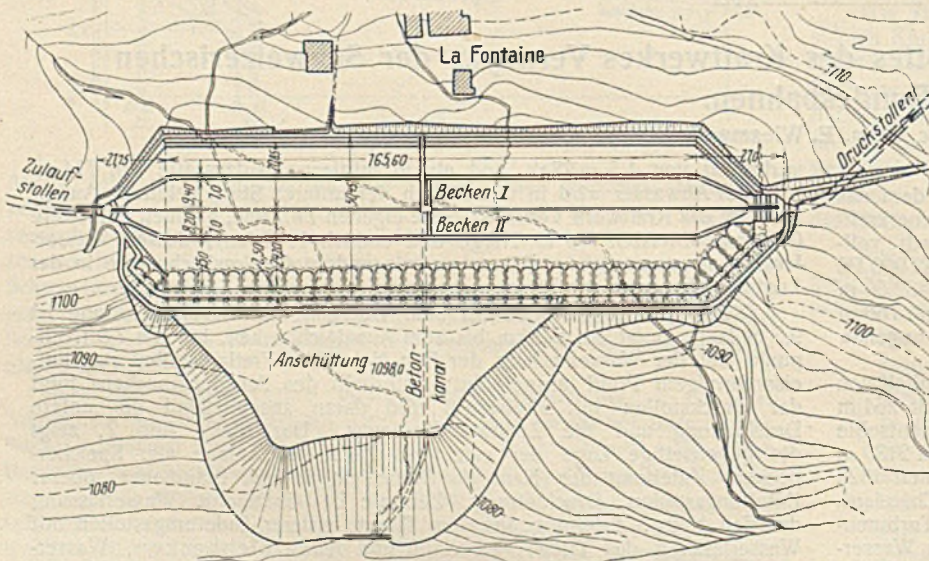


Abb. 4. Lageplan des Ausgleichbeckens.

kommen darin die Beziehungen zur Alpenwelt und die beim Bau dieses Werkes zu überwindenden Höhenunterschiede gut zum Ausdruck.

Entwurf des Ausgleichbeckens.

Das unterhalb des Weilers La Fontaine bei Les Marécottes gelegene Ausgleichsbecken ist 200 m lang, 50 m breit und 6,25 m tief und besitzt einen nutzbaren Inhalt von 47 000 m³. Es ist fast ganz in den felsigen Grund eingelassen. Für seine Unterbringung mußten rd. 23 000 m³ Fels und 16 000 m³ Moräne ausgehoben werden. Die Achsrichtung verläuft von Südwest nach Nordost. Nur die talseitige, südöstliche Begrenzung tritt aus dem Boden heraus (Abb. 4). Sie wird durch eine Reihe von 36 schief aufragenden Gewölben aus Eisenbeton, ähnlich einer Vielfachbogenstaumauer von 6 m Höhe gebildet, die parallel zur Bauachse verläuft; dazu kommen noch eine geringe Anzahl schiefgestellter Bogen als Abschluß beim Einlauf und Auslauf. Der Gewölbehalmmesser mißt 3 m und der Pfeilerabstand 4,60 m. Die Wandstärke beträgt 0,12 m und die Pfeilerstärke 0,25 m (Abb. 7).

Das Ausgleichsbecken dient zur Deckung der großen Spitzenleistungen und ist derart berechnet, daß bei stärkerer Stromabgabe aus diesem Vorrat den Turbinen über den normalen Zufluß Wasser zugeführt werden kann. Der Berechnung des Staubeckeninhaltes wurde für die Zentrale Vernayaz eine mittlere Belastung von 40 000 PS zugrunde gelegt, die zur Spitzendeckung für kurze Zeit bis auf 90 000 PS erhöht werden kann. Aus dieser Annahme ging der obengenannte Inhalt von 47 000 m³ hervor. Der Spitzendeckung entspricht zeitweilig ein Höchstwert der Liefermenge von 14 m³/Sek. im Stollen unterhalb des Ausgleichbeckens.

Der Untergrund des Beckens gehört der Karbonformation an und besteht aus grobgeschichtetem Kalkschiefer mit stark aufrichteter Lagerung. Dieses Gestein konnte zur Betonierung nicht benutzt werden, hingegen fand sich genügend Material in der darauf lagernden Moräne.

Bei gefülltem Becken (Stauziel 1103,35 m) tritt das Wasser unter einem Druck von 1,48 m über dem Stollenscheitel in die Vorkammer ein, die sich im Grundriß trichterförmig erweitert und hierauf in zwei Arme teilt, die den Einlauf zu den zwei getrennten Hälften des Staubeckens bilden (Abb. 5) und durch Schütze einzeln geschlossen werden können. Abb. 6 stellt einen Längsschnitt durch den Einlauf und den rechten Arm dar; daraus sind alle Verhältnisse ersichtlich.

Die Trennung des Beckens in zwei Abteile wird durch eine Scheidewand aus Eisenbeton bewirkt, deren Oberkante sich 2,50 m über die tiefste Absenkung erhebt. Sie liegt demnach 3,75 m unter dem Wasserspiegel des gefüllten Beckens. Diese Teilung erlaubt, das eine oder andere Abteil während des Betriebes vom abgelagerten Schlamm zu reinigen.

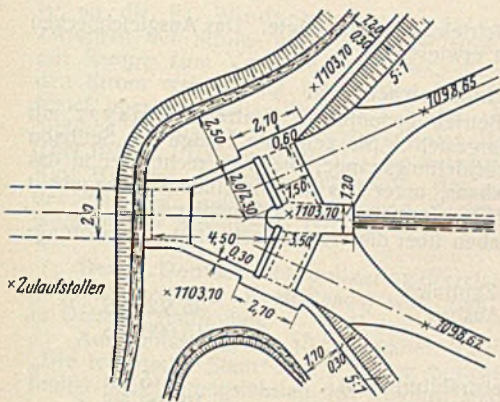


Abb. 5. Beckeneinlauf.

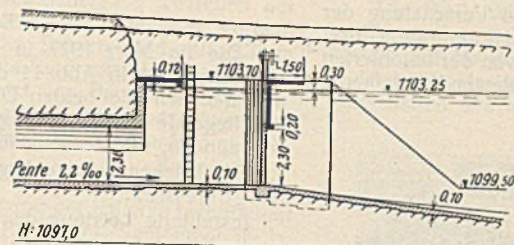


Abb. 6. Schnitt durch den Einlauf, rechts.

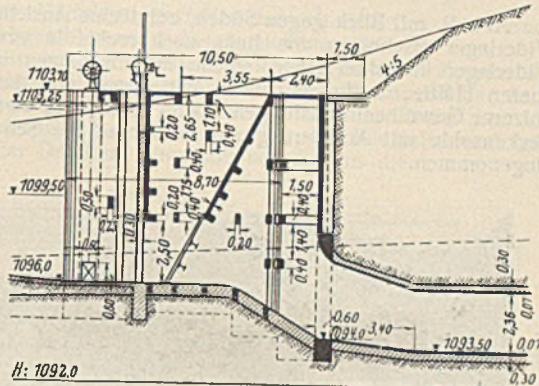


Abb. 8. Längenschnitt des Auslaufes.

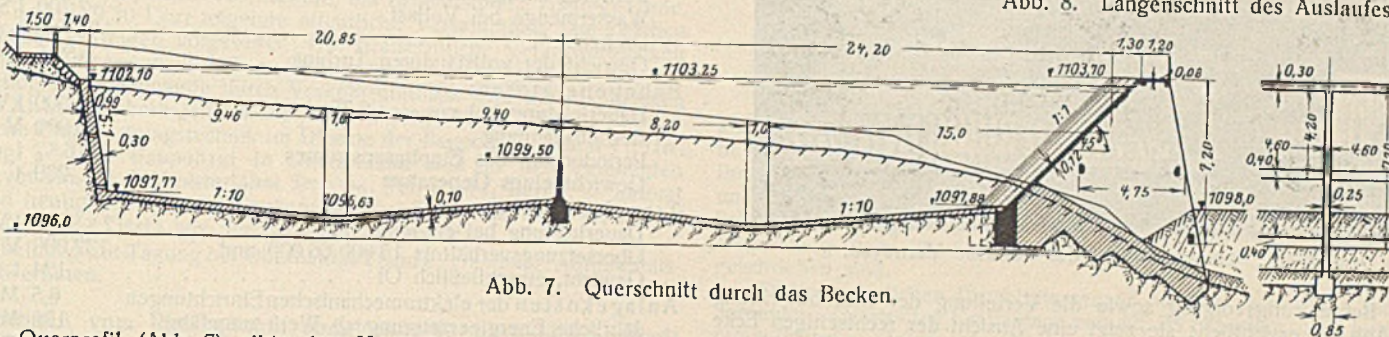


Abb. 7. Querschnitt durch das Becken.

Das Querprofil (Abb. 7) gibt eine Vorstellung vom Aufbau des Beckens. Die bergseitige Felsböschung 1:5 des Aushubes ist mit einer 0,30 m starken Betonverkleidung geschützt. An der Oberkante verläuft ein Weg von 1,50 m Breite. Der felsige Boden erhielt eine 10 cm starke Betonsohle mit doppelter, zehnprozentiger Querneigung in der Weise, daß durch die Mitte der beiden Abteile eine Rinne von 1 m Breite entstand. In der Sohlenverkleidung wurden in Abständen von 11 m Dehnungsfugen offengelassen. Der wasserdichte felsige Untergrund erlaubte die Offenhaltung der Fugen; dadurch wird erreicht, daß beim Entleeren des Beckens unter der Sohle kein nachteiliger Auftrieb entsteht. In der Profilmitte erhebt sich die vorhin besprochene Trennungswand. Die rechte Seite zeigt ein im Auflager geschnittenes Gewölbe der talseitigen Wand. Die in 4,60 m Abstand angeordneten Widerlager aus Eisenbeton sind 0,25 m stark und besitzen normalerweise ein 0,85 m starkes, im Fels verzahntes Fundament. Die Breite und sonstige Ausbildung der Fundamente richtet sich nach der Tiefe des Felsvorkommens unter dem Bergschutt. Die Widerlagerkronen sind durch eine 8 cm starke, als Gehweg dienende Platte verbunden. Zwischen den Widerlagern sind zur Absteifung zwei bis drei 40×20 cm starke Spannriegel aus Eisenbeton eingezogen.

Am unteren Ende des Beckens laufen die Seitenwände wieder trichterförmig zusammen und führen zu dem zweiseitigen Auslauf (Abb. 4). Jedes Beckenabteil hat demnach einen besonderen Auslauf von 2,50 m l. W. mit Dambalken und weiter unten mit Schützen und schräg aufstehendem Feinrechen (Abb. 8). Hierauf vereinigen sich beide, um durch ein geneigtes konisches Übergangsstück in den kreisrunden Druckstollen einzutreten, an dessen Sohle hier bei gefülltem Becken ein statischer Druck von 10 m Ws. herrscht.

In der Beckenmitte verläuft quer ein Grundablaß, dessen beide Schütze so angeordnet sind, und abwechselnd geöffnet oder geschlossen werden können, daß jedes Abteil einzeln vom abgesetzten Schlamm gereinigt werden kann.

Die Bauausführung.

Baubeginn im Januar 1925. Die ersten Arbeiten betrafen die Baustelleneinrichtungen, das Legen der Dienstgleise und das Abtragen der Moräne; das brauchbare Material wurde für die Betonierung ausgeschieden und der Rest, etwa $10\,000\text{ m}^3$, nach der Anschüttung verbracht. Der darunterliegende Fels wurde in Bohrerbetrieb und mit Sicherheitsprengstoff gelöst. Zum Abtransport des Materials diente eine 24-PS-Benzinlokomotive.

An Baugeräten und -maschinen waren vorhanden: zwei Kompressoren Ingersoll für je $12\text{ m}^3/\text{Min.}$ angesaugte Luft, ein Umformer von 40 kVA und ein zweiter von 107 kVA zur Umwandlung des Primärstromes von 16 000 V auf 380 V. Ferner waren zwei leistungsfähige Steinbrecher in Tätigkeit.

Das erste Baujahr war hauptsächlich dem Erd- und Felsaushub sowie der Aufbereitung des Betonmaterials

gewidmet. Mit dem Freiwerden der Beckensohle wurden dort Sand- und Schottervorräte aufgespeichert.

Im Frühjahr 1926 wurde mit der Betonierung der bergseitigen Betonverkleidung begonnen. Gleichzeitig wurden die Widerlager und schiefen Gewölbe der talseitigen Begrenzung in Angriff genommen. Die Widerlager wurden zuerst auf halbe Höhe gebracht und in einem zweiten Angriff bis zur Mauerkrone betoniert.

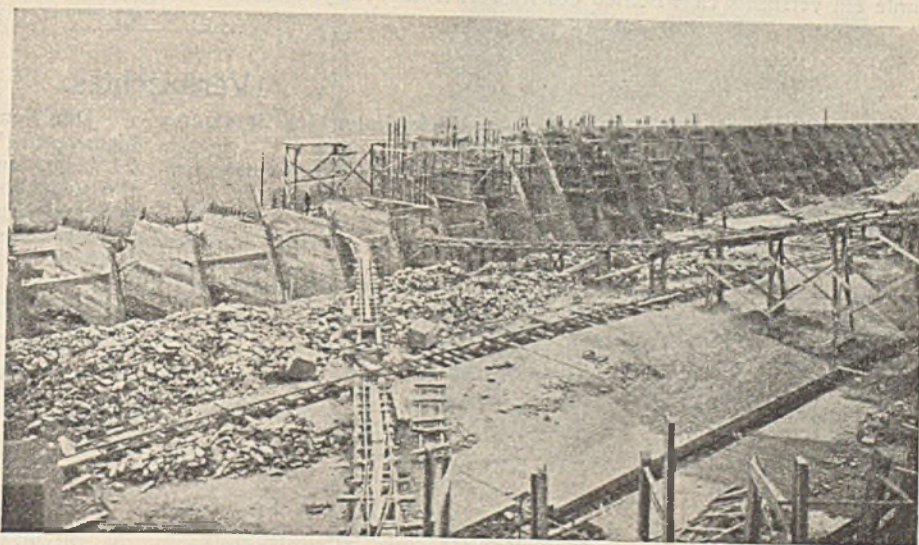


Abb. 9. Bauplatzeinrichtung.



Abb. 10. Rechtseitige Ecke am Einlauf.

Abb. 9, mit Blick gegen Süden, zeigt eine Ansicht der Baustelle. Die Widerlager erscheinen von links nach rechts in verschiedenen Stadien: Widerlager in halber Höhe, solche mit Eisenlagen und Verschalung der oberen Hälfte, fertig betoniertes Widerlager und im Hintergrunde drei hölzerne Gewölbeeinschalungen. Der Vordergrund wird von der betonierten Beckensohle mit Aussparung zur Aufnahme der Scheidewandfundamente eingengenommen.

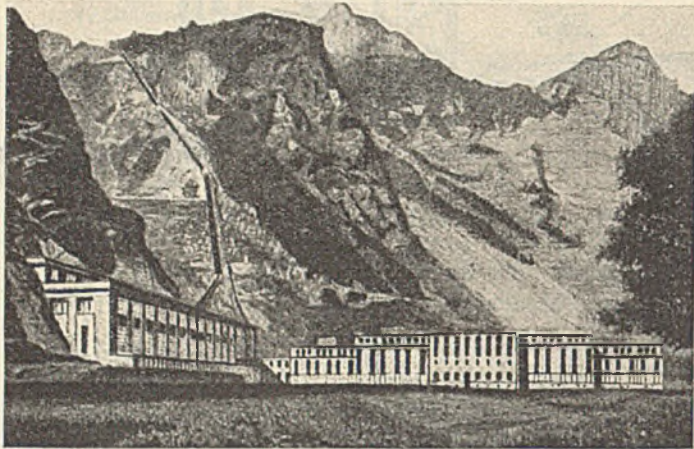


Abb. 11. Gesamtansicht der Zentrale Vernayaz.

Der Betonierungsvorgang sowie die Verteilung der Eisenbewehrung ist aus Abb. 10 ersichtlich; sie zeigt eine Ansicht der rechtseitigen Ecke des Einlaufes. Die Umfassungsmauern der trichterförmigen Erweiterung wurden auf der Wasserseite mit der Zementkanone aufgeführt. In gleicher Weise wurden die bewehrten Gewölbe behandelt. Drei der Gewölbe sind auf der Rückseite verschalt und mit Eisen bewehrt, bereit zur Aufnahme der Torkretierung. Die dunklen Streifen auf der betonierten Wand sind Wasserflecken, die später wieder verschwinden.

Das Ausgleichbecken wurde im Dezember 1926 vollendet. Die erste Füllung fand am 16. Dezember statt. Von da ab bis zum 1. März 1927 wurde ein versuchsweiser Betrieb des Wasserwerkes Vernayaz unterhalten,

dem dann die regelmäßige Betriebsaufnahme folgte. Das Ausgleichbecken hat sich als vollständig dicht erwiesen.

Schlußbetrachtung.

Die im März 1927 in Betrieb genommene Zentrale Vernayaz mit Umgebung ist in Abb. 11 dargestellt. Sie zeigt am Hange die Seilbahn und daneben die beiden Druckleitungsstränge, die von rechts her in das hochliegende Rohrverteilungshaus, unter das der Maschinensaal angebaut ist, münden, und rechts das Transformatoren- und Schaltshaus.

Nachstehend einige Angaben über die elektromechanische Ausrüstung: Allgemeines:

Installierte Leistung der Zentrale	
beim gegenwärtigen Ausbau	96 500 PS
beim Vollausbau	115 000 PS
Turbinen:	
Anzahl der Turbinen (Freistrahlturbinen)	5
Leistung an der Turbinenwelle	19 300 PS
Mittleres Nutzgefälle	630 m
Wassermenge bei Vollast	2 700 l/Sek.
Drehzahl	333 1/3 i. d. Min.
Gewicht der vollständigen Turbine	59,5 t
Balgeneratoren:	
Dauerleistung bei $\cos \varphi = 0,75$	11 000 kVA
Betriebsspannung	15 000 V
Periodenzahl des Einphasenstromes	16 2/3 i. d. Sek.
Gewicht eines Generators	239 t
Transformatoren:	
Dauerleistung bei $\cos \varphi = 0,75$	2 x 9000 kVA
Übersetzungsverhältnis 15 000/66 000 und	132 000 V
Gewicht, einschließlich Öl	124 t
Anlagekosten der elektromechanischen Einrichtungen	6,5 Mill. Fr.
Jährliche Energieerzeugung ab Werk ungefähr	170 Mill. kWh
Gestehungspreis je kWh	1,55 Cts.
und für die Kraftwerke Barberine und Vernayaz als Ganzes bei Erzeugung von 230 Mill. kWh	2,5 Cts.

Das von den Schweizerischen Bundesbahnen zuletzt erstellte Kraftwerk Vernayaz in der Rhôneebene ist das vierte und zugleich das größte Kraftwerk. Mit Rücksicht auf verschiedene neuartige Einrichtungen gilt es als eine der bedeutendsten Anlagen dieser Art in Europa, die auch die stärkste Beachtung der in- und ausländischen Fachwelt gefunden hat.

Vermischtes.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1928. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studie- rende	b) Fach- hörer	c) Gast- hörer	Ins- gesamt ¹⁾	Davon:		
					Deutsche	Aus- länder	Aus- länder deutsch. Abkunft
Aachen	947	38	504	1489 (1892)	1409	80	—
Berlin	4625	154	419	5198 (5344)	—	—	—
Braunschweig	952	72	38	1062 (1140)	983	79	—
Breslau	834	39	19	892 (958)	—	—	—
Danzig	1525	29	100	1654 (1723)	—	—	—
Darmstadt	2323	33	195	2551 (2651)	2369	131	51
Dresden	2705	121	211	3037 (2953)	2481	204	141 ²⁾
Hannover	1772	55	70	1897 (2252)	1819	78	—
Karlsruhe	1169	41	122	1332 (1397)	1207	83	42
München	3976	37	135	4148 (4365)	3783	155	210
Stuttgart	1616	52	—	1668 (2403)	1578	46	44

¹⁾ Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1927/28. — ²⁾ Nur Studierende und Fachhörer.

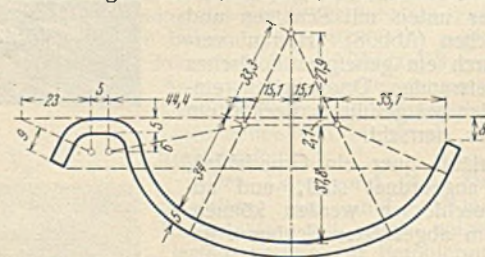
Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Inge- nieur- bau- wesen	Archit- tektur	Ma- schin- nen- bau	Elek- tro- tech- nik	Chemie	Hütten- kunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen	116	72	204	113	49	229	68
Berlin	642	329	1399	1104	294	107	248
Braunschweig	117	76	261	152	118	—	228
Breslau	59	—	286	157	102	105	125
Danzig	237	117	457	231	137	—	153
Darmstadt	268	219	781	507	137	—	411
Dresden	229	172	843	273	—	—	1188
Hannover	302	154	712	397	120	—	87
Karlsruhe	156	159	399	265	117	—	73
München	581	319	1911	311	—	—	854
Stuttgart	209	288	512	229	188	4	206

Außerdem: Bergbau: Aachen 96, Berlin 210. — Schiff- und Schiffsmaschinenbau: Berlin 292, Danzig 193.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. August ausgegebene Heft 16 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Die neue Volksschule in Celle. — Dr. Heymann: Der Januskopf des Wohnungsbaues. — Geh. Oberregierungsrat Dr. Pauly: Der Kleingarten im Stadtbauplan. — Dipl.-Ing. Castner: Die Ausrüstung der Wohnhausbaustelle.

Stollenbleche an Stelle von Holzpfählen bei Tunnelbauten im Städtischen Tiefbau. In der „Bautechnik“ 1928, Heft 21, S. 287, wurde über einen neuartigen Tunnelvortrieb im Bereiche des Städtischen Tiefbaues berichtet. Im Schlußsatze wurde darauf hingewiesen, daß die Bauleitung aus wirtschaftlichen Gründen eine Vergrößerung der Rahmenentfernungen von 0,65 auf 1,20 m beabsichtige.



Der Sicherheit halber habe ich die zur Verwendung gelangenden neuartigen Stollenbleche, deren Form aus der nebenstehenden Abbildung ersichtlich ist, in der Maschinenbauanstalt „Humboldt“ in Köln-Kalk einer Prüfung unterzogen. Bei 10 t Belastung, 0,65 m freier Länge und 1 m Feldbreite ergab sich eine Durchbiegung in der Mitte von 2 mm, bei 1,20 m freier Länge eine solche von 12 mm. In beiden Fällen blieben die Bleche unversehrt, so daß die größere Spannweite unbedenklich zugelassen werden darf. Die vom Kölner Bauamte vorgeschlagene Querschnittsform der Bleche hat somit ein sehr großes Widerstandsmoment ergeben. Prof. S. Deutsch.

Straßenbrücke über die Warthe. Der Kreis Ausschuß Landsberg a./W. hat mit dem Neubau einer Straßenbrücke über die Warthe bei Fichtwerder zwischen Cüstrin und Landsberg zur Erschließung des Warthebruches begonnen. Es handelt sich um eine Brücke von nahezu 700 m Länge, also um eine der längsten Straßenbrücken in Deutschland. Die Arbeiten für die Strombrücke, bestehend aus einer 90 m weiten Mittelöffnung und zwei Seitenöffnungen von 25 m, deren durchgehender Überbau in St 48 ausgeführt wird und in der Mittelöffnung über der Fahrbahn liegende Fachwerkbogen enthält, ist samt Unterbau und Druckluftgründung an die Fa. Christoph & Unmack A.-G., Niesky O.-L., übertragen. Die über 500 m lange Flutbrücke, eine Eisenbetonbrücke auf etwa 25 m voneinander entfernten Pfeilern, die auf Mastpfählen gegründet werden,