

# DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 9. Oktober 1925

Heft 44

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Tanna-Tunnel bei Atami in Japan.

### Die Atami-Bahn.

Von Regierungsbaumeister Briske, Siemens-Bauunion, Niederlassung Tokyo.

Die japanische Staats-Eisenbahnverwaltung verfügt über eine reiche, über fünf Jahrzehnte lange Erfahrung im Tunnelbau. Die im Betriebe befindlichen Tunnelstrecken sind etwa 300 km lang. Während

einerseits mit dem Industriezentrum Osaka und der Hafenstadt Kobe andererseits.

Die Steigungsverhältnisse der Bahn sind günstig, mit Ausnahme

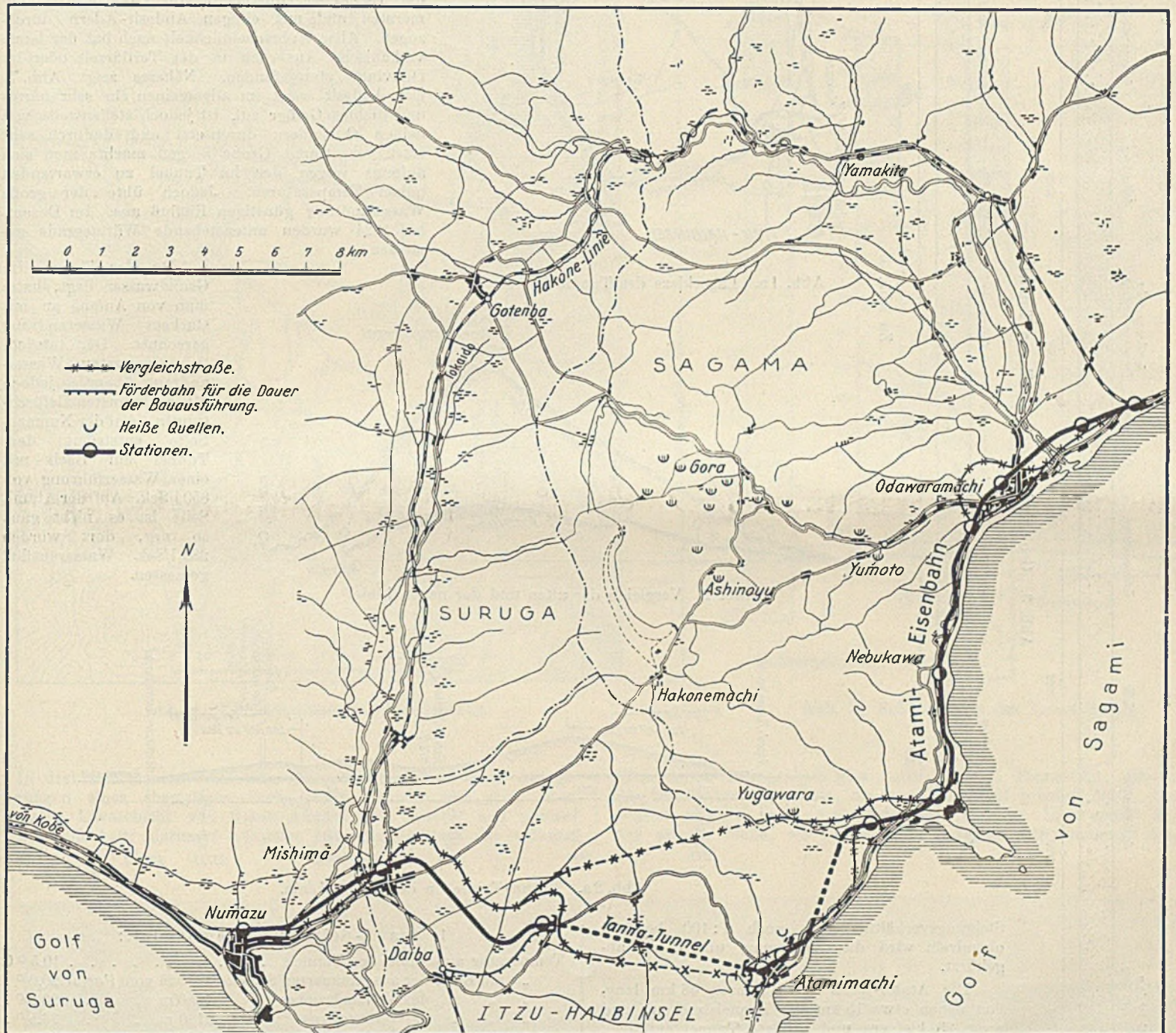


Abb. 1. Übersichtsplan der Atami-Bahn.

die Tunnelausführungen bisher stets glatt vonstatten gingen, stellten sich bei dem zurzeit in Ausführung begriffenen Tanna-Tunnel ungewöhnliche Schwierigkeiten heraus. Eine Beschreibung des Tunnelbaues dürfte daher wohl über die Grenzen Japans hinaus Interesse bieten.

Vor etwa 30 Jahren wurde die wichtigste Bahnlinie Japans, die Tokkaido-Bahn, erbaut. Im wesentlichen der Ozeanküste folgend, verbindet sie die Hauptstadt Tokyo und den Haupthafen Yokohama

des durch das Bergland von Hakone führenden Teiles. Die Bahn führt dort bei Gotenba am Fuße des Fuji, des höchsten Berges in Japan, vorbei, mit einer verlorenen Steigung von 450 m bei einem Steigungsverhältnis von 1:40. Im Hinblick auf den unerwartet hohen Aufschwung des Personenverkehrs und insbesondere des Güterverkehrs entschloß man sich schon im Jahre 1912, die Strecke Koze—Numazu (Abb. 1, 1a, 2 u. 2a) durch eine neue Linie, die Atami-Bahn, zu ersetzen, bei der die verlorene Steigung nur noch rd. 100 m, das



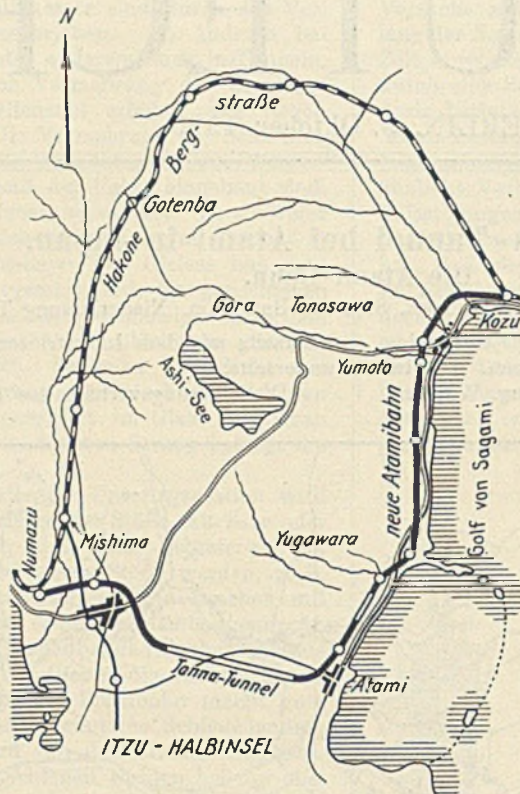


Abb. 1a. Lageskizze des Tanna-Tunnels.

(siehe meine Veröffentlichung im „Bauingenieur“ 1924, Heft 11). Die Tunnelbauten sind jedoch, abgesehen von ein paar ungefährlichen Rissen nahe den Portalen, unversehrt geblieben.

Geologische Vorbedingungen: Die Izu-Halbinsel wird geologischerseits als der stehengebliebene Rand eines abgesunkenen Kraters angesehen, dessen Mittelpunkt in der Sagami-Bay, gerade gegenüber der Stadt Atami liegt. In einiger Entfernung, ebenfalls in der Sagami-Bay, lag der Herd des Erdbebens vom 1. September 1923, dem Tokyo und Yokohama, in noch schlimmerem Maße die Ortschaften um Atami herum, zum Opfer fielen.

Längs der Tunnelstrecke besteht das Grundgestein aus Tuff mit tierischen Versteinerungen aus der Tertiärzeit, überlagert von Lava und Agglomeraten und mit einigen Andesit-Adern durchzogen. Aller Wahrscheinlichkeit nach hat der letzte vulkanische Ausbruch in der Tertiärzeit oder im Diluvium stattgefunden. Näheres zeigt Abb. 3. Der Andesit weist im allgemeinen ein sehr hartes und dichtes Gefüge auf, ist jedoch stellenweise von heißen Quelladern durchsetzt und dadurch sehr stark verwittert. Große Sorgen machte man sich anfangs wegen der im Tunnel zu erwartenden hohen Temperaturen. Jedoch übte der große Wasserzudrang günstigen Einfluß aus. Im Dezember 1924 wurden untenstehende Wärmegrade gemessen.

Da der Tunnel im Grundwasser liegt, hatte man von Anfang an mit starkem Wasserandrang gerechnet. Der tatsächlich eingetretene Wasserandrang überstieg jedoch die schlimmsten Befürchtungen. Auf der Numazu-Seite entströmt dem Tunnel ein Bach mit einer Wasserführung von 850 l/Sek. Auf der Atami-Seite ist es nicht ganz so arg, dort wurden 285 l/Sek. Wasserausfluß gemessen.

Zu Abb. 3.

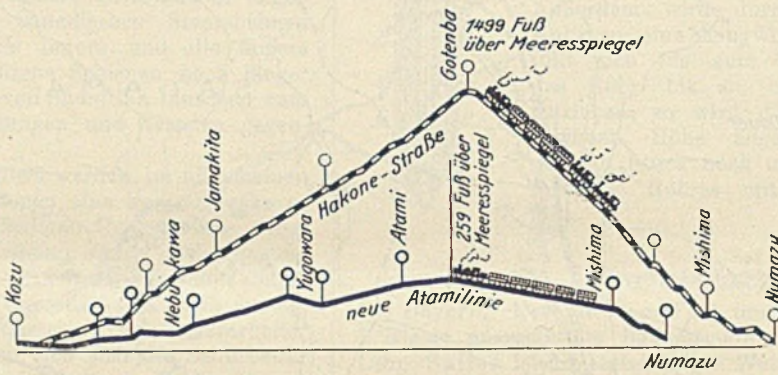


Abb. 2. Vergleich der alten und der neuen Linie.

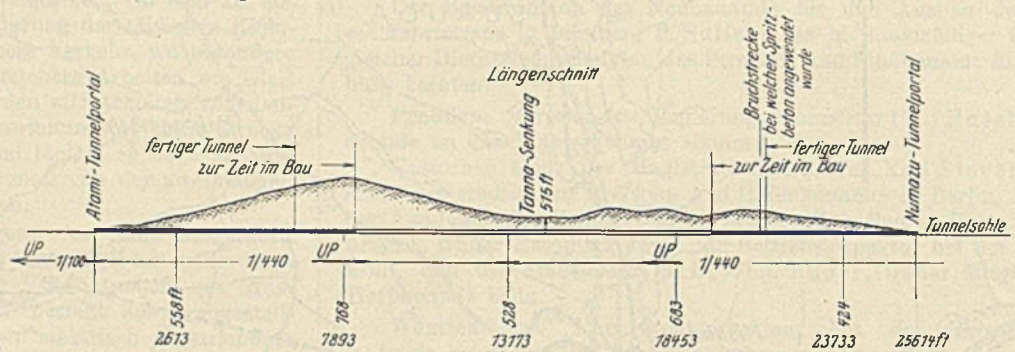


Abb. 2a. Tanna-Tunnel in der Atami-Linie.

Steigungsverhältnis nur noch 1:100 beträgt; obendrein wird die Entfernung um 12 km abgekürzt.

Die Atami-Bahn ist im ganzen 48 km lang, von denen etwa 15 km auf Tunnelstrecken, und zwar 23 kleinere und größere Tunnel entfallen. Von Kozu bis Atami, einem durch seine heißen Quellen berühmten Badeort, verläuft die Bahn längs der Steilküste die Sagami-Bay. Bei Atami beginnt der 8 km lange Tanna-Tunnel, mittels dessen die Bahn den die Izu-Halbinsel bildenden Bergrücken unterfährt. Der Tunnelausgang liegt unweit Mishima, kurz vor Numazu.

Das Erdbeben vom 1. September 1923 hat an Stütz- und Futtermauern und Brücken der Atami-Bahn schwere Zerstörungen angerichtet

1. Atami-Seite. 9. Dezember 1924:

Temperatur außerhalb des Tunnels	10,5 °C
„ am Ende der ausgemauerten Strecke 1610 m vom Portal	20,0 „
„ „ „ des Vollaushruches 1850 m „ „	20,0 „
„ „ „ Firststollens 2180 m „ „	16,5 „
„ „ „ Sohlstollens 2520 m „ „	17,7 „
„ des hervorquellenden Wassers	16,7 „

2. Numazu-Seite. 18. Dezember 1924.

Temperatur außerhalb des Tunnels	4,0 °C
„ am Ende der ausgemauerten Strecke 803 m vom Portal	17,0 „
„ „ „ des Vollaushruches 1450 m „ „	17,0 „
„ „ „ Firststollens 1590 m „ „	17,5 „
„ „ „ Sohlstollens 1980 m „ „	17,0 „
„ des hervorquellenden Wassers	15,5 „



Abb. 3. Geologisches Profil des Tanna-Tunnels.



In Anbetracht der unerwarteten Schwierigkeiten macht man sich einige Sorge wegen des weiteren Tunnelfortschrittes unter der Tanna-Senke, nach der der Tunnel seinen Namen trägt (Abb. 4 u. 5). Die Ansichten der Geologen gehen auseinander, ob die Tanna-Senke ihren Ursprung der Erosion, einer Verwerfung oder vulkanischer Ursache verdankt. Um näheren Aufschluß über die geologischen Bedingungen zu gewinnen, entschloß man sich im März 1924, vier Bohrungen mittels Diamantbohrer längs des Tunnels im Gebiet der Tanna-Senke in Angriff zu nehmen (Abb. 6).

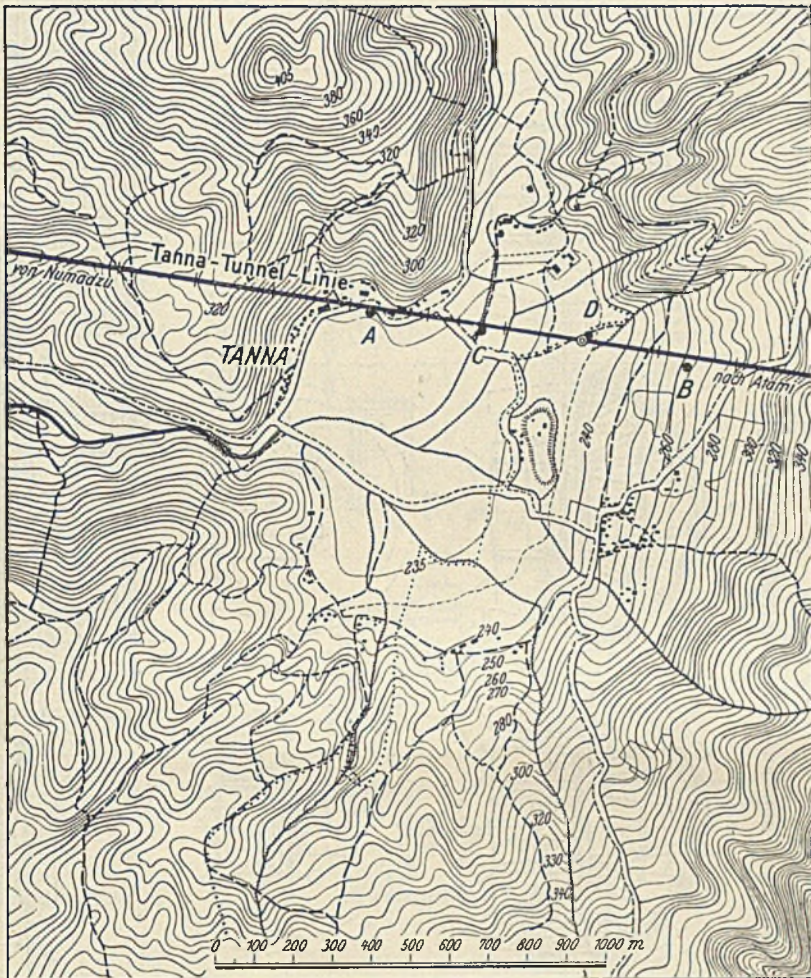
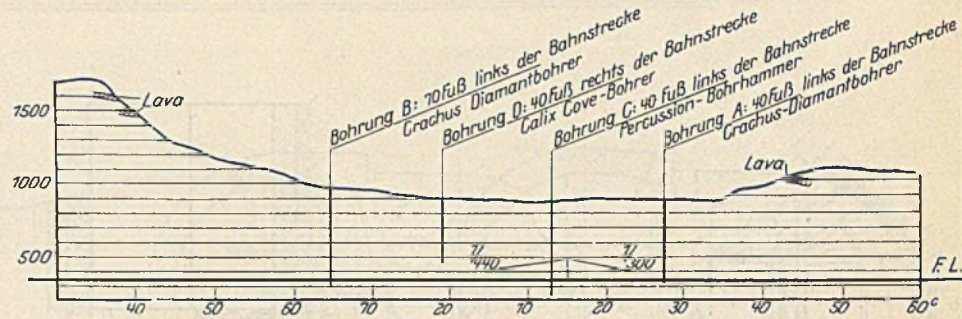


Abb. 4. Übersichtsplan der Tanna-Senke.

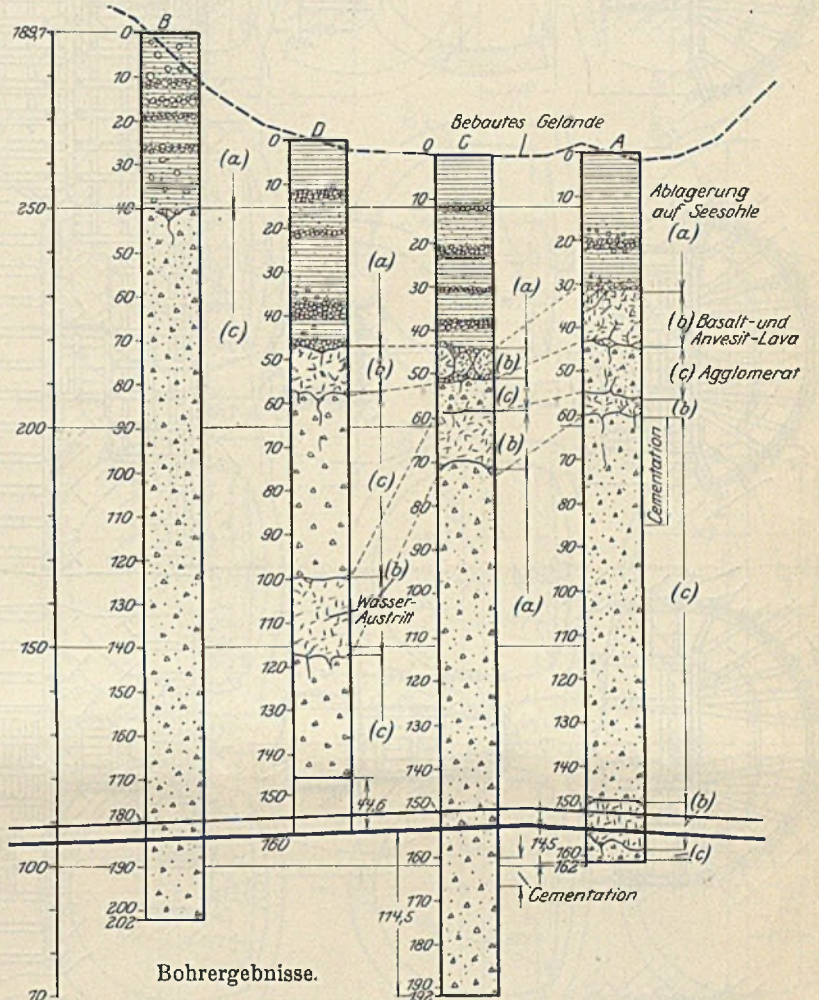


Abb. 5. Bohrungen in der Tanna-Senke.

In drei Bohrlöchern fand man bis zu etwa 40 m Tiefe Ablagerungen eines ehemaligen Seebeckens, darunter eine etwa 10 m starke Lavaschicht von Basalt-Andesit sehr weicher und poröser Beschaffenheit; darunter kommen feste Agglomerate aus vulkani-

scher Asche und grobem Kies, zum Teil mit Tonnestern. Einem der Bohrlöcher entströmte, als man 130 m tief gebohrt hatte, das Wasser plötzlich mit 2,5 at Überdruck (Abb. 7). Man nimmt an, daß an der Stelle, wo der in Abb. 4 angedeutete Lavagang den



Abb. 6. Bohrungen in der Tanna-Senke.



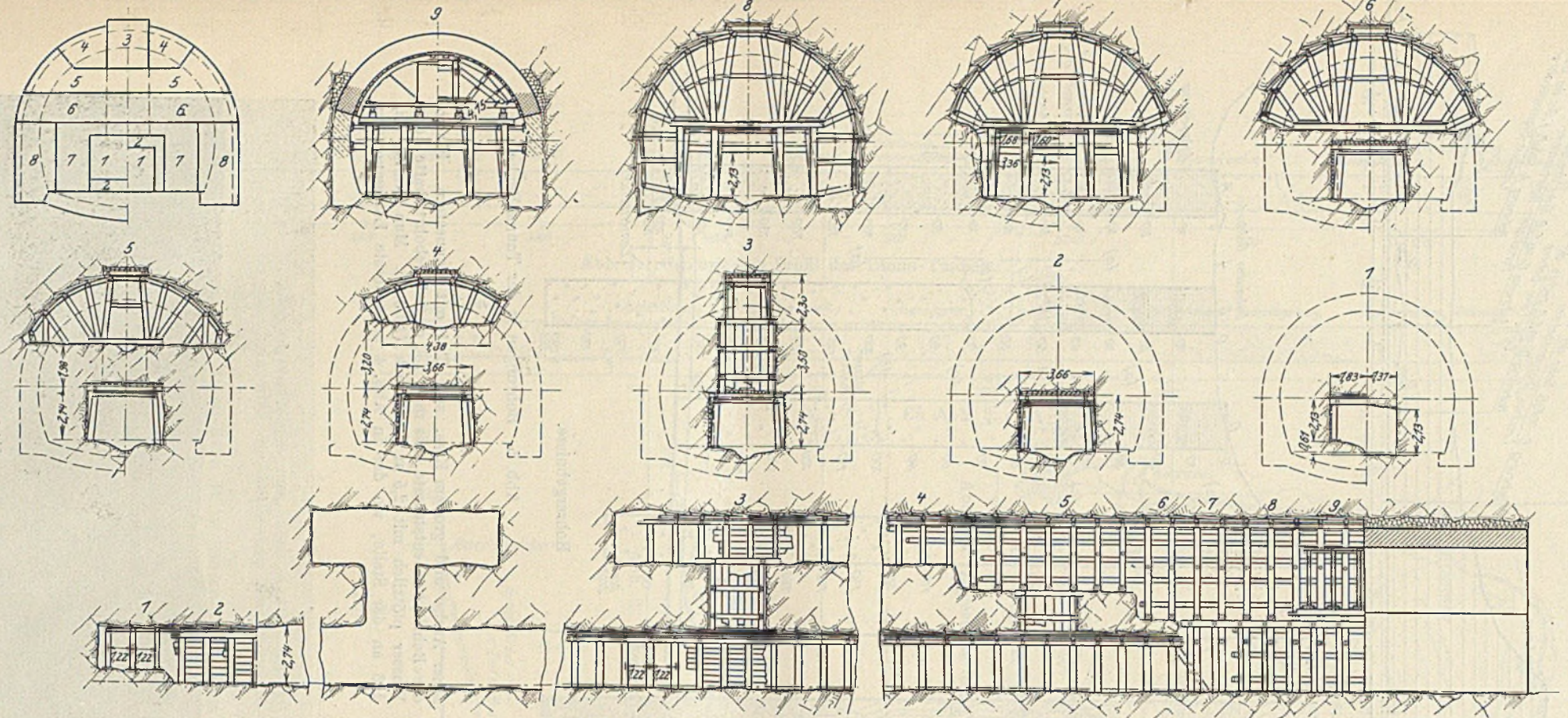


Abb. 10. Tunnelausbruch in mittelfestem Gebirge.

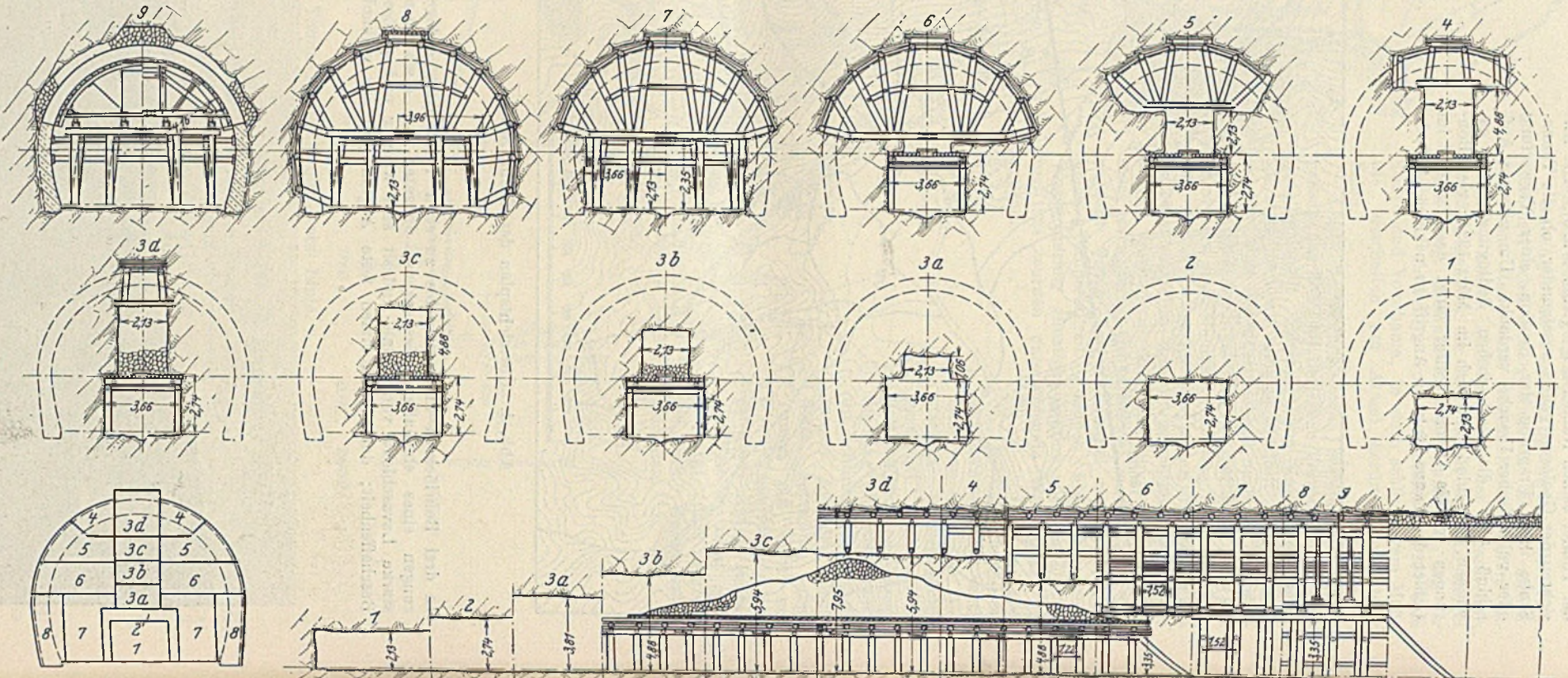


Abb. 11. Tunnelausbruch in festem Gebirge.

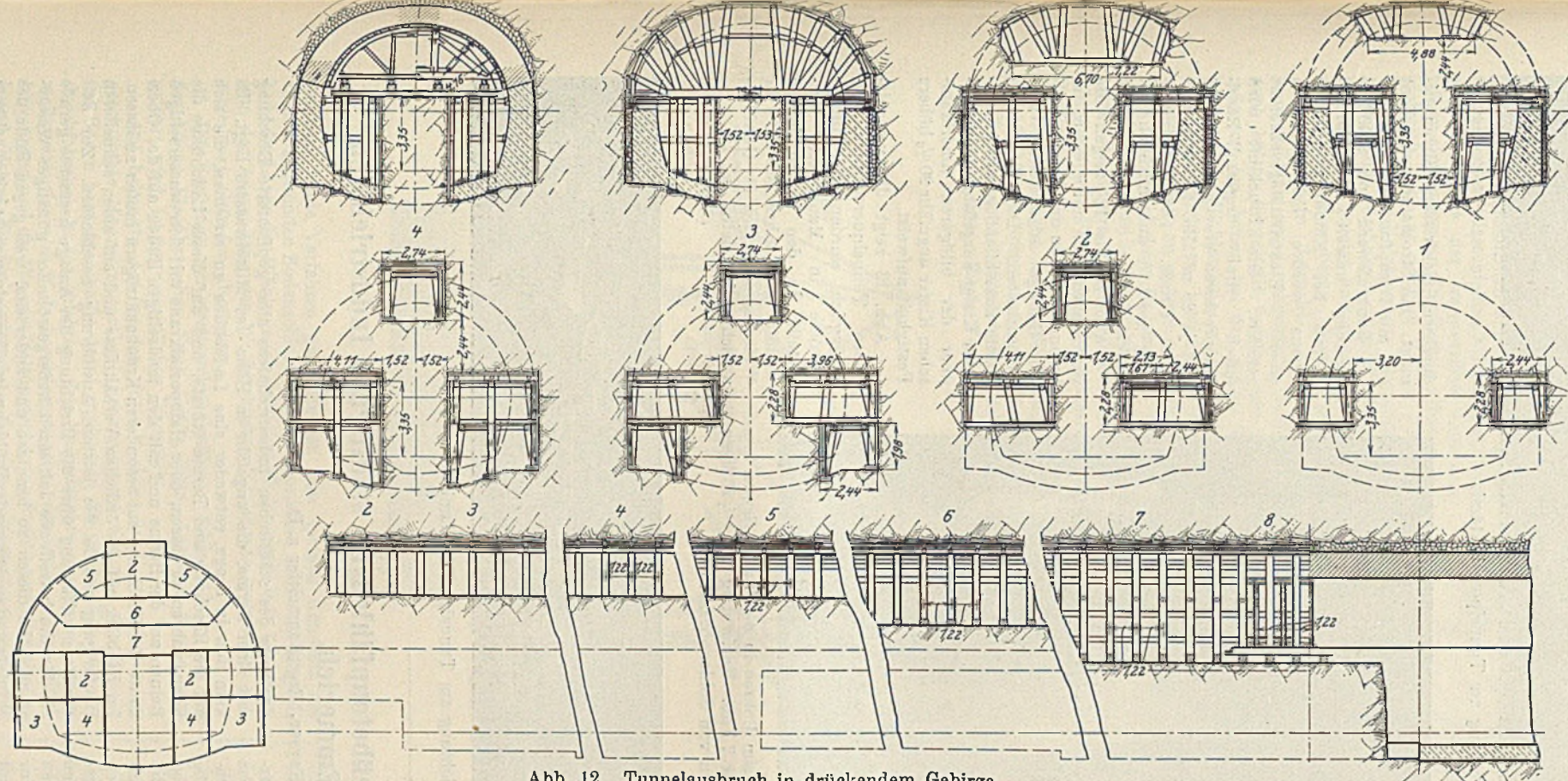


Abb. 12. Tunnelausbruch in drückendem Gebirge.

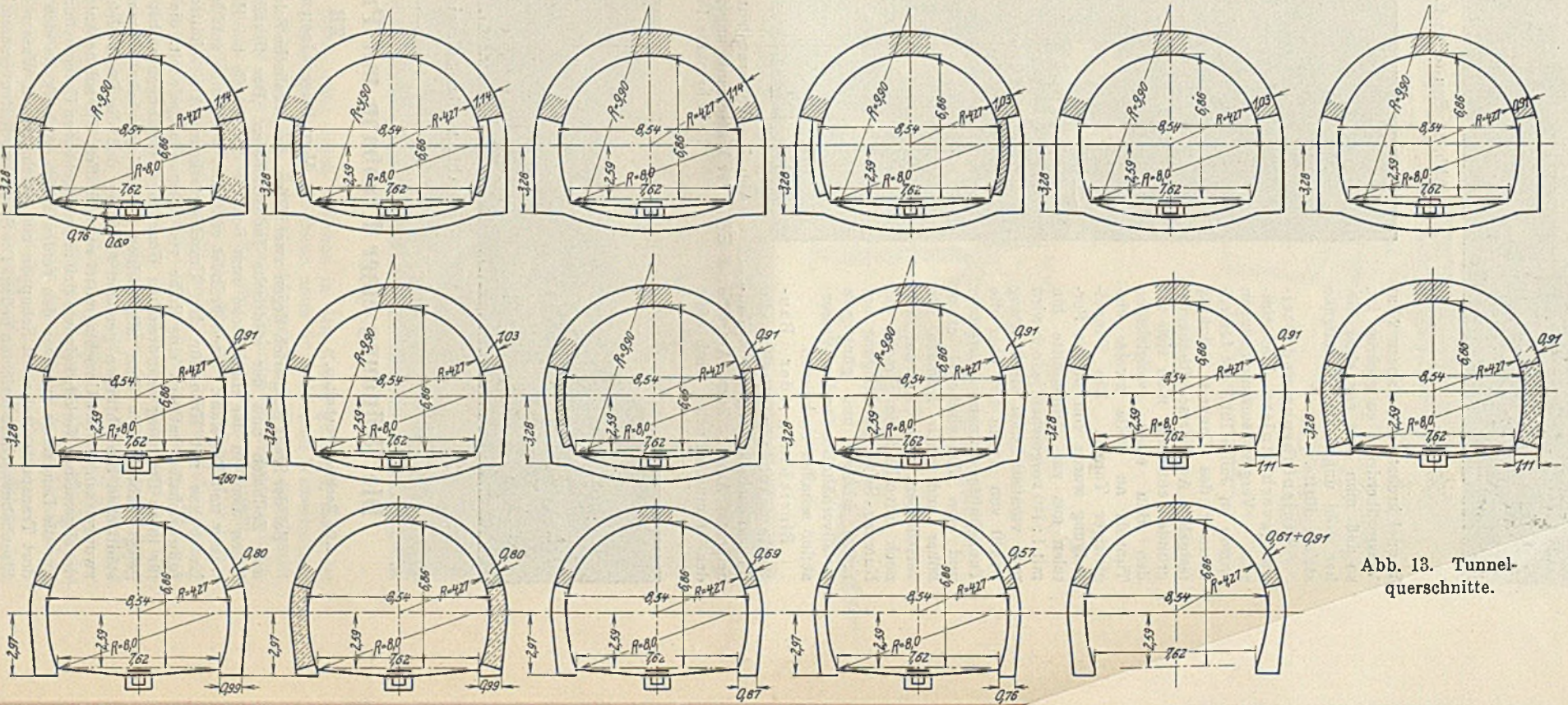


Abb. 13. Tunnelquerschnitte.





Abb. 8. Baustelleneinrichtung am Tunnelportal Atami.

Tunnel kreuzt, mit nahezu 20 at Wasserüberdruck zu rechnen ist, so daß man dort vor einer bisher wohl ungelösten Bauaufgabe stehen dürfte.

Linienführung und Steigungsverhältnisse. Nach einigen Vergleichsuntersuchungen wurde im Jahre 1917 die Linienführung des Tunnels endgültig festgelegt. Aus Wirtschaftlichkeitsgründen entschied man sich für den Bau eines zweigleisigen Tunnels an Stelle zweier eingleisiger Tunnel. Die Tunnelsteigung wurde von beiden Portalen aus zur Tunnelmitte hin mit 1:440 vorgesehen, jedoch wird man voraussichtlich die Steigung 1:440 von Atami her über die Tunnelmitte hinaus fortsetzen und den Tunnelscheitel etwas höher und nach Numazu hin verschieben, um so auf der noch unvollendeten Strecke der Numazu-Seite die Steigung auf 1:300 erhöhen und günstigere Gefällverhältnisse für den Wasserabfluß schaffen zu können.

Einrichtung der Baustelle. Abb. 8 u. 9 zeigen die Baustelleneinrichtungen am Tunnelportal Atami. Zum Antriebe der Baumaschinen wird fast



Abb. 7. Wasseraustritt beim Bohren in der Tanna-Senke. Höhe der Wassersäule ungefähr 7 Fuß. Entfernung des  $1\frac{1}{2}$  zölligen Bohrrohres 130 m von Sohlenoberkante.

durchweg elektrischer Strom benutzt. Zur Stromerzeugung dient ein mit Dampfturbinen betriebenes Baukraftwerk von 3000 kW Leistung unweit des Tunnelportals bei Numazu; darüber hinaus werden 750 kW von einer Elektrizitätsgesellschaft geliefert. Die Druckluft wird durch drei Ingersoll-Randkompressoren erzeugt, je 200 PS und je 25 m<sup>3</sup>/Min. Leistung und 11 at Druck. Die Gesteinbohrung geschah ausschließlich mit Druckluft.

Abb. 10 bis 12 zeigen die verschiedenen im mittelfesten, im besonders festen und im drückenden Gebirge angewandten Vortriebsarbeiten. Die Zimmerung wurde ausschließlich mit japanischer Kiefer ausgeführt, die gegenüber der billigeren amerikanischen Kiefer ungefähr 20% höhere Festigkeit aufweist.

Abb. 13 zeigt die verschiedenen Tunnelquerschnitte. Ursprünglich wurden die Tunnelgewölbe in Mauerwerk hergestellt. In den letzten Jahren wandte man aber sowohl für Widerlager als auch für Gewölbeausschließlich Beton an.

(Schluß folgt.)



Abb. 9. Baustelleneinrichtung am Tunnelportal Atami.

## Die Gründung einer Kranbahn mit Preßbetonpfählen im städtischen Industriehafen zu Emmerich.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Beigeordneten Kayser, Reg.-Baumeister a. D.

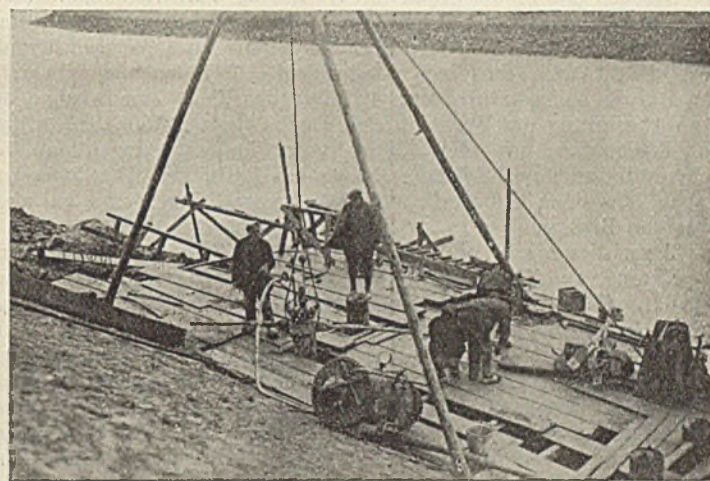
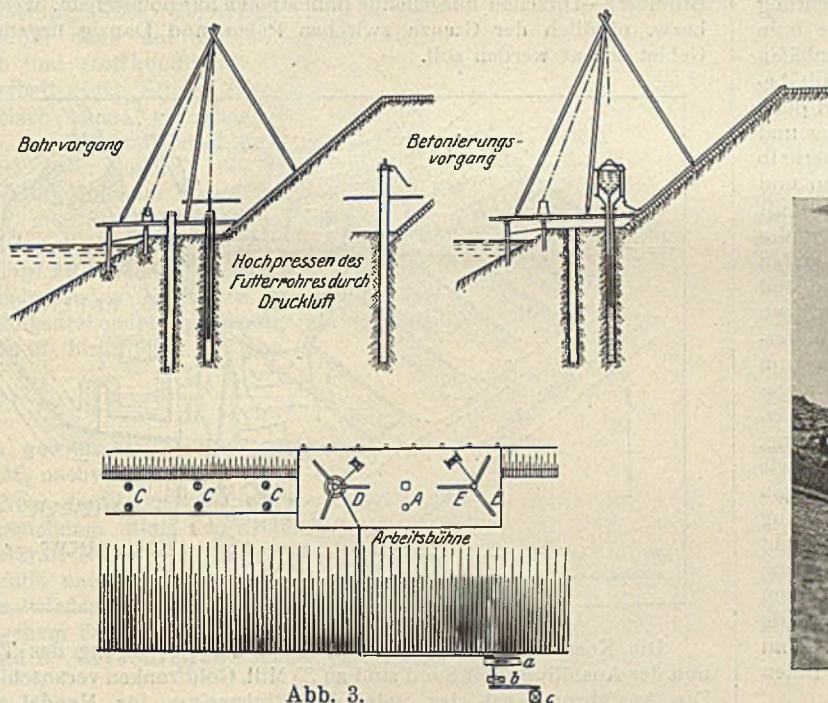
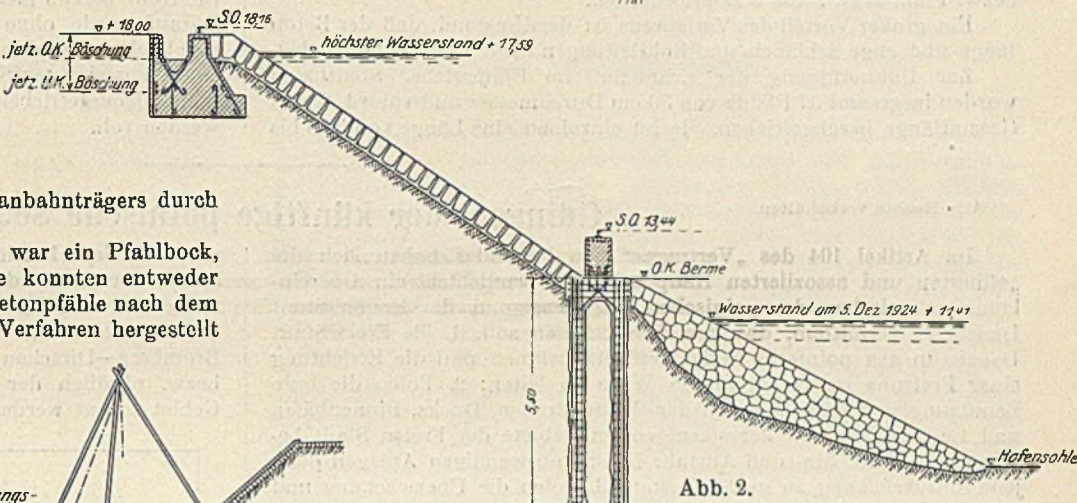
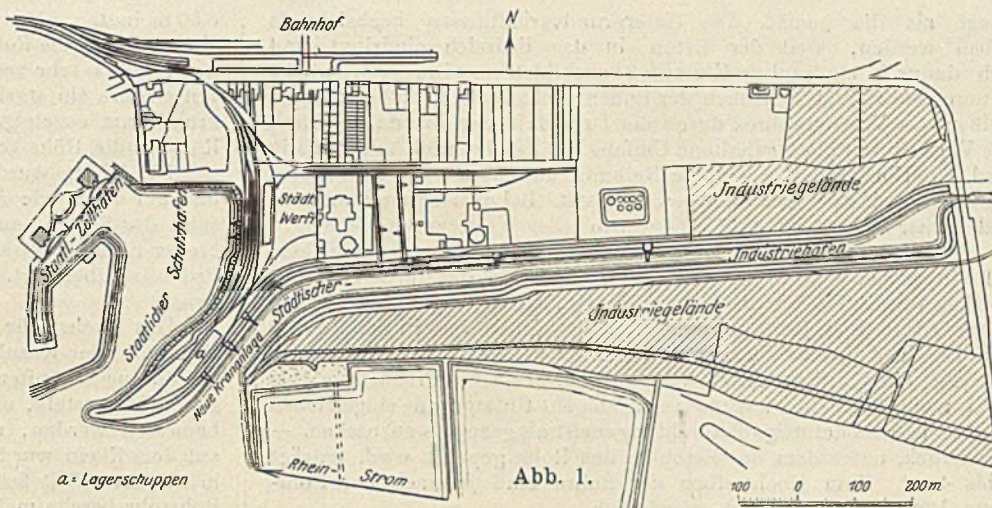
Bei der Stadt Emmerich liegen zwei Häfen, der fiskalische Schutz- und Zollhafen und der städtische Industriehafen. Der fiskalische Hafen dient in der Hauptsache zum Schutze der Schiffe bei Hochwasser und Eisgefahr. Doch befindet sich dort auch eine städtische Ladebühne mit Kran für den Umschlagverkehr. Am städtischen Industriehafen hat sich eine Reihe von Firmen angesiedelt, die die für ihren Umschlag erforderlichen Umschlageneinrichtungen selbst angelegt haben. Die dem allgemeinen Umschlagverkehr dienenden städtischen Einrichtungen genügen so wenig, daß die Stadt sich gezwungen sah, weitere Umschlagmittel zu beschaffen. Für solche Anlagen des allgemeinen Verkehrs eignete sich nach eingehenden Untersuchungen nur die Landzunge zwischen den beiden Häfen (Abb. 1), da sich nur dort Transportmittel nebst Schuppen mit gleichzeitigem Wasser- und Eisenbahnanschluß errichten ließen. Die Stadtverordnetenversammlung beschloß daher im November 1924, dort eine Kranbahnanlage für zwei Krane und einen Schuppen mit den nötigen Eisenbahngleisen errichten zu lassen. Vorgesehen wurden 6-t-Krane. Die Landzunge besitzt nach

der Seite des städtischen Industriehafens eine gepflasterte Böschung mit einer Berme, die ungefähr in Höhe des Mittelwassers liegt. Es kam nun in Frage, entweder eine Ladebühne zu errichten, die sich auf die Böschung und Berme stützte, und auf dieser Ladebühne die Krane fahren zu lassen, oder Halbportalkrane mit den wasserseitigen Beinen auf der Berme und mit den landseitigen Enden auf der Oberkante der Böschung auf besonderen Kranbahnträgern laufen zu lassen. Im Hinblick auf die örtlichen Verhältnisse und auf einen schnelleren Baufortgang wurde die letztere Ausführung beschlossen. Zur Zeit der Beschlußfassung über die Errichtung der Anlage herrschte gerade ein für die betreffende Jahreszeit außergewöhnlich günstiger Wasserstand. Um diesen zu benutzen und andererseits, weil gegen Ende des Winters und zu Anfang des Frühjahrs im allgemeinen nicht mit günstigem Wasserstande gerechnet werden konnte, mußte mit den Arbeiten sofort begonnen werden. Der Untergrund der Berme wurde durch Probebohrungen festgestellt und durch Probelastungen auf seine Tragfähigkeit untersucht. Infolge der örtlichen Verhältnisse war die



Konstruktion des Kranes so vorgesehen, daß das Schwergewicht auf die wasserseitige Kranbahn übertragen wurde. Auf der wasserseitigen Kranbahn ruht also das Hauptgewicht, und sie ist stärker der Wirkung der wechselnden Last und der Bremskräfte ausgesetzt als die landseitige Schienenbahn. Da einzelne Stellen tonigen Untergrund über festgelagerten Kiesschichten und andere über den festgelagerten Kiesschichten Flieβsandschichten zeigten, mußte der wasserseitige Kranbahnträger eine sorgsame Fundierung erhalten, zumal sich auch an anderen Stellen bei früher fertiggestellten Hafengebäuden (Ladebühne auf Berme und Böschung) später Senkungen des Untergrundes gezeigt hatten. Für die Fundierung kamen Eisenbeton-, Ramm- oder Preßbeton-Pfähle in Betracht. Von Eisenbeton-Rampfpfählen wurde abgesehen, weil sie erst noch hätten hergestellt werden und erhärten müssen. Da ferner bei den vielen in Frage kommenden Pfählen die erforderliche Länge im voraus nicht zu bestimmen war, wäre einerseits damit zu rechnen gewesen, daß zu hoch stehengebliebene Rampfpfähle hätten gekappt (Zeitverlust!), andererseits vielleicht Pfähle hätten verlängert werden müssen. So fiel die Wahl auf eine Fundierung des wasserseitigen Kranbahnträgers durch Preßbetonpfähle.

Die Kranbahn ist rd. 80 m lang, alle 5 m war ein Pfahlbock, gemäß Abb. 2 vorgesehen. Die Preßbetonpfähle konnten entweder als Wolfsholzschne Preßbetonpfähle oder als Preßbetonpfähle nach dem dem Oberingenieur Eugen Fischer patentierten Verfahren hergestellt



werden. Beide Verfahren gewährleisteten eine genaue Kenntnis der zu durchfahrenden Bodenschichten und versprachen somit die Möglichkeit, die Länge der Pfähle genau nach dem Bodenergebnis zu bemessen. Von der Anwendung des Wolfsholzschne Verfahrens wurde aus verschiedenen Gründen abgesehen.

Das Verfahren der Fischerschen Preßbetonpfahlgründung, das von der Firma Eisenbetonbau Hock & Co., Köln, Aachener Straße, ausgeführt wird, ist im wesentlichen folgendes:

Auf bekannte Art werden Vortreibrohre, luftdicht aufeinander geschraubte Mannesmannrohre, herabgebracht und aus den Rohren der Boden herausgeschafft; dabei ergibt sich die genaue Kenntnis der durchfahrenen Bodenschichten. Die Vortreibrohre werden auf die jeweilig erforderliche Tiefe heruntergebracht, dann die fertige Pfahlbewehrung und ein Wasserableitungsrohr eingebracht und ein Betonierkessel (Patent Fischer) aufgesetzt. An den Betonierkessel wird eine Druckleitung angeschlossen, die in das Innere des Vortreibrohres Zugang hat und in Verbindung steht mit einer Absperrvorrichtung für die in Füllbereitschaft gehaltene Betonmenge. Nachdem das im Vortreibrohr befindliche Wasser mittels Druckluft herausgetrieben ist, wird

der Beton meist durch Rutschen in den Kessel gebracht, dann der Kessel geschlossen und der Beton unter fortwährender Wasserhaltung und unter dem der Bodenart entsprechenden Druck eingebracht. Lange und enge Schlauchleitungen und Rohrstränge braucht der Beton also nicht zu durchstreifen. Es wird soviel Beton eingefüllt, wie das Bohrrohr bzw. der Boden unter dem Bohrrohr faßt. Der Betonkessel erhält also gegebenenfalls mehrere Füllungen hintereinander. Nachdem das Bohrrohr so gefüllt ist, daß weiterer Beton nicht aufgenommen werden kann, wird der Betonkessel abgeschraubt und eine Druckplatte auf das Bohrrohr aufgeschraubt. Dann drückt man durch den Druckkessel Luft in die Vortreibrohre auf den Beton. Diese Luft übt nun, da der Beton nicht mehr tiefer in das mit Beton gesättigte Erdreich eindringen kann, gegen den jetzigen Abschluß des Vortreibrohres Druck aus und treibt den Abschluß hoch (Abb. 3 obere Reihe, mittlere Skizze und Abb. 4).

Die nach dem vorstehend erläuterten Preßbetonverfahren hergestellten Eisenbetonpfähle sind fähig, bis zu 40 t je Pfahl zu tragen. Zu beachten ist, daß infolge der Verwendung der Preßluft die Pfähle je nach der Bodenbeschaffenheit eine um 30 bis 50 cm größere



Länge als die gemäß den Untergrundverhältnissen beabsichtigte haben werden, weil der Beton in das Erdreich eindringt und sich dadurch ein rauher Klumpfuß ausbildet. — Die erforderliche Betonmasse richtet sich nach der Bodenbeschaffenheit, da beim Hochtreiben des Vortreibrohres durch die Druckluft der bis dahin durch das Vortreibrohr glatt gehaltene Umfang des Pfahles rau und wulstig wird, ein Umstand, der erhöhte Reibung und damit um so größere Standfestigkeit des Bauwerkes gewährleistet. Bei unsicherem Baugrund und kurzer Bauzeit ist das Verfahren in jeder Weise zu empfehlen.

Gegen das verwendete Verfahren bestand zuerst das Bedenken, daß ein großer Verlust an Druckluft auftreten könne durch das Entweichen von Luft durch die Bodenschichten. Eine genaue Beobachtung wurde angeordnet, jedoch konnte ein Entweichen von Druckluft, das sich durch Aufsteigen von Luftblasen im Wasser leicht bemerkbar gemacht hätte, nicht festgestellt werden. Da die Preßbetonpfähle wohl auch stets bis auf den tragfähigen Untergrund eingetrieben werden, ist eine derartige Befürchtung meist als grundlos anzusehen. — Der Druck, unter dem der Beton in das Rohr gepreßt wird, beträgt 3 bis 4 at. Zum Hochtreiben der Rohre sind je nach der Rohr- bzw. Pfahlänge 2 bis 8 at erforderlich.

Ein großer Vorteil des Verfahrens ist der Umstand, daß der Beton lange und enge Schlauch- und Rohrleitungen nicht zu durchlaufen hat.

Zur Unterstützung der Kranbahn im Emmericher Stadthafen wurden insgesamt 37 Pfähle von 30 cm Durchmesser und von rd. 202 m Gesamtlänge herabgetrieben, die im einzelnen eine Länge von 5,00 bis

8,50 m hatten. Der Boden bestand meist aus recht fettem Klei, der sich dicht an die Rohre und den Bohrer anheftete, so daß das Reinigen des Bohrers sehr zeitraubend und des öfteren zum Hochtreiben der Futterrohre ein starker Druck erforderlich war. Bei sandigem Untergrund kam es einigemal vor, daß die Futterrohre mit blitzartigem Ruck in die Höhe schnellten.

Die Pfähle wurden durch eine Kopfplatte zu Böcken verbunden und auf diese, wie Abb. 2 zeigt, der Kranbahnträger aus Eisenbeton samt der Schiene aufgesetzt. Der landseitige Kranbahnträger ist ein breiter Eisenbetonträger, der nur einen Druck von 0,5 kg/cm<sup>2</sup> auf den Erdboden überträgt. Mit diesem Kranbalken verbunden ist der Kabelkanal.

Das Fischersche Preßbetonverfahren hat bei der Anwendung zur Gründung der Kranbahn im städtischen Industriehafen zu Emmerich den daran geknüpften Erwartungen entsprochen. Der Untergrund wurde genau klargestellt, und die Länge der Pfähle konnte ohne Mühe genau bemessen werden, und trotz dreier unerwarteter Hochwasserwellen auf dem Rhein wurde die Anlage der Kranbahn nebst ihrer Gründung in kürzester Zeit fertig. — An einer Stelle zeigte sich, nachdem das Bohrrohr bereits mehrere Meter heruntergetrieben war, ein Felsblock. Darauf wurde ohne viel Mühe und ohne viel Zeitverlust das Betonpfahlloch neben den Felsblock gesetzt.

An geeigneter Stelle, in der Nähe der Kranbahn, ist ein Probepfahl niedergetrieben, der gelegentlich zur Untersuchung ausgegraben werden soll.

Alle Rechte vorbehalten.

### Gdingen, der künftige polnische Seehafen.<sup>1)</sup>

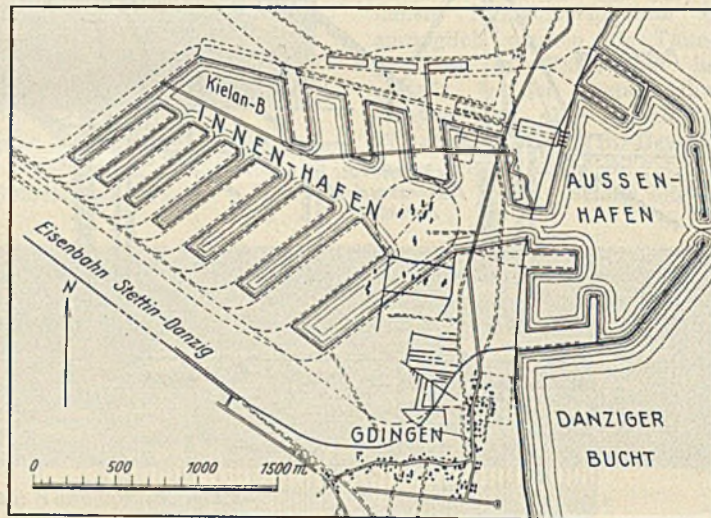
Im Artikel 104 des „Vertrages“ von Versailles haben sich die „alliierten und assoziierten Hauptmächte“ verpflichtet, ein Übereinkommen zwischen der polnischen Regierung und der Freien Stadt Danzig zu vermitteln, das den Zweck haben soll, 1. die Freie Stadt Danzig in das polnische Zollgebiet aufzunehmen und die Errichtung einer Freizone im Hafen in die Wege zu leiten; 2. Polen die freie Benutzung und den Gebrauch der Wasserstraßen, Docks, Binnenhäfen und Ladestraßen und der sonstigen im Gebiete der Freien Stadt belegenen, für die Ein- und Ausfuhr Polens notwendigen Anlagen ohne jede Einschränkung zu gewährleisten; 3. Polen die Überwachung und Verwaltung der Weichsel sowie des gesamten Eisenbahnnetzes innerhalb der Grenzen der Freien Stadt, mit Ausnahme der Straßenbahnen und der sonstigen in erster Linie den Bedürfnissen der Freien Stadt dienenden Bahnen, ferner die Überwachung und Verwaltung des Post-, Draht- und Fernsprechverkehrs zwischen Polen und dem Hafen von Danzig zu gewährleisten; 4. Polen das Recht zum Ausbau und zur Verbesserung der Wasserstraßen, Docks, Binnenhäfen, Ladestraßen und Eisenbahnen und der anderen vorerwähnten Anlagen und Verkehrsmittel zu gewährleisten, ebenso das Recht zur Miete oder zum Ankauf des dazu erforderlichen Geländes und Eigentums zu angemessenen Bedingungen.

Trotz dieser sehr weitgehenden Rechte Polens auf Benutzung, Verwaltung und Erweiterung des Hafens Danzig, von denen, wie bekannt, die polnische Regierung bereits wiederholt übermäßigen Gebrauch gemacht hat, scheint man in Polen mit der in Ausführung der vorstehend genannten Bestimmungen getroffenen Regelung nicht zufrieden zu sein. Das Bestreben, Polen von der Inanspruchnahme des Danziger Hafens unabhängig zu machen, ist unverkennbar. Zudem glaubt man in Polen anscheinend, daß der jetzige Hafen in Danzig nicht imstande sein würde, den infolge des Wiederaufblühens und der weiteren Entwicklung des wirtschaftlichen Lebens in Polen wachsenden Verkehr aufzunehmen.

Demzufolge hat sich die polnische Regierung bereits vor längerer Zeit entschlossen, an der Ostseeküste, etwa 15 km nordwestlich von Danzig, bei dem Orte Gdingen, einen polnischen Seehafen zu erbauen, dessen von dem polnischen Ingenieur M. W e n d a herrührender Plan in der beigefügten Abbildung<sup>2)</sup> wiedergegeben ist. Der Entwurf sieht einen Außenhafen mit einer Fläche von 130 ha vor, der seewärts durch Molen und Wellenbrecher in einer Gesamtlänge von etwa 3600 m geschützt ist, daneben einen Binnenhafen von 43 ha Fläche, der in einem Moorgebiet, dem Gdinger Bruch, zu erbauen ist. Es ist geplant, den Torf zu beseitigen und die etwa 110 ha große Fläche mit Sand wieder aufzuheben. Die Länge der geplanten Ufermauern beträgt etwa 4300 m, vor denen auf eine Strecke von 1500 m eine Wassertiefe von 8 m hergestellt werden soll, während im übrigen eine Wassertiefe von 10 m geplant ist.

Die landwärtige An- und Abfuhr der Güter geschieht zunächst durch ein Anschlußgleis an die Eisenbahn Stettin—Danzig und von dort weiter über Dirschau—Bromberg. Vor kurzem hat jedoch der

polnische Sejm beschlossen, Gdingen mit Bromberg durch eine in drei Jahren herzustellende Eisenbahn zu verbinden. Dieser Beschluß kann nur dahin ausgelegt werden, daß die Durchfuhr der Güter durch die Freie Stadt Danzig vermieden und daß eine von der Eisenbahnstrecke Bromberg—Dirschau ausgehende Bahnstrecke auf polnischem, westlich bzw. nördlich der Grenze zwischen Polen und Danzig liegendem Gebiet erbaut werden soll.



Die Kosten des Hafens einschließlich der Entfernung des Torfs und der Ausfüllung mit Sand sind zu 35 Mill. Goldfranken veranschlagt. Die Ausführung hat das polnische Ministerium für Handel und Gewerbe einem Konsortium übertragen. Dieses besteht aus einer polnischen Gruppe und mehreren französischen Firmen, von denen Schneider & Co. (le Creusot) besonders bekannt ist. Das Konsortium hat die Ausführung der Arbeiten an die dänische Firma Hojgaard & Schultz in Kopenhagen weitergegeben. Als Bauzeit sind 6 1/2 Jahre vorgesehen. Von den Bauten sind bislang 600 m der Südmole des Hafens (1923) und ein Teil der Nordmole in einer Länge von 250 m (August—Dezember 1924) hergestellt worden.

Über den Zustand des Hafens zu Anfang dieses Jahres und seine Aussichten äußert sich ein englischer Berichterstatter folgendermaßen:

„Die Möglichkeiten zum Löschen und Laden sind unzureichend, so daß jeweils nur ein Schiff bequem arbeiten kann. Die Fahrzeuge liegen längsseits an einem langen Pier, der sich von der Küste aus bis zu einem Wellenbrecher erstreckt, dessen Richtung mit der des Piers einen Winkel von 45° bildet. In dieser Ecke liegt meistens ein polnischer Kleiner Kreuzer. Dies ist der einzige sichere Punkt im Hafen. Bei Sturm aus jeder Richtung zwischen Süden über Osten bis Ost-Nord-Ost ist es für die Schiffe besser, den Pier zu verlassen und zu ankern, bis besseres Wetter herrscht. Die Gesamtzahl der den Hafen anlaufenden Schiffe beläuft sich auf etwa fünf im Monat.“

<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 31, S. 432.

<sup>2)</sup> S. „The Dock and Harbour Authority“, London, Bd. V, Nr. 53.



Die geplanten Verbesserungen sind sehr umfangreich. Sollte die finanzielle Lage Polens die Ausführung des Entwurfs gestatten, so besteht die Möglichkeit, daß Gdingen sich zu einem Hafen von erheblicher Bedeutung entwickelt und einen wesentlichen Teil des sich jetzt im Hafen von Danzig abspielenden Verkehrs an sich zieht. Jedoch kann der Hafen augenblicklich ernstlich als brauchbarer Handelsplatz nicht betrachtet werden. Seine Aussichten hängen ausschließlich von den der Hafenverwaltung zur Ausführung ihrer ehrgeizigen Pläne zur Verfügung stehenden Mitteln ab.

Dieser gewiß unvoreingenommenen Beurteilung der Sachlage wird man sich nur anschließen können. Nimmt man hinzu, daß Polen auf der einen Seite erhebliche Geldmittel auf den Bau des Hafens und der Eisenbahn verwendet, während auf der anderen Seite dauernde Klagen über die mangelnde, die Schifffahrt beeinträchtigende Unterhaltung der Strombauwerke auf der ehemals preußischen Strecke der Weichsel kommen, so gewinnt es den Anschein, als ob Polen sich von der Inanspruchnahme der Danziger Hafen- und Eisenbahnanlagen vollständig freimachen wolle. Hieran ändert auch der seinem Ende zugehende Bau eines Munitionshafens auf der Westerplatte kurz innerhalb der Einfahrt zu dem Danziger Hafen nichts, da das neue

Becken wohl mehr als Übergangsanlage anzusehen ist. — Da aber die Herstellung eines Hafens mit der zugehörigen Verbindungsbahn zum Erzeuger- bzw. Verbrauchsgebiet noch in keiner Weise dazu ausreicht, um dem Hafen den gewünschten Verkehr zuzuführen, sofern nicht gleichzeitig für Niederlassungen der Kaufmannschaft und des Transportgewerbes, Arbeitersiedlungen usw. gesorgt wird, dürfte bis zu der Verwirklichung der polnischen Pläne noch einige Zeit vergehen. Immerhin besteht die Gefahr, daß Danzig infolge der bis jetzt noch etwas gewagt erscheinenden polnischen Verkehrspolitik im Laufe der Zeit eines großen Teils seines umfangreichen natürlichen Hinterlandes beraubt wird.

Die Zukunft wird zeigen müssen, ob der Vorteil, der Danzig durch die sich hieraus von selbst ergebende Bedeutungslosigkeit der eingangs erwähnten lähmenden Bestimmungen des „Vertrages“ von Versailles erwächst, die durch Abwanderung des sich jetzt im Hafen von Danzig abwickelnden Verkehrs entstehenden Nachteile aufwiegt. Jedenfalls wird man im Interesse der Freien Stadt Danzig auch in Deutschland die weitere Entwicklung der polnischen Pläne mit Aufmerksamkeit verfolgen müssen. —dt.

### Wider den sogenannten Kippsicherheitsgrad von Stützmauern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Herm. Craemer, Düsseldorf.

Bei Untersuchung von massiven sowie Winkelstützmauern wird häufig außer den Bodenpressungen noch der sogenannte Kippsicherheitsgrad nach der Formel

$$(1) \quad n = \frac{vV}{hH} = \frac{\text{Stabilitätsmoment}}{\text{Umsturzmoment}}$$

ermittelt, wo  $V$  die Mittelkraft aus Mauer- und Erdgewicht und gegebenenfalls lotrechter Seitenkraft des Erddrucks und  $H$  der wagerechte Erddruck ist. Ich will zunächst den Widersinn dieses Verfahrens zeigen und weiterhin dann auf die wirklichen statischen und stoffkundlichen Grundlagen der Sicherheit gegen Kippen eingehen.

Nach einem grundlegenden, wichtigen Satze der Mechanik darf man jedem Kraftsystem zwei gleiche, aber entgegengesetzt drehende Momente hinzufügen, ohne den durch das System bedingten Zustand der Ruhe oder gleichmäßig beschleunigten Bewegung zu ändern. Man kann also den rechtsdrehenden Momenten im Zähler und den linksdrehenden im Nenner ein beliebig großes  $M_0$  hinzufügen und aus

$$(2) \quad n = \frac{M_0 + vV}{M_0 + hH}$$

jedes gewünschte  $n$  durch geeignete Wahl von  $M_0$  nachweisen.

Noch deutlicher wird das Irreführende der Gl. 1 bei zeichnerischer Untersuchung. Statt der Kräfte  $V$  und  $H$  darf man die Wirkung der Mittelkraft  $R$  auf die Mauer betrachten und zu diesem Zwecke  $R$ , ebenfalls nach einem der allerersten Lehrsätze, an einer beliebigen Stelle wieder in  $H'$  und  $V'$  spalten und erhält so für die nach angezogenem Satze statisch völlig gleichwertigen Kraftgruppen  $R$ ,  $R'$  und  $R''$  verschiedene Sicherheitsgrade, nämlich z. B.

$$(3) \quad n = \frac{v'V}{h'H} = 0 \quad \text{oder}$$

$$(4) \quad n = \frac{v''V}{h''H} = \infty.$$

Diese Bestimmung der Kippsicherheit ist ebenso unlogisch, wie wenn man die Bruchsicherheit des Querschnitts  $A$  in Feldmitte des Balkens Abb. 2, ohne sich an dessen Abmessungen überhaupt zu kehren, etwa wie folgt ermitteln wollte: Moment aus Belastung der Kragarme: — 30 mt, desgl. aus Belastung des Mittelfeldes + 10 mt, also Sicherheit

$$n = \frac{30}{10} = 3.$$

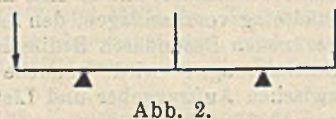


Abb. 2.

Um nun an Stelle des vorstehenden, den Grundlehren der Statik widersprechenden Verfahrens zu einer zutreffenden Beurteilung der Kippgefahr zu gelangen, wollen wir uns kurz den Gang der statischen Untersuchung, wie er mit geringen Abwandlungen für die meisten Bauwerke gültig ist, sowie das Wesen des Sicherheits-

grades vergegenwärtigen. Aus den gegebenen Lasten werden zunächst auf Grund der drei Gleichgewichtsbedingungen und gegebenenfalls der Elastizitätsbedingungen die unbekanntenen Auflagerkräfte, alsdann für einige besonders gefährdete Schnittstellen des Bauwerks die Resultierende der auf sie einwirkenden Kräfte und hieraus die im Schnitt herrschenden Spannungen abgeleitet. Erst nachdem man so auf das Urphänomen der Spannung zurückgegangen ist, kann man über Bestehen oder Bruch und über die Sicherheit etwas aussagen. Unter Sicherheit verstehen wir nun den Quotienten  $\frac{\text{Aufnahmefähigkeit}}{\text{Beanspruchung}}$ ,

wobei die Aufnahmefähigkeit im allgemeinen durch die Bruchspannung oder aber diejenige Spannung gegeben ist, bei der unzulässig große Formänderungen eintreten; ergeben sich an verschiedenen Stellen des Bauwerks für diesen Bruch verschiedene Werte, so ist der kleinste davon maßgebend.

Hiermit ist die Untersuchung erledigt, es sei denn, daß die unter der Belastung auftretenden Formänderungen und sonstigen Bewegungen des Bauwerks so groß sind, daß sie eine Änderung in der Kräfteverteilung bewirken und eine besondere Betrachtung erforderlich machen (wie z. B. sehr flache Bogenträger).

Wenden wir vorstehende Grundsätze auf die Untersuchung von Stützmauern an, so erkennen wir, daß zunächst mittels der drei Gleichgewichtsbedingungen aus den auf das Bauwerk wirkenden äußeren Kräften die normal zur Sohlenfuge wirkenden Spannungen, die Bodenpressungen zu bestimmen sind (die tangential, in der Fuge selbst wirksamen Gleitkräfte dürfen hier außer Betracht bleiben). Die weitere Untersuchung der Sohlenfuge hat sich, da deren Zerstörung durch Bruch nicht möglich ist und infolgedessen eine Bruchspannung nicht angegeben werden kann, auf die Formänderungen zu stützen.

Unter der Belastung erleidet nämlich der Boden eine Zusammenpressung, die man ungefähr proportional den Bodenpressungen setzen kann

$$(5) \quad y = \frac{\sigma}{E},$$

wo  $E$  die mit den Bodenarten zwischen etwa 5 und 25 kg/cm<sup>2</sup> schwankende Bettungsziffer ist; zu großen Senkungen  $y$  beugt man durch Wahl einer Bodenpressung  $\sigma$  vor, die nicht überschritten werden darf. Während nun eine gleichmäßig verteilte Bodenreaktion nur eine ebenfalls gleichmäßige Setzung hervorruft, hat eine dreieckförmige Pressungsfigur eine auf der Vorderseite der Mauer stärkere Setzung zur Folge. Der Punkt an der Spitze des Pressungsdreiecks, wo  $\sigma = 0$ , bleibt dagegen in Ruhe, so daß die Sohle und damit die ganze Mauer eine Drehung um den kleinen Winkel

$$\varphi = \frac{y}{3e}$$

vollführt, der sich nach Gl. 5 zu

$$(6) \quad \varphi = \frac{\sigma}{3eE} = \frac{V}{9e^2E}$$

errechnet, wo  $V$  die Summe aller lotrechten Kräfte ist.

Falls nun der Winkel  $\varphi$  zu groß wird, entsteht infolge der vergrößerten Neigung der Mauerrückenfläche ein ver-

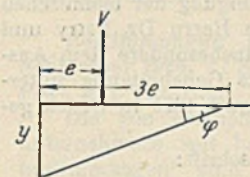


Abb. 3.



mehrter Erddruck, hiermit bei gleichbleibendem  $V$  ein verkleinertes  $e$ , und laut Gl. 6 eine entsprechende weitere Neigung, alsdann erneute Vermehrung des Erddrucks, die schließlich zum Kippen der Mauer führt. Im allgemeinen ist aber, wie sich an jedem ausgeführten Beispiel nachrechnen läßt, die Drehung  $\varphi$  so klein (oft noch nicht 1:1000), daß eine Vermehrung des Erddrucks durchaus nicht in Frage kommt. Die Verbütung einer starken Senkung durch Auswahl einer geeigneten Größtpressung  $\sigma$  genügt demnach im allgemeinen vollständig zur sicheren Bemessung der Mauer.

Eine analytische Bedingung zur kippssicheren Bemessung von Mauern könnte unter Wahl eines als zulässig erachteten Drehwinkels  $\varphi$  etwa die Ungleichung

$$e \geq \sqrt{\frac{V}{9 \varphi E}}$$

zum Ausgangspunkte nehmen; doch ist es nicht Zweck dieser Zeilen, eine solche aufzustellen. Die Gl. 1 aber hat jedenfalls mit Kippsicherheit nichts zu tun.

Alle Rechte vorbehalten.

## Neue Bedingungen für die Lieferung von Zementröhren.

Von Stadtoberbaurat Dr. Schubert, Gotha.

Bis vor kurzem gab es keine einheitlichen Bedingungen für die Lieferung von Zementröhren zu Stadtentwässerungsanlagen. Wohl bestanden Leitsätze für die Prüfung von Zementröhren und eine Anweisung über die Behandlung von Zementröhren beim Einladen in den Eisenbahnwagen, beim Ausladen, bei der Abfuhr und beim Heranschaffen zur Lager- bzw. Baustelle, auch hatte der Deutsche Betonverein eine Zusammenstellung über die Mindesttraglasten von Zementröhren herausgegeben<sup>1)</sup>. Aber diese Bestimmungen waren nicht bei allen Bauverwaltungen eingeführt. Auch waren viele Auftraggeber zu vorsichtig und verschärften die Bestimmungen nach ihrer Ansicht auf Grund einseitiger, zum Teil zufällig gewonnener Erfahrungen.

Die vorhandenen Bestimmungen behandelten überdies nur einen Teil der Bedingungen, die bei Lieferung von Zementröhren gestellt werden müssen. Sie beschäftigten sich unter anderem nicht mit den Folgen für den Lieferer, wenn er den Vertrag nicht erfüllte, mit der allgemeinen Beschaffenheit der Röhren, mit der Abnahme und Gewährleistung. Sie waren daher nicht ausreichend, um eine einwandfreie Lieferung sicherzustellen. Der Auftraggeber mußte daher diese Punkte selbständig regeln. Er tat es meist einseitig, ohne daß der Lieferer mitwirkte. Das führte vielfach zu Bestimmungen, die den Lieferer schwer bedrückten, die über das Ziel hinausschossen und Reibungen zwischen Auftraggeber und Lieferer zur Folge hatten oder aber auch nicht ausreichten, um eine glatte Abwicklung der Lieferung zu gewährleisten.

Es bestand daher ein Bedürfnis nach einer Zusammenfassung und Vereinheitlichung der Bedingungen. Das veranlaßte im Jahre 1924 den Deutschen Betonverein, die Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte zu ersuchen, mit ihm zusammen einheitliche Liefervorschriften aufzustellen und sich für Einführung der in gemeinsamer Arbeit zwischen dieser Vertretung der Auftraggeber und jener der Lieferer zu gewinnenden Vorschriften einzusetzen. Die Vereinigung griff die Anregung auf ihrer Hauptversammlung in Münster am 16. September 1924 dankbar auf und entsandte ihrerseits als Vertreter Stadtoberbaurat Geißler in Duisburg und mich in den zu bildenden Arbeitsausschuß. Seitens des Deutschen Betonvereins traten in diesen Ausschuss sein Geschäftsführer Dr.-Ing. W. Petry und der Vorsitzende des Ausschusses für Betonwaren und Werkstein Direktor Arns ein.

Der Ausschuss nahm alsbald die Angelegenheit in Arbeit. Das Ergebnis wurde dann dem Vorstände der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte und dem von Herrn Dr. Petry und Herrn Direktor Arns vertretenen Verbänden, insbesondere dem Ausschuss für Betonwaren und Werkstein zwecks Genehmigung unterbreitet, worauf die endgültige Fassung im August 1925 in Druck gegeben werden konnte.

Die neuen Bestimmungen tragen die Überschrift:

„Besondere Bedingungen für die Lieferung von Zementrohren (Kanalisationsrohre aus Beton DIN Bl. 1201 und Beiblatt) und von Brunnenringen (DIN Bl. 1202).“

Sie beschäftigen sich mit:

- dem Gegenstande der Verdingung und Angebotsabgabe,
- dem Verzeichnis der für das Angebot erforderlichen Angaben,
- der Prüfung der Leistungsfähigkeit des Anbieters,
- der Zuschlagserteilung,
- der Ausführung der Lieferung und den Folgen bei Nichterfüllung des Vertrages,
- dem Ein- und Ausladen der Rohre,
- der Beschaffenheit der Rohre,
- der Prüfung der Rohstoffe, der Mischungen, der Herstellung und der fertigen Rohre,
- der Abnahme der Rohre, den Beanstandungen, den Ersatzansprüchen,
- der Anwendung der Leitsätze des Deutschen Betonvereins für die Verlegungsarbeiten,

der Gewährleistung und dem Schadenersatz, dem Schiedsgericht.

Als Anlagen sind ihnen beigegeben:

die Deutschen Industrienormen DIN 1201, Beiblatt zu DIN 1201 und DIN 1202, „Anweisung über die Behandlung von Zementrohren beim Einladen in den Eisenbahnwagen, beim Ausladen, bei der Abfuhr und beim Heranschaffen zur Lager- bzw. Baustelle“, herausgegeben 1923 vom Bund der Deutschen Betonwerke und vom Deutschen Betonverein, „Leitsätze für die Prüfung von Zementrohren“, herausgegeben 1909 vom Deutschen Betonverein, „Leitsätze für Ausführung von Zementrohrleitungen“, herausgegeben 1906 vom Deutschen Betonverein. Im übrigen nehmen sie Bezug auf bekannte, im Buchhandel erhältliche Vorschriften allgemeiner Art.

Bemerkenswert dürften folgende Bestimmungen sein.

Die Bauverwaltung hat das Recht, die Angebotsmenge nur bis zu 5% zu vermehren oder zu verringern, wenn nicht ein Anspruch auf besondere Entschädigung entstehen soll. Eine Änderung von 5% in 10% konnte die Vertretung der Städte nicht erreichen, weil die Lieferer darin im Hinblick auf das Schwanken der Löhne eine große Härte erblickten.

Bei Verzögerung der Lieferung ist der Auftraggeber unter gewissen Bedingungen wohl berechtigt, eine Verzugsbuße festzusetzen, aber nur, wenn eine Störung oder Unterbrechung in den Verlegungsarbeiten eintritt. Sie ist aber nicht berechtigt, die fehlende Menge auf Kosten des Lieferwerkes anderweitig zu beschaffen.

Vielfach ist früher die Bestimmung gestellt worden, daß auf jedem Rohr durch Eindruck in den noch weichen Beton der Anfertigungstag und das Lieferwerkzeichen angebracht sein mußte. Sie mußte fallengelassen werden, da ihre Durchführung auf die größten Schwierigkeiten stößt, ohne Beschädigung der frischen Rohre kaum möglich ist und die Lieferer schwer belastet.

Höhe und Richtung der Seiteneinlässe bestimmen sich nach dem Normenblatt.

Von großer Bedeutung ist, daß der Bauverwaltung das Recht eingeräumt wird, Belastungsproben der versandbereiten Rohre im Werk ausführen zu lassen. Das setzt natürlich voraus, daß die in den Leitsätzen für die Prüfung von Zementrohren vorgeschriebene Druckpresse vorhanden ist. Wenngleich heute viele Werke Zementrohre herstellen, ohne eine Druckpresse zu besitzen, so gibt die Vorschrift dem Auftraggeber insofern eine große Sicherheit, als er seine Rohre nur von mit Druckpresse ausgestatteten Werken zu beziehen braucht.

Die Abnahme der Rohre geschieht im Werk oder auf dem Eisenbahnwagen im Empfangsbahnhof. Etwa vorhandene Beschädigungen hat sich die Bauverwaltung vor dem Entladen der Eisenbahnwagen bahnsseitig bescheinigen zu lassen.

Die Bauverwaltung hat die Pflicht, bei der Verlegung der Rohre die „Leitsätze für die Ausführung von Zementrohrleitungen“ anzuwenden.

Streitigkeiten werden vor einem Schiedsgericht ausgetragen.

Soweit die Allgemeinen Vertragsbestimmungen etwas anderes festsetzen, haben die Vorschriften dieser Besonderen Bedingungen den Vorrang.

Der Vorstand der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte hat es sich angelegen sein lassen, dem Deutschen Städtetag vorzuschlagen, den ihm angehörigen Städten die Einführung der neuen Besonderen Bedingungen zu empfehlen. Mit den neuen Bestimmungen wird manche früher vorhandene Unstimmigkeit zwischen Auftraggeber und Lieferer beseitigt. Sie schützen den einwandfreien Lieferer vor zweifelhaftem Wettbewerb und bieten den Bauverwaltungen Gewähr, einwandfrei beliefert zu werden. Die fertigen Druckstücke können von der Geschäftsstelle des Deutschen Betonvereins, Oberkassel (Siegkreis), bezogen werden.<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Vergl. „Betonkalender“ 1926 I. Teil, S. 427.

<sup>2)</sup> 0,30 R.-M. mit Anlagen, 0,03 R.-M. ohne Anlagen.



Vermischtes.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. Oktober erschienene Heft 19 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Das Kölner Hochhaus. — Ingenieur Privatdozent P. Pasternak: Beiträge zum Ausbau der nomographischen Bemessungsmethoden. — Dr. Fritz Emperger: Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen aus Beton. — Ing. Alfred Bonhardi: Zur Frage der Berechnung und Ausführung von Eisenbetonschornsteinen. — Der Deckeneinsturz Mosse und die Fachwelt. — Ing. Artur Jul. Fahnauer: Unmittelbare Bemessung von Eisenbetonplatten. — Obering. Julius Sauer: Das Abschmelzschweißverfahren im Eisenbetonbau.

**Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung** (82 D 14,770), vom 25. September 1925, betr. **Berechnung eiserner Brücken**. Die Reichsbahndirektion Essen schlägt vor, um die sich aus der Schweißung der Schienenstöße ergebenden Vorteile schon jetzt bei den Neubauten eiserner Brücken der Klasse N nutzbar zu machen, bei der Berechnung von N-Brücken, auf denen bis zu drei Schienenlängen liegen, die Stoßziffern für geschweißte Schienenstöße anzunehmen. Die Reichsbahndirektion geht dabei von der zutreffenden Annahme aus, daß zur Zeit der tatsächlichen Einführung der N-Lasten die Frage einwandfreier Schweißung der Schienenstöße gelöst sein wird und dann die Schienenstöße auf eisernen Brücken grundsätzlich geschweißt werden.

Wir treten dem Vorschlage der Reichsbahndirektion Essen bei und ersuchen, künftig alle N-Brücken unter Zugrundelegung der Stoßziffern für geschweißte Schienenstöße zu berechnen. Auf der ersten Seite der Brückenbücher so berechneter Brücken ist in rot der Vermerk zu machen:

„Die Berechnung ist unter der Annahme geschweißter Schienenstöße durchgeführt. Vor tatsächlicher Belastung der Brücke mit N-Lasten müssen die Schienenstöße geschweißt werden.“

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft  
Hauptverwaltung  
(gez.) Kraefft.

**Bezeichnung der Wasserstands- und Abflußzahlen.**<sup>1)</sup> Die am 17. bis 19. September 1925 in München versammelten Vorstände der reichsdeutschen Landesstellen für Gewässserkunde einigten sich auf folgende Bezeichnungen:

A. Grenz- und Mittelwerte der Wasserstände (cm) und Abflußmengen (m<sup>3</sup>/Sek.).

1. NNW niedrigster überhaupt bekannter Wasserstand, gegebenenfalls zu trennen in NNW überhaupt, NNW eisfrei.
- NNQ kleinste überhaupt bekannte Abflußmenge.
2. NW niedrigster Wasserstand des betrachteten Zeitraumes, gegebenenfalls zu trennen wie NNW.
- NQ kleinste Abflußmenge des betrachteten Zeitraumes.
3. MNW mittlerer niedrigster Wasserstand (mittlerer Niedrigstand, Mittelniedrigwasser) des betrachteten Zeitraumes.
- MNQ mittlere kleinste Abflußmenge des betrachteten Zeitraumes.
4. MW mittlerer Wasserstand (arithmetisches Mittel der täglichen Wasserstände) des betrachteten Zeitraumes.
- MQ mittlere Abflußmenge (arithmetisches Mittel der täglichen Abflußmengen) des betrachteten Zeitraumes.
5. MHW, MHQ } gemäß 1 bis 3.
6. HW, HQ }
7. HHW, HHQ }

**Bemerkungen.** Bei 2 bis 6 muß der zugehörige Zeitraum ersichtlich sein. Ohne Zusatz beziehen sich die Bezeichnungen auf das Jahr. MNW des Jahres ergibt sich, indem der niedrigste Wasserstand jedes einzelnen Jahres der betrachteten Jahresreihe festgestellt und aus diesen Werten das Mittel genommen wird, ebenso MNQ, indem die kleinste Abflußmenge jedes einzelnen Jahres aufgesucht und aus diesen Werten das Mittel gebildet wird. In entsprechender Weise sind MNW und MNQ für einen Monat zu verstehen und in den Ländern, die eine feststehende Einteilung des Jahres in ein Winter- und Sommerhalbjahr haben, auch MNW und MNQ des Winters oder des Sommers. Wie Winter und Sommer abgegrenzt sind, muß gesagt werden. Für die Werte MHW und MHQ treten an die Stelle der unteren Grenzwerte die oberen.

Die zu einem der Symbole 1 bis 7 zusammengehörigen Buchstaben dürfen niemals voneinander getrennt werden. Etwaige Zeitangaben sind, soweit sie nicht aus tabellarischer Anordnung ersichtlich sind, in folgender Weise hinzuzufügen:

<sup>1)</sup> Wir werden in der Folge von diesen Bezeichnungen in der „Bautechnik“ gern Gebrauch machen. Die Schriftleitung.

Jan. MW 1901/20  
Wi. MNW 1901/20  
So. MHQ 1901/20

Während die Abkürzung der Monatsnamen und Halbjahre durch einen Punkt kenntlich gemacht wird, werden die Symbole 1 bis 7 ohne Punkt geschrieben.

Zusatz für den Rhein. Der durch internationale Vereinbarung festgelegte „gleichwertige Wasserstand“ wird mit GIW bezeichnet.

B. Bezeichnung der Wasserstände und Abflußmengen nach der Dauer.

Es ist eine Bezeichnungsweise sowohl nach der Unter- wie nach der Überschreitungsdauer vorzusehen. Beide sind in folgender Art voneinander zu unterscheiden:

30 W der an 30 Tagen des Jahres überschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand. Mit ihm fällt zusammen:

335 W der an 335 Tagen des Jahres unterschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand.

Ohne weiteren Zusatz beziehen sich die Bezeichnungen wieder auf das Jahr.

Zeitangaben sind rechts von W oder Q hinzuzufügen, wie in folgenden Beispielen:

60 W Wi. 1901/20 der in den Wintern 1901/20 durchschnittlich an 60 Tagen überschrittene oder gerade vorhandene Wasserstand,

90 Q So. 1901/20 die in den Sommern 1901/20 durchschnittlich an 90 Tagen unterschrittene oder gerade vorhandene Abflußmenge.

Der in einer Reihe von Jahren ebenso oft über- wie unterschrittene Wasserstand (gewöhnlicher Wasserstand) wird mit GW, ebenso die gleich oft über- wie unterschrittene Abflußmenge mit GQ bezeichnet.

C. Wasserstandzonen.

Von einer mathematisch bestimmten Abgrenzung der Wasserstandzonen durch Mittelwerte oder durch Dauerzahlen muß wegen zu großer Mannigfaltigkeit der Verhältnisse an den einzelnen Gewässern abgesehen werden.

D. Sonstige Zeichen in Untersuchungen über Niederschlag, Abfluß und Verdunstung.

q Abflußspende in m<sup>3</sup>/Sek. km<sup>2</sup> oder l/Sek. km<sup>2</sup>.

N Höhe des Niederschlages } wenn nichts anderes bemerkt, in mm.  
A Höhe des Abflusses }  
U Unterschied N - A } wenn nichts anderes bemerkt, in mm.  
V Verdunstung }

Wo Verwechslungen nicht möglich sind, können die Zeichen N, A, U und V auch für die entsprechenden Massen (Millionen m<sup>3</sup>) benutzt werden. Sonst können diese, soweit Abkürzungen für sie überhaupt wünschenswert erscheinen, z. B. durch  $\bar{N}$ ,  $\bar{A}$ ,  $\bar{U}$ ,  $\bar{V}$  oder  $N'$ ,  $A'$ ,  $U'$ ,  $V'$  bezeichnet oder durch ähnliche Merkmale von den Höhen unterschieden werden.

**Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, September 1925.** 47 S. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 1,80 R.-M.

Die von Baubehörden, Bauingenieuren, Architekten und Bauunternehmern seit langem sehnlich erwarteten neuen „Eisenbetonbestimmungen“ sind nunmehr in einer für den Gebrauch bequemen Ausgabe erschienen. Für Preußen sind sie durch Erlaß des Wohlfahrtsministers vom 9. September für bindend erklärt worden; die übrigen Länder des Deutschen Reiches werden voraussichtlich bald folgen. Die Bestimmungen umfassen Vorschriften für Eisenbetonbauwerke, für ebene Steindecken, für Betonbauwerke und für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. Die beiden ersten und wichtigsten dieser Vorschriften sind bereits in der „Bautechnik“ 1925, Heft 39 u. 43 von sachkundiger Seite eingehend erörtert worden; hinsichtlich der Beton- und der Versuchsvorschriften, die gegen 1916 weit weniger einschneidende Änderungen als die anderen erfahren haben, muß auf die Veröffentlichung selbst, die ja für jeden, der überhaupt mit Beton zu tun hat, unentbehrlich sein dürfte, verwiesen werden. Ls.

**Bauwesen und Baustoffindustrie.** Die Jubiläums-Ausgabe „Bauwesen und Baustoffindustrie“ (Sonderfachaussgabe Nr. 7) der nunmehr 25 Jahre lang erscheinenden „Deutschen Bergwerks-Zeitung“, Essen, liegt uns vor. Sie übertrifft die vorangegangenen Ausgaben weit an Umfang, und zwar enthält sie auf 64 Seiten Großformat nicht weniger als 46 reich illustrierte Aufsätze aus fachkundiger Feder, die zusammen ein anschauliches Bild dieser gerade jetzt im Vordergrund des



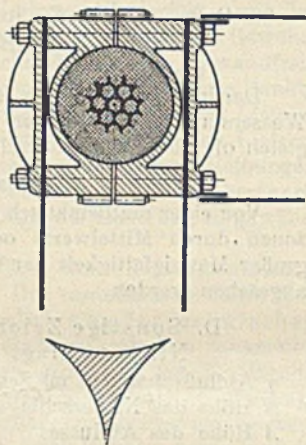
Interesses stehenden Wirtschaftszweige ergeben, und auch dem Fachmanne manches Neue bieten. Besonderen Wert gewinnt die Ausgabe dadurch, daß durch sie das gesamte Betrachtungsgebiet zum ersten Male bis in seine feinsten Verästelungen hinein verfolgt wird. Der praktischen Auswertung der in ihr gegebenen Anregungen steht so jede Möglichkeit offen.

### Zuschriften an die Schriftleitung.

Zu dem Entwurf der Ingenieurfirma Robinson & Steinman, New York, für die Hafenbrücke in Sydney. Angeregt durch die Erörterungen, die sich in dieser Zeitschrift<sup>1)</sup> an die Beschreibung des Hängebrückenentwurfes der Ingenieurfirma Robinson & Steinman in New York für die Hafenbrücke in Sydney anschlossen, hat Herr Dr. Steinman nunmehr in Heft 33, S. 451 u. 452 noch einige Einzelheiten über die gewählte Durchbildung des Kabelknotens — der Verbindung des Versteifungsträgers mit den paralleldrähtigen Kabeln —, sowie über die Ausbildung des Kabels selbst bekanntgegeben. Danach haben die Entwurfsverfasser dem Kabelknoten alle Aufmerksamkeit geschenkt und sind neue Wege gegangen. Sie verzichten darauf, die Reibung zwischen Schelle und Kabel allein zur Übertragung der großen Gurtkräfte an das Kabel zu benutzen. Durch örtliche Verdickungen des Kabels und durch entsprechende Form der Schelle wird vielmehr noch Keilwirkung zur Kraftübertragung herangezogen. Die Entwurfsverfasser hatten augenscheinlich von vornherein das richtige Gefühl für die Unzulänglichkeit der gewöhnlichen Schellenanordnung, wie ich das in meinen Bemerkungen zum Entwurf hervorgehoben habe. Die örtliche Verdickung des Kabels soll, wie die Abb. zeigen, durch Einlagen aus weichem Metall — einer Zinklegierung — zwischen und um die mittleren sieben Kabelstränge erzielt werden. Herr Dr. Steinman bemerkt dazu, daß eine einzige dicke Einlage — z. B. in den Kern des innersten Stranges — eine erhebliche Störung des glatten Verlaufs der parallelen Drähte hervorrufen würde. Das stimmt; die Drähte werden bis zur Wiedervereinigung zum parallelen Verlauf abgelenkt, sie werden sich teilweise überschneiden, und es entstehen Zwischenräume, die irgendwie durch eine Füllmasse — z. B. Fasereinlagen, dicken Farbstoff — auszufüllen sind, was vielleicht nicht ganz einwandfrei möglich ist. Daher wird eine größere Anzahl dünner, dreieckförmiger Einlagen vorgeschlagen, die von der dicksten Stelle in der Mitte des Knotens sich bis zu Null am Ende auslaufen. Aber auch diese dünnen Einlagen werden, wie eine einfache Überlegung zeigt, eine Störung des parallelen Verlaufs der Drähte nicht hindern können. Bei jeder Einlage, welche Form sie auch haben möge, tritt diese Störung ein und muß bei dieser Lösung des Kabelknotens in Kauf genommen werden zugunsten einer einwandfreieren Kräfteübertragung der Gurtkräfte an die Kabel. Eine Vermeidung dieses Umstandes wäre wohl nur möglich, wenn man sich entschloße, die kreisrunde Kabelform zu verlassen und den Kabelquerschnitt flachoval oder gar rechteckig zu wählen. Der Steinmansche Vorschlag ist auf alle Fälle neu und bemerkenswert, der Grundgedanke gut.

Recht gering scheint mir die gewählte Kabelverdickung selbst zu sein, die bei rd. 76 cm Kabeldurchmesser nur  $\frac{3}{8}$ " = rd. 1 cm sein soll, d. h. nur rd.  $\frac{1}{80}$  der Kabelstärke. Das bedingt eine äußerst genaue und sorgfältige Bearbeitung der Schellenhohlraum, wenn wirklich noch Keilwirkung eintreten soll. Ich möchte eine weit kräftigere Anschwellung empfehlen, selbst auf die Gefahr einer größeren Störung des inneren Verlaufes der Kabeldrähte.

Das kräftige Zusammenpressen der einzelnen Kabelstränge aus der Sechseckform in die Kreisrundform und das schließliche Umwickeln des kreisrunden Kabels mit Draht in gespanntem Zustande sichert es nach den Ausführungen von Herrn Dr. Steinman völlig vor der Einwirkung irgendwelcher Feuchtigkeit. Nicht möglich wird das aber sein in der Nähe der Pylonen, wo das Umspinnen wegen der aus der Durchbiegung der Brücke im Kabel entstehenden Biegungsspannungen wegleiben muß, ebenso in den Ankerschächten, wo die Kabel sich wieder in einzelne Stränge auflösen und wo ein Umwickeln ganz unmöglich ist. Zu dem ersten Punkte hat sich kürzlich Herr Dr. Otto F. Theimer — vom Bureau Lindenthal — anlässlich seiner Besprechung des Entwurfes von Prof. Dr. Schachenmeier für die Hudson-Brücke geäußert.<sup>2)</sup> Er schreibt daselbst wörtlich: „Es gibt



für die Vermeidung der im fest zusammengepreßten Kabel in der Nähe der Türme entstehenden gefährlichen Biegungsspannungen nur einen Ausweg, nämlich die Drähte und Litzen für eine gewisse Länge nahe den Stützen nicht zusammenzupressen. Aber wie die Erfahrung lehrt, ist es dann unvermeidlich, daß sich in diesen losen Stellen der Kabel mit der Zeit sauer reagierende Feuchtigkeit durch Kondensation aus der Luft ansammelt. Gegen das Eindringen von Luft schützt keine wasserdichte Kabelhülle. Die außerordentlich große Oberfläche der Tausende von Drähten ist im Laufe der Zeit der Gefahr des Rostes ausgesetzt, trotz Zinküberzuges und Farbenschutz, der, wenn er einmal angegriffen ist, an den inneren und unzugänglichen Stellen nicht erneuert werden kann.“

Noch schlimmer ist es bei den Verankerungen der Fall, wo zwischen und neben den vielen auseinanderlaufenden Strängen jegliche Sicherung der Drähte — außer durch äußere Anstriche — gegen die Angriffe der Atmosphärien unmöglich ist und wo auch die Zugänglichkeit meist eine knappe und beschwerliche ist. Ein typisches Beispiel solchen Verhaltens paralleldrähtiger Kabel konnte man in Deutschland beim alten Kabelsteg über die Donau bei Passau beobachten. Die 1869 aus bestem schwedischem Holzkohleneisen gesponnenen Kabel, deren Drähte ununterbrochen in den Ankerkammern um den Ankerkörper herumgeführt waren, zeigten im Freien durchweg bestes Verhalten, obwohl jegliche Umwicklung fehlte. Der gut unterhaltene Anstrich genügte vollkommen. In den Ankerschächten war ein solcher jedoch unmöglich, an den Auflagerstellen der Kabel auf den Schuhen im Mauerwerk erst recht nicht. Ein Draht nach dem anderen rostete und brach schließlich durch, so daß nach 40jährigem Bestehen der Steg abgebaut werden mußte; die Verantwortung für die Sicherheit konnte niemand mehr übernehmen.

So elegant und einfach die Kabelbauweise ist, so sind doch noch nicht alle Einzelheiten unbedingt sicher gelöst. Selbstverständlich soll dadurch in keiner Weise den hervorragenden Leistungen der amerikanischen Brückenbauer auf dem Gebiete des Hängebrückenbaues ein Abbruch getan werden.

Sterkrade, 24. August 1925.

Dr. Bohny.

### Personalnachrichten.

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt sind: zum Direktor bei der Reichsbahn: die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Teubner, bei der R. B. D. Berlin, zurzeit beurlaubt, und Mantell, Abteilungsleiter bei der R. B. D. Magdeburg; zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Freytag, Mitglied der R. B. D. Altona, und Hellwig, Mitglied der R. B. D. Erfurt; zum Reichsbahnrat: die Eisenbahnoberinspektoren Hildebrand, Vorstand des Eisenbahnverkehrsamts Uelzen, Cichon, Vorstand des Eisenbahnverkehrsamts Liegnitz, und Lenk, Vorstand des Eisenbahnverkehrsamts Dortmund.

Versetzt sind: der Reichsbahnoberrat Promnitz, bisher Mitglied der R. B. D. Königsberg (Pr.), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnräte Glünicke, bisher Vorstand des Eisenbahnverkehrsamts Wittenberge, nach Berlin zur vorübergehenden Beschäftigung bei der Hauptverwaltung, Blanckenburg, bisher Vorstand des Eisenbahnbetriebsamts 2 Trier, nach Gerolstein als Vorstand des dort hin verlegten Eisenbahnbetriebsamts 2 Trier, Werner, bisher in Elbing, in den Bezirk der R. B. D. Oppeln, Thalmann, bisher Leiter einer Abteilung beim Eisenbahnausbesserungswerk Sebaldsbrück, in gleicher Eigenschaft zum Eisenbahnausbesserungswerk Neumünster und Kurt Lehmann, bisher bei der R. B. D. Berlin, nach Recklinghausen als Leiter einer Abteilung beim Eisenbahnausbesserungswerk.

Überwiesen ist: der Reichsbahnrat von Loesecke von der R. B. D. Berlin zum E. Z. A. in Berlin.

In den Ruhestand sind getreten: der Reichsbahnoberrat Friedrich Mayr, Referent der R. B. D. Regensburg, und der Reichsbahnratmann Bliemel, Vorstand der bautechnischen Bureaus B und C der R. B. D. Oppeln.

Gestorben sind: die Reichsbahnratmänner Hoinkiß, Gleiwitz, Abnahmebeamter beim E. Z. A., und Elbers, technischer Betriebskontrolleur bei der R. B. D. Elberfeld.

<sup>2)</sup> S. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 22, S. 286 bis 290.

**INHALT:** Der Tanna-Tunnel bei Atami in Japan. — Die Gründung einer Kranbahn mit Preßbetonpfählen im städtischen Industriehafen zu Emmerich. — Gdingen, der künftige polnische Seehafen. — Wider den sogenannten Kipp-sicherheitsgrad von Stützmauern. — Neue Bedingungen für die Lieferung von Zementröhren. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen Internationales Organ für Betonbau. — Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung. — Bezeichnung der Wasserstands- und Abflussszahlen. — Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, September 1925. — Bauwesen und Baustoffindustrie. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

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

<sup>1)</sup> S. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 11, S. 125/126.