DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang BERLIN, 26. August 1932 Heft 37

Die Dichtung des Berliner Spreetunnels zwischen Jannowitz- und Waisenbrücke durch einen inneren Eisenbetonmantel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Bürklen, Direktor der August Wolfsholz Preßzementbau AG, Berlin.

Der Spreetunnel zwischen Jannowitz- und Waisenbrücke wurde in den Jahren 1914 bis 1918 gebaut und bildete einen Teil der 1913 begonnenen AEG-Untergrundbahn, die die kürzeste Verbindung zwischen dem Bahnhof Gesundbrunnen und Neukölln herstellen sollte. Infolge der während des Krieges immer größer werdenden Schwierigkeiten bei der Beschaffung von Arbeitskräften und Baustoffen mußte der Bau der begonnenen Teilstrecken allmählich eingestellt werden, mit Ausnahme der Spreeunterführung, bei der eine Stillegung nicht angängig war.

Der Tunnel kreuzt die Spree (Abb. 1) unter einem spitzen Winkel und in einer schlanken S-Kurve, die auf dem Südufer an der Jannowitzbrücke in der Brückenstraße beginnt und am Nordufer bei der Waisenbrücke in die Neue Friedrichstraße einmündet. Die etwa 180 m lange Strecke unter der Spree ist heute noch der längste Untergrundbahntunnel in Berlin, der auch durch die späteren Spree-Unterfahrungen nicht übertroffen wurde.

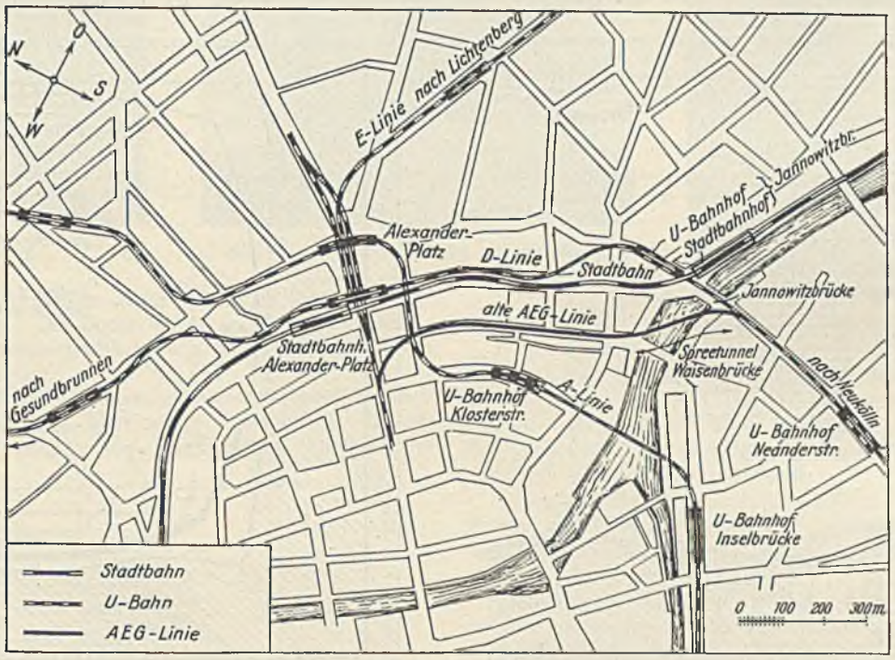


Abb. 1. Lageplan.

Der in Abb. 2 dargestellte Querschnitt läßt die von den übrigen Tunneln abweichende Ausführung erkennen. Um die Gefahr des bei der ersten Spree-Unterfahrung an der Inselbrücke vorgekommenen Wassereinbruchs in die offene Baugrube auszuschalten, wurde nach dem Rammen der Spundwände und dem Einbau der Brunnen in der ausgebaggerten Flußrinne eine 1,10 m dicke Eisenbetondecke mit darüberliegender wasserdichter Leinwand und 25 cm dickem Schotterbett hergestellt. Unter dem Schutze dieser Decke wurde dann der Tunnel gebaut. Dabei traten besonders bei der Herstellung der äußeren Pappdichtung große Schwierigkeiten auf, deren Auswirkung auf die Wasserdichtigkeit des Tunnels um so nachteiliger war, als während des Krieges nicht genügend zahlreiches geschultes Personal zur Verfügung stand und auch zum Teil die Baustoffe nicht mehr den Anforderungen voll genügten. Infolgedessen zeigten sich nach Stillegung der Grundwasserhaltung zahlreiche undichte Stellen, zu deren Beseitigung in den folgenden Jahren die verschiedensten Maßnahmen getroffen wurden.

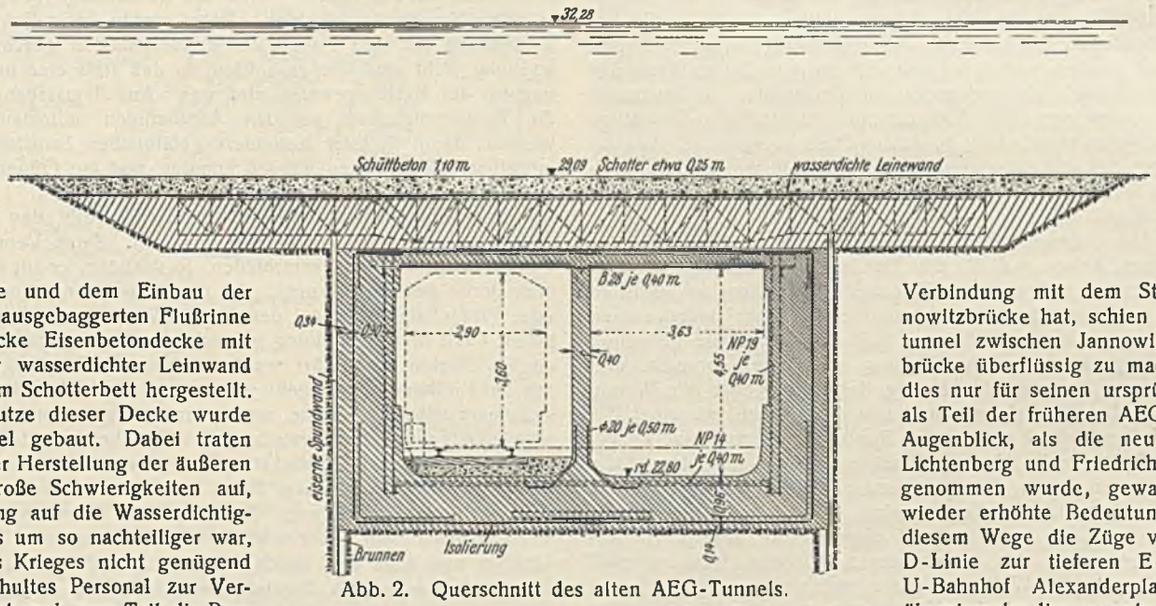


Abb. 2. Querschnitt des alten AEG-Tunnels.

Die Messungen des in den Tunnel eintretenden Wassers ergaben nämlich 1919 eine durchschnittliche Menge von 67 m³ je Tag. Da außerdem das Technische Untersuchungsamt der Stadt Berlin einen hohen Kalkgehalt des Wassers feststellte, so bestand die Gefahr, daß der Beton von dem durchströmenden Wasser immer mehr ausgelaugt und in seiner Festigkeit herabgemindert wurde.

An die schadhafte äußere Pappdichtung konnte man allerdings nicht heran, weshalb man versuchte, den Tunnel nachträglich innen zu dichten, indem man einen wasserdichten Putz aufbrachte und diesem verschiedene Zusätze an den besonders durchlässigen Stellen beimischte. Die Ungunst der Inflationszeit gestattete jedoch keine durchgreifenden Maßnahmen, so daß mit den angewandten Mitteln nur eine gewisse Verbesserung, aber kein voller Erfolg erzielt werden konnte.

Als dann der Weiterbau der Bahn zwischen Gesundbrunnen und Neukölln geplant wurde, entschloß man sich zu einer Verlegung der Linie aus der Neuen Friedrichstraße in die Dircksenstraße, wodurch die neue D-Linie in den gemeinsamen Untergrundbahnhof am Alexanderplatz einbezogen wurde. Diese Lösung, die außer dem eben genannten Vorteil noch den weiteren einer Verbindung mit dem Stadtbahnhof Jannowitzbrücke hat, schien den alten Spreetunnel zwischen Jannowitz- und Waisenbrücke überflüssig zu machen. Doch galt dies nur für seinen ursprünglichen Zweck als Teil der früheren AEG-Bahn. In dem Augenblick, als die neue E-Linie nach Lichtenberg und Friedrichsfelde in Angriff genommen wurde, gewann der Tunnel wieder erhöhte Bedeutung, weil nur auf diesem Wege die Züge von der höheren D-Linie zur tieferen E-Linie, die im U-Bahnhof Alexanderplatz rechtwinklig übereinander liegen, gelangen können und für beide Strecken nur die Unterhaltungswerkstätten in der Seestraße zur Verfügung stehen.

Zu diesem Zwecke war es nötig, den Tunnel vorher vollkommen zu dichten und betriebsicher zu machen. Von den verschiedenen in Betracht

gezogenen Vorschlägen wurde durch das technische Büro der Nordsüdbahn AG eine Innendichtung mittels eines Eisenbetonmantels als die zweckmäßigste und wirtschaftlichste Lösung ermittelt. Das darüber eingeholte Gutachten von Prof. Dr.-Ing. Mörsch, Stuttgart, bezeichnete unter eingehender Würdigung aller örtlichen Verhältnisse die Herstellung einer inneren Monierdichtung als möglich und befürwortete eine solche, da auf diese Weise ein voller Erfolg zu erreichen sei. Das Gutachten enthielt auch alle grundlegenden Einzelheiten für die Ausführung, weshalb der Gutachter mehrfach zu Besichtigungen und Beratungen während der Arbeiten zugezogen wurde.

Nach diesen Richtlinien sollte die Monierdichtung bei abgesenktem Grundwasser hergestellt werden und aus einem wasserdichten Beton mit engmaschiger Bewehrung bestehen. Zur Verankerung (Abb. 3) sollten in den alten Tunnelbeton Rundeisenbügel mit Zementmörtel eingepreßt werden, deren Abstand so zu bemessen war, daß die Monierdichtung durch den vollen Wasserdruck nicht abgehoben wurde, d. h. ihre Biegefestigkeit sollte unter Berücksichtigung der nötigen Sicherheit nicht überbeansprucht werden. Um dies zu erreichen, umfassen die Rundeisenbügel

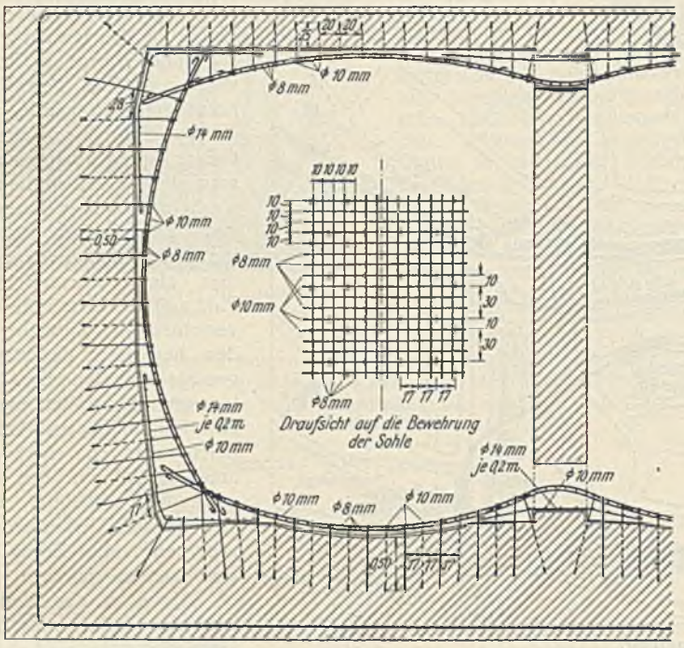


Abb. 3. Verankerung und Bewehrung der Monierdichtung.

mit Haken die Bewehrung und übertragen dadurch den Wasserdruck auf den alten Tunnelbeton, der, durch den Eisenbetonmantel wirkungsvoll verstärkt, dieser Beanspruchung noch vollauf gewachsen ist. Als weiterer Schutz war ein wasserdichter Zementputz vorgesehen.

Es konnte demnach für die Sohle, Wände und Decke genau die Bewehrung der mindestens 8 cm dicken Monierdichtung und der Bügelabstand berechnet werden, wobei auf den sehr knappen lichten Raum des Tunnels weitgehend Rücksicht genommen werden mußte. Infolgedessen entstand ein aus einzelnen, sich gegeneinander abstützenden Gewölben bestehender Eisenbetonmantel (Abb. 4), dessen Form in statischer Hinsicht den großen Vorteil hat, daß die einzelnen Gewölbe den Wasserdruck auch dann aufnehmen können, wenn die Wirkung der Rundeisenanker ganz außer Betracht bleibt.

Bei der in Abb. 3 dargestellten Anordnung werden z. B. die in der Sohle eingepreßten Anker von 10 mm Durchm. mit 820 kg/cm² Zugspannung beansprucht, während der Eisenbeton an seiner schwächsten Stelle von 8 cm eine Biegungsspannung von nur 6,7 kg/cm² aufzunehmen hat, wenn mit einem Wasserdruck von 9,53 t in der Sohle gerechnet wird. Berücksichtigt man aber die Wirkung der Anker gar nicht und nimmt nur eine gewölbeartige Abstützung der Sohle gegen die Wände an, so ergibt sich im Scheitelquerschnitt von 8 cm Dicke mit einer Bewehrung von 5 Rundeisen 8 mm und 5 Rundeisen 10 mm eine Druckspannung von 37,3 kg/cm². Alle Spannungen können in jedem Falle von dem sehr festen Beton mit genügender Sicherheit aufgenommen werden, so daß in statischer Hinsicht eine vollkommen einwandfreie Lösung gefunden worden ist. Die auf diese Weise ermittelten Abmessungen mußten genau den verschiedenen Tunnelprofilen angepaßt werden, die in ihrer lichten Weite und Höhe stark wechseln, je nach den Halbmessern der Kurven und den Übergängen von der Waagerechten zur Steigung. Ebenso mußte man sich beim Bohren der Ankerlöcher an die Einteilung der eisernen Träger halten und Rücksicht auf die äußere Pappdichtung nehmen (vgl. Abb. 2). Die geringe lichte Weite gestattete auch nicht die völlige Auskleidung jedes Tunnelschlauches für sich, wodurch die Mittelwand auf beiden Seiten eine Eisenbetonschicht erhalten hätte und ein ringsum geschlossener Mantel in jedem Tunnelschlauch entstanden wäre. Es mußte vielmehr die Mittelwand oben und unten durchschnitten und die Decken- bzw. Sohlendichtung an diesen Stellen hindurchgezogen werden. Da dies nur in kurzen Abschnitten ausgeführt werden konnte, entstanden hier mehr Arbeitsfugen als im freien Tunnelprofil, was natürlich die Arbeit erschwerte und die Zahl der gefährdeten Stellen unliebsam vermehrte. Das Profil ließ jedoch keine anderen Abmessungen zu. Es wurde deshalb wie folgt vorgegangen (vgl. Abb. 3 u. 4).

Die zu dichtenden Tunnelflächen mußten zuerst sauber abgestemmt werden, damit die sehr dicken Krusten aus Kalksinter entfernt und überall eine rauhe Betonfläche geschaffen wurde. Dabei waren auch die an den Außenwänden und an der Sohle vorhandenen Vorsprünge zu beseitigen. Dann wurden die Ankerlöcher von 30 mm l. W. in der Sohle und den Außenwänden 50 cm und in der Decke 25 cm tief gebohrt und die Anker von 10 mm Durchm. mit Zementmörtel eingepreßt.

Nun mußte auf den Flächen ein Spritzputz von 1,5 cm Dicke aufgebracht werden, der den teilweise sehr starken Wasserandrang unter-

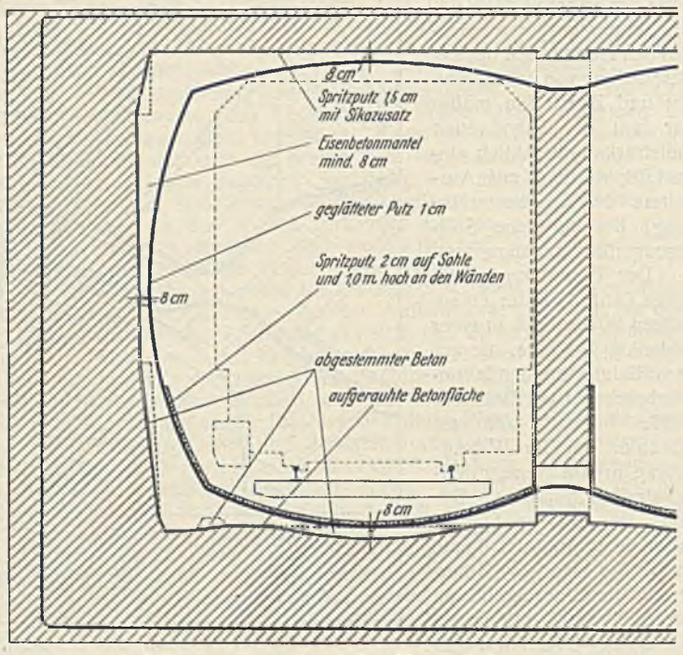


Abb. 4. Querschnitt der Monierdichtung.

binden sollte und deshalb einen Zusatz von Sika erhielt, damit unter seinem Schutze der Eisenbetonmantel ungehindert abbinden und erhärten konnte, ohne von Wasser ausgespült und porös gemacht zu werden. Nach Erhärten des Putzes wurde die Bewehrung verlegt und sorgfältig an jeder Kreuzung geflochten. Dabei wurde besonders auf eine straffe Verbindung mit den Haken der Rundeisenanker geachtet, die die Bewehrung dicht umschließen sollten, so daß stets eine unmittelbare Übertragung der Kräfte gewährleistet war. Aus demselben Grunde mußten die Bewehrungseisen an den Arbeitsfugen miteinander verschweißt werden, damit die hier besonders gefährlichen Schwindspannungen unmittelbar aufgenommen werden konnten und ein Öffnen der Fugen ausgeschlossen war.

Der Beton wurde unter ständiger Kontrolle des verantwortlichen Bauleiters genau nach Vorschrift gemischt. Seine Verarbeitung an der Verwendungstelle war verschieden, je nachdem er für die Sohle, Wände oder Decke gebraucht wurde. An der Sohle konnte der Beton mit Hand- oder Preßluftstampfern auf den für die Wasserundurchlässigkeit erforderlichen Grad der Verdichtung gebracht werden, während er an der Wand als Rüttelbeton ausgeführt wurde, indem die Schalung (Abb. 5) ständig mit Preßlufthämmern abgeklopft wurde, damit der Beton sich satt zusammenrüttelte und keine wasserdurchlässigen Poren entstanden. Am schwierigsten war die Herstellung des Eisenbetonmantels der Decke. Um hier vollkommene Dichtigkeit zu erzielen und keine Trennungsfuge zwischen altem und neuem Beton entstehen zu lassen, fand das Preßbetonverfahren Anwendung. Aus den 300 l Beton fassenden, mit Rührwerk ausgestatteten Kesseln wurde die Mischung unter Anwendung eines Druckes von etwa 3 at durch Schläuche von 80 mm l. W. in die durchschnittlich 4,5 m hoch liegende Deckenschalung eingepreßt. Wenn der Beton eingepreßt war, setzte man ihn zum Schluß noch mit wechselnden Spannungen bis zu 7 at unter Druck und drehte gleichzeitig die auf Spindeln sitzende Schalung etwas hoch (Abb. 6), so daß die Entstehung einer auch noch so feinen Fuge ausgeschlossen war. Daß dies durchweg gelungen ist, haben die mehrfachen Untersuchungen an besonders zu

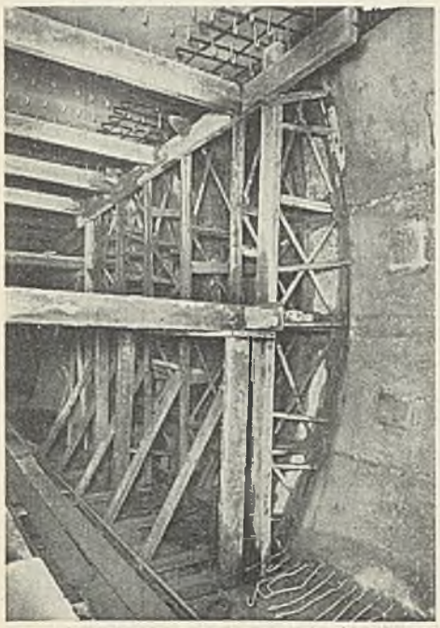


Abb. 5. Wandschalung.

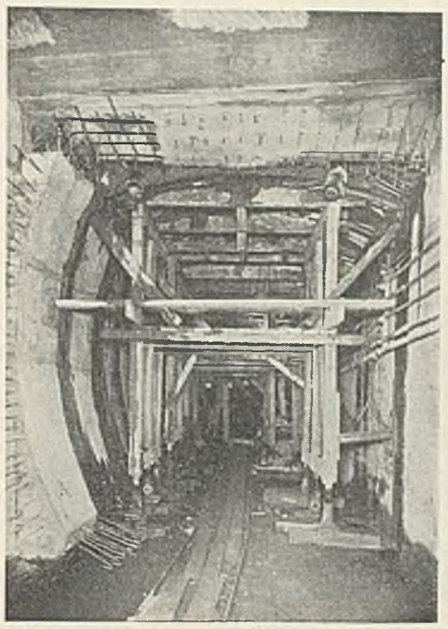


Abb. 6. Deckenschalung auf Spindeln.

Abb. 7. Betonoberfläche nach dem Abstocken.

diesem Zweck hergestellten Bohrungen durch den neuen Preßbeton und den alten Tunnelbeton gezeigt. Die Decke wurde in 2,5 bis 3 m langen Abschnitten, die Wände in durchschnittlich 10 m langen Teilen und die Sohle in größerer Länge betoniert.

Die Wand- und Deckenteile des Eisenbetonmantels besaßen nach dem Ausschalen größtenteils eine ganz glatte Zementhaut, die als besonderer Vorteil der Verwendung von Blechschalung infolge ihrer

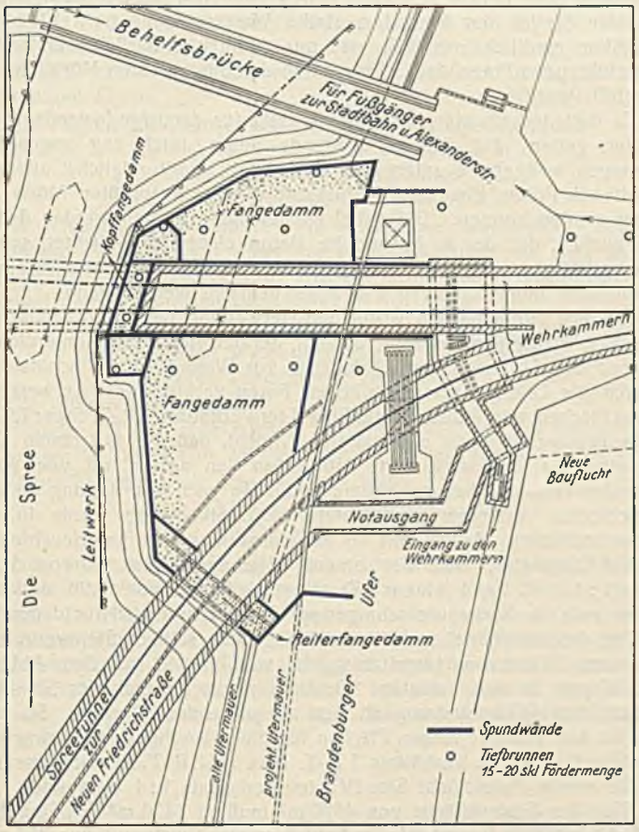


Abb. 8. Anschluß des alten Spreetunnels an die neue D-Linie am Brandenburger Ufer.

Wasserdichtigkeit sonst sehr erwünscht ist. Da man aber Wert auf einen wasserdichten Putz zur Überdeckung der unvermeidlichen Trennungsfugen zwischen den einzelnen Betonabschnitten legte, so wurde mit leichten Preßluftstockhämmern die Zementhaut auf den ausgeschalten Flächen abgestockt und eine rauhe Oberfläche hergestellt, an der der 1 cm dicke, geglättete Putz gut haften sollte.

Dabei wurde die vollkommen dichte und porenfreie Beschaffenheit des Betons festgestellt, wie Abb. 7 zeigt. Auch die Arbeitsfugen wurden vor dem Aufschleudern des Putzes sorgfältig auf mindestens 2 cm Tiefe ausgestemmt, um etwa vorhandene poröse Steinnester beseitigen zu können. Jedoch wurde überall eine sehr gute Verbindung der einzelnen Betonabschnitte vorgefunden, und Nachdichtungsarbeiten waren nur an der Sohle in der Mittelwand nötig.

Zum Schutze des wasserdichten Putzes gegen Beschädigungen beim Einbau der Gleise und späteren Stopfarbeiten erhielt die Sohle noch einen 2 cm dicken Spritzputz, der auch an den Wänden 1 m hoch gezogen wurde.

Um einigen Aufschluß über den vermutlichen Zustand des Tunnels zu erhalten, entschloß sich die Nordsüdbahn AG in dankenswerter Weise dazu, vor Vergebung der Arbeiten an einigen Stellen den alten Tunnelbeton aufzustemmen und Bohrlöcher herzustellen. Bei diesen Vorarbeiten zeigte sich, daß die Festigkeit und Wasserdurchlässigkeit des alten Betons sehr verschieden war. Man mußte demnach wohl mit Schwierigkeiten und Überraschungen rechnen; diese wurden aber von der Wirklichkeit noch übertroffen.

Die Tunnelsohle liegt nämlich an der tiefsten Stelle etwa 9,5 m unter MW der Spree, so daß mit diesem Wasserdruck während der Herstellung der Dichtung uneingeschränkt zu rechnen gewesen wäre, wenn nicht in unmittelbarer Nähe des südlichen Tunnelendes an der Jannowitzbrücke eine Grundwasserabsenkung mit Tiefbrunnen für den dort gelegenen 1. Bauabschnitt des neuen Spreetunnels in Betrieb gewesen wäre. In Abb. 8 sieht man den Anschluß des neuen an den alten Spreetunnel, dessen Grenze unter dem Reiter-Fangedamm am südlichen Brandenburger Ufer liegt, der die schräg zur Spree verlaufende Baugrube der Anschlußstrecke abschließt. Da die Entfernung von dieser Stelle bis zur Einmündung des alten Spreetunnels in die Neue Friedrichstraße an der Waisenbrücke etwa 180 m beträgt, so konnte man über die Reichweite der Grundwasserabsenkung auf dieser Strecke nur Vermutungen anstellen. Es waren zwar außerhalb des Spreebettes Beobachtungsbrunnen vorhanden, deren nächstgelegener am Brandenburger Ufer im Juli 1929 einen Wasserstand in der mittleren Tiefe + 22,50 aufwies. Aber über den Grundwasserstand innerhalb der Spree war nichts Näheres bekannt; man rechnete jedoch damit, daß das Spreebett durch die zahlreichen Sinkstoffe jeder Art vollkommen abgedichtet sei und infolgedessen auch die Sandschichten, in denen der alte Spreetunnel liegt, unter der Wirkung der benachbarten Grundwasserabsenkung genügend wasserfrei seien, um keinen Wasserandrang während der Dichtungsarbeiten befürchten zu müssen. Diese selten günstigen Verhältnisse während des Baues des neuen Spreetunnels, die man als sicher voraussetzte, wollte man nun für die geplante Dichtung des alten Tunnels ausnutzen und begann mit den Arbeiten Mitte August 1929, gerade als der erste Bauabschnitt des neuen Tunnels beendet war. Bei Beginn zeigte sich jedoch sofort, daß diese Annahmen in keiner Weise zutrafen. Besonders flossen im Bereiche des südlichen Tunnelendes große Mengen Spreewasser in die sandigen Untergrundschichten ab, nachdem das Spreebett an dieser Stelle durch das Beseitigen der Fangedämme nach Beendigung des ersten Bauabschnittes vollkommen aufgewühlt und undicht geworden war. Wenige

Abb. 9. Abgestemmte Decke und Seitenwand mit Ankerlöchern.

Abb. 10. Hohlräume in der Decke.

Abb. 11. Versetzen der Bohrlöcher infolge unregelmäßiger Trägerlage.

Stunden nach Entfernen des Reiter-Fangedammes an der Grenze des alten und neuen Spreetunnels waren die Tunnelwände völlig naß, so daß man von Anfang an gerade im südlichen Teil, wo mit den Arbeiten begonnen wurde, mit den größten Schwierigkeiten infolge des starken Wasserandranges zu kämpfen hatte. Trotzdem wurde aber nach nochmaliger Prüfung der örtlichen Verhältnisse beschlossen, die Arbeiten in der geplanten Weise fortzusetzen.

Beim Abstemmen des alten, wasserdichten Putzes, der trotz seiner guten Beschaffenheit nicht imstande gewesen war, mit seiner Haftfestigkeit am Beton allein den hohen Wasserdruck aufzunehmen, zeigte sich, daß der alte Beton an vielen Stellen nur noch geringe Härte und Festigkeit besaß, ein Zeichen dafür, daß der ursprüngliche Zementgehalt größtenteils durch das durchgeflossene Wasser ausgelaugt worden war (Abb. 9). Dies konnte um so leichter eintreten, als der aus feinem Kiessand in magerer Mischung hergestellte Beton mit Rücksicht auf die vorhandene bituminöse Dichtung ohne Bedenken porös sein durfte. Die zeichnungsmäßig 90 cm tief liegende Dichtung wurde an zahlreichen Stellen beim Bohren der 50 cm langen Ankerlöcher schon in geringerer Tiefe angetroffen. Offenbar saßen ursprünglich an solchen Stellen die Brunnen der Grundwasserabsenkungsanlage zu weit nach der Wandmitte zu, so daß auch die Dichtung beim Tunnelbau weit nach innen vorgezogen worden war. Sobald nun der Bohrer darauf stieß, wurde das Bitumen durch den hohen Wasserdruck von außen in das Bohrloch hineingedrückt, aus dem es dann langsam herausfloß. In solchen Fällen konnte durch geteertes Werg und Holzpfropfen meist noch der Wassereinbruch verhindert werden. Wenn aber die Außendichtung durchstoßen war, dann bedurfte es oft tagelanger Arbeit, um die Einbruchstellen, die bis zu mehreren sl Wasser führten, mit Preßzement und Sika abzudichten. In der Decke waren zahlreiche Stellen, an denen wahrscheinlich ursprünglich Steifen zur Unterstützung der Schutzdecke gestanden waren, nicht ausbetoniert, sondern ausgemauert worden (Abb. 10). Dabei waren aber vielfach Hohlräume übriggeblieben, die nun mit Mörtel nachträglich ausgepreßt werden mußten. In derselben Weise hatte man die vorgefundenen Risse zu dichten, bevor man mit den eigentlich geplanten Arbeiten beginnen konnte, da an den meisten dieser Stellen auch sehr viel Wasser austrat. Auf welche Unregelmäßigkeiten hinsichtlich der Lage der Profilträger im alten Tunnelquerschnitt man unter Umständen auch beim Bohren der Ankerlöcher stieß, zeigt Abb. 11, wie man überhaupt nachträglich noch die großen Schwierigkeiten feststellen konnte, die beim Neubau des Tunnels zu überwinden waren und die oft zu einer Abweichung von der geplanten Ausführung gezwungen hatten.

Angesichts dieses Zustandes des Tunnels, nämlich des porösen Betons und der darin vorgefundenen Risse und Hohlräume, besaßen die zahlreichen Bohrlöcher für die Rundeisenbügel eine erhöhte Bedeutung, weil bei ihrer dichten Anordnung — etwa 25 Stück/m² — nicht nur sämtliche Schäden des Tunnels aufgefunden werden mußten, sondern auch durch den in die Bohrlöcher eingepreßten Mörtel der alte, poröse Beton weithin abgedichtet und die Risse und Hohlräume ausgefüllt wurden. Der Verbrauch an eingepreßtem Mörtel betrug für ein durchschnittlich 42 cm tiefes Bohrloch 2,21 l, was der beste Beweis für die weitgehende Verdichtung des alten Tunnelbetons ist. Nimmt man nämlich entsprechend dem durchschnittlichen Abstand der Bohrlöcher von 20 cm auch eine Einpressung bis zu 20 cm Tiefe an, so hat der auf ein Bohrloch entfallende Betonabschnitt einen Inhalt von 0,0248 m³. Das mit Rundeisenanker von 10 mm Durchm. besetzte, 42 cm tiefe und 30 mm weite Bohrloch nimmt nur 0,27 l Mörtel auf, so daß von der oben angegebenen, durchschnittlichen Mörtelverpressung 1,94 l auf die Poren des alten Betons entfallen. Dessen ausgefülltes Porenvolumen beträgt demnach unter den gemachten Voraussetzungen im Durchschnitt 7,8%. Dieses Ergebnis zahlreicher Messungen und Stichproben deckte sich auch vollkommen mit der Beobachtung, daß an vielen Stellen der besonders starke Wasserandrang nach Einpressen der Anker merklich nachließ, was nur dadurch erklärlich war, daß die wasserführenden Poren des Betons durch den eingepreßten Mörtel weithin ausgefüllt wurden.

Es darf deshalb als ein Hauptgrundsatz für derartige Instandsetzungsarbeiten gelten, daß der zu dichtende Beton durch eng angeordnete Bohrungen weitgehend untersucht werden soll, damit möglichst alle darin enthaltenen Poren, Risse und Hohlräume durch eingepreßten Mörtel ausgefüllt werden können. Die dabei entstehenden Kosten werden dadurch ausgeglichen, daß der so behandelte Beton nicht nur gedichtet, sondern auch verfestigt wird und dafür die zur Aufnahme des Wasserdrucks statisch erforderliche Monierdichtung schwächer gemacht werden kann.

Auf alle Tunnelflächen wurde vor Herstellung des Eisenbetonmanteis ein 1,5 cm dicker Spritzputz aufgebracht, der den Beton der Monierdichtung während des Abbindens und Erhärtens vor Wasserandrang schützte und dadurch die Bildung von schädlichen Poren verhinderte. An besonders nassen Flächen wurde dem Mörtel Sika II im Verhältnis 1 R.-T. Sika : 1,2 R.-T. Anmachwasser zugesetzt und dadurch erreicht, daß der mit einem Druck von etwa 5 at angeschleuderte Mörtel an den nassen, oft von Wasser triefenden Tunnelflächen gut haftete und diese nach Aufbringung mehrerer Putzschichten vollkommen abdichtete. Die Sikalösung wurde in einer durchschnittlichen Menge von 10 Raumprozenten des naturfeuchten Gemisches zugesetzt, was bei einem Mischungsverhältnis von 1 R.-T. Zement : 1 R.-T. Sand einem Wasserzementfaktor von 0,20 entspricht. Dieser auch für Spritzputz sehr geringe Wasserzusatz ist nur dadurch erklärlich, daß der Mörtel verhältnismäßig trocken sein mußte, wenn er auf die nassen Flächen aufgespritzt wurde, weil er dort vor dem Abbinden noch Wasser in sich aufnahm. Deshalb wechselte auch der Sika-Anteil je nach dem Wasserandrang an den zu putzenden Flächen. So wurde z. B. an den weniger nassen Flächen für die erste Putzschicht zwar ebenfalls Sika II, aber im Verhältnis 1 R.-T. Sika zu 3 R.-T. Anmachwasser und für die zweite Putzschicht Sika IVa im Verhältnis 1 : 4 verwendet.

Von der Gesamtfläche von 4670 m² mußten 1470 m² mit Sika II und 2885 m² mit Sika II und IVa gedichtet werden, während nur 315 m² so wenig naß waren, daß der aufgeschleuderte Mörtel ohne Zusatz haftete, ein deutlicher Beweis für die starke Wasserdurchlässigkeit des alten Tunnelbetons. Auch dem Mörtel zum Einpressen der Anker wurde zum Teil Sika II zugesetzt, um dessen Abbinden und Erhärten zu beschleunigen. Da Sika nicht auf jeden Zement in der gleichen Weise einwirkt, so wurden die Rüdersdorfer Portlandzementmarken Berolina und Bär zusammen mit Sika II und IVa für den Mörtel des Spritzputzes und Dyckerhoff Doppel zusammen mit Sika II für das Abdichten von Sickerstellen benutzt, nachdem sich bei Beginn der Spritzputzarbeiten gezeigt hatte, daß der mit Sika gemischte Misburger Portlandzement Marke Pferd nicht

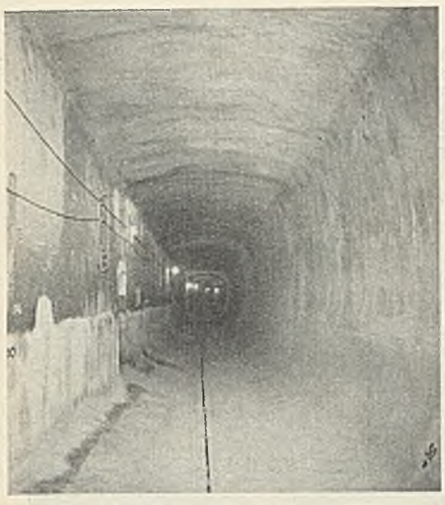


Abb. 13. Tunnel Ende April 1930.

rasch genug abband und infolgedessen der daraus hergestellte Mörtel an den nassen Flächen nicht haften blieb.

Für den Beton wurde Dübener Muldekies in bestimmten Korngrößen und Portlandzement Marke Pferd verwendet, der von den zahlreichen, bei den übrigen Untergrundbahnbauten verarbeiteten Marken das geringste Schwindmaß zeigte. Bei der großen Tunnellänge war es jedenfalls richtig, alle Vorsichtsmaßregeln gegen das Schwinden der Monierdichtung zu treffen. Die Anordnung von Dehnungsfugen war mit Rücksicht auf die Wasserdichtigkeit ausgeschlossen. Es blieb deshalb nur die Lösung, Zement von geringem Schwindmaß zu verwenden und das Öffnen der Arbeitsfugen bzw. das Entstehen von Schwindrissen durch Schweißen der engmaschigen Bewehrung zu verhindern. Als günstige Gegenwirkung gegen ein starkes Schwinden der Monierdichtung kommt noch hinzu, daß der alte Tunnelbeton nach wie vor Wasser enthält und infolgedessen der neue Eisenbetonmantel durch die auf seiner Rückseite vorhandene Feuchtigkeit vor starkem Schwinden bewahrt bleibt.

Vor Beginn der Betonarbeiten und während ihrer ganzen Dauer wurden zahlreiche Betonproben der Wasserdichtigkeitsprüfung unterzogen. Zur Erreichung einer eben plastischen Betonkonsistenz, die einen wasserdichten Wandbeton erwarten ließ, wurden 0,53 R.-T. Wasser der vorgeschriebenen Mischung zugesetzt. Unter Berücksichtigung der im Laboratorium nachträglich festgestellten Eigenfeuchtigkeit der Zuschläge entsprach dieser Wasserzusatz 0,58 R.-T. Danach ist für das Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement : 3,5 R.-T. Zuschlagstoffen und für das spezifische Gewicht des Zementes = 1,4 kg/l bei baumäßiger Einfüllung der Wasserzementfaktor = 0,41 ermittelt worden. Das Setzmaß betrug 19 cm, das Ausbreitmaß 57 cm.

Die Platten zur Feststellung der Wasserdichtigkeit wurden
am 5. Tage während 24 Std. unter 2 at,
am 6. Tage während 24 Std. unter 4 at,
am 7. Tage während 24 Std. unter 6 at
geprüft. Dabei erwiesen sie sich als vollkommen wasserdicht. Auch die 24 stündige Prüfung nach einer trockenen Lagerung bis zum 28. Tage ergab völlige Wasserdichtigkeit. Die aus drei Proben ermittelte Druckfestigkeit des Portlandzementes Marke Pferd betrug
nach 7 Tagen Wasserlagerung . . . 262 kg/cm²,
nach 28 Tagen Wasserlagerung . . . 331 kg/cm²,
nach 28 Tagen kombinierter Lagerung 374 kg/cm².
Die Betonwürfel besaßen
nach 7 Tagen eine mittlere Druckfestigkeit von 245 kg/cm² und
nach 28 Tagen eine mittlere Druckfestigkeit von 357 kg/cm².
Dabei hatten sie ein Raumgewicht von
2,41 kg nach 7 Tagen und
2,36 kg nach 28 Tagen,
was nur durch die große Dichte des im vorgeschriebenen Mischungsverhältnis hergestellten Betons erklärlich ist.

Herr Dr. Hummel vom Laboratorium des Vereins Deutscher Portland-Zementfabrikanten in Karlshorst hat sämtliche Prüfungen der Kornzusammensetzung, der Normenfestigkeit und Wasserdichtigkeit unter voller Berücksichtigung der Verhältnisse auf der Baustelle vorgenommen und die nötigen Anweisungen über das zweckmäßigste Mischungsverhältnis gegeben.

Damit waren alle Vorkehrungen getroffen, unter Benutzung der neuesten Forschungsergebnisse einen möglichst dichten Beton herzustellen. Es blieb nur noch übrig, für einen einwandfreien Abschluß an der Grenze der anderen Tunnelabschnitte zu sorgen und zu verhindern, daß hinter der Monierdichtung das im alten Tunnelbeton vorhandene Wasser in die anschließenden Abschnitte eindrang. Zu diesem Zwecke wurde in einzelnen etwa 50 cm langen Abschnitten quer durch den ganzen Tunnel ein keilförmiger Schlitz (Abb. 12) ausgestemmt, der bis auf etwa 3 cm Breite die Außendichtung freilegte. Daran wurde die neue Papplage angeklebt und an der einen Seite des Schlitzes hochgeführt. Nachdem der Schlitz ausbetoniert war, wurde die Pappdichtung so weit umgelegt, daß sie unter den Abschluß der Monierdichtung hinunterreichte. Dadurch war das Wasser in dem alten Tunnelbeton hinter der Monierdichtung vollständig abgeschlossen.

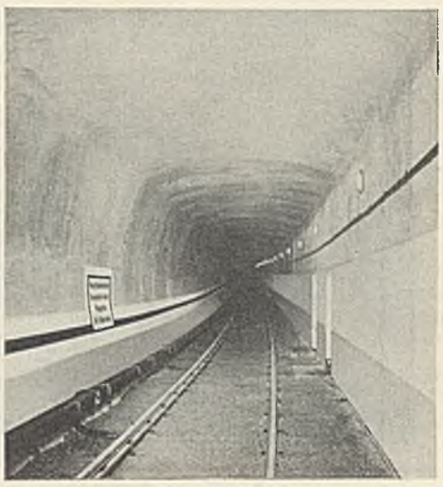


Abb. 14. Tunnel Dezember 1930 vor der Eröffnung des Betriebes.

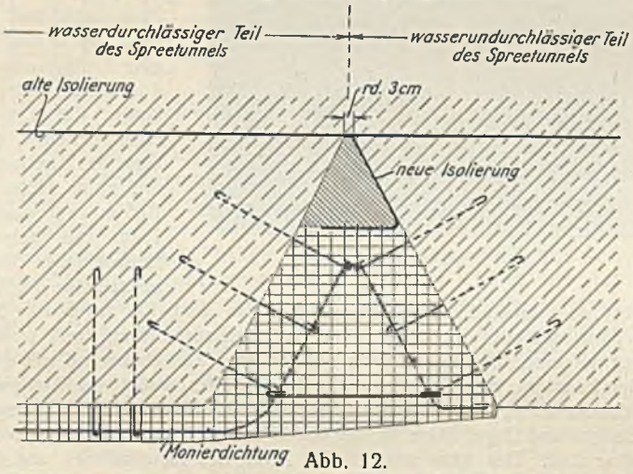


Abb. 12. Abschluß der Monierdichtung und Anschluß an die Außendichtung.

Die Ausführung war auf Grund einer beschränkten Ausschreibung der August Wolfsholz Preßzementbau AG, Berlin W 9, übertragen worden.

Die Ende August 1929 begonnenen Dichtungsarbeiten waren im wesentlichen Ende April 1930 beendet (Abb. 13), obgleich ihre Ausführung nicht nur durch die beschriebenen technischen Schwierigkeiten, sondern auch durch einen längeren Streik sehr gehemmt worden war. Im Laufe des Sommers 1930 wurden noch verschiedene Restarbeiten erledigt, währenddessen schon mit dem Verlegen der Gleise begonnen wurde (Abb. 14).

Am 21. Dezember 1930 wurde der Tunnel mit der Eröffnung der E-Linie in Betrieb genommen; er stellt seither den wichtigen Verbindungsweg zwischen der D- und E-Linie der Berliner Untergrundbahn her.

Die Nordsüdbahn AG Berlin hat durch die Dichtung des Tunnels nicht nur die bisher unbenutzte Teilstrecke der alten AEG-Bahn in der Neuen Friedrichstraße ihrem U-Bahn-Netz angeschlossen, sondern gleichzeitig der erfolgreichen Anwendung des Betons für die Dichtung von Tunneln neue Wege gewiesen.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelett im Kirchenbau.

Von Ing. Heinen und Ing. Bauroth.

Eine der ersten Kirchen in Stahlskelettbauweise, die auch im fertigen Zustande — also nach der Ausmauerung — ihren Charakter als Stahlskelettbau beibehalten hat, ist die katholische „Heiliggeist-Kirche" zu Frankfurt a. Main, die durch den bekannten Kirchenbauer, Architekten B. D. A. Martin Weber, Frankfurt a. Main, erbaut wurde.

Der Grundsteinlegung am 31. August 1930 (Abb. 1, Grundriß) folgte in kurzer Zeit die Errichtung des Stahlskelettes, wie aus Abb. 2 (Gesamtansicht) hervorgeht.

Die Kirche weicht von den bisher unter Stahlverwendung ausgeführten Kirchenbauten durch die besondere Betonung des Zweckmäßigen ab, ohne dabei das gerade für eine Kirche schwerwiegende Moment des Ästhetischen zu verletzen. Durch die Anwendung der indifferenten Glockenlagerung wurde der Konstrukteur vor eine schwierige Aufgabe gestellt, die jedoch geschickt gelöst wurde. Dadurch, daß die Horizontalschübe fortfielen, konnte der Glockenturm besonders leicht konstruiert werden.

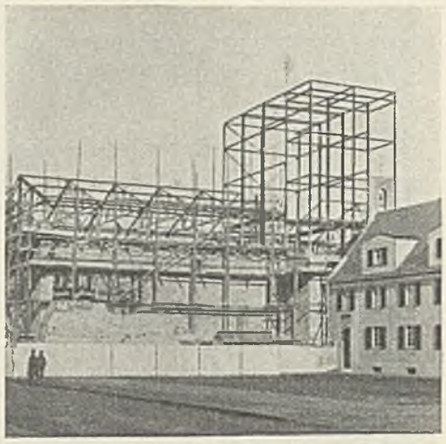


Abb. 2.

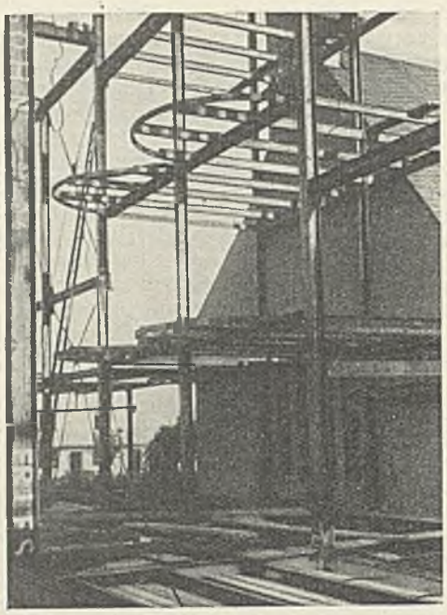


Abb. 3.

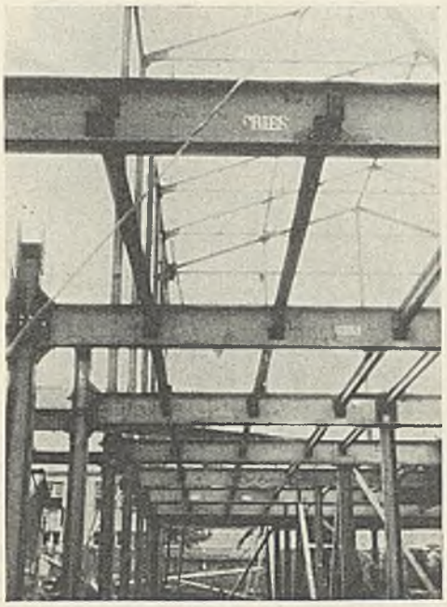


Abb. 5.

Abb. 4.

Das Bauwerk faßt 800 Personen und ist 36 m lang und 16 m breit; es besitzt auch eine Unterkirche von 4 m Höhe unter Gelände, die u. a. Vereinszwecken dient. Über das Kirchenschiff mit einer Höhe von 10,5 m ragt noch der Turm mit derselben Höhe hinaus. Die gesamte Höhe der Kirche beträgt vom Gelände bis zum Helm 24 m und bis zur Spitze 26 m. Der Turm schiebt sich seitlich in das Kirchenschiff ein und schneidet dieses auf eine Breite von 12 m. Durch eine Zwischenwand mit großen runden Fenstern vom Hauptturm abgetrennt, sitzt seitlich im Kirchenschiff der Glockenturm. In dessen unterem Teile befinden sich die Emporen für Sänger und Orgel (Abb. 3), der obere Teil ist offen, so daß die Glocken sichtbar sind. Der Altar steht in der Mitte des Hauptturmes und erhält sein Licht vom offenen Glockenturm. Die Sakristei ist in einem besonderen Anbau untergebracht, der sich an den Glockenturm anlehnt und durch diesen zu betreten ist.

Die Aufteilung der ganzen Anlage geschah mittels Raster von 4 × 4 m. Die Dachhaut in Holzschalung und Dachpappe wird aufgenommen durch die Pfetten, Binder und Stützen in Stahlkonstruktion. Die äußere Ausmauerung wurde in Triolsteinen von 30 cm Stärke (Abb. 4) ausgeführt. Diese Triolsteine wurden durch Stahlriegel, die an die Binderstützen angeschlossen sind, in rd. 5 m Höhenabständen abgefangen und auf der Baustelle mittels Elektroschweißung verbunden. Der Fußboden des Kirchenschiffs ist in Schwemmsteinkappen zwischen Stahlträgern ausgeführt, deren Lasten durch Unterzüge auf mittlere und die äußeren Binderstützen übertragen werden (Abb. 5).

Der Winddruck auf den Turm wird zur Hälfte auf einen waagerechten Verband in die obere Turmebene und zur anderen Hälfte in die Dachebene des Kirchenschiffes geleitet. Dort wird er durch Stahlpfetten auf Querverbände in die beiden Endfelder und von dort auf Verbände in die Längswände gebracht, die ihre Reaktionen auf die Betonfundamente der Binderstützen abgeben.

Die Windkräfte auf die Längswände werden durch einen Längsverband in der Dachebene in die Giebelwände und von dort in die Fundamente

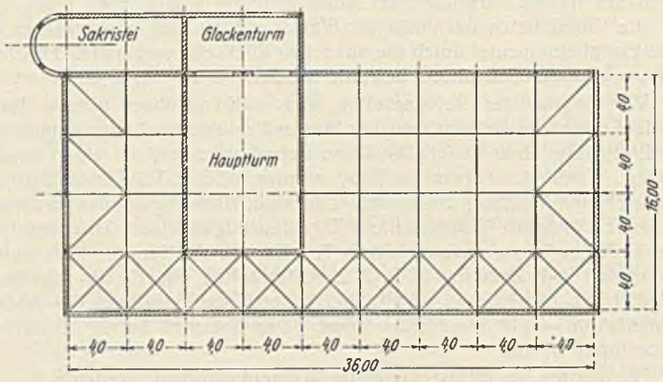


Abb. 1.

übertragen. Um leichte Profile zu erzielen, sind die Binderstützen unten fest eingespannt und oben gelenkig gelagert. Dadurch sind die Reaktionen auf den Längsverband in der Dachebene gering. Das Einspannungsmoment der Stützen in Höhe des Kirchenschiff-Fußbodens wird durch steife Rahmen, die durch die Unterzüge auf Pendelstützen gebildet werden, in die Außenfundamente geleitet. Durch diese eigenartige Anordnung konnten die Lasten des Turmes, der oberhalb des Kirchenschiffdaches auf eine Höhe von rd. 10,5 m ausgemauert ist, durch reine Pendelstützen durch das Kirchenschiff auf die Pendelstützen der Unterkirche übertragen werden, was in dem geringen Gewicht der Stahlskelettkonstruktion zum Ausdruck kommt.

Die Verbände der Außenwände sind so angeordnet, daß sie von den Hohlräumen der Triolsteine aufgenommen werden und so einen guten Schutz gegen Witterungseinflüsse haben.

Der gemäß den gesetzlichen Vorschriften angenommene Winddruck von 100 kg bis 15 m Höhe und 125 kg bis 25 m Höhe für 1 m² seitlich getroffener Wandflächen ergab nicht unbedeutende Windlasten. Diese betrugen für den Hauptlängswindträger in der Dachebene etwa 22 t. Für die Querverbände in der Dachebene ergaben sich Windlasten in Höhe von etwa 19 t, da diese Verbände auch den Wind auf die Turmbreitseite mit zu übernehmen haben. Die größten Fundamentdrücke entstehen unter dem ausgemauerten Turm und betragen hier für jedes Fundament rd. 175 t.

Die gesamte Stahlskelettkonstruktion hat ein Gewicht von 145 t; sie wurde ausgeführt von der Stahlhoch- und Brückenbaufirma J. S. Fries Sohn, Frankfurt a. Main.

Alle Rechte vorbehalten.

Druckversuche mit vollen und gegliederten Holzstäben.

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

I.

Im Holzbau ist bis heute eine befriedigende Lösung für die Durchbildung, Berechnung und Bemessung von gegliederten Druckstäben noch nicht gefunden[1]).

Bei der Aufstellung der Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH) der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (DRG) war man sich darüber klar, daß die im Holzbau übliche Aussteifung gegliederter Druckstäbe mit Zwischenhölzern, Schrauben, Dübeln, Stahlstiften . . ., der Vernietung eiserner Druckglieder mit Bindeblechen nicht gleichwertig ist und daß die gegliederten Holzstäbe den Vollhölzern wesentlich nachstehen. Es fehlten jedoch zahlenmäßige Nachweise. Nur für geleimte Stäbe mit

[1]) Vgl. hierzu O. Graf, Druck- und Biegeversuche mit gegliederten Stäben aus Holz. Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 319, Berlin 1930, VDI-Verlag, G. m. b. H.

kastenförmigen oder I-förmigen Querschnitten, wie sie im Flugzeugbau vorkommen, hatte schon Prof. Dr.-Ing. Baumann nachgewiesen, daß sie wie Vollstäbe behandelt werden dürfen.

Nach DIN 1074, Berechnungs- und Entwurfsgrundlagen für hölzerne Brücken, dürfen mehrteilige Stäbe für das Ausknicken um die Stoffachse (x—x-Achse) (Abb. 1) wie Vollstäbe berechnet werden, wobei als Breite des Gesamtstabes die Summe der Breiten der Einzelstäbe (Σd) gesetzt wird.

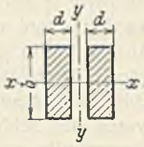


Abb. 1.

Für das Ausknicken um die stofffreie Achse (y—y-Achse) darf im allgemeinen nicht mit einem vollkommenen Zusammenwirken der Einzelquerschnitte gerechnet werden. In diesen Fällen ist die errechnete Stabkraft S mit dem Schlankheitsgrade für die der betreffenden Achse entsprechenden Knickzahl ω' der Tafel 5a (IV § 11, 3b, β, S. 11) zu vervielfältigen.

Als freie Knicklänge der Einzelstäbe ist der Abstand der inneren Verbindungsschrauben anzusehen. Für die Einzelstäbe mehrgliedriger Querschnitte ist der Spannungsnachweis entbehrlich, wenn der Schlankheitsgrad des Einzelstabes $\lambda \leqq 40$ oder die Knicklänge $s_K \leqq 12\,d$ ist.

Um brauchbare Unterlagen für die endgültige Fassung der BH zu erhalten, sind neuerdings an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart zahlreiche Versuche mit gegliederten Druckstäben aus Holz durchgeführt worden. Sie zeigten, daß die nach den Bestimmungen der BH bemessenen gegliederten Druckstäbe gegen Ausknicken in Richtung der Stoffachse (x—x) bei der in der Praxis üblichen Aussteifung nicht hinreichend sicher sind.

Nach Graf[1]) sind die Höchstlasten der geometrisch zentrisch in die Prüfmaschine eingebauten, gegliederten und in üblicher Weise verschraubten Stützen aus lufttrockenem Bauholz kleiner ausgefallen als die Rechnungswerte nach Euler: $P_K = \frac{1\,000\,000}{\lambda^2} \cdot F$ und nach Tetmajer: $P_K = (300 - 2\,\lambda)\,F$. In dem Gebiete der praktisch hauptsächlich in Betracht kommenden Schlankheitsgrade $\lambda = 20$ bis 60 betrugen die Versuchswerte annähernd $^7/_{10}$ der Rechnungswerte nach Tetmajer. Verglichen mit den an Vollstäben aus dem gleichen Holz ermittelten Knicklasten $P_K = (480 - 4\,\lambda)\,F$ für $\lambda \leqq 90$ wurden nur $^5/_{10}$ der Rechnungswerte erreicht (Abb. 2). Auch die über die heutigen Gepflogenheiten hinaus verschraubten und mit Dübeln versehenen Stützen haben sich weit nachgiebiger erwiesen, als die Rechnung voraussetzt.

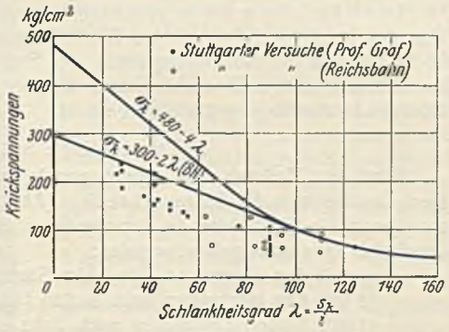


Abb. 2.

Weitere Versuche der DRG haben die Ergebnisse der Grafschen Forschungsarbeiten bestätigt, z. T. sind sie noch ungünstiger ausgefallen. Um gleiche Sicherheit gegen Ausknicken wie bei den Vollstäben zu gewährleisten, muß entweder die Aussteifung der gegliederten Druckstäbe vervollkommnet oder das Berechnungs- und Bemessungsverfahren auf Grund der Versuchsergebnisse verschärft werden.

II.

Werden zwei gerade und gleich gerichtete Stäbe von gleichem Querschnitt und gleicher Beschaffenheit je mit einer Kraft P zentrisch auf Druck belastet (Abb. 3a), so biegen sich die Stäbe, wenn die Lasten P eine gewisse Größe erreichen, seitlich aus, und zwar derart, daß die Ausbiegungen bei beiden in Punkten, die gleich weit von den Enden abstehen, gleich groß sind (Abb. 3b). Werden die gleichen Stäbe an den Enden und in beliebig vielen Zwischenpunkten unter Einbau von kurzen Zwischenhölzern mit Schrauben entsprechend Abb. 4a verbunden, so bleiben diese Aussteifungen unter der Voraussetzung, daß vor dem Aufbringen der Last ein spannungsloser Zustand herrscht, offenbar auch nach der Belastung spannungslos, also unwirksam (Abb. 4b). Eine Achskraft kann in den Verbindungsgliedern nicht entstehen, weil der Abstand der Stäbe bei der Belastung sich nicht ändert; Biegungsmomente können nicht auftreten, weil der Anschluß sich gelenkartig verhält und mit der durch die Reibung in den Berührungsflächen hervorgerufenen geringfügigen Versteifung nicht gerechnet werden darf. Hiernach ist zu erwarten, daß die Tragfähigkeit eines so hergestellten Druckstabes nicht wesentlich größer ist als die der beiden Einzelstäbe ohne Verbindung. Auch wenn die gegliederten Druckstäbe nach Abb. 5 ausgeführt werden, wobei die Bindungen aus zwei Schrauben auf jedes Beiholz bestehen, ist eine wesentliche Erhöhung der Knicklast noch nicht zu erwarten, weil die Verbindung immer noch sehr nachgiebig ist. Der Reibungswiderstand in den Berührungsflächen ist nur so lange wirksam, als die Schrauben kräftig angezogen sind, also Verspannung besitzen. Durch das Schwinden des Holzes quer zur Faserrichtung geht die Vorspannung teilweise oder ganz verloren, und gleichzeitig nimmt der Reibungswiderstand ab.

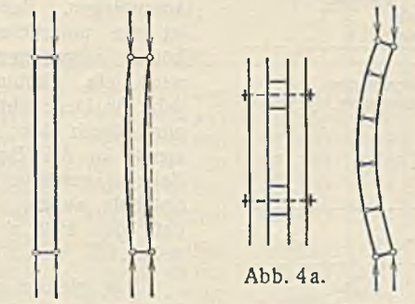


Abb. 3a. Abb. 3b. Abb. 4a. Abb. 4b.

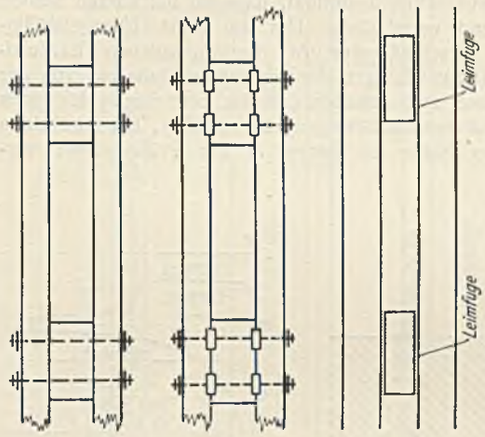


Abb. 5. Abb. 6. Abb. 7.

Man hat geglaubt, durch Dübelverbindungen entsprechend Abb. 6 günstigere Bedingungen zu schaffen. Aber auch diese Maßnahme hat sich als nicht ausreichend erwiesen, um eine dem rechnungsmäßigen Trägheitsmoment entsprechende Knicklast zu erzielen. Die aussteifende Wirkung der Runddübel ist trotz genauer Einpassung unzureichend. Klotzdübel haben den Nachteil großer Querschnittverschwächung. Die Wirkung der Runddübelverbindung setzt erst bei Ausbiegungen ein, die beim reinen Knickversuch nach dem Überschreiten der Höchstlast auftreten und über die zulässige Grenze weit hinausgehen.

Bessere Ergebnisse haben mehrteilige Druckstäbe mit verleimten Zwischenhölzern entsprechend Abb. 7 geliefert. Wird der Lichtraum zwischen den Stäben mit einem durchgehenden Beiholz vollständig ausgefüllt und das Beiholz auf die ganze Länge mit den Außenstäben verleimt, so erhält man ein Konstruktionsglied, das dem Vollbalken gleichkommt, ja, in mancher Hinsicht überlegen ist (Abb. 8). Durch Aufleimen von Versteifungsbohlen auf die Stäbe entsprechend Abb. 9 erhält man Kastenquerschnitte, durch Verleimen von Bohlen oder Stäben entsprechend Abb. 10 I-förmige Querschnitte, bei denen das Trägheitsmoment nach beiden Achsen ebenfalls voll wirksam wird, die also nach den bei Vollbalken gültigen Vorschriften bemessen werden dürfen. Da die Verleimung nur mit lufttrockenen Hölzern genügend haltbar wird und die Witterungseinflüssen und Dämpfen ausgesetzten Leimfugen sich lösen, so dürfen Leimverbindungen nur bei Bauteilen verwendet werden, die vollständig gegen Feuchtigkeit geschützt sind (DIN 1074, § 12).

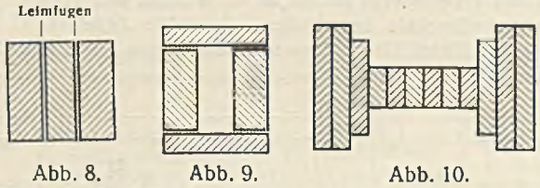


Abb. 8. Abb. 9. Abb. 10.

Die alten Meister des Holzbaues haben für Druckglieder fast nur Vollhölzer verwendet, außerdem durch Büge den Widerstand gegen Ausknicken erhöht. Theoretisch kann bekanntlich durch vollständige Einspannung der Stabenden eine Vervierfachung, durch einseitige Einspannung am Kopfende eine Verdopplung des Widerstandes gegen Ausknicken erreicht werden. Die Versuche mit Druckstäben aus Holz haben die Zweckmäßigkeit der althergebrachten Konstruktionsformen bestätigt.

III.

Zur Erkundung der Knickerscheinungen und Feststellung der Knicklasten an Vollstäben und gegliederten Stäben in der Beschaffenheit und mit Abmessungen und Ausbildungen, wie sie im Holzbau üblich sind, wurden die Versuchskörper mit durch Hobeln genau eben und senkrecht zu den Seitenflächen bearbeiteten Druckflächen zwischen zwei eben geschliffenen Stahlplatten, die sich gegen polierte Stahlkugeln stützten, in die stehende Prüfmaschine derart eingebaut, daß der geometrische Schwerpunkt der Endflächen in die Achse der Prüfmaschine fiel (Abb. 11). Die Stäbe wurden stufenweise langsam belastet bis zur Höchstlast, unter der

sich der Versuchskörper schnell ausbog und die Kraftanzeige sank. Durch die Lagerung zwischen Stahlkugeln war die Knickrichtung lediglich durch den Probekörper bestimmt. Vor dem Knickversuch wurden bei senkrechter Stellung der Stäbe etwaige Krümmungen der äußeren Stabflächen festgestellt, während des Versuches die Ausbiegungen der Stabmitten in den x- und y-Ebenen gemessen. Die Ausbiegungen nahmen in der Regel von der Anfangslast ausgehend stetig zu. Ein solcher Verlauf gibt an, daß die Stäbe nicht auf reine Knickung, sondern auch auf Biegung beansprucht werden. Die unvermeidlichen Ungleichmäßigkeiten des Holzes (Krümmungen durch Austrocknen, Risse durch Schwinden, Äste, Faserverlauf, Verteilung des Spätholzes usw.) geben trotz geometrisch zentrischer Einstellung Veranlassung zu ungleichmäßiger Spannungsverteilung in den einzelnen Querschnitten. Durch geringe Exzentrizitäten des Kraftangriffs wird zwar bei sehr schlanken Stäben die Knickfestigkeit nicht beträchtlich beeinflußt, dagegen bei kurzen Stäben bedeutend vermindert. Um die durch Unregelmäßigkeiten verschiedenster Art hervorgerufenen Exzentrizitäten (Abweichungen der wirksamen Stabachse von der Kraftachse) auszuschalten und die Grundlagen für einen störungsfreien Knickvorgang zu schaffen, hat man einen Teil der Stäbe so lange in der Prüfmaschine verschoben, bis die Ausbiegungen bei namhaften Belastungen möglichst klein wurden und die Bewegung der Stabmitte einen Verlauf nahm, der dem beim reinen Knickvorgang nahekommt. Durch das Einrichten der Prüfstäbe (Zentrierverfahren) wurde der Stab gezwungen, die Lage seiner wirksamen Schwerachse bekanntzugeben. Die nach dem Verschieben der Stabenden erreichten Höchstlasten kamen den Rechnungswerten der BH näher als bei geometrisch zentrischer Einstellung, weil unter den gewählten Bedingungen die Voraussetzungen der Rechnung besser erfüllt waren.

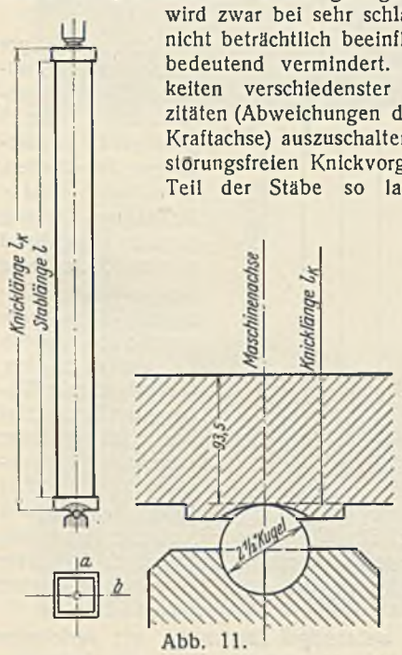


Abb. 11.

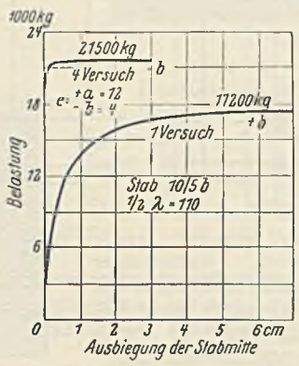


Abb. 13.

a) Einzelstäbe.

An Vollstäben aus Fichtenholz wurden 66 Versuche durchgeführt, und zwar an Ganzhölzern, Halb- und Viertelhölzern. Der Schlankheitsgrad der Stäbe lag zwischen 25 und 140. Außerdem wurde die Druckfestigkeit des verwendeten Holzes an 46 Würfeln und Prismen bestimmt. Der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes schwankte zwischen 17 und 27 % und betrug im Mittel 22 %, entsprach also den in der Praxis häufig vorkommenden Verhältnissen.

Um an Holz zu sparen und unmittelbar vergleichbare Ergebnisse zu erzielen, wurden zunächst die aus dem Stammholz geschnittenen langen Stäbe mit ganzem Querschnitt geprüft. Sobald die Höchstlast erreicht war, wurde der Prüfstab entlastet und ausgebaut. Die langen Vollstäbe wurden dann auf $^2/_3$ und $^1/_2$ der ursprünglichen Länge gekürzt und die Abschnitte in gleicher Weise geprüft. Ein Teil der Stäbe wurde durch Sägen derart aufgeteilt, daß Probestäbe mit $^1/_2$ und $^1/_4$ des ursprünglichen Querschnitts entstanden. Für die Prüfungen der Halb- und Viertelhölzer wurde der Schlankheitsgrad wie bei der ersten Prüfung mit dem ganzen Querschnitt gewählt. Außerdem wurden Würfel und Prismen zur Bestimmung der Druckfestigkeit sowie Proben zur Ermittlung des Feuchtigkeitsgehaltes entnommen.

An den gleichen Stäben $\lambda > 100$ konnte nach dem Entlasten noch die Biegeelastizität bestimmt werden. Der Biegeversuch mit den frei gestützten, in der Mitte belasteten Balken liefert aus der gemessenen Durchbiegung f den Wert $EJ = \frac{Pl^3}{48 \cdot f}$, der, in die Eulergleichung eingesetzt, die theoretische Knicklast ergibt.

Die Ergebnisse der Knickversuche an Ganz-, Halb- und Viertelhölzern (Knickspannungen bezogen auf die Schlankheitsgrade) sind in Abb. 12 zusammengestellt. Als Knicklänge s_K wurde der Abstand zwischen den Berührungspunkten der Kugeln mit den Druckplatten eingesetzt. Nach den Biegeversuchen schwankten die Werte von E zwischen 93 000 und 120 000 kg/cm².

Die Knickspannungslinie der BH stimmt für Ganzhölzer ziemlich genau mit der Mittellinie aus den Versuchen überein. Die an Halb- und Viertelhölzern ermittelten Versuchswerte liegen fast durchweg unter dieser Linie (kleinste tatsächliche Knicklast im unelastischen Bereich rd. 55 %, im elastischen Bereich rd. 75 % der rechnungsmäßigen). Die Unterschiede sind wohl in erster Linie auf die einseitige Lage des Kernholzes bei Halb- und Viertelhölzern und die damit verbundene größere natürliche Exzentrizität des Kraftangriffs sowie auch auf den größeren Einfluß von Ästen und Wuchsfehlern zurückzuführen. Infolge des ungleichmäßigen Aufbaues des Holzes fällt die Verbindungslinie der geometrischen Schwerpunkte der Endquerschnitte nicht mit der wirksamen Schwerlinie zusammen. Es ist daher bei geometrisch mittiger Einstellung stets mit einem mehr oder weniger großen außermittigen Kraftangriff zu rechnen.

Durch Zentrieren wurde eine Steigerung der Knicklast bis 25 % gegenüber den bei geometrisch mittiger Einstellung festgestellten Werten erreicht. In Abb. 13 ist die Ausbiegungslinie der Stabmitte eines Halbholzes für geometrisch mittige Einstellung und die den reinen Knickvorgang kennzeichnende Ausbiegungslinie dargestellt.

b) Zweiteilige Stäbe.

Wird ein Vollstab aus einem gerade gewachsenen Stamm, dessen Kern annähernd in der Schwerachse liegt (Abb. 14), im Herz aufgeschnitten, so können die Halbhölzer in verschiedener Weise zu einem zweiteiligen Druckstab zusammengebaut werden:

a) mit den Herzseiten wie beim Stamm nach innen (Abb. 14a),
b) mit den Herzseiten nach außen (Abb. 14b),
c) mit beiden Herzseiten nach links oder rechts (Abb. 14c).

Abb. 14.

Abb. 14a.

Abb. 14b.

Abb. 14c.

Abb. 15.

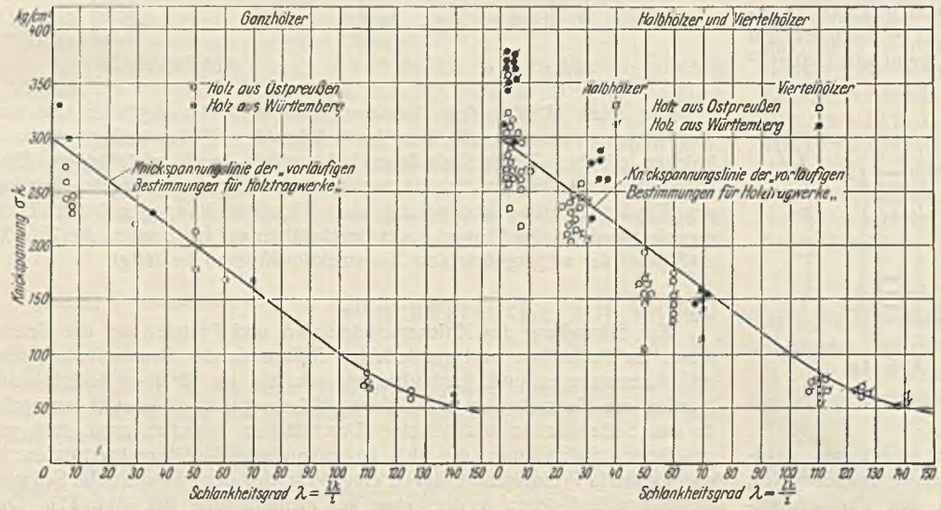
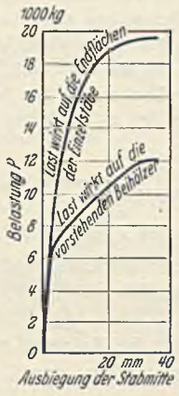


Abb. 12. Knickversuche mit Ganz-, Halb- und Viertelhölzern verschiedener Herkunft.

Die Anordnung c) ist unzweckmäßig, weil beide Halbhölzer beim Druckversuch von Anfang an die Neigung haben, nach der Herzseite auszubiegen. Bei den Anordnungen a) und b) ist die natürliche Ausbiegerichtung der Halbhölzer entgegengesetzt. Vor dem Ausknicken wird ein Halbholz gezwungen, die natürliche Ausbiegerichtung zu wechseln. Im Falle a) wird durch das Ausbiegen der Reibungswiderstand in der Berührungsfläche vergrößert, im Falle b) verringert. Außerdem liegt das härtere Spätholz außen. Es steht also zu erwarten, daß der Fall a) die günstigsten Ergebnisse liefert.

Das gleiche gilt, wenn die Halbhölzer mit Lichtabstand durch Einfügung von Zwischenhölzern mit Schrauben verbunden werden (Abb. 15). Abstand und Länge der Beihölzer und Zahl der Schrauben ist von Einfluß. Durch Spreizung der Stäbe (Abb. 16) ist es möglich, das Ausknicken in Richtung der x—x-Achse zu verhüten.

Abb. 16.



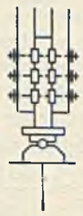


Abb. 17.

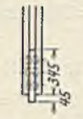


Abb. 17a.

Abb. 18.

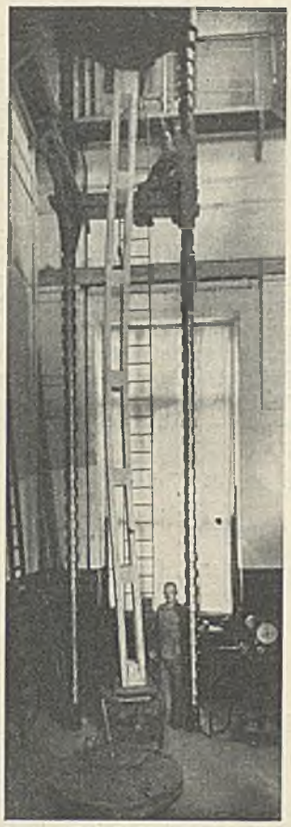


Abb. 19.

Je steifer die Verbindung ist, um so größer ist das wirksame Trägheitsmoment. Wesentlich ist bei reinen Schraubenverbindungen der Reibungsschluß. Stützen mit mäßig angezogenen Schrauben ergeben niedrigere Höchstlasten als Stützen mit fest angezogenen Schrauben. Durch ein Lockern der Schrauben, das beim Schwinden von frisch verarbeitetem Holze unvermeidlich ist, kann die Knicklast bis zu der durch die Tragfähigkeit der Einzelstäbe gegebenen Grenze absinken.

Die gegliederten Prüfstäbe wurden in gleicher Weise wie die Vollstäbe mit durch Hobeln genau eben und senkrecht zu den Seitenflächen bearbeiteten Druckflächen in die stehende Prüfmaschine so eingebaut, daß der geometrische Schwerpunkt der Endflächen in die Achse der Prüfmaschine fiel. Neben der Art der Lagerung der Stabenden ist die Krafteinführung bei gegliederten Stäben von großem Einfluß. Besonders ungünstig ist bei mehrteiligen Stäben eine mittige Kraftübertragung durch über die Stabenden vorstehende Beihölzer (Abb. 17 u. 17a), die im Holzfachwerkbau manchmal vorkommt, jedoch vermieden werden kann. Bei der Versuchsanordnung wurde die Last auf die Stirnflächen der an den Enden mit Beihölzern verbundenen Einzelstäbe übertragen. Bei größeren Ausbiegungen ist eine ungleichmäßige Belastung der beiden Einzelstäbe (Abb. 18) unvermeidlich, immerhin ist der Einfluß, wie die Biegeform der Stäbe (Abb. 19) zeigt, gering. Ein keilförmiges Klaffen der Fugen zwischen Stabenden und Druckplatte war nicht zu beobachten.

Die erste Versuchsreihe umfaßte elf Versuche. Die Stäbe wurden aus dem mittleren Teil eines Kiefernstammes I. Klasse herausgeschnitten und bis zur Prüfung in einem offenen Schuppen gelagert. Das Kiefernholz hatte eine mittlere Würfelfestigkeit von 350 kg/cm² bei einem Feuchtigkeitsgehalt von rd. 22%. Die Aufteilung und Bauart der

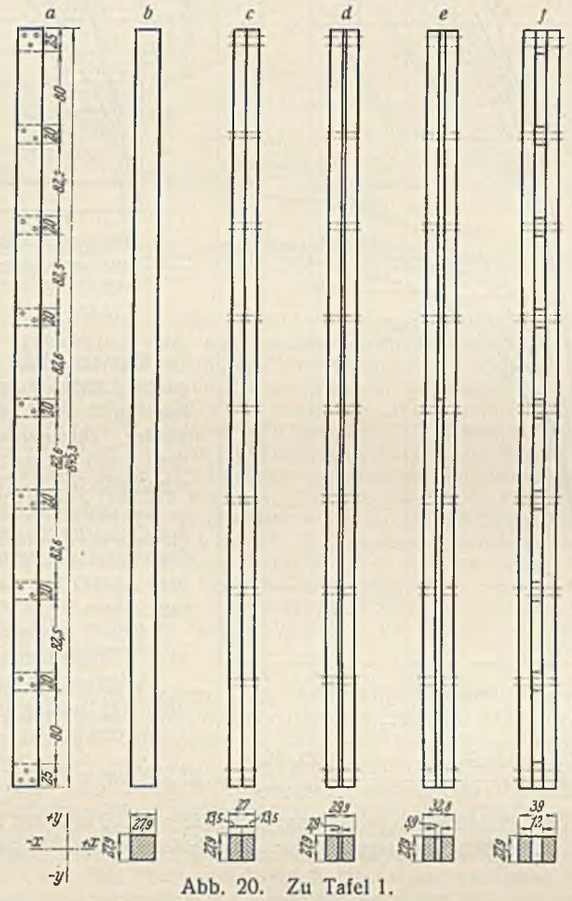


Abb. 20. Zu Tafel 1.

Prüfkörper ist aus Abb. 20 ersichtlich. Vor der Prüfung wurden die Schrauben möglichst gleichartig, mäßig stark angezogen. Nach den Versuchen 1 bis 6 hat man die langen Stäbe auf rd. $^2/_3$ der ursprünglichen Länge gekürzt. Zu dem Versuch 11 fand ein Reststück Verwendung.

Die Ergebnisse der Knickversuche sind aus der Zusammenstellung in Tafel 1 zu ersehen.

Tafel 1. Ergebnisse der Druckversuche mit Stab 9⁵/₈.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Versuch Nr.	Bauart nach Abb. 20	Knicklänge s_K cm	Querschnitt F cm²	Trägheitsmomente J_x cm⁴	Trägheitsmomente J_y cm⁴	$\frac{J_y}{J_x}$	Schlankheitsgrad λ errechnet mit J_x	Schlankheitsgrad λ errechnet mit J_y	Krümmung des Stabes unter $P = 3000$ kg in Richtung x mm	Krümmung des Stabes unter $P = 3000$ kg in Richtung y mm	Knicklast nach BH	Höchstlast beim Versuch P_K kg	Höchstlast beim Versuch σ_K kg/cm²	Richtung, in der der Stab ausknickte
1	*b*	864,0	778	50 490	50 490	1	107	107	— 1	0	67 900	59 000	76	+ *y*
2	*a* und *c*	864,0	753	48 860	45 760	0,94	107	111	— 6,5	+ 1,5	65 500	41 000	54	— *x*
3	*a* und *d*	864,0	753	48 860	62 090	1,27	107	95	— 9	0	65 500	46 700	62	— *x*
4	*a* und *e*	875,0	753	48 860	82 320	1,68	109	84	— 12	+ 3	63 500	49 700	66	— *x*
5	*a* und *f*	875,0	753	48 860	133 900	2,74	109	66	+ 3	+ 2	63 500	53 000	70	+ *y*
6	*a* und *f* Schrauben gelockert	875,0	753	48 860	133 900	2,74	109	66	—	—	63 500	50 000	66	+ *x*
7	*a* und *e*	567,1	753	48 860	82 320	1,68	70	54	0	+ 4	120 500	80 000	106	+ *y*
8	*a* und *d*	567,1	753	48 860	62 090	1,27	70	62	— 2	+ 3	120 500	80 000	106	+ *y*
9	*a* und *c*	567,1	753	48 860	45 760	0,94	70	73	+ 1	+ 4	116 000	80 000	106	+ *y*
10	*a* und *e*	566,5	753	48 860	82 320	1,68	70	54	+ 1	+ 4	120 500	96 750	128	+ *y*
11	*a* und *c*	336,7	753	48 860	45 760	0,94	42	44	—	—	160 000	146 500	195	—

Im einzelnen ist bemerkenswert:

Der Vollstab mit quadratischem Querschnitt ($F = 27{,}9 \cdot 27{,}9 = 778$ cm²) ergab bei einer Knicklänge $s_K = 864$ cm und geometrisch mittiger Ein-

stellung eine Höchstlast von 59 000 kg $\left(\text{Eulerwert } P_K = \frac{1\,000\,000}{s_K^2} \cdot J = 1\,000\,000 \cdot \frac{50\,490}{864^2} = 68\,000 \text{ kg}\right)$.

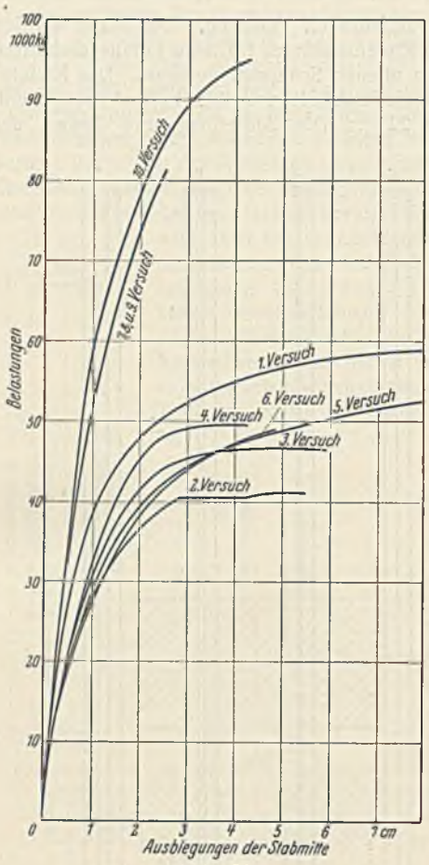


Abb. 21.

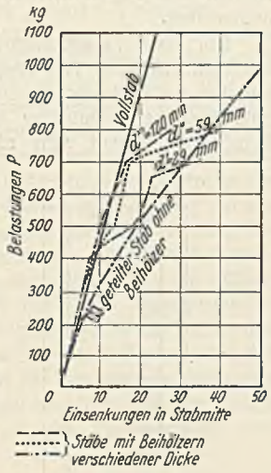


Abb. 22a.

Der im Herz auf die ganze Länge aufgeschnittene und mit Schrauben wieder zusammengebaute Stab mit einer Querschnittsfläche $2 \cdot 27{,}9 \cdot 13{,}5 = 753$ cm² (Verringerung des Querschnitts durch den Sägeverlust) knickte schon bei 41 000 kg in Richtung x aus.

Dem rechnungsmäßigen Trägheitsmoment $J_y = 45\,760$ cm⁴ steht gegenüber ein wirksames Trägheitsmoment

$$J_{y_w} = \frac{P_K\, s_K^2}{1\,000\,000} = \frac{41\,000 \cdot 864^2}{1\,000\,000} = 30\,500 \text{ cm}^4 = 0{,}7\, J_y.$$

Die mit Beihölzern verschiedener Dicke (29 mm, 59 mm und 120 mm) und mit Schrauben zusammengebauten Halbhölzer mit je 376 cm² Querschnittfläche lieferten bei kräftig angezogenen Schrauben etwas höhere Knicklasten. Beim Versuch 5 mit 12 cm dicken Beihölzern konnte der Stab durch kräftiges Anziehen der Schrauben zum Ausknicken in Richtung der y-Achse gebracht werden, wobei die Höchstlast 53 000 kg betrug (Rechnerisches Trägheitsmoment J_y das 2,7fache des Trägheitsmoments J_x in bezug auf die Stoffachse). Nach Lockerung der Schrauben ergab sich jedoch wieder ein Ausknicken nach der x—x-Achse bei 50 000 kg.

Das wirksame Trägheitsmoment

$$J_{y_w} = \frac{50\,000 \cdot 864^2}{1\,000\,000} = 37\,325 \text{ cm}^4$$

beträgt nur 36 % des Rechnungswertes $J_y = 133\,900$ cm⁴.

Die auf $^2/_3$ der ursprünglichen Knicklänge gekürzten Stäbe (Versuche 7 bis 9 mit $\lambda = 70$) sind sämtlich bei 80 000 kg in Richtung der y-Achse ausgeknickt.

Für $\lambda = 70$ (errechnet mit J_x) ist die Knicklast nach BH

$$P_K = (300 - 2\,\lambda) \cdot F = (300 - 2 \cdot 70) \cdot 753 = 120\,500 \text{ kg}.$$

Die tatsächliche Knicklast betrug also nur $^2/_3$ der rechnungsmäßigen Last. Der Verlauf der Ausbiegungen in Stabmitte (Abb. 21) zeigt, daß man es nicht mit reinen Knickvorgängen zu tun hat.

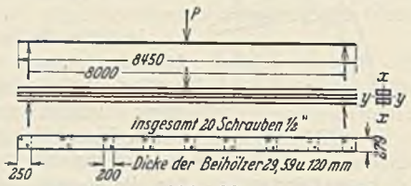


Abb. 22.

Zu den nach den Druckversuchen 1 bis 5 vorgenommenen Biegeversuchen wurden die Schrauben zunächst gelöst und dann unmittelbar vor dem Biegeversuch wieder angezogen. Die Biegung wurde der Richtung des Ausknickens entsprechend gewählt (Abb. 22). Die Messungen ergaben die in Abb. 22a dargestellten Einsenkungslinien in Stabmitte. Die Unstetigkeit der Linienzüge der gegliederten Stäbe ist auf die ruckartige Überwindung der Reibung in den Berührungsflächen zurückzuführen. Die Biegeversuche bestätigen die starke Veränderlichkeit des wirksamen Trägheitsmomentes. Die Nachgiebigkeit wächst mit der Dicke der Beihölzer. Der Widerstand der Verbindung ist außerdem von Zufälligkeiten beim Anziehen der Schrauben und von der Beschaffenheit des Holzes an den Berührungsflächen abhängig.

Der Biegeversuch beim Vollstab ergab für die Belastungsstufen 0 bis 1600 kg

$$EJ = \frac{P\, l^3}{48 \cdot f} = 5\,049\,000\,000 \text{ kgcm}^2$$

und mit dem rechnungsmäßigen Trägheitsmoment ($J = 50\,490$ cm⁴) genau $E = 100\,000$ kg/cm². (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Molybdän-Kupferstahl (witterungsbeständiger Stahl). Stähle mit Kupferzusatz haben bekanntlich eine wesentlich höhere Witterungsbeständigkeit als ungekupferte Stähle. Sie besitzen außerdem die wichtige Eigenschaft, daß bei ihnen Schutzanstriche fester und länger haften. Die Witterungsbeständigkeit gekupferten Stahles läßt sich nun noch dadurch steigern, daß man ihm Molybdän zusetzt. Der Molybdän-Kupferstahl enthält 0,8 bis 1,4 % Mangan, 0,4 bis 0,7 % Silizium, bis 0,3 % Molybdän und 0,25 bis 0,6 % Kupfer. Sein Kohlenstoffgehalt beträgt bei Walzwerkerzeugnissen bis zu einer Dicke von 18 mm höchstens 0,20 %, bei einer Dicke über 18 mm höchstens 0,25 %. Auch die übrigen Bestandteile werden je nach dem Verwendungzweck und der Dicke der zu walzenden Profile mehr nach der oberen oder unteren der angegebenen Grenzen gewählt.

Schweißversuche mit diesem Werkstoff ergaben seine gute Eignung für die elektrische Widerstandschweißung sowie für die Schmelzschweißung im elektrischen Lichtbogen und mit Azetylen-Sauerstoff. Elektrisch stumpfgeschweißte Probestäbe zeigten beim Zerreißversuch eine Festigkeit von mehr als 90 % derjenigen des verwendeten Werkstoffes. Auch die Prüfung auf Eignung des Molybdän-Kupferstahles für Niete hatte günstige Ergebnisse. Unter anderem betrug die Schlagzeit bei auf 1000 bis 1100° erhitzten Nieten von 25 mm Rohdurchmesser durchschnittlich 20 sek. Es wurde hierbei mit Preßlufthämmern genietet. Zur Untersuchung der Stauchfähigkeit hobelte man die geschlagenen Niete auf der Setzkopfseite ab und drückte den Schaft mit einer Druckwasserpresse aus dem Versuchstück heraus, wozu eine Kraft von durchschnittlich 6,3 t erforderlich war. Dies ist fast die doppelte Höhe der Kraft, die man bei anderen Stählen aufwenden muß, die für solche Zwecke verwendet werden.

Infolge der höheren Beanspruchungsmöglichkeit ist die für ein Bauwerk nötige Stahlmenge natürlich geringer als bei der Verwendung anderen Werkstoffes. Die Kostenersparnis hält mit der Gewichtersparnis jedoch nicht vollständig gleichen Schritt. Bei der Herstellung und dem Auswalzen von Molybdän-Kupferstahl muß nämlich mit besonderer Sorgfalt vorgegangen werden, was einen Aufpreis bedingt, der außerdem noch durch die notwendigen Zusätze beeinflußt wird. Die Kosten bei der Verarbeitung sind etwa die gleichen wie bei anderem Werkstoff. Die hohe Festigkeit des Molybdän-Kupferstahls kann mitunter, namentlich bei Knickstäben, aus statischen Gründen nicht voll ausgenutzt werden. Die durch den geringeren Materialaufwand erzielte Gewichtersparnis ermöglicht kleinere Frachtkosten und niedrigere Zölle bei Auslandlieferungen sowie Ersparnisse bei Auflagern und Fundierungen. Um die Kostenersparnis gegenüber anderem Werkstoff festzustellen, wurden Vergleichsberechnungen in der Weise aufgestellt, daß man Brücken vollständig aus Molybdän-Kupferstahl und dem bisher verwendeten Stahl durchkonstruierte und die Kosten für beide Fälle ermittelte. Für Brücken mit einer Stützweite von 50 bis 200 m wurde dann festgestellt, daß die Kostenersparnis für die kleine Stützweite 15 % beträgt und bei größeren Brücken mehr. Bei einer Stützweite von 200 m wird beispielsweise eine Kostenverringerung von 25 % erzielt. Die größeren Stützweiten, die im Brückenbau bei gleichzeitig größerer Belastung verlangt werden, führen zu einem Anwachsen der Querschnitte für Träger und Fachwerkstäbe, wobei die Grenze der konstruktiven Durchbildungsmöglichkeit aus dem bisherigen Werkstoff überschritten wird. Für solche Fälle ist der Molybdän-Kupferstahl unentbehrlich.

Im Hochbau ist es schwierig, Vergleichsberechnungen in derselben Weise aufzustellen, doch erscheint es auch hier wirtschaftlich, diesen Stahl für einzelne Bauteile zu verwenden. Haben beispielsweise bei einem Lagerhause die Deckenunterzüge eine Stützweite von 10 m und eine Belastungsbreite von 8 m bei einer Gesamtbelastung von 2000 kg/m², so kommen Blechträger von 111 cm Stegblechhöhe in Betracht, deren Durchbiegung $^1/_{600}$ der Stützweite nicht überschreiten darf. Bei Verwendung von Molybdän-Kupferstahl ergibt sich hier eine Gewichtersparnis von 27 % und eine Kostenersparnis von 9 %. Neben dem Brückenbau ist der Bau weitgespannter Ausstellungs- und Industriehallen ein Hauptverwendungsgebiet für diesen Werkstoff. Wiessner.

Ausbau des Hafens von Livorno. Nach einem Bericht in Engng. 1932 vom 8. Januar wird der Hafen von Livorno weiterhin ausgebaut. Schon während des Krieges wurde der bogenförmige Wellenbrecher durch einen im wesentlichen nördlich verlaufenden, 700 m langen Anbau verlängert und gleichzeitig der Hafen durch den Wellenbrecher Marzocco weiterhin

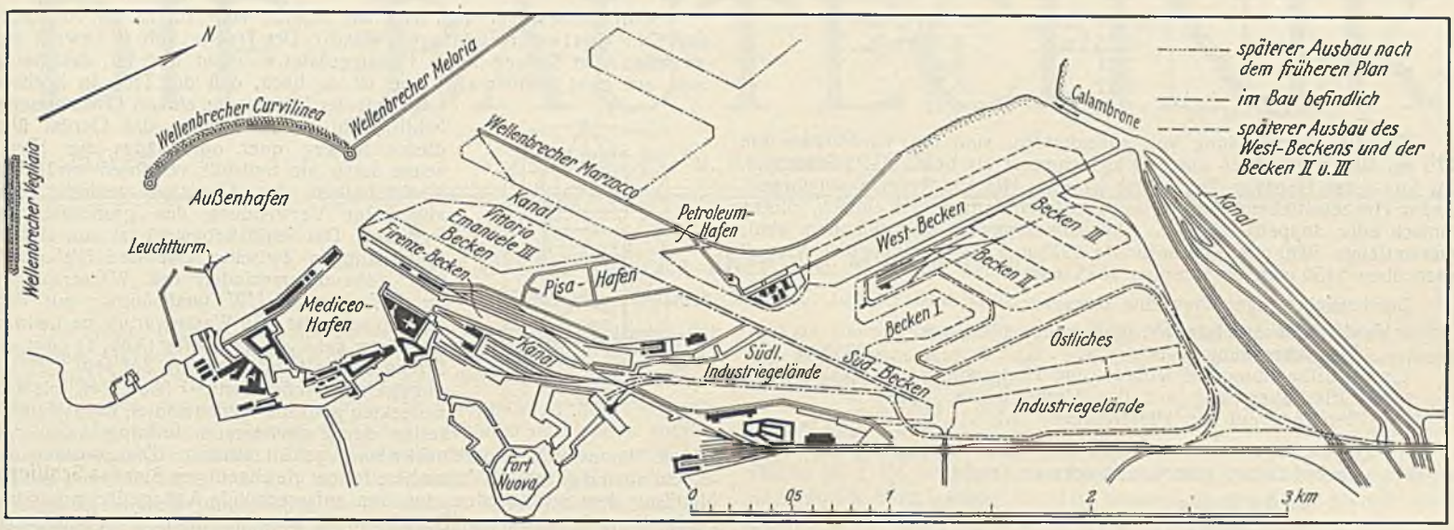


Abb. 1.

geschützt. Die beiden Bauten sind in üblicher Weise ausgeführt, wie aus Abb. 2 ersichtlich ist. Abb. 1 zeigt den Plan für die weitere Entwicklung des Hafens. Dabei soll nach und nach das Vittorio Emanuele III. Bekken gebildet und ein im wesentlichen östlich verlaufender Kanal geschaffen werden, der das östlich und südlich gelegene Industriegelände erschließt und an den sich ein Westbecken und die Becken I, II und III anschließen sollen. Zur Zeit werden mit einem Kostenaufwande von 84,5 Mill. Lire folgende Arbeiten ausgeführt: Erstens wird der Zufahrtkanal mit 9 m Tiefe und 100 m Breite hergestellt, an ihn schließt sich zweitens ein Wendebecken an, das einen Wendekreis von 320 m Durchmesser ergibt und 9 m tief ist. In Verbindung damit wird drittens das Becken I 9 m tief hergestellt und außerdem viertens das Südbecken ausgebaut, das ebenfalls 9 m Tiefe erhält und die östliche Industriezone erschließen soll. Fünftens wird ein Petroleumhafen errichtet, der sich an den bisherigen Wellenbrecher Marzocco anschließt. Sechstens wird entlang des Südbeckens, des Wendebeckens und des Beckens I eine Kaimauer von 1800 m Länge aufgeführt, deren Fundamente 10 m tief liegen und die sich 2,50 m über HW erhebt. Gleichzeitig werden dabei Lagerhäuser mit einer Gesamtlänge von 1300 m errichtet. Endlich siebentens wird die gesamte Fläche mit dem beim Bau der Becken und des Kanals erhaltenen Baggergut auf 2,50 m über HW aufgefüllt.

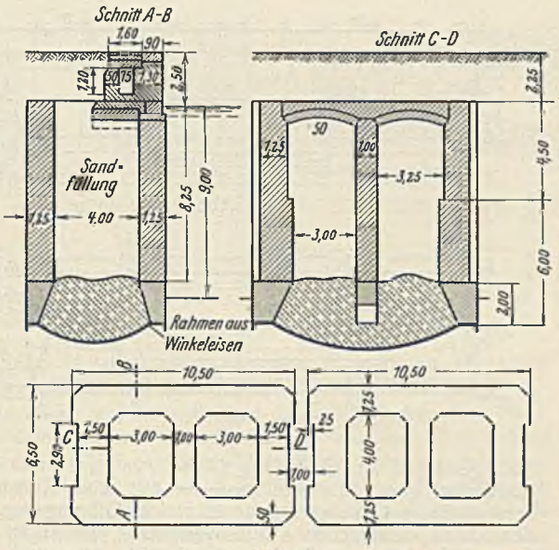


Abb. 2.

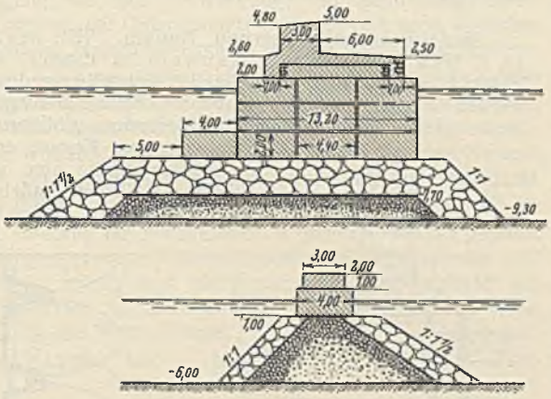


Abb. 3. Querschnitt durch die Wellenbrecher Meloria und Marzocco.

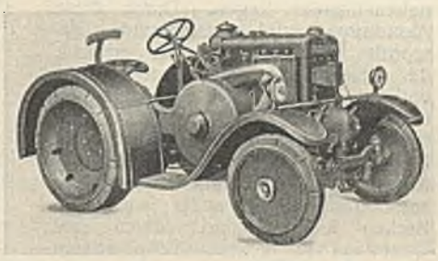
Die Kaimauern sind nach dem Hohlblocksystem ausgeführt. Die Blöcke sind rechteckig mit vorspringenden Ecken und an den Seiten einspringenden Nuten und 10,50 m lang sowie 6,50 m breit. Jeder Block besitzt zwei gleiche Hohlräume von 3 × 4 m, die in der oberen Hälfte auf 3,25 m verbreitert sind. Die Stirnwände sind 1,25 m, die Seitenwände 1,50 m stark, während die die Hohlräume bildende Trennwand 1 m stark ausgeführt ist. Die Hohlblöcke bestehen aus Steinblöcken, die in Beton eingebettet sind, und erhalten einen äußeren Überzug von Zement. Sie ruhen auf einem aus Winkeleisen mit scharfen, nach unten gerichteten Kanten gebildeten Rahmen auf, auf den zunächst ein Eisenbetonfundament aufgebracht wird, das unten 50 cm breit ist und oben auf die Breite der Hohlblöcke sich erweitert. Auf dieses Fundament wird dann von 2 zu 2 m der Hohlblock aufgebaut. Das Absenken geschieht durch Ausbaggern des Untergrundes durch die Hohlräume hindurch, wobei die Blöcke langsam absinken. Ist die gewünschte Lage erreicht, wird der Raum zwischen den Eisenbetonfundamenten mit Beton ausgefüllt, bis die Füllung etwa so hoch ist wie die Eisenbetonfundamente, und der übrige Hohlraum wird mit Sand aufgefüllt (Abb. 3). Die Decke für die Hohlräume nach oben wird auf gewölbten Betonträgern errichtet, die die halbe Breite der Höhlungen überdecken und den weiteren Mauerwerkaufbau des Kais tragen, in dem zur Verlegung von Kabeln und Leitungen ein Schacht ausgespart wird. Schmid.

Neue Schleppfahrzeuge. In Anlehnung an den bestehenden Schlepper mit einem 15/30-PS-Motor (von Heinrich Lanz AG)[1]) sind zwei neue Ausführungen entstanden: ein 20-PS- und ein 38-PS-Schlepper.

Der 20-PS-Schlepper, der in zwei Formen mit einer Höchstgeschwindigkeit von 15,7 oder 23 km/h gebaut wird, besitzt sechs Vorwärts- und zwei Rückwärtsgeschwindigkeiten, deren niedrigste mit 3 km/h eine hohe Zugleistung und deren höchste rasche Leerfahrten ergibt. Mit den Zwischengeschwindigkeiten paßt sich der Schlepper Belastungs- und Wegeänderungen an. Die Form mit 15 km/h Höchstgeschwindigkeit (führerschein- und kennzeichenfrei) und Hochelastikbereifung ist besonders zum Fahren auf schlechten Wegen und für Baustellen geeignet. Die Form mit 23 km/h Höchstgeschwindigkeit (Kennzeichen und Führerschein erforderlich) mit luftbereiften Vorder- und Hinterrädern dient zu Eilbeförderungen. Die Drehzahl der Zapfwelle, die gewöhnlich 610 U/min beträgt, ist durch die Gänge auf folgende weitere Drehzahlen einstellbar:

1. Gang 284 U/min; 3. Gang . . . 538 U/min
2. Gang 390 U/min; Rückwärtsgang . 390 U/min.

Die Kühlung des ventillosen Einzylinder-Zweitakt-Glühkopfmotors ist als Wasserumlaufkühlung ausgebildet. Der Kühler besteht aus fünf auswechselbaren, gleichen Teilen mit ovalen Wasserröhrchen. Der Antrieb des Windflügels ist auf die linke Seite zum Auspuff gelegt, damit die Riemenscheibe auf der rechten Seite nicht behindert wird. Die Kühlerabdeckung läßt sich vom Führersitz aus verstellen. Mit dem Flachregler wird eine gleichbleibende Drehzahl und ruhiger Lauf bei jeder Stellung des Brennstoffhebels erreicht. Zum Schalten der sechs Fahrgeschwindigkeiten dienen zwei Schalthebel.



Neuer Verkehrsschlepper mit Einzylinder-Zweitakt-Glühkopfmotor von 38 PS Leistung.

Der Motor des 38-PS-Schleppers (Abbildung), der äußerlich ähnlich wie der 20-PS-Schlepper aussieht, besitzt einen anderen Zylinder, Kolben und Zylinderkopf als der 30-PS-Schlepper. Der Durchmesser der Riemenscheibe wurde zur Verringerung des Verlustes bei der Kraftübertragung auf 190 mm vergrößert. Mit dem Stufenregler kann der Motor mit 540 oder 630 U/min laufen und in Verbindung mit dem Getriebe ebenfalls sechs Fahrgeschwindigkeiten erzielen. Die Fahrgeschwindigkeiten betragen:

[1]) Bautechn. 1931, Heft 3, S. 41 bis 43.

	bei 540 U/min	bei 630 U/min
1. Gang	3,75 km/h	4,37 km/h
2. „	7,37 „	8,60 „
3. „	13,32 „	15,52 „
Rückwärtsgang .	3,52 „	4,12 „ .

Um die Motorleistung voll auszunutzen, sind die Vorderräder um 270 kg, die Hinterräder um 210 kg schwerer als beim 30-PS-Schlepper. An Stelle der Getriebe-Fußbremse ist eine Hinterradbremse angebracht. Außer Hochelastikbereifung ist auch Luftbereifung (vorn einfach, hinten einfach oder doppelt) möglich. Die Abmessungen des Schleppers sind: Gesamtlänge 3090 mm, Gesamtbreite 1915 mm, Gesamthöhe bei Auspuff nach oben 2150 mm, nach hinten 1575 mm.

Die betriebsfertigen Gewichte betragen:

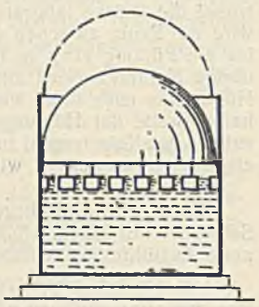
Vorderräder mit einfacher, Hinterräder mit doppelter Elastikbereifung	3850 kg
mit Luftbereifung auf Vorder- und Hinterrädern .	2900 „
mit Elastikbereifung auf den Vorderrädern, Luftbereifung auf den Hinterrädern	3060 „ .

An Zugleistungen bei 630 U/min und voller Ausnutzung des Motors ergeben sich auf fester, guter und trockener Straße:

in der Ebene	bis zu 30 t
bei Steigung bis 3%	„ „ 25 t
„ „ „ 6%	„ „ 20 t
„ „ „ 10%	„ „ 15 t
„ „ „ 14%	„ „ 11 t.

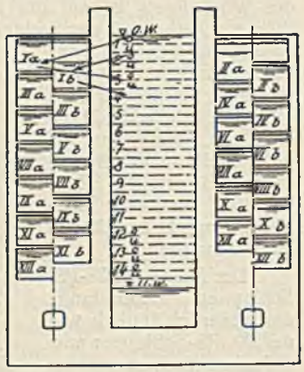
R.—

Neue Ausführungsart bei einem Behälterbau. In Lancaster, V. St. A., ist, wie Eng. News-Rec. 1932 vom 12. Mai berichtet, ein Wasserbehälter von 22 000 m³ Inhalt gebaut worden. Dieser ganz aus Stahl bestehende Behälter hat einen Durchmesser von 30 m und eine Höhe bis zum Kuppelrande von 27,5 m. Das Gesamtgewicht an Stahl beträgt etwa 875 t. Um an Kosten für Gerüste bei der Ausführung der Kuppel zu sparen, hat man mit Erfolg eine neue Bauweise benutzt. Nachdem der zylindrische Schaft des Behälters errichtet war, wurde die Kuppel auf dem Boden des Behälters zusammengebaut, wobei eine Anzahl wasserdichter hölzerner Schwimmkasten als Unterlage diente. Diese Schwimmkasten wurden mit dem unteren Ring der Kuppel verschraubt. Nach Fertigstellung der Kuppel wurde Wasser in den Behälter gepumpt, wodurch die Kuppel, wie die Abbildung zeigt, allmählich in die richtige Lage gehoben wurde. In der Endlage wurde sodann die Verbindung zwischen Kuppel und Behälterzylinder hergestellt. Nach Fertigstellung der Dichtung zwischen Behälter und Kuppel wurden die holzernen Schwimmkasten gelöst und das Wasser aus dem Behälter abgelassen. Die hölzernen Schwimmkasten wurden schließlich zerlegt und aus dem Behälter durch das Mannloch beseitigt. Die Hebung und Vernietung der Kuppel nahmen nur 36 Stunden in Anspruch. N. B.



Patentschau.

Schachtschleuse mit Sparbecken. (Kl. 84b, Nr. 534 085 vom 29. 3. 28 von Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges. in Berlin-Siemensstadt.) Die Schachtschleuse mit neben der Schleusenkammer speicherartig übereinander angeordneten Sparbecken nach Patent 495 003 [1]) wird dadurch vorteilhaft ausgestaltet, daß die Gruppen der übereinander angeordneten Teilbecken jeder Kammerseite in der Schleusenlängsrichtung nebeneinander liegen. Durch diese Anordnung wird weitgehende Ersparnis an Schleusenwasser erreicht, der Rauminhalt der Speicher fast voll ausgenutzt, wirtschaftlicher gebaut und ein wirtschaftlicherer Betrieb der Schleuse ermöglicht. Auf jeder Seite der Schleusenkammer liegt eine Reihe von Sparbecken speicherartig übereinander, wobei die Becken jeder Kammer durch eine Querwand in je zwei Teile zerlegt sind. Die Teilbecken eines jeden Speichers sind in der Höhenlage gegeneinander versetzt. Das Schleusengefälle ist in 14 Schichten (*1, 2, ... 14*) zerlegt gedacht und jede einzelne Schicht wieder in eine Oberschicht und eine Unterschicht (*1°, 1ᵘ, 2°, 2ᵘ* usw.). Wie beim Entleeren der Schleusenkammer sich das Wasser auf die einzelnen Teilbecken verteilt und wie es von ihnen wieder nach der Schleusenkammer zurückfließt, ist für die Sparbecken *Ia* und *Ib* durch Pfeile angedeutet.



[1]) Bautechn. 1931, Heft 6, S. 80.

Schiffshebewerk. (Kl. 84b, Nr. 535 927 vom 16. 12. 28 von Dipl.-Ing. Carl Gaster in Steinhagen, Westf.) Der Trog *a* (Abb. 1) bewegt sich zwischen den Stützen eines Portalgerüstes *r—r* auf und ab; das Gerüst ruht auf zwei Schiffen *s, s₁* und ist so hoch, daß der Trog in höchster Lage mit der Unterkante ein im OW liegendes Schiff nicht berührt, wenn das Gerüst über dieses hinweg quer oder längs zur Kanalachse durch ein Seilspill verfahren wird. Die Verfahrbarkeit des Gerüstes gestattet eine allgemeine Verwendung des grundsätzlichen Systems. Das Schiffshebewerk ist von Höhenschwankungen zwischen OW und UW sowie von Höhenunterschieden des Wasserspiegels im OW oder im UW unabhängig; mit dem Betrieb selbst ist kein Wasserverlust verbunden. Der Trog kann ein Tauchtrog (Abb. 1) oder ein Schleusentrog (Abb. 2, 2a, 3, 3a) sein. Er hat ungelochten Außenmantel *c* (Abb. 2a), mit Kies bedeckten gelochten Innenmantel, Längswände *e* teilen den Zwischenraum in Längsräume, die durch Pumpwerke *p* mit Druckwasser gefüllt werden. Dieses durch den Lochboden *d* gepreßte Wasser bereitet bei gleichzeitigem Sinken des Schiffes im Trog dem Schiffsboden eine ihm entsprechende Auflagefläche vor und läßt die aufgewirbelten Kiesteile nicht eher zur Ruhe kommen, bevor nicht der Zwischenraum zwischen Schiffs- und Lochboden auf ein kleinstes Maß gesunken ist. Der Trog (Abb. 2, 2a) hat zwei Tore b_2 und b_3, zur Abdichtung gegen die Stirnwand des OW eine Keilabdichtung, unter b_2 verschließbare Öffnungen g_1, denen gleiche Öffnungen g_2 unter dem OW-Tor des Kanals entsprechen. Zum Wasserein- und auslaß dienen g_1 und *f*; b_2 und b_3 lassen außerdem die Schiffe ein- und ausfahren. Durch Öffnungen h_1, h_2, h_3 in der Trogwand wird Wasser ausgelassen.

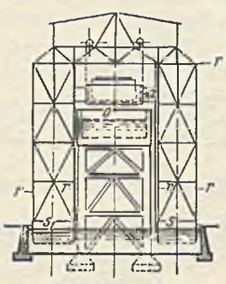


Abb. 1.

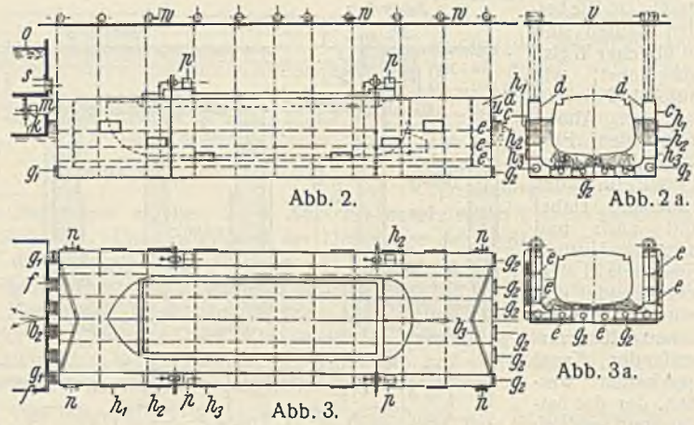
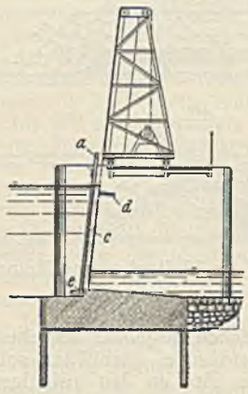
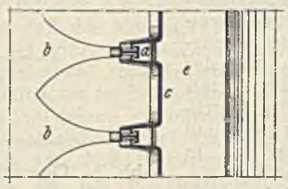


Abb. 2. Abb. 2a. Abb. 3. Abb. 3a.

Nadelwehr mit eisernen Nadeln. (Kl. 84a, Nr. 530 619 vom 19. 8. 1928 von Ferdinand Rauwald in Essen.) Um die Wehrwand leicht, bequem, sicher und schnell herzustellen und wieder zu beseitigen, werden eiserne Nadeln besonderer Bauart verwendet. Es wechseln breite eiserne Spundbohlen *c* und besonders profilierte schmale Führungseisen *a* ab. Erstere ersetzen wegen ihrer größeren Breite eine größere Anzahl der bisher üblichen Nadeln; die profilierten Führungsnadeln dienen als Bindeglied zwischen je zwei Spundbohlennadeln; um die Einführung der Führungsnadeln zu erleichtern, sind in der Wehrschwelle auf der Oberstromseite offene Aufnahmeschlitze *b* angeordnet, die unterstromseitig durch einen erhöhten Rücken begrenzt sind, der als Auflager für den Fuß der Führungseisen und der Spundbohlen dient. Die Spundbohlennadeln *c* werden mit Hilfe eines Wehrwagens eingesetzt und lehnen sich oben gegen die Lehnen-Ausführung *d* an.





INHALT: Die Dichtung des Berliner Spreetunnels zwischen Jannowitz- und Waisenbrücke durch einen inneren Eisenbetonmantel. — Stahlskelett im Kirchenbau. — Druckversuche mit vollen und gegliederten Holzstäben. — Vermischtes: Molybdän-Kupferstahl (witterungsbeständiger Stahl). — Ausbau des Hafens von Livorno. — Neue Schleppfahrzeuge. — Neue Ausführungsart bei einem Behälterbau. — Patentschau.

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