

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 8. Mai 1931

Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Bahnsteighallen für den Hauptbahnhof Düsseldorf.

Von Reichsbahnoberrat Leopold, Wuppertal-Elberfeld.

Der Entwurf für die neuen Bahnsteighallen des Hauptbahnhofs Düsseldorf ist fertiggestellt. Da mehrere Reichsbahndirektionen um Zusendung der Zeichnungen gebeten haben, interessiert es vielleicht allgemein, wenn eine kurze Beschreibung gegeben wird, falls die Absicht bestehen sollte, die Grundzüge der für Düsseldorf vorgesehenen Halle auch auf anderen Bahnhöfen zu verwenden.

Der Entwurf ist in gemeinsamer Arbeit des Herrn Dr.-Ing. Albert Dörnen, Inhabers der gleichnamigen Brückenbauanstalt in Dortmund-Derne, und des Verfassers entstanden. Schon vor 1 1/2 Jahren haben sich die Genannten erstmalig mit dem Gedanken einer zweckmäßigen Durchbildung der Halle beschäftigt. Aus zahlreichen Vorentwürfen hat sich die jetzt festliegende Gestalt allmählich entwickelt. Mitgewirkt haben als Architekten Herr Oberbaurat Krüger, Essen, und der Hochbaudezernent der Reichsbahndirektion Wuppertal, Herr Reichsbahnoberrat Behnes.

durchgehender Schlitz von 1 m Breite angeordnet, durch den die Rauchgase der Lokomotiven ins Freie entweichen, ohne in die eigentliche Halle zu gelangen. Damit dieser Zweck möglichst vollständig erreicht wird, sind die beiden zwischen den einzelnen Bahnsteigen liegenden Gleise seitlich durch Glasschürzen abgeschlossen, die so weit herabhängen, wie es das Normalprofil des lichten Raumes zuläßt (Abb. 1). Die Schürzen dienen gleichzeitig zum Schutze der Reisenden gegen schräg einfallenden Regen, der ohnedies nur in geringer Menge in die Schlitz gelangt. Die beiden gegliederten Träger, die als durchlaufende Pfetten über jedem Bahnsteig den Hauptbinderabstand von 25 m überbrücken, liegen auf den Kragarmenden der zwischen den Gleisen stehenden Stützen auf und sind mit den ebenfalls auf die Kragarmenden abgestützten Halbrahmen verbunden. Ausdehnungsmöglichkeit in der Längs- und Querrichtung ist vorgesehen. Die gegliederten Pfetten sind als Vierendeelträger ausgebildet, haben also zwischen Ober- und Untergurt nur senkrechte Pfosten, aber keine schrägen Wandglieder. Auf den Obergurten dieser Träger ruht, gestützt durch drei Zwischenbinder, die in Abb. 4 gut zu sehen sind, das

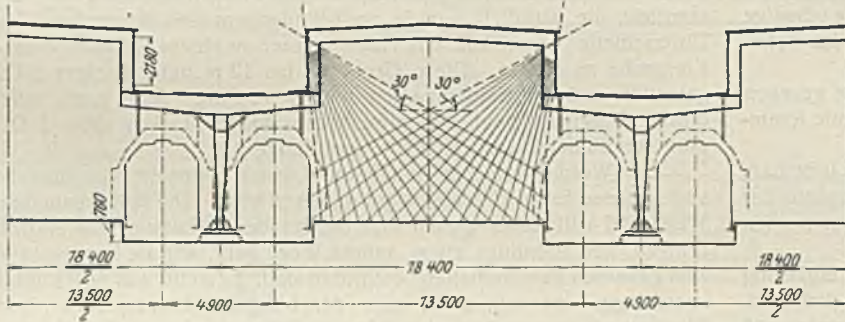


Abb. 1.

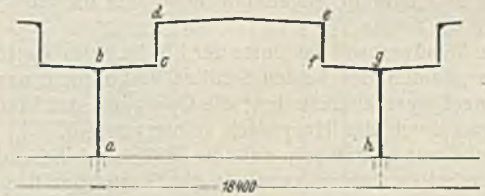


Abb. 2.

Abb. 1 zeigt eine Querschnittszeichnung durch einen Teil der Halle. Wegen fehlender Breite kann der neue Hauptbahnhof Düsseldorf keine Gepäckbahnsteige erhalten. Die zwischen den einzelnen Bahnsteigen liegenden je zwei Gleise sind aber auf 4,90 m auseinandergezogen, um zwischen diesen Gleisen die Stützen der neuen Halle unterbringen zu können, so daß die Bahnsteige selbst frei von Stützen bleiben. Die Binderstiele sind an ihren Fußpunkten eingespannt und haben beiderseitige biegungsfeste Kragarme, die nur wenig gegen die Waagerechte geneigt sind und so hoch liegen, daß das erweiterte Normalprofil für den elektrischen Betrieb unter ihnen Platz findet (Abb. 1). Auf den Enden dieser Kragarme stehen Halbrahmen; der Binder ist also statisch ein Gebilde, wie es schematisch Abb. 2 zeigt. Die Halle kann somit bahnteilweise aufgestellt und in Betrieb genommen werden.

Abb. 3 stellt ein im Maßstabe 1:20 gehaltenes Modell eines Binderfeldes für eine Bahnsteigbreite dar, und zwar schräg von vorn und etwas von oben gesehen. Man erkennt die oben beschriebene Form der Binder. Das Binderfeld ist 25 m weit gestützt. Dieser verhältnismäßig große Binderabstand ist gewählt worden, weil die Fundamente der Hallen wegen der starken Tiefenlage des gewachsenen Bodens teuer werden. Der große Binderabstand erhöht die Übersichtlichkeit und gereicht der Halle auch dadurch zum Vorteil, daß der Eindruck des Leichten, den das Bauwerk macht, noch verstärkt wird, zumal die Binderfüße auch in der Längsrichtung der Halle eingespannt, somit Auskreuzungen einzelner Binderfelder oder ähnliche Maßnahmen zur Erzielung der nötigen Längssteifigkeit der Halle entbehrlich sind. Um sich die Größe der Halle vorzustellen, muß man sich das Binderfeld in der Gleisachse noch sechsmal um dasselbe Stück verlängert und beiderseitig weitere Bahnsteige, im ganzen sieben, angeschlossen denken. Die Kanten der unmittelbar benachbarten Bahnsteige sind in dem Modell dargestellt. Über diesen Kanten ist auch die Halle abgebrochen; man sieht hier die Stümpfe der senkrechten Pfosten der von Binder zu Binder durchlaufenden, als gegliederte Träger ausgebildeten Pfetten.

Die Hauptvorteile der gewählten Hallenform sind folgende. Über jedem Gleis ist in der Bedachung ein

eigentliche Bahnsteigdach; auf den Untergurten der Träger liegen wiederum drei Zwischenbinder, die das doppelt geschlitzte Zwischendach über den Gleisen tragen. Die Glasschürzen beiderseits der Gleispaare hängen ebenfalls an den Untergurten. In den Vierendeelträgern sind ferner die Lichtbänder für die Belichtung der Bahnsteige untergebracht. Da keine schrägen Wandglieder vorhanden sind, fügt sich die Verglasung in die einzelnen Felder der Träger zwischen je drei senkrechten Sprossen zwanglos ein; sie sitzt in der Ebene der Träger, so daß man sie fast das „gläserne Stegblech“ nennen könnte. Sie zeigt auf diese Weise die klaren Formen des Vierendeelträgers, ist gewissermaßen organisch mit ihrem Tragwerk verbunden, während sie bei schrägen Wandgliedern hätte davor- oder dahintergehängt werden müssen, was eine unschöne Wirkung ergeben würde. Die Schürzen treten gegen die eigentlichen Belichtungsbänder etwas zurück, wodurch die ganze Glasfläche unterbrochen und belebt wird. Die senkrecht stehende Verglasung der Lichtbänder hat große

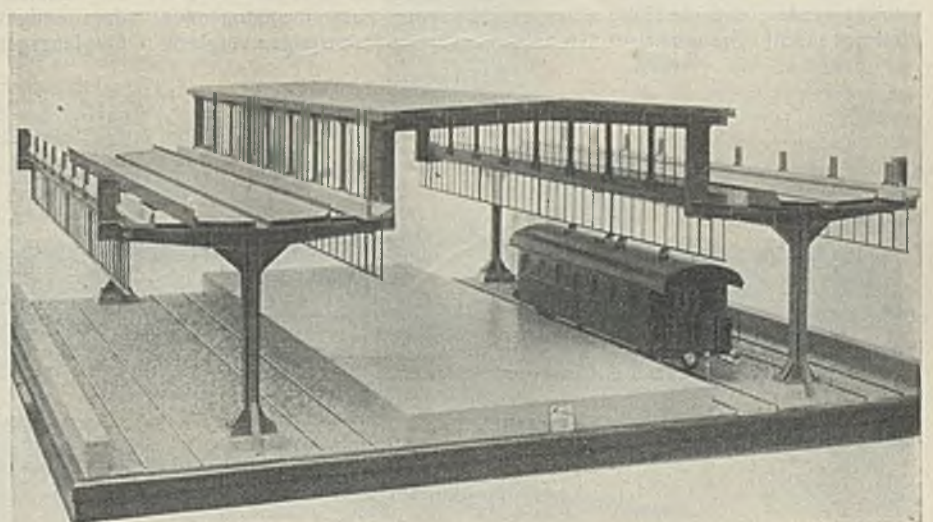


Abb. 3.

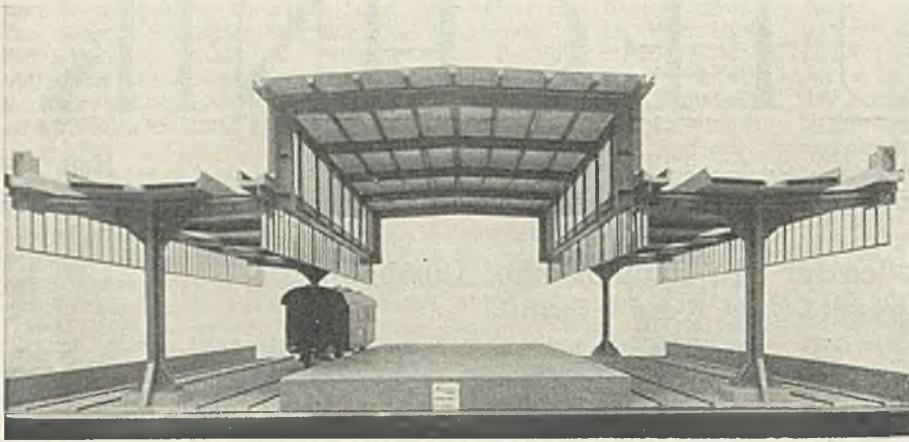


Abb. 4.

Vorteile. Die Scheiben verschmutzen weniger stark als bei anderen Hallenformen, wo die Scheiben oft stark geneigt oder gar fast waagrecht liegen. Der Scheibenbruch, der bei Schräglage stark ist, wird vermindert, da die Scheiben auf einer Kante stehen und nicht auf Biegung beansprucht werden. Die Verdunklungsgefahr bei Schneefall ist vermieden. Da die Lichtbänder ganz durchlaufen und zwischen Ober- und Untergurt der Vierendeelträger im Lichten 2,18 m hoch sind, wird eine gute Belichtung der Halle gewährleistet. In Abb. 1 sind in die eine Halle die Grenzlinien des einfallenden Lichtes punktiert eingezeichnet. Man erkennt die günstige Wirkung des hohen Seitenlichtes, da die Lichtprismen sich über den Bahnsteigen voll überschneiden.

Abb. 4 gibt die Halle von vorn genau in der Bahnsteigachse gesehen wieder, und zwar in Augenhöhe über dem Bahnsteig, um die gute Raumwirkung zu zeigen.

Ein Windverband ist unter der Fläche jedes Zwischendaches innerhalb der Innenkanten der beiden Schlitze vorgesehen, um die Untergurte der Vierendeelträger auszusteuern; die Obergurte der Vierendeelträger werden genügend durch das Hauptdach selbst versteift.

Nicht unerwähnt sei, daß die Halle und besonders ihre Verglasung gut unterhalten werden kann, da die Glasflächen bequem zugänglich sind. Es ist dies ein nicht gering anzusetzender Vorteil, da erfahrungsgemäß die Unterhaltung, die in regelmäßigen Zeitabständen unbedingt nötig ist, leicht vernachlässigt wird, wenn man an die zu unterhaltenden Teile schwer heran kann. Bei größeren Hallen sind die Anschlüsse zwischen Dachhaut, schrägliegenden Belichtungsflächen, Entlüftungseinrichtungen usw. oft Schmerzenskinder. Die Anschlüsse lassen sich schwer dicht halten, so daß man oft nasse Bahnsteige sieht, auch Beschwerden nicht ausbleiben. Da das Hauptbahnsteigdach unseres Entwurfes ohne jede Unterbrechung ist, auch über die Obergurte der die Verglasung aufnehmenden Vierendeelträger übersteht, so sind hier solche Klagen nicht zu befürchten.

Es könnte die Frage aufgeworfen werden, warum Zwischendächer über den Gleisen angeordnet sind, obwohl die Gepäckbahnsteige fehlen. Läßt man die Zwischendächer fort, so sind die Reisenden gegen Schlagregen, der zwischen Schürzen und Fahrzeugen schräg einfallen könnte, weniger gut geschützt. Unter den Zwischendächern ist ferner der oben erwähnte Windverband angeordnet, der nicht entbehrt werden kann und ohne die Bedachung frei liegen würde, was unschön aussieht, wie an dem Modell ausprobiert wurde, dessen eines Zwischendach abnehmbar ist. Endlich soll auch durch die Einschaltung der Fläche über den Gleisen erreicht werden, daß die Halle einen geschlossenen, zusammenhängenden Eindruck macht. Sie erhält auf den beiden äußersten Bahnsteigen verglaste

Längswände; die in diesen Längswänden stehenden Binderstiele sind etwas kräftiger ausgebildet, da sie nur einseitige Kragarme haben. Die Flächen der Halbrahmen vor Kopf der Halle werden ebenfalls verglast.

Nachdem der vorstehend geschilderte Entwurf in seinen Grundzügen bereits festlag, hat die Reichsbahndirektion Wuppertal im vergangenen Jahre noch einen Ideenwettbewerb unter einer größeren Anzahl von Eisenkonstruktionsfirmen des Westens veranstaltet. Als Unterlage haben die Teilnehmer nur den Gleisplan erhalten. Die Stützen sollten zwischen den Gleisen stehen, besonderer Wert war auf einwandfreie Rauchabführung und Belichtung zu legen. Im übrigen war bezüglich der Formgebung freie Hand gelassen. Es waren nur skizzenhafte Entwürfe zu liefern, die aber doch so weit durchgearbeitet werden mußten, daß die Kosten der Eisenkonstruktion, der hölzernen Bedachung, die vorgeschrieben wurde, um eine bessere Vergleichsgrundlage für die einzelnen Entwürfe zu haben, der

Glaser- und Klempnerarbeiten angegeben werden konnten. Viele gute Entwürfe sind geliefert worden: große Hallen, die in der Herstellung und Unterhaltung sehr teuer sind, mittlere und kleinere Hallen. Die Binderabstände schwanken von 8,6 m bis mehr als 30 m, ein Entwurf sieht sogar Binderabstände über 50 m vor. Der Verfasser möchte bei dieser Gelegenheit den an dem Ideenwettbewerb beteiligten Firmen für ihre zahlreichen Vorschläge danken. Im Brückenbüro der Reichsbahndirektion sind dann für jeden einzelnen Entwurf die zugehörigen Fundamentkosten überschlagig ermittelt, die natürlich auch je nach Binderform und Binderabstand große Unterschiede aufweisen. Die Halle kommt zu einem Teil über einer alten Kiesgrube zu stehen. Diese Grube ist bis 12 m unter jetziger S.O. ausgebeutet und mit Bodenmassen wieder verfüllt. Aber auch außerhalb dieser Kiesgrube liegt der gewachsene Boden rd. 6 m unter S.O. Ein größerer Binderabstand ist daher am Platze.

Der Wettbewerb hat nun keine Lösung gebracht, die dem bereits vorhandenen Entwurf vorzuziehen gewesen wäre. Die Reichsbahndirektion Wuppertal will daher diesen hier beschriebenen Entwurf zur Ausführung bringen, der allerdings etwas andere Wege geht, wie sie bei den in letzter Zeit gebauten Bahnhofshallen besprochen sind. Er stellt, was heute besonders ausschlaggebend sein muß, eine der billigsten Lösungen dar, wie der Wettbewerb gezeigt hat, abgesehen natürlich von einsteiligen Hallen, die aber doch wohl nur für weniger bedeutende Bahnhöfe in Frage kommen. In seinem Aufsatz: *Bescheidenheit!*¹⁾ sagt Prof. Dr.-Ing. Blum, daß ein verarmtes Volk sich die früher üblichen großen Bahnhofshallen nicht mehr leisten könne, zumal sie unwirtschaftlich seien. Gemeint sind damit hohe, mehrere Bahnsteige zusammenfassende Hallen oder gar eine einzige, noch höhere, sämtliche Bahnsteige überspannende Halle (z. B. Köln, Hamburg). Solche Hallen mußten daher ausscheiden, da sie nicht mehr zeitgemäß sind. Man hat sich beschränkt auf miteinander in Verbindung stehende Einzelhallen, die, zunächst aus rein sachlichen Erwägungen heraus entstanden, in eine ästhetisch einwandfreie gefällige Form gefaßt sind. Der Entwurf hat auch die Zustimmung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn und der Stadt Düsseldorf gefunden.

Das alte Empfangsgebäude Düsseldorf wird vollständig beseitigt und durch ein neues ersetzt. Die Reichsbahndirektion Wuppertal hat das für das neue Empfangsgebäude im Maßstab 1:200 angefertigte Modell durch ein Modell der ganzen Halle im gleichen Maßstab ergänzen lassen. Abb. 5 zeigt das Gesamtmodell und die Wirkung der beiden Baumassen, wobei zu bemerken ist, daß das Empfangsgebäude in der dargestellten Form dem endgültigen Entwurf nicht völlig entspricht. Man sieht, daß das Empfangsgebäude, nicht die Halle, das Betonte und Vorherrschende ist.

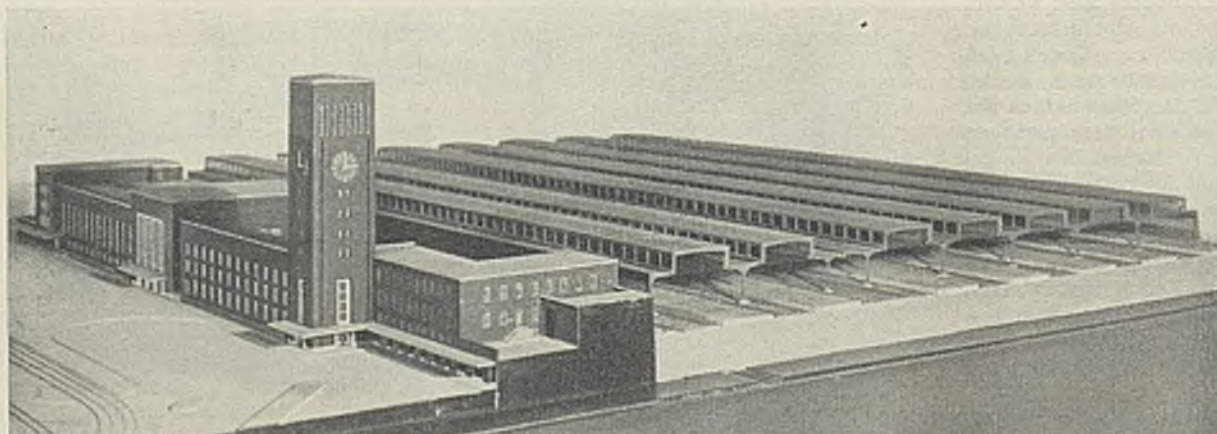


Abb. 5.

Zwischen den Bahnsteigen 2 und 3 liegen vier Gleise. Der Binderstiel an dieser Stelle ist in einen zwei-stieligen Rahmen aufgelöst, der über den beiden mittleren der vier Gleise steht und ebenfalls beiderseitige Kragarme hat.

Auf Anordnung des Herrn Geheimrat Dr.-Ing. e. h. Schaper soll die Eisenkonstruktion der Halle ganz geschweißt werden. Das Modell 1:20 ist bereits für diese Ausführungsart angefertigt. Einzel-

¹⁾ Reichsbahn 1925, Nr. 24

Querschnitte (das Trägheitsmoment über den Pfeilern ist mehr als 300mal so groß als das Trägheitsmoment in Brückenmitte) ermöglicht eine besonders günstige Momentenverteilung, bei der die Momente nach den Strompfeilern abwandern, so daß durch Ausnutzung der Eigenart des Eisenbetons günstige konstruktive und wirtschaftliche Verhältnisse für eine Balkenbrücke geschaffen werden. (Allerdings geht dies zum Teil, wie schon erwähnt, auf Kosten der Gefahr der Vortäuschung einer gewissen Bogenwirkung, und hier weichen die Bauweisen in Eisenbeton

aber auch noch unterbringbar sind. Zusatzspannungen infolge der Beanspruchungen durch Wind und Temperaturänderungen sind weniger wichtig als Zusatzspannungen infolge Werfens des Balkens beim Schwinden. Immerhin ergeben diese Einflüsse wie Temperatur und Achsverkürzung durch Schwinden Längenänderungen von etwa 8 cm am linken und 5 cm am rechten Widerlager. Es muß daher eine ganz besondere Fugenausbildung mit Schleifblechen vorgesehen werden, um diesen Bewegungen richtig Rechnung zu tragen. Interessant ist, wie die Abbildungen zeigen,

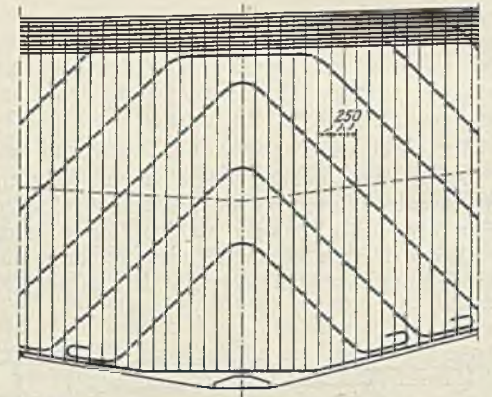
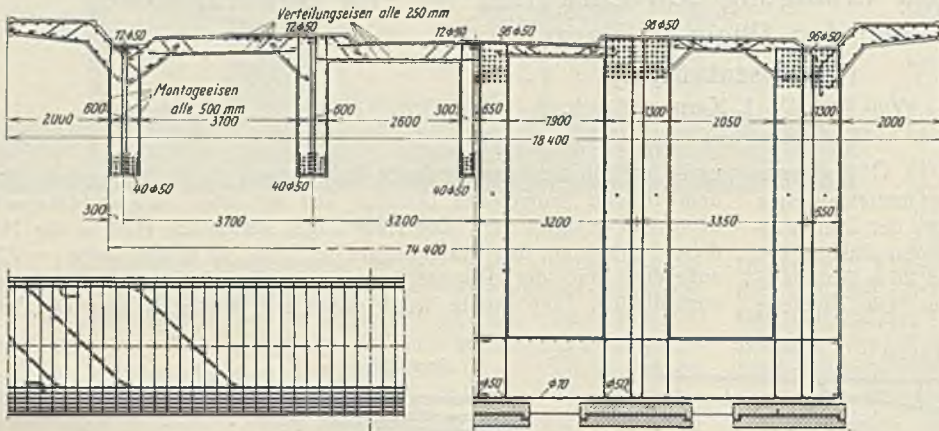


Abb. 19. Einzelheiten zur Bewehrung im Scheitel und über den Pfeilern.

Zu Abb. 19.

und Stahl insofern voneinander ab, als bei letzterem die vollständig gestreckte Linienführung der statischen Balkenform näherkommt bzw. leichter erreichbar ist.) Die starke Anhäufung der Rundeseisenlagen in den Zugzonen zeigt Abb. 19. Man kann aber auch die zweckmäßige Anordnung der Bewehrung aus diesen Bildern ersehen; zwischen den einzelnen Rundeseisen findet sich fast überall noch rd. 50 mm Zwischenraum. Die sorgfältig durchgeführte statische Berechnung weist nach, daß die Schubbewehrung, die für den unbewehrten Querschnitt einen Höchstwert der Spannung von 14 kg/cm² erreicht, durchweg durch Bügel und abgebogene Eisen aufgenommen werden kann. Da die Abbiegung der Eisen in der Nähe der Stützen genau dem Momentenverlauf angepaßt ist, wird es nicht notwendig, die Zugkräfte durch die Haftspannung des Betons weiterzuleiten, so daß auch von diesem Gesichtspunkte aus die starke Bewehrung keine Veranlassung zu Bedenken geben kann. Steht man zunächst von der gewiß nicht leichten bautechnischen Durchführung dieser Brückenform ab, so tritt die Frage der Zweckmäßigkeit eines derartigen durchlaufenden Brückensystems in bezug auf mögliche Setzungen auf. Die statische Berechnung weist nach, daß solche Setzungen (Stützensenkungen) von geringem Einfluß sind, da auch wiederum aus der Eigenart der Momentenverteilung hervorgeht, daß die Zusatzmomente in der Brückenmitte verhältnismäßig gering und über den Strompfeilern zwar größer,

die Ausbildung der Wälzelenke, die zwecks Ausschaltung von rollender Reibung angeordnet sind. Die Pendel bestehen aus Eisenbeton mit Stahlgußkörpern oben und unten. Die oberen und unteren Lagerplatten erhalten ebenfalls Stahlgußplatten, die entsprechend in dem Betonkörper verankert sind und die Druckkräfte durch eine dem Pendelkörper ähnliche Bewehrung übertragen. Die Lagerplatten greifen in die Stahlgußteile des Pendels durch seitliche Zähne ein.

Besonders wichtig für den Bau der durchlaufenden Eisenbetonträger von so großen Höhen über den Strompfeilern und von so bedeutenden Längen ist die Durchführung des Betonierens. Schon das Lehrgerüst muß sorgfältig erstellt werden, um die Bewehrung seitlich einbringen zu können. Im vorliegenden Falle ist für das eigentliche Lehrgerüst Stahl als Baustoff gewählt, die Joche jedoch sind in Holz vorgesehen. Es wäre vielleicht zweckmäßig, auch die Holzpfähle durch eiserne zu ersetzen. Die Hauptträger werden beim Bau zunächst nur einseitig verschalt, um die Bewehrung seitlich einbringen zu können. Um die Eisen besonders über den hohen Stützen leicht montieren zu können, sind auf Betonklötzen leichte Stahlhaltegerüste vorgesehen, die mit einbetoniert werden. Außerdem werden die Rundeseisen, die nicht in der Druckzone verankert sein können (unter Umständen auch die Bügel) mit der Zugbewehrung verschweißt. Zum Betonieren der Brücke

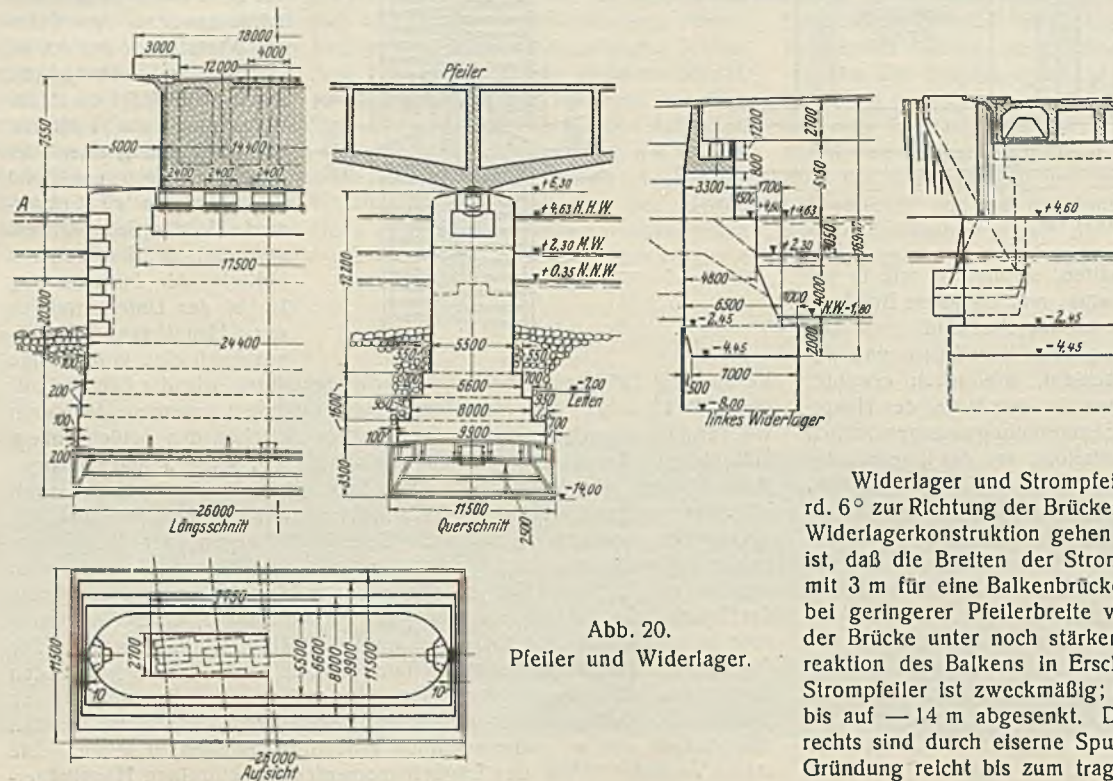


Abb. 20. Pfeiler und Widerlager.

ist eine Förderbandanlage vorgesehen, um ein Entmischen des plastischen Betonergutes zu verhindern. Das Betonieren der Hauptträger geschieht in einzelnen waagerechten Streifen von rd. 180 bis 200 m³, um bei entsprechender Stundenleistung die Streifen herstellen zu können, ehe der Beton vollständig abbindet. (Bei Stundenleistungen von 40 bis 50 m³ ist für den vorgesehenen Streifenkubikinhalt eine Zeit von rd. 4 Stunden erforderlich.) Durch das Streifenbetonieren ist auch beabsichtigt, während der Herstellung der Brücke die Auswirkung des Schwindens schon während der Brückenmontage wenigstens teilweise unschädlich zu machen.

Widerlager und Strompfeiler liegen in Richtung der Stromachse unter rd. 6° zur Richtung der Brückenquerachse. Die Einzelheiten der Pfeiler und Widerlagerkonstruktion gehen aus Abb. 20 hervor, wobei nur zu erwähnen ist, daß die Breiten der Strompfeiler mit 5,5 m und die des Uferpfeilers mit 3 m für eine Balkenbrücke eher als reichlich zu bezeichnen sind, und bei geringerer Pfeilerbreite vielleicht eine schlankere Erscheinungsform der Brücke unter noch stärkerer Betonung der nur senkrechten Auflagerreaktion des Balkens in Erscheinung treten würde. Die Gründung der Strompfeiler ist zweckmäßig; eiserner Senkkasten werden unter Druckluft bis auf -14 m abgesenkt. Das Endwiderlager links und der Uferpfeiler rechts sind durch eiserne Spundwände bis auf -8 m geschützt, und die Gründung reicht bis zum tragfähigen Kies unter Einhaltung der zulässigen

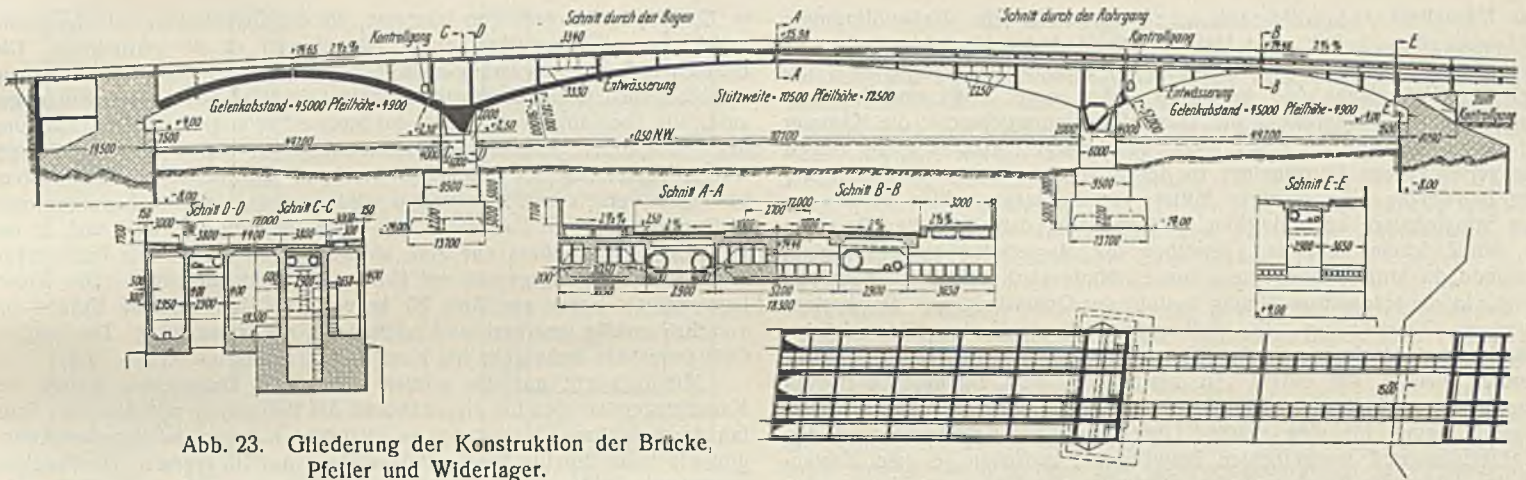


Abb. 23. Gliederung der Konstruktion der Brücke, Pfeiler und Widerlager.

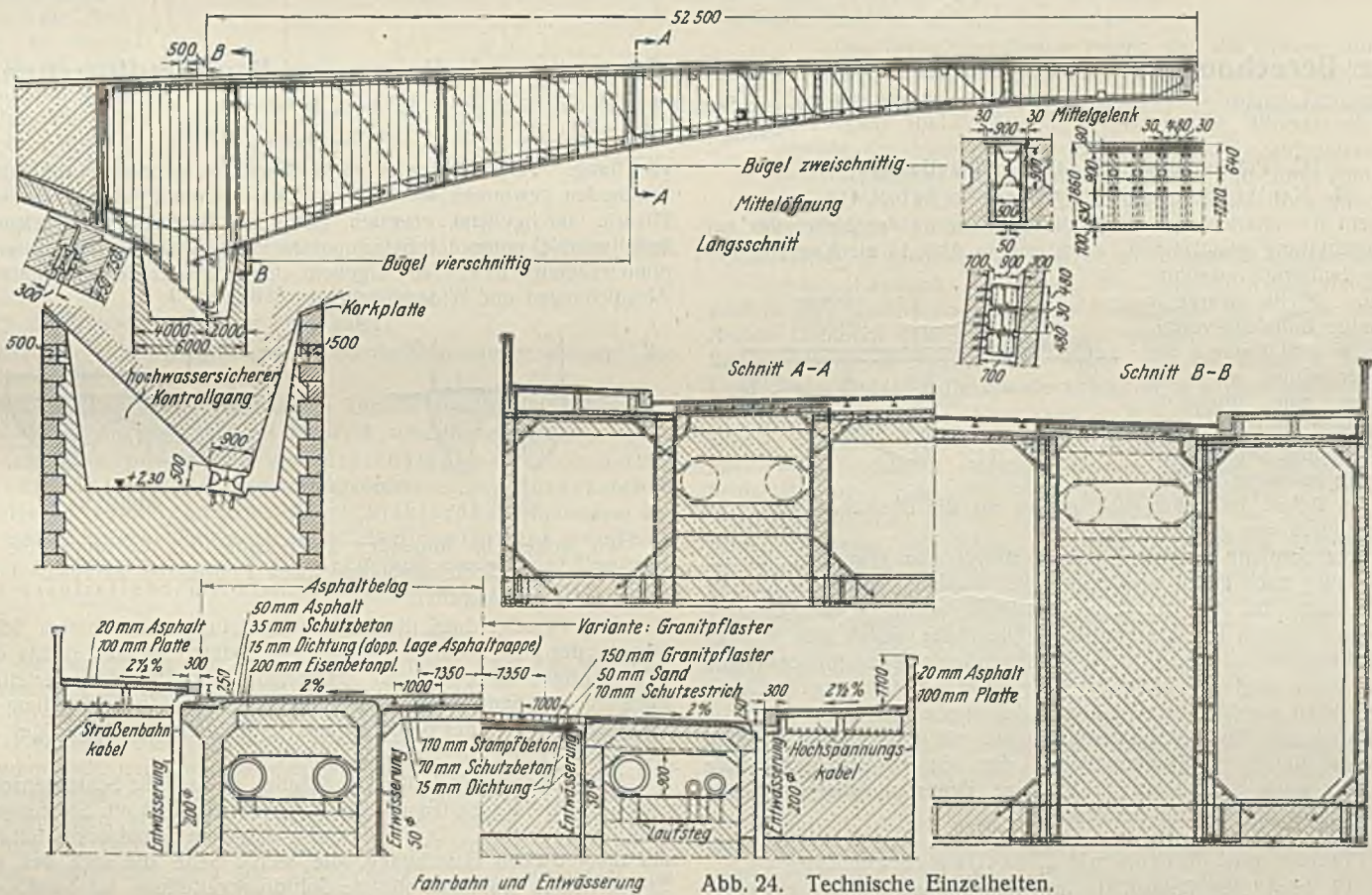
Bodenpressungen. Zusammenfassend kann diese Eisenbetonbalkenbrücke als ein äußerst interessanter Vorschlag angesprochen werden und stellt in seiner Art einen wesentlichen Fortschritt im Bau und in der Gestaltungsmöglichkeit weitgespannter Eisenbetonbalkenbrücken dar.

d) IV. Preis. Eisenbetonbogenbrücke mit drei Öffnungen.

Für Eisenbetonbogenbrücken unter der Fahrbahn liegen die Verhältnisse im Falle der Dreirosenbrücke ungünstig. Die Erzielung einer möglichst flachen Brückenüberführung unter Einhaltung der gegebenen Lichtraumprofile läßt sich mit üblichen Konstruktionsmitteln kaum erreichen, so daß auch nur wenige Eisenbetonbogenbrücken mit drei Öffnungen in die engere Wahl kamen. Da Balkenbrücken sogar in Eisenbeton wirtschaftlich gleichwertige Lösungen ergaben (ganz abgesehen von den wesentlich billigeren Stahlbalkenbrücken) und da nur lotrechte Auflagerreaktionen jedenfalls für ein Brückenbauwerk schon in bezug auf die Gründung begrüßenswert sind, hatten die Bogenbrücken ganz allgemein einen

Die stromseitigen Kämpfergelenke der letzteren sind auf Kragarme der Mittelöffnung gestützt. Als äußere Erscheinungsform entstehen zwar gute Bogenverhältnisse mit ausgeglichenen Kämpferansätzen an den Strompfeilern, jedoch wirkt die ganze Brücke etwas schwer, was wohl auch darauf zurückzuführen ist, daß die Fußwege nicht konsolenartig auskragen, vielmehr sogar das Geländer in massiver Ausführung unmittelbar als Fortsetzung der Abschlußwand des äußeren Hauptträgers angeordnet ist. Am Pfeiler beträgt die Bauhöhe von Oberkante Geländer bis Mitte Lager $\approx 13,8$ m oder $\approx 10,5$ m bis zur Pfeileroberkante; in Brückenmitte ist das Maß für die voll in Erscheinung tretende Bauhöhe 3,5 m. Die Unterführung des unteren Rheinweges auf der rechten Seite geschieht hinter dem rechten Widerlager und erscheint ebenfalls durch die Balkenkonstruktion stark überlastet. Der Übergang zur Rampe bringt indes einen beachtenswerten Treppenvorschlag.

Grundlegend für die vorliegende Lösung ist die Vermeidung eines starken einseitigen Schubes auf die Strompfeiler. Das Fußgelenk der



Fahrbahn und Entwässerung Abb. 24. Technische Einzelheiten.

schwierigen Stand. Der mit dem IV. Preis als einzige Eisenbetonbogenbrücke ausgezeichnete Entwurf (s. Abb. 21 u. 22) stellt jedoch trotz dieser einschränkenden Bemerkung eine technisch und konstruktiv sehr interessante und elegante Lösung dar.

Das statische Grundsystem besteht in der Hauptöffnung aus einem an den Kämpfern rahmenartig herabgezogenen Dreigelenkbogen mit 101 m lichter Weite und aus seitlichen Dreigelenkbogen mit 49,2 m Öffnung.

Mittelöffnung wird sehr tief und außermittig zur Pfeilerachse gelegt. Außerdem werden die Längswände des Aufbaues (und zwar je zwei zu einem Kastenquerschnitt zusammengefaßt) über dem eigentlichen Bogen im Zusammenwirken mit der Fahrbahnplatte zur Aufnahme der Momente des Dreigelenkrahmens mit herangezogen. Durch diese Maßnahmen werden die Stichverhältnisse der Mittelöffnung mit denen der Seitenöffnungen in günstiger Weise ausgeglichen. Für die Hauptöffnung beträgt

das Verhältnis $f:l=12,5:105=1:8,4$ und für die Nebenöffnungen $f:l=4,9:45=1:9,2$. Der Höhenunterschied der Kämpfergelenke der großen und kleinen Öffnungen beträgt am Strompfeiler 5,35 m. Die tiefgelegten Fußgelenke (sie liegen rd. 2,3 m unter HW) sind in einer kammerartigen Ausnehmung der Strompfeiler untergebracht; die Kammer ist gegen eindringende Feuchtigkeit gut isoliert. Abb. 23 u. 24 zeigen die verschiedenen Einzelheiten zu der erläuterten statischen Gliederung des Bauwerkes. Ein weiteres Mittel, um die waagerechten Schübe an den Strompfeilern auszugleichen, besteht darin, daß die Seitenöffnungen in den Zwickeln über den Gewölben mit Magerbeton aufgefüllt sind, während die Mittelöffnung die schon erwähnte stark aufgelöste Bauweise zeigt. In der Hauptstromöffnung besteht der Querschnitt aus drei kastenförmigen Querschnitten. Die Seitenwände dieser Kasten bilden Längswände von konstanter Breite (30 cm für die äußeren, 40 cm für die inneren Wände), der untere Teil besteht aus dem eigentlichen Bogenquerschnitt, und die Kastendecke wird durch die Fahrbahnplatte gebildet. Vouten sorgen für eine richtige Überleitung der Kräfte zwischen den senkrechten und waagerechten Baugliedern; zwischen je zwei Kastenträgern bildet die Fahrbahnplatte, wiederum verstärkt durch Vouten, den Übergang. In Abschnitten von rd. 10 m laufen vollwandige Querschnitte über die ganze Brückenbreite, steifen also die Kastenquerschnitte für sich sowie untereinander in der Querrichtung aus. Geeignet gelagerte Mannlöcher ergeben eine Verbindung zwischen den einzelnen durch Kasten und Schotte gebildeten Räumen. Die Einzelheiten der Ausgestaltung der Fahrbahnplatte, ihrer Entwässerung, die Durchführung der Rohrleitungen usw. gehen aus unsern Bildern deutlich hervor. Die Rohrleitungen liegen zwischen den Kastenquerschnitten, stoßen also nur durch die Querrippen und sind von unten gut zugänglich. (Keine Explosionsgefahr!) Auch die Stampfbetonbogen der Seitenöffnungen sind in drei Streifen aufgelöst und durch Querwände in Abständen von rd. 5 m ähnlich wie bei der Mittelöffnung untereinander verbunden. Die Magerbetonauffüllung ist nur über dem eigentlichen Bogenquerschnitt vorgesehen. Der frei aufliegende Plattenbalken der Rheinweg-Überbrückung (22,64 m Stützweite) schließt sich der allgemeinen Querschnittaufteilung an. Die Unterbringung der Bewehrung bietet für die gewählte (statisch bestimmte) Bogenform keinerlei Schwierigkeiten. Die Anordnung der Gelenke

(s. Abb. 23) ist insofern von Interesse, als die Gelenkachse mit der Senkrechten zur Brückenachse einen Winkel von rd. 6° einschließt. Die dadurch auftretenden Zwängungsspannungen sind in der Berechnung sowohl als auch in der Konstruktion berücksichtigt. Pfeiler und Widerlager sind, wie eben angedeutet, nach der Stromachse orientiert. Die Gründung der Strompfeiler geschieht mit eisernen Senkkasten, und durch die gewählte Versetzung des Brückengelenkes zur Längsachse des Senkkastens bzw. zum versetzten Pfeileraufbau wird erreicht, daß die Eigengewichtsauflagerreaktion im Fußgelenk nur eine Neigung von 1:5 und in der Bogenfuge des Pfeilers nur eine solche von 1:8 hat. Die Fundamentsohle ist bedingungsgemäß auf Kote $-14,0$ angenommen. Die Widerlager, deren Form aus Abb. 23 hervorgeht, sind bis auf Kote $-8,0$ vorschriftsmäßig gesichert und reichen bis auf festen Kies. Die mittlere Gründungstiefe links geht bis Kote $-4,0$, rechts bis Kote $-2,5$.

Mit Rücksicht auf die großen Höhen der senkrechten Wände der Kastenträger ist auch bei dieser Brücke das Betonieren mit äußerster Sorgfalt durchzuführen, wiewohl es vielleicht nicht solche Schwierigkeiten gibt wie beim durchlaufenden Balkenträger des III. Preises. Die Brückeneinrüstung ist in den Seitenöffnungen und in den äußeren Teilen der Hauptöffnung in Holz gedacht, die Schiffahrtöffnung wird durch zwei eiserne Fachwerkträger überbrückt. Die drei kastenförmigen Träger der mittleren und der Seitenöffnungen werden hintereinander erstellt, damit das eigentliche Schalungsgerüst nur für $\frac{1}{3}$ der Brückenbreite notwendig wird. Es werden für einen Kastenträger die Betonierarbeiten in allen drei Öffnungen fertiggestellt und dann nach dem Abbinden für diesen Kastenträger zunächst die beiden Seitenöffnungen gleichzeitig und später die Mittelöffnung abgesetzt. Die Rüstung wird nun in allen drei Öffnungen verschoben und zum Betonieren des nächsten Kastenträgers (wiederum in allen drei Öffnungen) verwendet usw. Zuletzt werden die Querschotte und die Fahrbahnplatte hergestellt, deren Anschlußbeisen schon bei der Erstellung der Bogenrippen einbetoniert worden sind. Durch diesen Bauvorgang, der wegen der Wartezeit für das Abbinden eine längere Zeit in Anspruch nimmt, werden Kostenersparnisse erzielt. Alles in allem ist festzustellen, daß durch den vorliegenden Entwurf die sich für eine Betonbogenbrücke ergebenden Schwierigkeiten technisch zweckmäßig überwunden werden. (Fortsetzung folgt.)

Die Berechnungsgrundlagen durchgehender Fundamente und die neuere Baugrundforschung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. A. Scheidig, zur Zeit Technische Hochschule Wien.

(Schluß aus Heft 19.)

C. Platten und Balken mit Einzellasten.

1. Kreisplatte mit Einzellast in der Mitte.

Für ein Kreisplattenfundament mit Einzellast in der Mitte, das auf eine Sandschüttung gestützt war, wurde die in Abb. 11 als Kurve *d* dargestellte Sohldruckverteilung gemessen. Stellt Kurve *a* gleichförmige Sohldruckverteilung dar, so gibt Kurve *b* die Sohldruckverteilung nach der Berechnung von Föppl¹⁷⁾. Kurve *c* zeigt dreieckförmige bzw. kegelförmige Druckverteilung. Der gemessene Höchstwert in der Achse war aber noch größer als die Dreieckordinate; die Verteilungskurve war glockenförmig.

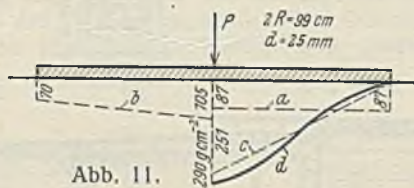


Abb. 11.

Die Versuchsplatte hatte einen Durchmesser von etwa 1 m, die für die Berechnung nach Föppl verwendete Bettungsziffer wurde durch besondere Versuche im üblichen Sinne bestimmt, d. h. aus der Gesamtsenkung eines starren Körpers ermittelt. Die Platte nähert sich in ihren Größenverhältnissen schon den in der Praxis vorkommenden Abmessungen.

Der Versuch zeigt auch in diesem Falle starke Abweichungen zwischen den Ergebnissen der Theorie und den Verhältnissen im Sandboden.

Berechnet man das Kreisplattenfundament mit gleichförmig verteilter Belastung, so bleibt man jedenfalls auf der sicheren Seite. Daß die Theorie aber auch umgekehrt zu günstige Beanspruchungen ergeben kann, zeigen die folgenden Betrachtungen.

2. Platten und Balken mit Einzellasten am Rande.

Abb. 12 zeigt eine Kreisplatte mit ringsum am Rande wirkender Belastung und die gemessene Sohldruckverteilung¹⁸⁾.

Abb. 13 zeigt eine Eisenbahnschwelle mit zwei Einzellasten¹⁹⁾ unweit ihrer Enden und die ebenfalls experimentell bestimmte Sohldruck-

verteilung. Vergleicht man diese Versuchsergebnisse, die beide auf Sandboden gewonnen wurden, mit den Rechnungsergebnissen nach der Theorie durchgehend elastisch gestützter Bauteile, z. B. einer Kreisbehältersohle unter der Belastung der Seitenwände, eines Unterpflaster-tunnelrahmens usw., so ergeben sich offensichtlich ebenfalls starke Abweichungen und Widersprüche.

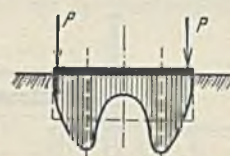


Abb. 12.

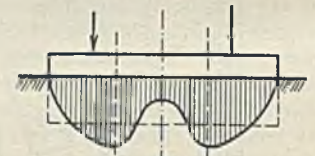


Abb. 13.

Wir wollen im folgenden als Beispiel nur die Ergebnisse der Berechnung eines Schleusenbodens nach Freund²⁰⁾ an Hand der neuen Erkenntnisse untersuchen.

Abb. 14 zeigt links die Sohldruckverteilung unter einem Schleusenkörper, der auf Idealboden ($p=c \cdot y$) gestützt ist und rechts die nach den heutigen Erkenntnissen wahrscheinlichste Sohldruckverteilung für Stützung auf Sandboden. Der Einfluß der Sohldruckverteilung auf die Biegemomente der Sohle ist also in Wirklichkeit ungünstiger als nach der theoretischen Berechnung.

Freund behandelt weiter ein Beispiel, wonach die Schleusensohle z. B. außen auf beiden Seiten unterspült worden ist und ein Stützungsfall wie in Abb. 15 vorliegt. Die linke Seite zeigt die Sohldruckverteilung nach der theoretischen Berechnung, die rechte Seite die nach den heutigen Erkenntnissen wahrscheinlichste Sohldruckverteilung für Sandboden, bei dem eine solche Unterspülung nur stattfinden kann.

Die Biegemomente der Sohle werden im vorliegenden Falle doppelt so groß wie nach der Berechnung und die Sohleplatte, die die Momente nach der theoretischen Berechnung

¹⁷⁾ Vorlesungen Bd. 5, S. 112, Leipzig 1907.

¹⁸⁾ Bautechn. 1927, Heft 31, Kögler-Scheidig, „Druckverteilung im Baugrunde“.

¹⁹⁾ Proceedings, 1920, S. 931 bis 934.

²⁰⁾ „Erweiterte Theorie für die Berechnung von Schleusenböden und ähnlichen Gründungskörpern“, Z. f. Bauwes. 1927, Heft 7 bis 9 des Ingenieurbau-Telles.

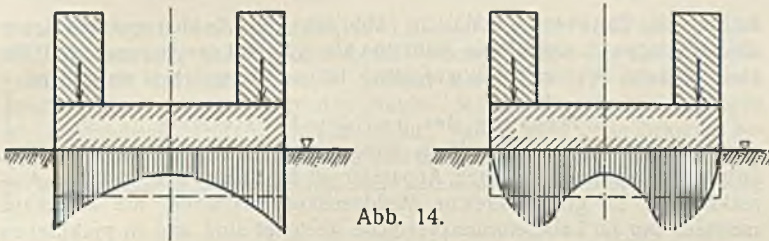


Abb. 14.

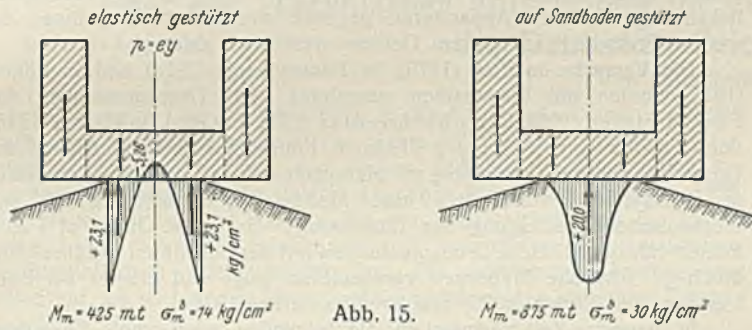


Abb. 15.

vielleicht gerade noch aufnehmen kann, würde in Wirklichkeit mit Sicherheit zu Bruche gehen.

3. Balken mit mehreren Einzellasten.

Terzaghi wendet in seinem Aufsatz²¹⁾ „Die Wissenschaft der Gründungen“ die unter einer Kreisplatte experimentell gefundene parabel-förmige Sohldruckverteilung auf einen Träger mit mehreren Einzellasten an und erhält die Abb. 16 dargestellten Biegemomente.

Wenn auch die Übertragung in dieser Form kaum möglich ist, so zeigt dieses Beispiel doch den großen Einfluß der Sohldruckverteilung auf die Beanspruchungen im Fundament und die großen Unsicherheiten, die auf diesem Gebiete noch bestehen.

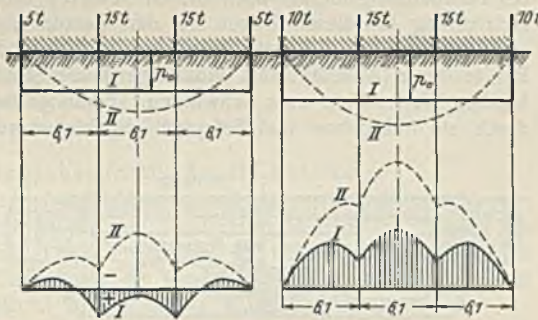


Abb. 16.

4. Schlußfolgerungen.

Auch die Betrachtung dieser Fälle zeigt:

1. daß die „Theorie gleichmäßig elastisch gestützter Körper“ der Wirklichkeit nicht entspricht;
2. daß die Ergebnisse nach dieser Theorie sowohl viel zu günstig, als auch viel zu ungünstig für das Bauwerk sein können und
3. daß im besonderen Falle eine Einschätzung der Sohldruckverteilung auf Grund der Versuchsergebnisse unter Berücksichtigung aller bisher bekannten Einflußfaktoren, insbesondere der bisher vernachlässigten Baugrundeigenschaften, verlässlichere Werte gibt, als jede noch so genaue Berechnung nach einer Theorie, die auf unzutreffenden Annahmen aufgebaut ist.

5. Praktische Bemerkungen.

Für die Berechnung von Schleusensohlen bietet wohl das Verfahren von Franzius²²⁾ zur Zeit den größten Sicherheitsgrad.

Der Verfasser geht bei Streifen- und Plattengründungen in der Regel so vor: er ermittelt die gleichförmige Druckverteilung (Rechteck); wandelt das Spannungsbild unter eingehender Berücksichtigung der Bodenart und der Flächengröße — etwa dem Sinne der Tafel I entsprechend — zunächst qualitativ ab; ermittelt dann, weil ein anderes Verfahren vorläufig nicht zur Verfügung steht, die Größe der Höchst- und Mindestwerte des Sohldruckes und die Verbiegungen des Fundamentes auf graphischem Wege oder nach der Theorie $p = cy$; mit diesen Ergebnissen legt er das vorher erhaltene qualitative Spannungsbild nun endgültig quantitativ fest. Dieses halb empirische Verfahren bietet zur Zeit wohl die beste Möglichkeit, der Wirklichkeit einigermaßen nahe zu kommen. Einen weiteren Fortschritt können nur neue Versuche und systematische Verarbeitung von Beobachtungen an ausgeführten Bauten bringen.

²¹⁾ Proceedings 1927.

D. Bisherige Versuchsverfahren.

Systematische Versuche zur Untersuchung der Frage, wie durchgehend auf Baugrund gestützte Bauteile unter den verschiedensten Belastungen beansprucht werden, sind bisher überhaupt noch nicht vorgenommen worden. Bei den bisher vorliegenden Versuchen, die im folgenden kurz angeführt werden sollen, handelt es sich um Versuche zur Bestimmung der Druckverteilung im Baugrunde, bei denen man notwendigerweise auf die Sohldruckverteilung stoßen mußte und durch deren von der üblichen Auffassung bemerkenswert abweichende Ergebnisse das in diesem Aufsatz angeschnittene Problem überhaupt erst in dieser Form aufgerollt worden ist. Das dürfte sowohl für die Forschungen in Freiberg als auch in Zürich zutreffen. Außerdem liegen noch vereinzelt Bemühungen einiger Forscher vor, unter irgendeinem bestimmten Bauwerk die Sohldruckverteilung kennen zu lernen.

Die Lösung der Frage kann so angefaßt werden, daß man entweder die Sohldruckverteilung durch Einbau von Meßdosen in die Fundamentsohle unmittelbar mißt, dann sind die Formänderungen des Fundamentes rechnerisch zu bestimmen, oder indem man die Formänderungen des Fundamentkörpers unmittelbar mißt und daraus auf die Sohldruckverteilung zu schließen sucht. Beide Wege sind schon beschränkt worden.

1. Unmittelbare Messung der Sohldruckverteilung.

a) Die Freiburger Versuche. Die Versuche sind durch ausführliche Veröffentlichungen von Kögler und Scheidig in der Bautechn. allgemein bekannt²²⁾. Die Methode der Sohldruckbestimmung bestand entweder darin, die Druckverteilung im Sande in verschiedenen Tiefen zu messen und daraus auf die Sohldruckverteilung selbst zu schließen, oder die Sohldruckverteilung durch Einbau von Meßdosen in die Belastungsplatte unmittelbar zu bestimmen.

b) Die Züricher Versuche. Die Versuche an der Technischen Hochschule Zürich, die von Hugl und Gerber ausgeführt und durch zwei Dissertationen²³⁾ bekannt geworden sind, hatten etwa das gleiche Programm und haben die Ergebnisse der Freiburger Versuche in jeder Beziehung bestätigt. Auch hier wurden Meßdosen unmittelbar in die Sohlfläche der Belastungsplatte eingebaut.

Gerber gelangt zu folgenden Schlüssen:

„Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Untersuchungen von Schleicher über die Druckverteilung auf der Grenzschicht des elastisch-isotropen Halbraumes auf den körnigen Baugrund nicht übertragbar sind. Ebenfalls stehen sie im Widerspruch mit der Ansicht Empergers²⁴⁾, der auf Grund von Einsenkungskurven für Belastungskörper von verschiedener Gestalt und Größe zum Schlusse gelangt, daß an den Rändern der Grundflächen die größten Bodenpressungen auftreten müssen“²⁵⁾.

Die letzte Ansicht stimmt überein mit Engessers Baugrundtheorie¹⁴⁾.

c) Amerikanische Versuche. Nach einer Mitteilung von Terzaghi⁸⁾ sind in die Fundamentplatte eines Krafthauses in Mexiko eine ganze Anzahl Goldbeck-Meßdosen eingebaut worden, um die Verteilung der Bodenpressung zu bestimmen. Doch soll das Ergebnis infolge der Qualität der Goldbeck-Dose nicht befriedigend ausgefallen sein.

d) Brückenpfeiler-Versuche in Niederfinow. In neuester Zeit sind in die Sohle des Ostpfeilers der Kanalbrücke des Schiffshebewerkes Niederfinow Meßdosen eingebaut worden, worüber Plarre und Delig in der Bautechn. 1930, Heft 45 u. 46 berichtet haben. Der Zweck der Bodendruckmessung war in der Hauptsache der, die unter dem fertiggestellten Pfeiler auftretenden Bodendrucke und ihre Verteilung, sowie ihre Veränderungen infolge der erst zwei Jahre später eintretenden Belastung durch den Brückenüberbau zu verfolgen. Die Versuche sind noch im Gange, so daß ein abschließendes Urteil jetzt noch nicht abgegeben werden kann. Die Möglichkeit, Bodendruckänderungen zu verfolgen, haben die bisherigen Messungen jedoch erwiesen.

2. Messung der Formänderungen.

Die großen versuchstechnischen Schwierigkeiten unmittelbarer Druckmessungen an der Sohlfläche haben in Zürich zu dem Versuch geführt, die Bodenreaktionen unter stabförmigen Körpern auf mittelbarem Wege zu bestimmen, indem man aus der Beobachtung der Einsenkung der Stäbe unter verschiedener Belastung auf die Art der Sohldruckverteilung geschlossen hat. Diese bemerkenswerten Versuche, die als „Vorversuche über Einsenkung und Bodenpressung stabförmiger Träger auf elastischer Unterlage“ bezeichnet werden, haben zu folgenden Ergebnissen geführt:

²²⁾ Bautechn. 1927, Hefte 29 u. 31; 1928, Hefte 15 u. 17; 1929 Hefte 18 u. 52.

²³⁾ Hugl: „Druckverteilung im örtlich belasteten Sand“. Zürich 1927. Gerber: „Druckverteilung im örtlich belasteten Sand“. Zürich 1929.

²⁴⁾ „Die zulässige Belastung des Baugrundes“. Bautechn. 1926.

²⁵⁾ Gerber: Dissertation S. 21.

- a) Die durch äußere Lasten verformte Sandunterlage zeigt bei der Entlastung elastisches Verhalten. Der Grad der Elastizität wächst mit der Anzahl der Belastungsvorgänge. Der Betrag der bleibenden Senkungen (plastische Deformation) ist nach der ersten Entlastung beträchtlich, verkleinert sich jedoch stark mit der Wiederholung der Vorgänge.
- b) Bei biegsamen Trägern tritt an der Stelle des Lastangriffes die größte Senkung ein.
- c) Der Grad der Elastizität ist von Stelle zu Stelle verschieden. Er ändert sich während der Belastung nicht nur örtlich, sondern auch zeitlich. Die überlieferte Annahme einer konstanten Baugrundziffer der Unterlage entspricht nicht den wirklichen Verhältnissen.

Bemerkenswert ist an diesen Ergebnissen mit Sandboden:

- 1. der große Einfluß wechselnder Belastung auf die Spannungen im Bauteil, die nach dem Belastungswechsel durchaus verschieden sind von der Erstlingsbelastung und
- 2. die festgestellte Tatsache, daß zwischen der Theorie der Bettungsziffer und der Wirklichkeit gar keine Beziehung besteht.

E. Künftige Versuche und die Apparaturfrage.

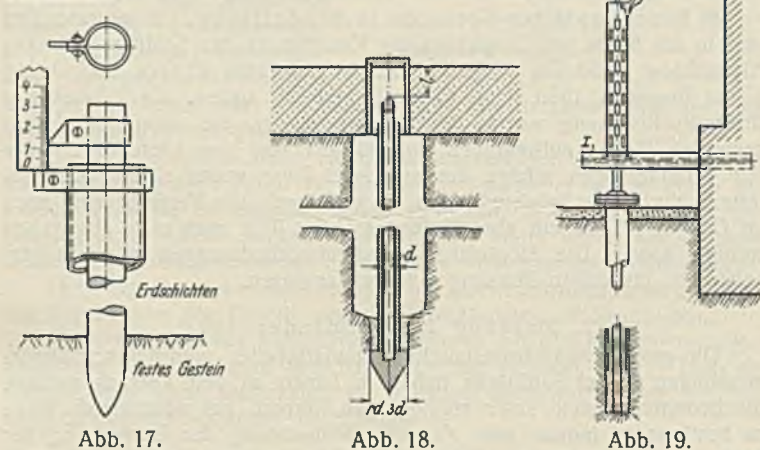
Die Verteilung des Bodendruckes unter durchlaufenden Fundamenten, die Formänderungen und damit die Beanspruchungen der letzteren hängen sowohl vom Boden als auch von der Eigensteifigkeit des Fundamentes ab. Daher sind bei künftigen Versuchen sowohl die Bodenbedingungen als auch die Fundamentbedingungen zu variieren. Solche Versuche haben sich zu erstrecken auf:

- 1. Feststellung des Einflusses bodenphysikalischer Faktoren auf den Verlauf der Erscheinungen.

Daß der Begriff „Baugrund“ ersetzt werden muß durch verschiedene Kategorien, wie Felsboden, körniger Boden, bindiger Boden, bei welchem letzterem wahrscheinlich die Oberflächenspannung des Wassers entscheidenden Einfluß ausübt, ist oben aufgezeigt worden und soll nochmals besonders betont werden; denn die bisherigen Mißverständnisse und Differenzen liegen zum größten Teile in dem verallgemeinerten Sammelbegriff „Baugrund“. Dabei müßten die Normalversuche bestimmt werden, die zur eindeutigen Definition der Bodenart in ungestörter Lagerung durchzuführen sind.

- 2. Studium der Formänderungen des Bodens in der Umgebung des Lastangriffes.

Für das Studium der Formänderungen des Bodens müssen sowohl Modellversuche im Laboratorium als auch Messungen in der Natur vorgenommen werden. Nach einer Mitteilung von Terzaghi²⁹⁾ sind solche Beobachtungen in Amerika in Verbindung mit Probelastungsversuchen schon auf die Weise ausgeführt worden, daß Platten in verschiedener Tiefe in den Baugrund eingegraben wurden, deren Senkungen unter dem Einfluß der Last durch senkrechte Stäbe an der Oberfläche gemessen worden sind. In größerem Maßstabe lassen sich solche Messungen durch Grundpegel (s. unten) ausführen.



- 3. Messung der Formänderungen des durchlaufenden Fundamentkörpers.

Die Formänderungen des Fundamentes können durch Messung der Drehwinkel mit Hilfe von Wasserwaagen, optischen Verfahren usw. und der Senkungen mittels Nivellements oder durch Grundpegel bestimmt werden, die bis in größere Tiefe reichen. An Grundpegeln sind bisher drei Konstruktionen bekannt geworden: a) schwedische Grundpegel (Abb. 17), b) Terzaghische Grundpegel (Abb. 18)²⁹⁾, c) Grundpegel des

²⁹⁾ Bautechn. 1930, Heft 34, S. 517.

Instituts für Bauwesen in Moskau (Abb. 19). Die beiden ersteren lesen die Senkungen im natürlichen Maßstabe ab, während der letztere mit Hilfe einer Meßuhr, System Zeiss, wesentlich höhere Genauigkeit ermöglicht.

4. Messung der Sohlendruckverteilung.

In noch viel höherem Maße hängt die erfolgreiche Versuchsdurchführung von einer geeigneten Apparatur ab bei der Messung der Bodenreaktionen. Es gibt zahlreiche Meßdosenskonstruktionen, die allerdings meistens nur für Laboratoriumsversuche geeignet sind und in praktischen Fällen versagt haben. Im folgenden mag eine Übersicht der wichtigsten bekannt gewordenen Apparaturen gegeben werden, da von ihnen der weitere Fortschritt auf diesem Gebiete wesentlich abhängt.

Die Versuche in Prag (1879), in Pennsylvania (1914) und in Illinois (1915) wurden mit Wägebalken ausgeführt. Die Druckmessungen von Forchheimer (1900), Strohschneider (1911 in Graz), in Illinois (1915), von Kögler und Scheidig (1925 in Freiberg) mittels Meßdosens mit Gummimembran in Verbindung mit Manometern. Das Am. Track Committee in Pennsylvania verwendete eine Meßdose mit Stahlmembran und mechanischer Übertragung der Einsenkung. Das „Am. Office of Public Roads“ führte zahlreiche Druckmessungen mit der bekannten Goldbeckdose durch²⁷⁾. Ähnliche Meßdosens verwendeten Hugi und Gerber bei ihren Versuchen in Zürich (1926) und Preß in Berlin (1928).

In neuester Zeit versprechen die folgenden noch wenig bekannten Konstruktionen besseren Erfolg für Druckmessungen in der Praxis als die oben genannten: a) die auf dem Prinzip elektrischer Widerstandsmessung aufgebauten Druckzellen, wie die in Amerika vom „Bureau of Standards“ bei Talsperrenbauten verwendeten und wie sie derzeit in Karlsruhe²⁸⁾ (Telemeter) und in Schweden²⁹⁾ ausprobiert werden. b) die auf dem Prinzip der Schwingungsänderung einer gespannten Stahlsaite bei geringen Längenänderungen konstruierten Apparaturen. Zu den letzteren gehört der Ferndehnungsmesser nach Dr. O. Schäfer, der unter entsprechender Herrichtung für diesen Zweck bei den Versuchen in Niederfinow³⁰⁾ verwendet wurde, und die Meßdose von Prof. Dawidenkoff in Leningrad. Bei letzterer (Abb. 20 u. 21) wird eine kurze Stahlsaite durch ein elektrisches Wechselfeld zum Schwingen (Tönen) gebracht, wobei die Laute durch ein Mikrophon und Telephon abgehört werden. Auf diese Weise

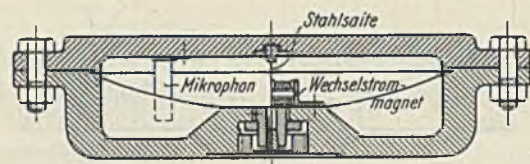


Abb. 20.



Abb. 21.

können Bewegungen des Meßdosendeckels von solch geringer Größe (10⁻⁵ mm) gemessen werden, daß die Dose als praktisch starr bezeichnet werden kann, womit sie die Hauptforderung an solche Apparaturen erfüllt. Auch die zweite Forderung der Fernablesung ist erfüllt. c) Schließlich ist eine auf der induktiven Methode der elektrischen Schwingungstechnik aufgebaute Meßdose

zu erwähnen, die sich noch im Versuchsstadium befindet, worüber Pfeiffer im Bauing. 1931, Heft 5, S. 88, berichtet.

F. Schlußbemerkungen.

Bei den immer steigenden Abmessungen und Lasten der Ingenieurbauwerke spielen die Fundierungsfragen eine immer größere technische und wirtschaftliche Rolle. Dazu kommt, daß die Eisenbetonskelettbauten bei ihrer vielfachen statischen Unbestimmtheit viel empfindlicher gegen ungleiche Stützensenkungen sind als z. B. die früher üblichen Industrie-Ziegelbauten mit eisernen Innenstützen und Trägern. Der Ingenieur ist daher oft gezwungen, an Stelle aufgelöster Einzelfundamente unter den Säulen des Skelettbaues durchlaufende Streifenfundamente oder gar durchgehende Eisenbetonplatten anzuordnen, besonders auch im Hinblick auf die neueren Erkenntnisse über schwebende Pfahlgründungen³¹⁾.

Bei den außerordentlich zahlreichen Industrieneubauten, z. B. in der Sowjetunion, macht sich der Mangel einer richtigen Berechnung der

²⁷⁾ Näheres und Literaturangaben in Bautechn. 1927, Heft 29.

²⁸⁾ Bauing. 1930, Heft 37.

²⁹⁾ Nach einer persönlichen Mitteilung Terzaghis.

³⁰⁾ Näheres in Bautechn. 1930, Hefte 45/46, und über die Apparatur außerdem in Bauing. 1930, Heft 18, S. 312.

³¹⁾ Terzaghi: „Die Tragfähigkeit von Pfahlgründungen“. Bautechn. 1930, Hefte 31 u. 34.

Fundierungen außerordentlich bemerkbar. Die Fundierungen werden entweder unzureichend bemessen, was schon zu einigen Fehlgründungen und Schadenfällen geführt hat, oder sie werden stark überbemessen, obwohl sich der gleiche Sicherheitsgrad mit erheblich wirtschaftlicheren Mitteln erzielen ließe. Ja, es sind Fälle bekannt geworden, wo der Ingenieur zu teuren und unzweckmäßigen Pfahlgründungen greift, nur weil er die Schwierigkeiten und Unsicherheiten der Berechnung

eines durchgehenden Fundamentes vermeiden wollte. — Manches ist durch die neuere Baugrundforschung schon geklärt worden, wie aufgezeigt worden ist. Aber es bedarf noch einer umfangreichen wissenschaftlich-forscherischen und praktischen Tätigkeit, ehe an eine Lösung des Problems gedacht werden kann.

Die eifrigere Aufnahme der Forschung auf diesem Gebiete ist daher eine dringende Forderung der Praxis.

Über die „Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken (Ro St)“ der Deutschen Reichsbahn - Gesellschaft.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Klett, Berlin.

Diese neue, am 10. März 1931 in Kraft gesetzte Dienstvorschrift¹⁾ stellt eine Neubearbeitung der im Jahre 1928 herausgegebenen „Vorschriften für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (FAE)“ dar, über die in der Bautechn. 1928, Heft 33 u. 35, berichtet wurde. Bei der Umarbeitung sind die in der Zwischenzeit gemachten Erfahrungen und Erkenntnisse auf dem Gebiete des Eisenschutzes berücksichtigt worden. Die nachstehenden Ausführungen sollen auf die wichtigeren Änderungen gegenüber der bisherigen Fassung hinweisen.

Die neue Vorschrift unterscheidet sich schon äußerlich von der alten nicht nur durch den neuen Titel, sondern auch durch eine andere Stoffeinteilung. Die alte Vorschrift enthielt als Anlagen die „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke“ und die „Besonderen Bedingungen für die Entrostung und das Anstreichen von Eisenbauwerken“. Diese beiden Anlagen erschienen bisher auch als Sonderdrucke. Ihr Inhalt ist jetzt in die neue Vorschrift eingearbeitet worden.

Der Stoff ist jetzt in die vier Hauptabschnitte:

- A. Anstrichstoffe,
- B. Entrostungs- und Anstreicherarbeiten,
- C. Beobachtung und Unterhaltung des Anstrichs,
- D. Schlußbestimmungen

gegliedert, denen fünf Anlagen angefügt sind.

I. Hauptabschnitt: Anstrichstoffe.

An dem Grundsatz, daß für den Rostschutz von Stahlbauwerken im allgemeinen nur Anstrichstoffe von bestimmter Beschaffenheit und Zusammensetzung verwendet werden dürfen, ist festgehalten worden; die Einführung von Regelfarben für die Grund- und Deckanstriche hat sich in jeder Hinsicht bewährt.

Für den Grundanstrich wird nach wie vor die alleinige Verwendung von streichfertiger Bleimennige vorgeschrieben. Die Bestimmungen über den Grundanstrich sind jedoch dahingehend geändert worden, daß metallrein entrostete und neue Stahlbauwerke grundsätzlich zwei Bleimennigeanstriche erhalten. Bisher war nur ein Grundanstrich vorgeschrieben. Für jeden Grundanstrich ist eine besondere Mennigefarbe vorgesehen, eine magere für den ersten und eine fettere für den zweiten Grundanstrich. Zur Unterscheidung voneinander wird die fettere Bleimennige mit Ruß getönt. Der erste Grundanstrich ist in der Regel in der Werkstätte, der zweite auf der Baustelle aufzubringen, nachdem etwaige Beschädigungen des ersten Mennigeanstrichs ausgebessert sind.

Neu aufgenommen ist eine besondere Bestimmung über den Grundanstrich der beiden Berührungsflächen von zusammenzubauenden Eisenteilen; diese Flächen erhalten einen einmaligen Grundanstrich mit der mageren Bleimennigefarbe. Diese Eisenteile dürfen aber nicht mehr, wie es seither üblich war, farbennaß, sondern erst nach vollkommener Durocknung des Anstrichs aufeinandergelegt und vernietet werden. Vor dem Einziehen der Niete sind die Nietlöcher von der anhaftenden Bleimennige gründlich zu säubern. Die Reichsbahn hat sich für dieses Arbeitsverfahren entschieden, weil ihr von verschiedener Seite Befürchtungen über Bleierkrankungen beim Zusammennieten frisch gestrichener Eisenteile zugegangen sind. Es wird dabei angenommen, daß beim Nieten Verbrennungsprodukte des Leinöls verdampfen und daß die Leinöldämpfe Bleiteilchen mitreißen, die, eingeatmet, die Vergiftung herbeiführen könnten. Die Vergiftung kann auch durch Unsauberkeit der Hände und dadurch begünstigt werden, daß beim Einziehen des Nietes die frische Bleimennigefarbe seitwärts aus den Nietlöchern herausgedrückt wird und den Nietern ins Gesicht und auf die Kleider spritzt. Letzteres wird vermieden, wenn die zu verbindenden Eisenteile so zeitig mit Bleimennige gestrichen werden, daß sie im Augenblicke des Aufeinanderlegens vollkommen trocken sind. Auch soll dann die Bleimennige nicht mehr von den Leinöldämpfen mitgerissen werden können. Die Reichsbahn wird die Angelegenheit weiter verfolgen und hat zur weiteren Klärung der Frage des Zwischenanstrichs bereits umfangreiche Vergleichsversuche eingeleitet.

¹⁾ Die Vorschrift kann vom Reichsbahn-Zentralamt für Rechnungswesen in Berlin SW 11, Hallesches Ufer 35/36, bezogen werden.

Auf die Grundanstriche sind stets zwei Deckanstriche aufzubringen. Für diese Deckanstriche sehen die Vorschriften außer grauen, weißen und bunten Ölfarben auch noch bituminöse Anstrichstoffe vor. Letztere sind bestimmt für den Anstrich der Oberflächen der Fahrbahnlängsträger und Buckelplatten, wo Angriff durch das in den Schwellen enthaltene Teeröl in Frage kommt, sowie für den Anstrich der Brückenuntersichten, sofern sie den Rauchgasen und der Feuchtigkeit besonders stark ausgesetzt sind.

Bei den Ölfarben wird nicht mehr zwischen Wetterfarben und rauchgasfesten Farben unterschieden. Die bisherigen sogenannten rauchgasfesten Farben, die nur zwecks raschen Trocknens einen Zusatz von 25% Holzölstandöl im Bindemittel enthielten, sind fortgefallen, weil sich in der Praxis gezeigt hat, daß sie gegen starke Einwirkung heißer Dämpfe und Rauchgase keinen länger anhaltenden Schutz geben als die gewöhnlichen Wetterfarben. Die Bezeichnung „rauchgasfeste Farbe“ könnte somit zu Mißverständnissen führen. Bei Anstrichen mit holzölstandölbaltigen Farben auf Eisenbauwerken konnte beobachtet werden, daß die zum Teil noch gut erhaltenen Farbschichten abblättern. Dies beruht darauf, daß im Freien häufig auf nicht völlig trockenem Untergrund gestrichen wird. Wegen der Wasserundurchlässigkeit des Holzölfarbanstrichs gegenüber Leinölfilmen können darunter befindliche Spuren von Feuchtigkeit nicht verdunsten; sie verhindern die Verbindung oder Verankerung mit dem Grund und können den Anstrich beim Erwärmen abheben. Für den Wegfall der rauchgasfesten Farben sprach weiterhin ihr erheblich höherer Preis gegenüber Leinölstandölfarben und namentlich die Tatsache, daß es zur Zeit nicht möglich ist, mit Sicherheit festzustellen, ob ein vorgeschriebener Holzölgehalt von den Herstellern der Farbe eingehalten wird. Die neuen Vorschriften schließen aber die Verwendung von holzölhaltigen Farben nicht aus. Sie dürfen weiterhin dort verwendet werden, wo es auf rasches Trocknen des Anstrichs ankommt und wo auf eine vollständig trockene Fläche gestrichen werden kann.

Da keine Farbe einen dauernden Schutz gegen heiße Rauchgase und Dampf bietet, ordnen die Vorschriften Rauchschutztafeln unter den gefährdeten Flächen an.

Neu aufgenommen sind besondere Anstrichstoffe für den Innenanstrich von Kesselspeisewasser- und Trinkwasserbehältern.

An den Richtlinien für die Vergebung der Farblieferungen hat sich nichts Wesentliches geändert.

In den Bestimmungen über Beschaffenheit der Rostschutzfarben sind folgende Änderungen vorgenommen worden:

Für das Trocknen der Farben gilt jetzt, daß sie bei 20° in spätestens 16 Stunden staubtrocken sein müssen.

Beim Sieben der Farbkörper wird ein Siebrückstand bis zu 0,5% nicht mehr beanstandet. Bei eisenglimmer- und graphithaltigen Farben ist das Prüfsieb Nr. 40 mit 1600 Maschen je cm² und bei den übrigen Farben das DIN-Prüfsieb Nr. 80 mit 6400 Maschen je cm² vorgeschrieben.

Für Bleimennige schreiben die Vorschriften keinen Mindestgehalt an Pb₃O₄ mehr vor. Es ist festgestellt worden, daß sich die Zusammensetzung der Bleimennige nach dem Anreiben mit Leinöl verändert. Der Grad der Veränderung ist bei den verschiedenen Bleimennigefarben verschieden und dürfte außer von der Beschaffenheit der Bleimennige auch von der des Bindemittels abhängen. Hiernach ist es also nicht möglich, den Pb₃O₄-Gehalt des zur Herstellung der Farben verwendeten Bleimennigepulvers in der streichfertigen Farbe festzustellen. Der Wegfall der Bestimmung über den Pb₃O₄-Gehalt ist auch deshalb unbedenklich, weil nach den ausgeführten Versuchen ein niedriger Pb₃O₄-Gehalt die rostschützende Wirkung der Bleimennigefarbe nicht herabsetzt. Beibehalten wurde dagegen die frühere Bestimmung über die Lagerbeständigkeit der Bleimennigefarbe, weil auf diese Eigenschaft großer Wert gelegt wird.

Neu aufgenommen sind Bestimmungen über die Beschaffenheit von Ruß, Bleichromat, Berlinerblau, Chromoxydgrün, Aluminium, Eisenoxydrot, Ocker, Graphit und Asphaltbitumen.

Die bisherige Mischfarbe Bleiweiß-Zinkoxyd und die mit Ruß getönte Zinkoxydfarbe sind weggelassen worden. Dafür sind Mischfarben von Bleiweiß und Zinkoxyd mit Graphit neu aufgenommen. Mit Rück-

sicht auf eine einheitliche Preisgestaltung ist der Gehalt an Bleiweiß und Zinkoxyd in den einzelnen Farben festgelegt worden.

Wenn auch für den Anstrich der Stahlbauwerke der graue Ölfarb-anstrich die Regel bildet, so sind doch auch bunte Regelfarben vorgesehen, die aber nur verwendet werden sollen, wenn in erster Linie ästhetische Gesichtspunkte in Betracht kommen.

Bei den bunten Farben ist eine grüne Farbe weggefallen und dafür eine neue olivgelbe Farbe aufgenommen worden.

Die blaue Farbe ist jetzt aus Bleiweiß und Berlinerblau herzustellen anstatt aus Zinkoxyd und Berlinerblau.

Bei der olivgrünen Farbe ist an Stelle von Ocker das als sehr wetterbeständig bekannte Chromoxyd vorgeschrieben.

Die Vorschriften enthalten als Anlage wieder eine Farbtonkarte, die einen Anhalt geben soll, welche Farbtöne mit den vorgeschriebenen Farben beim zweiten Deckanstrich erzielt werden. Die Farbtöne für den ersten Deckanstrich sind darin nicht mehr aufgeführt; es ist nur bestimmt, daß sie durchweg heller zu halten sind.

Der Abschnitt über Güteprüfung ist durch Beschreibung einiger Untersuchungsverfahren erweitert worden. Damit ist einem vielfach geäußerten Wunsche der Farbenindustrie Rechnung getragen.

II. Hauptabschnitt: Entrostungs- und Anstreicherarbeiten.

An den Vorschriften für Entrostungs- und Anstreicherarbeiten hat sich nichts Wesentliches geändert.

Die Bestimmung, daß alle Flächen sofort nach der Entrostung und Reinigung mit einem in reinem Leinöl getränkten Lappen hauchartig einzureiben sind, ist beibehalten worden. Der Leinölhauch braucht jedoch nicht mehr aufgetragen zu werden, wenn die entrosteten Flächen binnen

etwa 3 Stunden grundiert werden. Zum Einreiben sollen nur Leinlappen benutzt werden und nicht, wie seither vielfach üblich, alte Wolllappen oder Putzwolle, die auf der rauhen Oberfläche des Eisens Fasern zurücklassen.

Erwähnenswert ist ferner, daß die Anstreicherarbeiten nur von Facharbeitern und, wie seither schon vorgeschrieben, nicht im Gedinge ausgeführt werden dürfen.

Wichtig ist noch die Bestimmung, daß bleifreie Farben und Farben, deren Gehalt an metallischem Blei 2% nicht überschreitet, auch aufgespritzt werden dürfen. Damit ist also ausdrücklich vorgeschrieben, daß bleihaltige Farben nur mit dem Pinsel aufgetragen werden dürfen.

III. Hauptabschnitt: Beobachtung und Unterhaltung des Anstrichs.

Neu ist nur, daß zwecks einheitlicher Beurteilung der Rosterscheinungen das vom Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik herausgegebene Normenblatt DIN DVM 3210 heranzuziehen ist.

Der IV. Hauptabschnitt, Schlußbestimmungen, zeigt nur den Tag des Inkrafttretens der Vorschrift an.

Die Anlagen umfassen:

1. ein Formblatt für den Antrag auf Untersuchung von Farbenproben,
2. die Farbtonkarte,
3. das neue vom Reichsarbeitsminister am 31. Mai 1930 herausgegebene Bleimerkblatt,
4. die Richtlinien für die Herstellung hängender Gerüste zu Ausbesserungsarbeiten an Brücken und Ingenieurhochbauten,
5. die vom Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik herausgegebene Rostgradskala, Normenblatt DIN DVM 3210.

Vermischtes.

Versuchsbrücken bestanden aus je zwei Fachwerkträgern mit genieteten und geschweißten Knotenpunkten. Dr. R.

Die diesjährige Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure soll in Köln abgehalten werden. Sie wird am 26. Juni mit einer Fachsitzung über „Feuerungstechnik“ eingeleitet, der sich am gleichen Tage Sitzungen über Fragen der „Schweißtechnik“ und der „Vertriebstechnik“ anschließen. Weitere Fachveranstaltungen werden an den drei folgenden Tagen den Gebieten „Verbrennungsmotoren“, „Turbomaschinen“, „Anstrichtechnik“, „Metallkunde“, „Braunkohlenbergbau“, „Verkehrswesen“, „Ingenieurfortbildung“ und „Geschichte der Technik“ gewidmet sein. Mit Ausnahme der letztgenannten Sitzung finden alle Fachberatungen in den Kongreß-Sälen der Ausstellungshallen in Köln-Deutz statt.

Die eigentliche Hauptversammlung wird am Sonntag, den 28. Juni, um 15 Uhr im Gürzenich zu Köln mit einer Ansprache des Vorsitzenden, Generaldirektor Dr.-Ing. Chr. C. Köttgen, Berlin, eingeleitet werden. Den Hauptvortrag über „Strahlungsprobleme“ hält der Rektor der Universität Bonn, Herr Prof. Koenen.

Das 75jährige Bestehen des Vereins, das in das laufende Jahr fällt, wird am 12. Mai, dem Gründungstage, in Alexisbad in schlichter Weise gefeiert werden.

Einläufe für Wasserwerke. In Eng. News-Rec. 1930, Bd. 104, Nr. 21, v. 22. Mai, S. 834, ist eine Übersicht über ausgeführte Einläufe zur Entnahme von Versorgungswasser aus Seen und Flüssen gegeben und durch eine Reihe von Abbildungen erläutert. Bei dem Entwurf dieser Wasserwerke ist zur störungslosen Entnahme des Wassers folgendes besonders zu beachten: a) die Eigenart des Sees oder Flußlaufes, aus dem das Wasser zu entnehmen ist; b) die Einflüsse, die die Güte des Wassers bedingen und die von der Tiefe, dem Untergrund, von Sturm- und Fluteinwirkungen abhängen, sowie die Erfordernisse der Schifffahrt; c) die Beziehungen zwischen der Wasserquelle und der gewählten Entnahmestelle; d) die Beständigkeit der vorliegenden örtlichen Verhältnisse; e) notwendige Vorkehrungen zur Verhinderung von Störungen durch Sandablagerungen oder durch mitgeführte Schwebstoffe; f) Berücksichtigung der Einwirkungen von Treibeis oder örtlicher Vereisung sowie die Tragfähigkeit des Untergrundes. Hieraus ergibt sich für jeden Fall eine besondere Ausbildung.

In Abb. 1 wird zunächst der Einlauf der Lexington (Ky.) Water Co. wiedergegeben, der sechs verschiedenen Wasserständen angepaßt ist, weil das Wasser in seiner Güte zu verschiedenen Zeiten in verschiedenen Tiefen des Staubeckens wechselt. Der am Dammfuß innerhalb des Beckens errichtete Einlauf hat ein besonderes Schieberhaus, das oben durch eine Brücke mit der Dammkrone verbunden ist.

Ferner werden See-Einläufe besprochen, d. h. solche, die im Grunde eines Seebeckens eingebaut sind. Hierfür bieten die Anlagen an den großen nordamerikanischen Seen ausgezeichnete Beispiele für kleinere und größere Stadtbewässerungen. Der Grund besteht fast überall aus feinem Sand, der über Lehm gelagert ist. Das Wasser ist daher klar, rein und ziemlich weich. Da jedoch die meisten Städte an Flußmündungen liegen, so sind in der Nähe des Ufers Ablagerungen und Verunreinigungen durch mitgeführte Sinkstoffe zu gewärtigen, die durch

Deutsche Gesellschaft für Bauwesen, Berliner Bezirksgruppe (Arch. u. Ing.-Verein, Berlin). Am 13. April d. J. sprach Prof. Dr. W. Hort über „Schwingungen und Erschütterungen von Bauwerken“¹⁾. Der Vortragende gab einen Einblick in die physikalisch-technische Praxis der Erforschung und Beseitigung von Schwingungserscheinungen im Bauwesen. Nach einer Übersicht über die geschichtliche Entwicklung der Schwingungsforschung und über die verschiedenen Arten der Schwingungen wurden zunächst die in Brücken überbauten auftretenden Schwingungsverhältnisse behandelt. Die Ermittlung der besonders für Eisenbahnbrücken wichtigen Stoßziffern ist empirisch und auch theoretisch möglich. Die Entstehung der Brückenschwingungen läßt sich hauptsächlich auf vier Teilursachen (Effekte) zurückführen. Bei der Ableitung der Stoßzifferkurven können durch Vergleich von Messung und Rechnung wertvolle Unterlagen gewonnen werden. Bedeutungsvoll sind die in der Schweiz durchgeführten Messungen an Brücken sowie die neueren Untersuchungen der Deutschen Reichsbahn. — Die im Eisenbahnbau auftretenden Schwingungen wurden erst in letzter Zeit genauer erforscht; die Messungsergebnisse sind jedoch noch nicht abgeschlossen. Auch die Riffelbildung auf den Köpfen der Schienen ist ein Schwingungsvorgang, dessen endgültige Klärung noch aussteht. — Die durch ortsfeste Maschinen entstehenden Erschütterungen können oft im gleichen Betriebe sowie nach außen hin an Gebäuden u. dgl. erhebliche Störungen hervorrufen. An Beispielen aus der Praxis wurde die Möglichkeit gezeigt, durch sorgfältige Messungen die Störungsursache zu ermitteln und an Hand der Versuchsergebnisse zweckentsprechende Maßnahmen zur Beseitigung der Störungen in Bauwerken auszuwählen. — Auch Maschinenfundamente sind häufig starken Schwingungseinflüssen ausgesetzt. Dabei ist es nicht nur erforderlich, daß die Fundamentkörper selbst diesen Einwirkungen sicher widerstehen, sondern es muß auch durch Anwendung elastischer Zwischenschichten und sonstige Vorkehrungen vermieden werden, daß die Schwingungen auf den Untergrund übertragen werden und etwa Zerstörungen hervorrufen. — Die Verkehrserschütterungen stehen in naher Beziehung zu den Erdbeben. Ihre Wirkung wird unter Zugrundelegung der Beschleunigung in zwölf Klassen eingeteilt. Rammarbeiten in bebauten Straßen sowie die Erschütterungen durch schwere Fahrzeuge haben schon erhebliche Rissebildungen und Zerstörungen an Bauwerken hervorgerufen. Zur Erforschung der Fahrvorgänge können einerseits Straßenzustandlinien, die durch an Fahrzeugen angebrachte Meßgeräte nach dem Beschleunigungsverfahren aufgezeichnet werden, ermittelt, andererseits seismometrische Messungen in den an der Straße liegenden Gebäuden usw. vorgenommen werden. Schutz der Bauwerke und ihrer Bewohner gegen den Einfluß der Verkehrserschütterungen ist eine Forderung, für deren Befriedigung der Vortragende einige praktische Beispiele mitteilte. — Ferner wurden die Fragen der Untergrundforschung gestreift. Messungen an verschiedenen Stellen Deutschlands zeigten, daß Bodenerschütterungen nicht nur etwa durch vorbeifahrende Eisenbahnzüge hervorgerufen werden, sondern daß nachweisbare ständige Schwingungen eine Bodenunruhe erkennen lassen. — Schließlich wurde ein von der DRB. aufgenommenen Film vorgeführt, der die Untersuchung und Zerstörung von Brücken durch künstlich erzeugte Schwingungen behandelt; die

¹⁾ Vgl. a. Bautechn. 1931, Heft 8, S. 131.

Sturm zuweilen stark aufgerührt werden. Ferner ist es wegen des Wanderns des sandigen Grundes bei geringeren Wassertiefen erforderlich, den Einlauf 1 bis 2,5 m über dem Grund anzuordnen. Auch wird das einströmende Flußwasser besonders durch Wind in der Stromrichtung oft tief in den See hineingetrieben, so daß weit im See eingebaute Einläufe noch beeinflußt werden können, wodurch meist eine besondere Filtration des Entnahmewassers notwendig ist. In kalten Wintern türmt sich das Eis am Ufer oft bis zu 3 m über den Spiegel auf, so daß es zweckmäßig ist, die Einläufe mehrere 100 m weit in den See hinein und mindestens in Wassertiefen von 6 bis 12 m anzuordnen. Bei einigen Anlagen für große Städte, z. B. für Chicago und Buffalo, entnimmt man das Wasser in bau-

waagerechte Leitung im Untergrund von rd. 1,85 m ϕ zur Pumpstation, wo es gefiltert wird. Die größte Geschwindigkeit ist gegenwärtig etwa 18 cm/sek.

In Flüssen sind nach dem Bericht wiederum andersartige Einläufe wegen der zu berücksichtigenden Strömung geeignet. Es muß dort zunächst eine Stelle mit hinreichender Wassertiefe und festem Untergrund

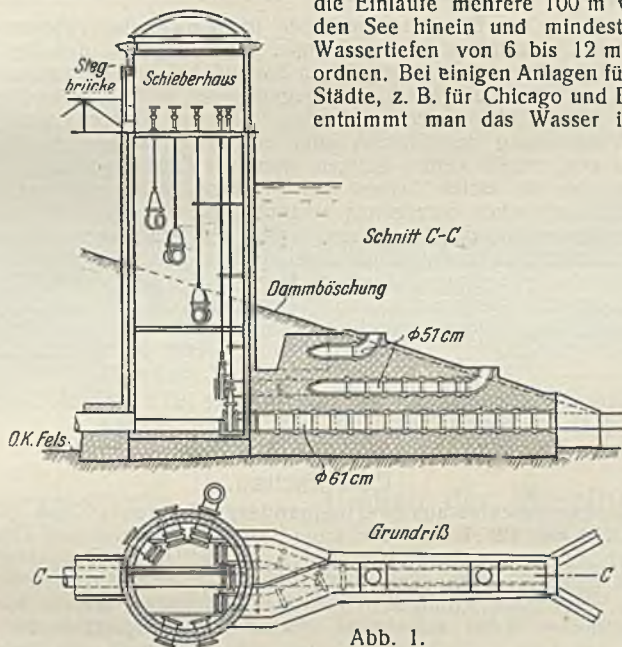


Abb. 1. Einlauf der Lexington (Ky.) Water Co.

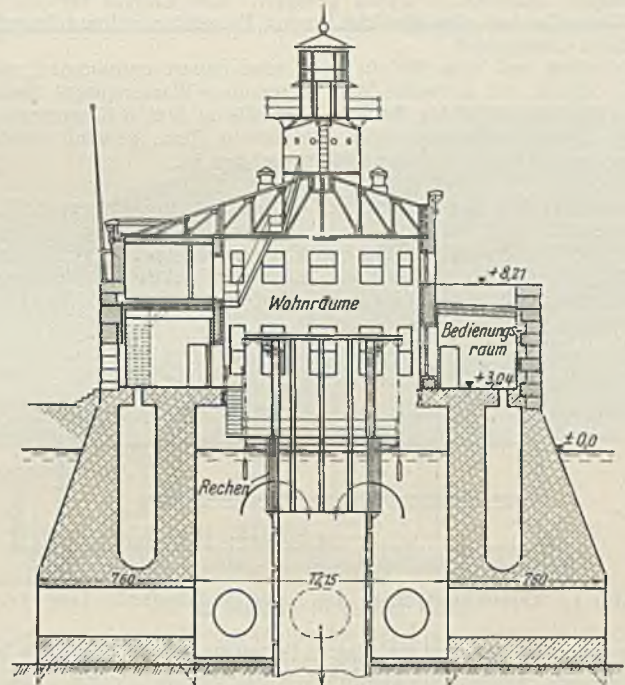


Abb. 2. See-Einlauf in Chicago.

lichen Anlagen, die über den Seespiegel hinausragen und die gleichzeitig als Leuchttürme ausgebildet sind. Abb. 2 zeigt einen solchen Einlauf für die Versorgung Chicagos. Durch acht tief im Wasser gelegene Zugangskanäle in den Fundamenten des Bauwerkes strömt das Wasser mit einer Geschwindigkeit von etwa 33 cm/sek in den Innenraum, in dessen Mitte der Einfallschacht zur Entnahmeleitung lotrecht angeordnet und mit Überfallrechen versehen ist. Ganz unter Wasser am Boden des Sees angeordnete Einläufe stellen eine Anordnung dar, die vielfach für kleinere Städte ausgeführt wurde, so z. B. für die Stadt Gary, Ind. Dieses in Abb. 3 wiedergegebene Beispiel ist bis zu einer zukünftigen Kopfzahl von 300 000 Einwohnern bemessen.

Der Einlauf ist bereits 20 Jahre ohne jede Störung durch Vereisungen in Tätigkeit. Er liegt in einer Seetiefe von etwa 13,5 m, und zwar 3,5 m über dem Boden. Das entnommene Wasser gelangt durch eine

ausfindig gemacht werden, die möglichst wenig von der Strömung beeinflusst wird.

Als Beispiel sei der Einlauf für Knoxville wiedergegeben (Abb. 4), der aus zwei Filterrohren von 91,5 cm ϕ besteht. Diese ruhen in etwa 1,2 m Höhe über der Flußsohle auf schweren Pfeilern. Das Wasser wird mittels Zentrifugalpumpen zur Filterstation gefördert. Der Einlauf ist drei Jahre im Gebrauch, während eine ähnliche Anordnung in Evansville sich bereits 30 Jahre hindurch bewährt hat.

Weiterhin werden Einläufe besprochen, die für stark fließende Gewässer mit felsigem oder weichem Bett besonders geeignet sind. Es

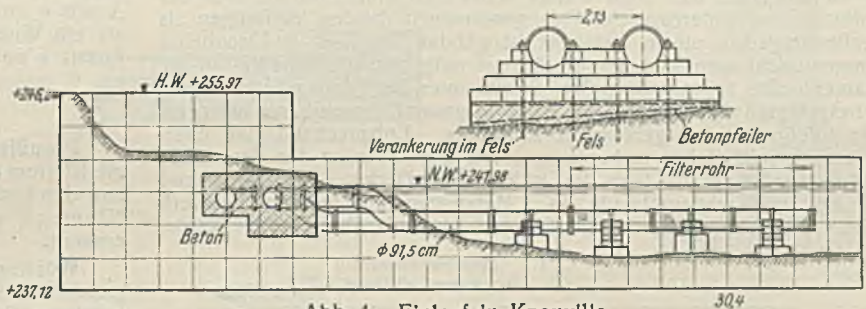


Abb. 4. Einlauf in Knoxville.

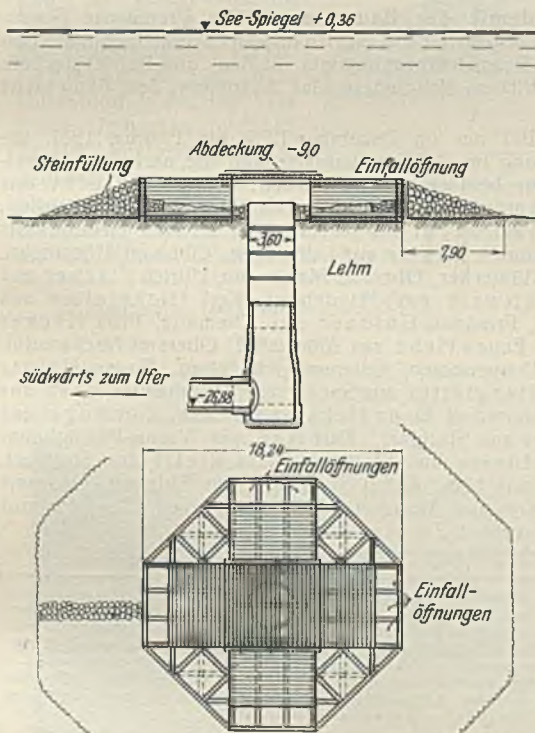


Abb. 3. Unterwassereinlauf für Gary, Ind.

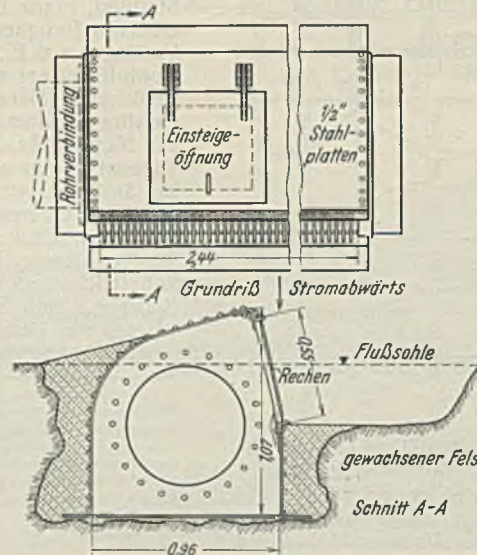


Abb. 5. Einlauf New Albany, Ind.

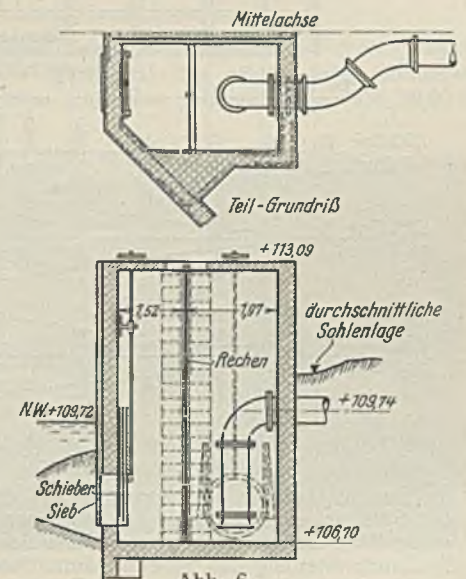


Abb. 6.

werden hierfür als Beispiele ein Einlauf der Stadt New Albany, Ind., und ein weiterer für die Terre Haute, Ind., Water Co. am Wabash-Fluß angegeben. Beide bestehen aus genieteten Blechkonstruktionen, die in der Sohle mit stromabwärts gerichteter Entnahmeföffnung eingebettet sind, so daß Schwimmstoffe über den Einlauf hinweggespült werden. Der zuerst genannte Einlauf ist in Abb. 5 dargestellt. Er ist in einer Rinne der felsigen Flußsohle in Beton gelagert. Der Einlauf für die Terre Haute Water Co. hat eine ähnliche Form. Er ruht jedoch auf Tragpfählen in weichem Untergrund.

Schließlich sei dem Bericht noch eine Bauart entnommen, die für reißende Ströme und zeitweise stark steigendem Wasserspiegel besonders zweckmäßig sein soll. Als Beispiel dient die in Abb. 6 dargestellte Ausführung, die für die Wasserwerke von Laredo, Tex., gewählt wurde, wo mit stark veränderlichem Strombett zu rechnen ist. Zs.

Grundbau für das Fernsprech-Hauptamt in Albany, N. Y. Für eine neue Abteilung des Fernsprech-Hauptamtes in Albany, N. Y., wurde kürzlich von der New York Telephone Co. ein Bauwerk von rechteckigem Grundriß mit drei Untergeschossen und elf Stockwerken fertiggestellt, dessen eigentümlicher Grundbau in Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, vom 27. November, S. 836, besprochen ist.

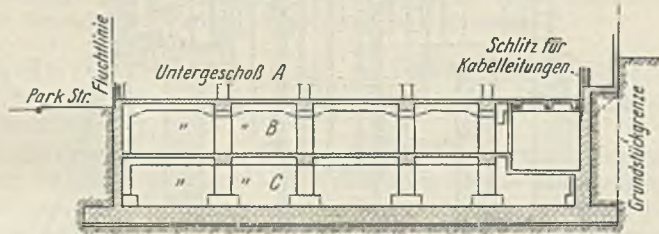


Abb. 1. Querschnitt durch das zusammenhängende Tragwerk.

Der Grundbau des auf schlechtem Boden stehenden Gebäudes besteht aus einem die beiden Untergeschosse bildenden Rahmenwerk aus Eisenbeton, das durchgehend zusammenhängt und die Gesamtlast auf eine etwa 75 cm starke Grundplatte verteilt (Abb. 1). Die darüberstehenden Stockwerke bestehen aus einer verkleideten Stahlkonstruktion mit Steineisendecken und ebenfalls verkleideten Mauerwänden. Die Decken sind für eine Nutzlast von 745 kg/m² berechnet. Der durchschnittliche Höchst- und Nutzlast beträgt etwa 0,67 kg/cm².

Der lehmige Untergrund in Albany, der nach dem Freilegen zunächst nicht recht fest erscheint, enthält jedoch etwa 50% Wasser, so daß er bei der Beanspruchung bzw. beim Bearbeiten plastisch wird. Beim Vergleich verschiedener Gründungsarten erwies sich z. B. eine Ausführung mit Senkbrunnen zu teuer, da der gewachsene Fels erst in etwa 30 m Tiefe zu erreichen ist. Man wählte schließlich eine Lösung, nach der die Stützen und Unterzüge der Untergeschosse in beiden Richtungen als Vierendeelträger zu einem zusammenhängenden Tragwerk in Eisenbeton zusammengeschlossen sind, um die Auflast möglichst gleichmäßig auf die Fundamentplatte zu verteilen. Der Druck unter der Fundamentplatte auf den freigelegten Untergrund ist etwa insgesamt doppelt so hoch als vorher infolge des ausgehobenen Erdblocks. Entsprechend der überschießenden Gebäudelast rechnete man mit einer Setzung des Bauwerkes von höchstens 5,8 cm und legte die Ordinaten der Decken dementsprechend höher als im Nachbargebäude an. Messungen am fertigen Bauwerk zeigten später, daß das geschätzte Setzmaß nirgends überschritten wurde.

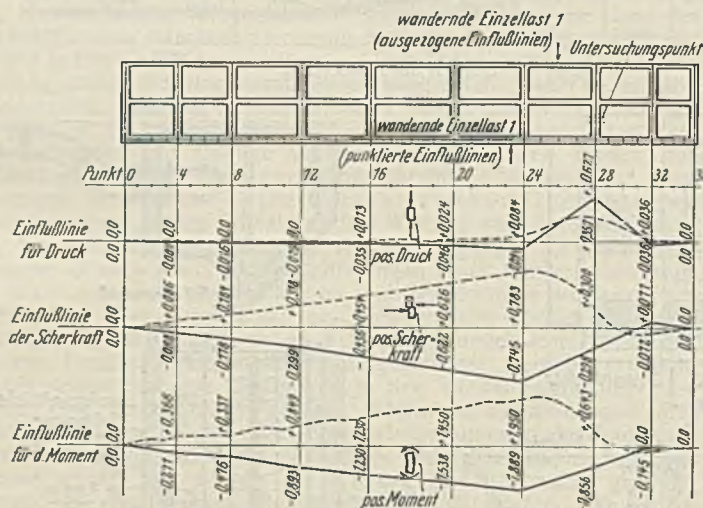


Abb. 2. Aus den Verformungen eines Modells bestimmte Einflußlinien.

Da die statische Berechnung wegen der vielfachen Unbestimmtheit des Systems ohnehin keine zuverlässigen Ergebnisse geliefert hätte, wurde Prof. George E. Beggs von der Princeton-Universität beauftragt, die Druckverteilung und Spannungsermittlungen an elastischen Zelluloidmodellen zu ermitteln, wovon einige Ergebnisse aus Abb. 2 ersichtlich sind.

Um schließlich das Auftreten von Rissen in den aufgehenden Außenmauern von vornherein unmöglich zu machen, bildete man die umlaufenden Kellerwände durch entsprechende Bewehrung biegezugsfest aus.

Der Entwurf des Bauwerkes wurde von den Architekten Voorhes, Gmelind & Walker angefertigt unter Beratung durch die Ingenieure Moran und Proctor bei der Ausbildung des Grundbaues. Zs.

Erlaß, betr. Standsicherheit von Stahlskelettbauten, vom 26. März 1931. II. 6200/26. 3¹.

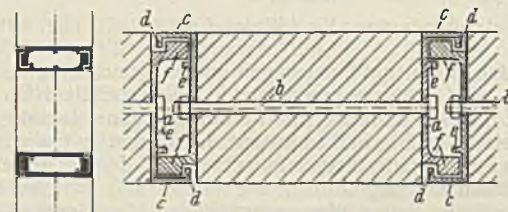
Die durch den Einsturz eines noch in Montage befindlichen Stahlskelettbauwerks veranlaßten Untersuchungen haben ergeben, daß die Standsicherheit des Bauwerkes im endgültigen Zustand, bei dem alle aussteifenden Decken und Wände eingebaut sind, gegeben war, nicht aber im Montagezustand. Diese hätte leicht und ohne größeren Kostenaufwand, z. B. durch Verankerung der Stützen oder einen durchlaufenden Diagonalverband usw. erzielt werden können, wenn die Einsturzgefahr des hohen Eisengerüsts im ersten Zustand der Montage bei Durchführung einer besonderen statischen Berechnung erkannt wäre.

Die Baupolizeibehörden haben künftig sorgfältig darauf zu achten, daß bei Stahlskelettbauten neben dem Nachweis der Standsicherheit des Bauwerkes im endgültigen Zustand durch eine sogenannte Montageberechnung der Nachweis erbracht wird, daß der Bau während der Montage in jedem Zwischenstadium allen Anforderungen an die Standsicherheit genügt. Der preußische Minister für Volkswohlfahrt I. V. Scheidt.

¹) Aus dem Zentralblatt der Bauverwaltung 1931, Heft 15. (Erscheint von jetzt ab im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.)

Patentschau.

Spundwandschloß aus zwei ineinandergreifenden L-Eisen. (Kl. 84c, Nr. 507 754 vom 12. 11. 1927 von Enno Becker in Bremen und Dipl.-Ing. Friedrich Brusch in Kiel.) Um einen gut dichtenden Doppelverschluß und ein hohes Widerstandsmoment der Wand zu erzielen, wird der eine Flansch eines jeden Schloßeisens als Klaue, der andere als ein der Klaue entsprechender Wulst ausgebildet. Beim Zusammensetzen der Wand greift der Wulst des Schloßeisens der einen Bohle in die Klaue des Schloßeisens der Anschlußbohle, und zwischen den Stegen der beiden Eisen verbleibt ein Hohlraum, worin die Köpfe der Befestigungsschrauben



Platz finden. Die L-förmigen Verschlußisen a sind durch Schraubenbolzen b od. dgl. mit den Bohlen verbunden. Der eine Flansch c des Eisens a zeigt am Ende eine hakenförmige Umbiegung d, der mit einem Ansatz e an den Steg a eine Klaue bildet, während der andere Flansch als ein Wulst f ausgebildet ist; die Wülste f werden in die durch den Ansatz e und die Umbiegung d gebildeten Klauen eingeführt.

Personalmeldungen.

Preußische Akademie des Bauwesens. Das Preußische Staatsministerium hat den Ministerialrat Rollmann im Reichsverkehrsministerium und den Direktor des Reichsbahnzentralamts für Bau- und Betriebstechnik Niemann zu ordentlichen Mitgliedern der Akademie des Bauwesens ernannt.

Württemberg. Bei der im Dezember 1930 bis Februar 1931 abgehaltenen Staatsprüfung im Bauingenieurfach sind die nachstehend aufgeführten Prüflinge für befähigt erklärt worden: Walter Albrecht aus Stuttgart, Franz Bachmann aus Stuttgart, Rudolf Bareiß aus Lauffen, Oberamt Besigheim, Paul Beyhl aus Kirchheim u. T., Karl Brecht aus Vaihingen a. d. E., Heinrich Bühler aus Laichingen, Oberamt Münsingen, Gotthilf Fegert aus Mühlacker, Oberamt Maulbronn, Ullrich Fischer aus Crailsheim, Hans Geitwein aus Magdeburg, Karl Gickeleiter aus Geislingen-Altenstadt, Friedrich Güldner aus Chemnitz, Fritz Hacker aus Nagold, Dr.-Ing. Eugen Hahn aus Möckmühl, Oberamt Neckarsulm, Theodor Hahn aus Crispenhofen, Oberamt Künzelsau, Eugen Haigis aus Stuttgart, Albert Hangleiter aus Speyer a. Rh., Johannes Heck aus Adelberg, Oberamt Schorndorf, Erwin Hekeler aus Calw, Kurt Kegel aus Nürtingen, Emil Lohr aus Stuttgart, Karl Nuß aus Worms-Pfiffelheim, Dr.-Ing. Eugen Pfeiderer aus Stuttgart, Hans Rietli aus Stuttgart, Robert Roschmann aus Ulm, Anton Schlegel aus Ebingen, Oberamt Balingen, Emil Schüle aus Stuttgart, Willi Stöhr aus Ulm, Helmut Walter aus Urach, Bernhard Ziegler aus Stuttgart. Sie haben die Bezeichnung „Regierungsbaumeister“ erhalten.

INHALT: Die neuen Bahnstehallen für den Hauptbahnhof Düsseldorf. — Internationaler Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für eine Straßenbrücke über den Rheln in Basel. (Fortsetzung) — Die Berechnungsgrundlagen durchgehender Fundamente und die neuere Baugrunderforschung. — Über die „Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken (Ro St)“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. — Vermischtes: Deutsche Gesellschaft für Bauwesen. — Hauptversammlung des Verelnes deutscher Ingenieure. — Einläufe für Wasserwerke. — Grundbau für das Fernsprech-Hauptamt in Albany, N. Y. — Erlaß, betr. Standsicherheit von Stahlskelettbauten, vom 26. März 1931. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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