

# DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 8. Mai 1925

Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

## Müller-Breslau †.

Einer der Großen aus dem Reiche der Technik ist dahingeshieden! Heinrich Franz Bernhard Müller-Breslau ist kurz vor Vollendung des 74. Lebensjahres nach längerer Krankheit am 23. April gestorben.<sup>1)</sup> Vom Krankenlager kamen in letzter Zeit günstige Nachrichten. Eine Erholungsreise stand bevor. Trügerisch waren aber alle Hoffnungen. Der unerbittliche Tod hat die Arbeit dieses Unermüdeten, der noch voller Pläne steckte, abgeschlossen. Der trauernden Nachwelt möge der Glanz und Ruhm seiner unsterblichen Lebensarbeit Trost spenden.

In Breslau als Sohn eines Kaufmanns am 13. Mai 1851 geboren, besuchte er das Realgymnasium seiner Vaterstadt und trat 1869 nach der Reifeprüfung bei den Pionieren in Koblenz als Avantagieur ein. 1870 zog er mit ins Feld. Seine Kriegstätigkeit, die mit jugendlicher Begeisterung ausgeübte Wiederherstellung gesprengter Brücken und Eisenbahnen in Feindesland, und die hervorragende mathematische Begabung veranlaßten ihn nach Kriegsende zum Studium der Ingenieurwissenschaften. Er hörte in Berlin Vorlesungen nach freier Wahl sowohl an der Gewerbeakademie wie an der Universität. Schon als Student schrieb er über Festigkeitslehre und hielt Vorträge über Statik für die Prüflinge des zweiten Staatsexamens. 1875 eröffnete er ein Bureau als Zivilingenieur in Berlin und entfaltete sowohl auf literarischem als auch auf praktischem Gebiete eine namhafte und fruchtbare Tätigkeit. Die Aufmerksamkeit der Fachwelt lenkte er besonders durch sein erstes Werk „Theorie und Berechnung der eisernen Bogenbrücken“ (Berlin 1880) auf sich. Es folgten Abhandlungen, durch die er neuere gangbare Wege und Rechnungsverfahren für statisch unbestimmte Bauarten einführt: Balken mit versteifter Kette, durch einen Balken verstärkte steife Bogen, durchlaufende Träger mit drei Stützpunkten, Versteifung labiler und flexibler Bogenträger und ferner die Elastizitätstheorie der Tonnengewölbe.

Die Technische Hochschule in Hannover hat sich das Verdienst erworben, dem jungen Ingenieur ohne Berufsprüfung die akademische Laufbahn zu eröffnen. Im Herbst 1883 wurde Müller-Breslau zur Unterstützung des alternden W. Launhardt auf dem Lehrgebiete der eisernen Brücken nach Hannover berufen. Nun folgte eine außerordentlich fruchtbare, wissenschaftliche Tätigkeit. Die wenigen, die wie der Verfasser das Glück hatten, damals seine ersten Vorlesungen in Hannover über „statisch unbestimmte Systeme, gelöst nach dem Prinzip der kleinsten Formveränderungsarbeit“ zu hören und unter seiner Leitung und in dauernder freundschaftlicher Mitarbeit Zweigelenk-Bogenbrücken und versteifte Hängebrücken zu bearbeiten, ahnten bereits, welche neue Entwicklung die Statik unter seiner Führung nehmen würde. Seine Forschungen und Wege durch diese zukunftsreichen Gebiete des Eisenbaues und Ingenieurwesens kamen auch bald durch sein Werk: Neuere Methoden der Festigkeit und Statik der Baukonstruktionen (Leipzig 1886—1904) an die Öffentlichkeit. Ferner erschienen Abhandlungen in den verschiedensten Zeitschriften, die eine Vertiefung und Vereinfachung der früher veröffentlichten Theorien über den durch Balken versteiften Bogen, Elastizitätstheorie der nach der Stützlinie geformten Tonnengewölbe, statisch unbestimmte Bogenträger, Theorie des Fachwerks usw. nach den

oben genannten Vorlesungen brachten. Auch fand schon in Hannover eine Befruchtung seiner theoretischen Tätigkeit durch praktische Anwendung statt, wie z. B. durch seine Entwürfe zur Ihmebrücke und zur Markthalle in Hannover. Auch seine Erfindung der Tangentialführung von Gasbehältern gehört in diese Zeit. Als dann im Jahre 1888 der Lehrstuhl für Statik und eiserne Brücken an der Berliner Hochschule durch den Tod Winklers frei wurde, genoß er bereits solches Ansehen, daß er als ordentlicher Professor nach Berlin berufen wurde. Hier hat er dann bis zu seinem Tode in 36jähriger Tätigkeit segensreich als Lehrer, Forscher und beratender Ingenieur gewirkt. Er hat Meisterhaftes geschaffen, und seine Lehren sind von einem großen Kreise von Schülern und Verehrern in alle Welt getragen. Denn es ist wohl nicht zuviel gesagt, daß die Abteilung für Bauingenieurwesen der Berliner Hochschule durch ihn jahrelang eine große Anziehungskraft ausgeübt hat. So ist eine Schule Müller-Breslau entstanden, aus der die meisten führenden Ingenieure der Praxis und hervorragende Lehrkräfte an deutschen und außerdeutschen Hochschulen hervorgegangen sind.

Von dauerndem Werte sind und bleiben seine schöpferischen Arbeiten auf theoretischem Gebiete zunächst als einzelne Abhandlungen, dann in mehr und mehr gereifter und abgerundeter Gestalt als Lehrbücher, die zu den klassischen Werken der Ingenieurwissenschaften der ganzen Welt gehören. Sie sind in die meisten Kultursprachen übersetzt. Es muß zugleich hervorgehoben werden, daß seine fruchtbarsten theoretischen Forschungen zum großen Teil aus Anregungen entstanden sind, die ihm aus der Praxis als Berater in schwierigen Fällen zugeflossen sind, oder die er durch eigene Versuche aufgesucht hat. Im Rahmen dieses Nachrufes ist es auch nicht annähernd möglich, ein erschöpfendes Bild davon zu geben. Kein Gebiet der Festigkeitslehre gibt es, das nicht von ihm durchforscht und aufgeklärt worden wäre. So wurde ihm bald nach seiner Übersiedlung nach Berlin die konstruktive Bearbeitung des Berliner Doms vom Fundament bis zur Kuppel übertragen. Hierbei entstanden seine Beiträge zur Theorie der Kuppel- und Turmdächer, mit der er die Berechnung achtseitiger Turmpyramiden verband, die in der Z. d. V. d. I. 1898 und 1899 veröffentlicht sind. Der Entwurf für den Kaisersteg in Oberschöneweide und dessen Bauausführung, wozu der Verfasser hinzugezogen war, zeigt ihn auch als feinfühligem Künstler und Schöpfer schönheitlich gestalteter Eisenbauten. Hier brachte er ein mehrfach statisch unbestimmtes Tragwerk als Verbindung eines über vier Stützen durchlaufenden Trägers mit Mittelstoß mit einem Stabbogen zur Ausführung, wo die Gurte in edlen, nach statischen Gesetzen gekrümmten Linien geführt sind. Schon in den neunziger Jahren beschäftigte ihn die Kriegsbrückenfrage, namentlich das Lübbeckesche System, wodurch das mehrfache Netzwerk in den Kreis seiner Theorien trat. Einer Erforschung des Erddrucks widmete er seine besondere Aufmerksamkeit, der auch die Schaffung einer der Hochschule angegliederten Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen ihr Entstehen verdankt. In dieser Anstalt hat er in Verbindung mit den Arbeiten der Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem auf Veranlassung des Deutschen Eisenbauverbandes auch das Knickproblem einfacher und gegliederter Stäbe verfolgt. Ausgelöst wurde diese Aufgabe durch den Einsturz eines Gasbehälters in Hamburg 1910,



<sup>1)</sup> Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 19, S. 258.

dessen Ursachen Müller-Breslau zu begutachten hatte. Im „Eisenbau“ 1911 erschien die erste Abhandlung über exzentrisch gedrückte Stäbe und über Knickfestigkeit, der viele andere, so 1919 im „Zentralblatt der Bauverwaltung“ und 1923 im „Bauingenieur“, folgten, ein Thema also, das erst in jüngster Zeit zur Ruhe gekommen zu sein scheint. In hervorragender Weise wurde bei der Gestaltung des starren Luftschiffes durch den Grafen Zeppelin sein Rat namentlich bezüglich der räumlichen Versteifung in Anspruch genommen. Kein Wunder, daß nach Ausbruch des Weltkrieges Müller-Breslau als Berater des Kriegsministeriums tätig war, nicht nur für den Bau von Luftschiffen in der Zeppelinschen und Schütte-Lanzschen Bauart, sondern auch für die Gestaltung von festen und drehbaren Luftschiffhallen. Letztere führten zu ganz neuen statischen Aufgaben, zu Trägern auf mehreren Stützen mit vielfachem Netzwerk, wodurch die Auflösung mehrgliedriger Gleichungen mit fünf, sieben und neun Unbekannten erforderlich wurde. Darüber hat er im „Eisenbau“ 1916 und 1917 geschrieben. Auch der Flugzeugbau beanspruchte ihn mit großem Erfolg. Aus dieser Tätigkeit entsprangen in der „Zeitschrift für Flugtechnik“ 1918, 1919 und 1920 die Arbeiten über die Tragflächenholme als Aufgaben der Theorie durchlaufender Balken auf elastischen Stützen mit gleichzeitiger Druckbeanspruchung. Von Anfang an bis in die letzten Jahre seines Lebens beschäftigten ihn, wie aus vorstehenden Angaben hervorgeht, die Probleme aus der Praxis, die ihm stets gegenüber der Hörsaal- und Studierzimmerarbeit eine willkommene, reizvolle Abwechslung bot.

Über sein größtes Lebenswerk „Die graphische Statik der Baukonstruktionen“ erübrigt es sich, viel zu sagen. Welcher Fachmann in der ganzen Welt kennt es nicht? Es bildet so recht eigentlich das Erzeugnis aller Einzeltätigkeiten seiner Lebensarbeit und seines hohen Pflichtgefühls, der Mit- und Nachwelt in immer neu geprüfter Form und mit neu binzugefügtem Inhalt das zu geben, was sich seinem Genie eingab. In vielen Auflagen, in vielen Sprachen sind die einzelnen Teile erschienen, die immer früher vergriffen waren, als die neue Auflage erschien. Der erste Band, der die statischen Grundlagen und statisch bestimmten Tragwerke enthält, ist wie die I. Abteilung des zweiten Bandes mit der Formänderung ebener Fachwerke und den ebenen statisch unbestimmten Fachwerken in fünf Auflagen erschienen. Die II. Abteilung des zweiten Bandes hat zwei Auflagen erlebt. Die Lebenskraft des Verstorbenen hat an der Schaffung der letzten Auflage gewaltig gezehrt. Sie ist sein Letztes und kurz vor Beginn seiner Krankheit im November 1924 vollendet und 1925 erschienen. Das nächstbedeutende Werk „Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen“, das 1886 zuerst erschien, hat seine fünfte Auflage 1924 erlebt. Schließlich ist noch sein 1906 erschienenenes Werk über „Erddruck auf Stützmauern“ zu erwähnen, das durch die Darstellung seiner Erd-druckversuche sein besonderes Interesse und Geschick auch auf diesem ungeklärten Gebiete zeigte.

Nicht unbedeutend ist seine Mitwirkung bei dem Ingenieur-Taschenbuch „Hütte“, herausgegeben vom akademischen Verein „Hütte“, dessen eifriges Mitglied und Ehrenmitglied er über 50 Jahre gewesen ist. Überhaupt widmete er sich gern, namentlich in früheren Jahren, als die Rücksicht auf seine Gesundheit ihn noch nicht zur Vorsicht und Zurückgezogenheit von geselligen Veranstaltungen zwangen, studentischen Interessen und dem Frohsinn in Fachkreisen. Wenn wir ihn in den letzten Jahren wiederholt bei den größeren beruflichen Tagungen, besonders beim Deutschen Eisenbauverbande in Dresden und noch 1924 in Stuttgart in lebhafter Teilnahme an allen Verhandlungen fanden, so erwuchs hieraus die leider getäuschte Hoffnung, daß sich seine Gesundheit gekräftigt hatte und er als emeritierter Professor in größerer Ruhe sich den bedeutenden wissenschaftlichen Arbeiten widmen konnte, die seinen nimmer müden Geist noch beschäftigten, z. B. besonderen Problemen des Brückenbaues. Seine Vorlesungen waren bis in die letzte Zeit seiner Hochschultätigkeit anziehend und grundlegend für den jungen Nachwuchs. Seine gewinnende Persönlichkeit, seine klare Sprache und Ausdrucksweise, aus der in völlig freier Rede sein bedeutender Geist mächtig hervortrat, fesselte seine Hörer von Anfang bis zu Ende. Dabei trug er in seinen besten Jahren, wo er nur an zwei Tagen wöchentlich Vorlesungen zu halten pflegte, sechs Stunden, d. h. drei zweistündige Kollegs hintereinander vor, ohne daß seine Frische und Lebhaftigkeit gegen Schluß nachließ. Nicht gering waren die Anforderungen, die er an die Aufnahme-fähigkeit der Studierenden stellte, und es waren ihrer nicht wenige und nicht gerade die schwächsten, die seine Vorlesungen gern zweimal hörten. Wenn er auch als Prüfer gefürchtet war, so war er in Wirklichkeit von herzlicher Liebenswürdigkeit, sobald er erkannte, daß der Prüfling seinen Ansprüchen nahekam. Daß er so auf Generationen von Schülern — in den neunziger Jahren waren es ihrer mehrere Hundert, die zu seinen Füßen saßen oder wegen Überfüllung im Hörsaal standen — einen unvergeßlichen Eindruck gemacht hat, darf daher

nicht wundernehmen. Die Verehrung des geliebten Lehrers war unbegrenzt und dauernd. Er blieb der Berliner Hochschule, die er liebte, treu, obwohl ihm von anderen großen Hochschulen vielfach glänzende Angebote gemacht wurden. Wo er in der statischen Literatur Fehler fand, war er ein mutiger Kämpfer. Seine Veröffentlichung über das Raumbachwerk in der Z. d. V. d. I. ist entstanden als sachliche Erwiderung, die ihren besonderen Anreiz dadurch empfing, daß ihn der Gegner aus der Praxis zu den „Theoretikern des Raumbachwerks“ zählte. Scharf ging er auch vor, als es sich um die Verteidigung seiner Theorie des mehrfachen Fachwerks handelte.

Bei der hervorragenden Bedeutung dieses Mannes und der allgemeinen Liebe zu seiner geistig glänzenden, äußerlich bescheidenen Persönlichkeit ist es selbstverständlich, daß alle höchsten Ehrungen im Leben der Wissenschaft ihm erteilt wurden. Der schon früh zum Geheimen Regierungsrat ernannte Professor wurde zweimal zum Rektor gewählt. Schon 1889 wurde er Ordentliches Mitglied der preußischen Akademie des Bauwesens, 1901 Ordentliches Mitglied der preußischen Akademie der Wissenschaften. Letzteres erfüllte ihn als Ingenieur mit großer Freude. Er nahm lebhaften Anteil an den Verhandlungen der Akademie der Wissenschaften und hat wiederholt über seine Arbeiten berichtet, wodurch er sich und den Ingenieurwissenschaften große Anerkennung unter den Männern der Wissenschaften erwarb, was mir von meinem nachbarlichen Freunde, dem verstorbenen großen Chemiker Emil Fischer, öfters bestätigt worden ist. 1902 erhielt er die große goldene Medaille für Verdienste um das Bauwesen und wurde Ehrenmitglied der American Academy of Arts and Sciences zu Boston. Die Technische Hochschule zu Darmstadt ernannte ihn 1908 zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber. Hierbei sei eingeschaltet, daß dem großen Einfluß Müller-Breslaus in erster Linie es zu danken ist, daß den technischen Hochschulen gelegentlich der Jahrhundertfeier der Berliner Hochschule im Jahre 1899 das Promotionsrecht neben den Universitäten erteilt wurde. Im Jahre 1908 ernannte ihn die Schwedische Akademie der Wissenschaften zu Stockholm zu ihrem Mitgliede. 1913 wurde Müller-Breslau, was ihn wieder im Interesse des Ingenieurstandes ebrte, zum Mitgliede des Preußischen Herrenhauses ernannt. Zum Beginn des Krieges wurde er Mitglied der Kaiser-Wilhelm-Stiftung für kriegstechnische Wissenschaften. Zu seinem siebenzigsten Geburtstag wurde er Doktor-Ingenieur ehrenhalber sämtlicher Fakultäten der Technischen Hochschule zu Berlin, zu deren Ehrenbürger er außerdem bei Stiftung seiner Bronzestatue an die Hochschule durch den Deutschen Eisenbauverband ernannt wurde in einer akademischen Feier zu Ehren seiner vierzigjährigen Tätigkeit als akademischer Lehrer. Damit schloß auch seine Lehrtätigkeit im wesentlichen ab.

Still und ziemlich zurückgezogen lebte der Meister in seinem anfangs der neunziger Jahre erbauten Hause im Grunewald. Sein einziger Sohn Heinrich Müller-Breslau, der an der Technischen Hochschule in Breslau als Ordentlicher Professor im Lehrgebiete des Hochbaues tätig ist, nannte in der Festschrift zum sechzigsten Geburtstage des Vaters das Haus sein „Tuskulum im Grunewald, erbaut, um in der Ruhe des märkischen Kiefernwaldes, ungestört vom Lärm der Großstadt, seinen wissenschaftlichen Arbeiten zu leben“. Wenn aber die Ferien es gestatteten, wick er doch gern dem sich mit der Entwicklung Berlins bedenklich nähernden Lärm aus und eilte in die Berge der Schweiz, Tirols oder des Riesengebirges zum Wandern mit jugendlicher Begeisterung. Erst in den letzten Jahren hat er es sich versagen müssen, anstrengende Bergtouren zu machen. Stundenlanges tägliches Wandern aber gehörte immer noch bis in die letzte Zeit vor seiner Krankheit gesundheitshalber zur Tagesordnung, so daß auch auf ihn das Lied recht paßt: „Das Wandern ist des Müllers Lust.“

In früheren Jahren kam aus seinem Herzen zuweilen das Ziel zum Ausdruck, daß er eine Lebensaufgabe vor sich habe. Wie er als Mensch und Fachmann es meisterhaft und in vorbildlichster Weise verstanden hat, seine Lebensaufgabe zu erfüllen und dazu die ihm von einem gütigen Geschick gespendeten Gaben und Kräfte in strengstem Pflichtbewußtsein und in wärmster Liebe zur Wissenschaft zu verwerten, das sollte in vorstehendem kurz dargestellt werden. Der Meister selbst ist durch seine Arbeit und seine Erfolge in glücklichstem Maße befriedigt worden und hat demgemäß seine Lebensaufgabe im ganzen als erfüllt angesehen.

Nun ist er von uns geschieden. Abschied genommen haben wir jetzt von seinem Leben. In seinen Werken aber, in dem noch viele Keime zur Weiterentwicklung stecken, wird er uns weiter beschäftigen und unter uns lebendig bleiben. Auf unabsehbare Zeit wird Müller-Breslau die Urquelle der neuzeitlichen Statik bleiben. Dank, vielen Dank wird dem schöpferischen Meister die Nachwelt und Fachwelt dafür schulden.

Ehre seinem Andenken!

Berlin.

Karl Bernhard.

Alle Rechte vorbehalten.

### Eisenbetonspundwände.

Von Ingenieur A. Kittel, Berlin.

Unbeschadet der mannigfachen Vorzüge eiserner Spundwände behaupten sich neben ihnen die Eisenbetonspundwände nicht nur, ihre Verwendung nimmt vielmehr — mit der Kenntnis und praktischen Erfahrung bei der Herstellung und dem Versetzen — stetig zu. Dies umso mehr, als auch die fortschreitende Kenntnis der Einwirkungen von See- und Grundwasser auf Beton mehr als früher gegen unangenehme Folgen sichert.

Gerade bei Anlagen nicht nur so vorübergehender Art, wie es z. B. die Abschließung einer Baugrube darstellt, ist die Eisenbetonspundwand — als ein Teil des Bauwerks — am Platze, also z. B. im Uferschutz-, Wasser- und Gründungsbau.

Daß sie dem — rostenden — Eisen für solche Bauten von längerer Lebensdauer in mancher Hinsicht überlegen sind, beweisen die Ausführungen von betonumkleideten Eisenspundwänden nach Abb. 1, die im Handbuch für Eisenbetonbau<sup>1)</sup> behandelt sind und auf die daher nicht näher eingegangen werden soll.

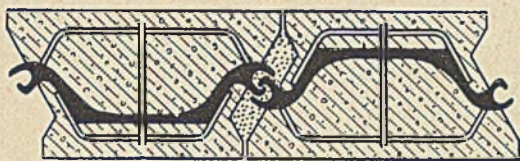


Abb. 1. Betonumkleidete Eisenspundwand mit Bügelbewehrung und nachträglichem Verguß der Nuten.

Vor dem Holz hat der Beton den großen Vorzug, daß man bei ihm an keine Fäulnisgrenze gebunden ist, daß man also ganz unabhängig von der Höhe des Grundwassers oder von freien Wasserständen bleibt und die Konstruktionsoberkante in beliebiger Höhe wählen kann.

Das Einbringen der Spundbohlen geschieht entweder durch Rammung oder im Spülverfahren; auch im letzteren Fall ist ein leichtes Nachrammen meist nicht zu entbehren.

In ihrer Form durch die ursprünglichen Holzspundwände beeinflusst, haben die Eisenbetonspundwände entweder wie jene Nut und Feder, oder aber beiderseitige Nuten, wobei dann besondere Maßnahmen zum Dichten der Stöße anzuwenden sind.

Wir bringen im folgenden eine Übersicht über verschiedene Ausführungsarten, und zwar zunächst Spundbohlen mit Nut und Feder, alsdann solche mit beiderseitigen Nuten.

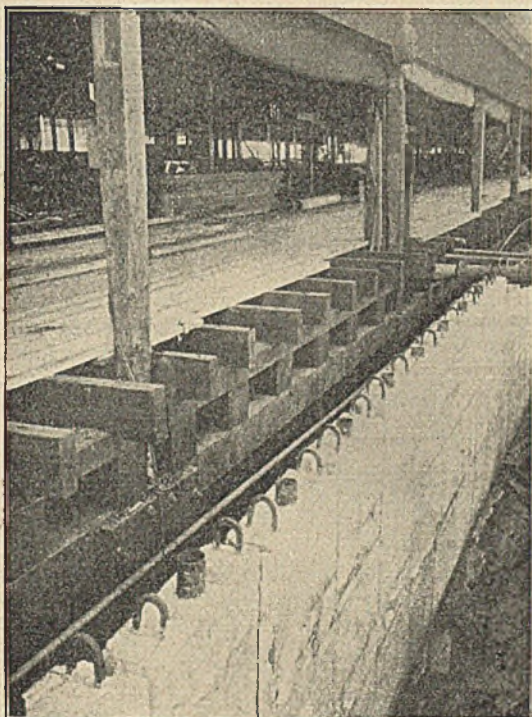


Abb. 2. Eisenbetonspundwand für das Stuyvesant-Dock in New York.

Abb. 2 u. 3a bis e stellen eine Aufnahme und Einzelheiten der umfangreichen Spundwandausführungen für die Neubauten des Stuy-

<sup>1)</sup> Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Bd. III: Grund- und Mauerwerksbau, S. 11. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

vesant-Docks in New Orleans dar: Die Spundwand besteht aus etwa 7,60 m langen, 90 cm breiten und 25 cm starken Eisenbetonbohlen im Mischungsverhältnis 1:2:4, deren Form und Bewehrung — aus vierkantigen Längseisen und Rundeisenquerbügeln — aus Abb. 3a u. e ersichtlich ist und die mit Nut und Feder versehen sind. Der zwischen Nut und Feder noch verbleibende Raum wird mit Zementbrei vergossen; im Kopfe der Bohlen sind zwei Rundeisenhaken einbetoniert (Abb. 2 u. 3d), die zum Aufziehen der Bohlen und zur besseren Befestigung des später aufbetonierten Holms dienen; Abb. 3b zeigt die Ausbildung eines Eckpfahls. Dehnungsfugen wurden in 15 m Abstand dadurch geschaffen, daß hier eine Fuge mit Asphaltmastix anstatt mit Zementmörtel vergossen wurde.

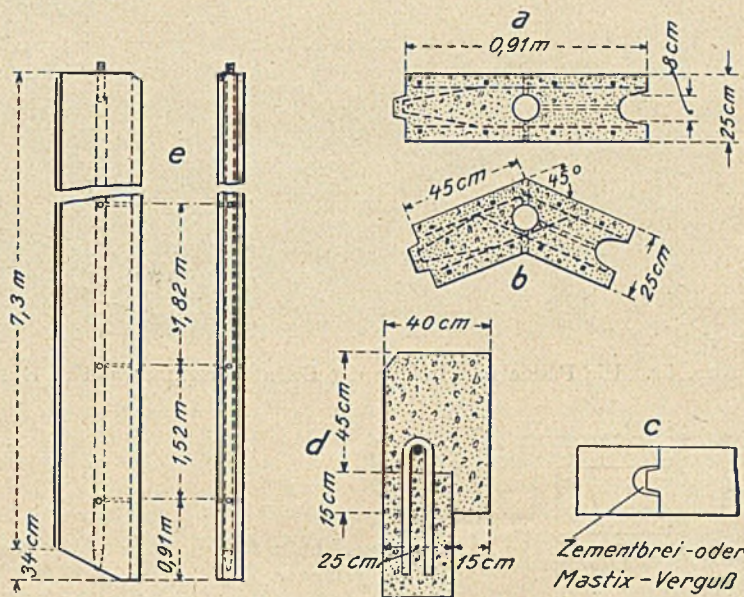
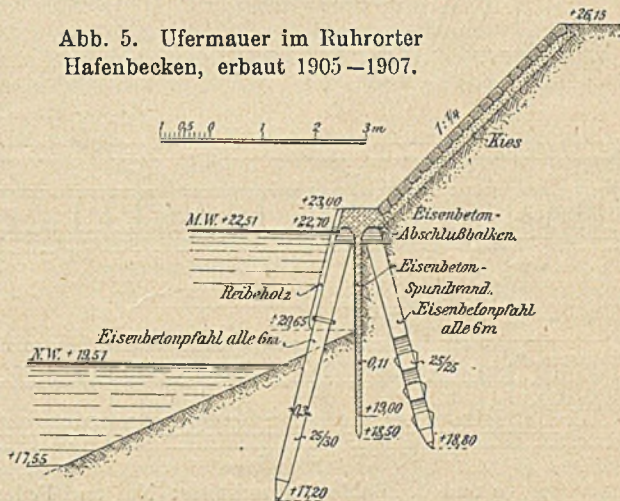


Abb. 3. Einzelheiten der Spundwandausführung für das Stuyvesant-Dock in New York.

Jede Bohle enthält in der Mitte ein Spülrohr von 102 mm Durchm., das nach Abb. 1c auf die ganze Länge durchgeht, am Fuß in eine Düse von 50 mm Weite endet und nun in verschiedenen Höhen seitliche Abzweigungen von 25 mm Weite hat, die das Wasser an den Außenseiten der Bohlen entlang leiten; sechs dieser Zweigrohre öffnen sich nach der Vorderseite, drei nach den Nuten, um diese während des Versenkens klar zu halten.

Abb. 5. Ufermauer im Ruhrorter Hafenbecken, erbaut 1905—1907.



Die frühesten Erfahrungen mit Eisenbetonspundwänden in Deutschland hat u. a. die Firma Th. Möbus, Charlottenburg, zu verzeichnen, deren erste Ausführungen ein gutes Bild von der allmählichen Entwicklung dieses so wichtigen Gebietes geben.<sup>2)</sup> Abb. 4a zeigt — links im Bilde — die stehend gestampften, 90 cm breiten und nur 14 cm starken Bohlen für die 200 cm lange Kaimauer in Husum.<sup>3)</sup> Abb. 4b gibt einen wagerechten Schnitt der Wand wieder.

<sup>2)</sup> Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. IV „Wasserbau“, S. 62 u. 109 u. f.

<sup>3)</sup> Ebenda, S. 108.

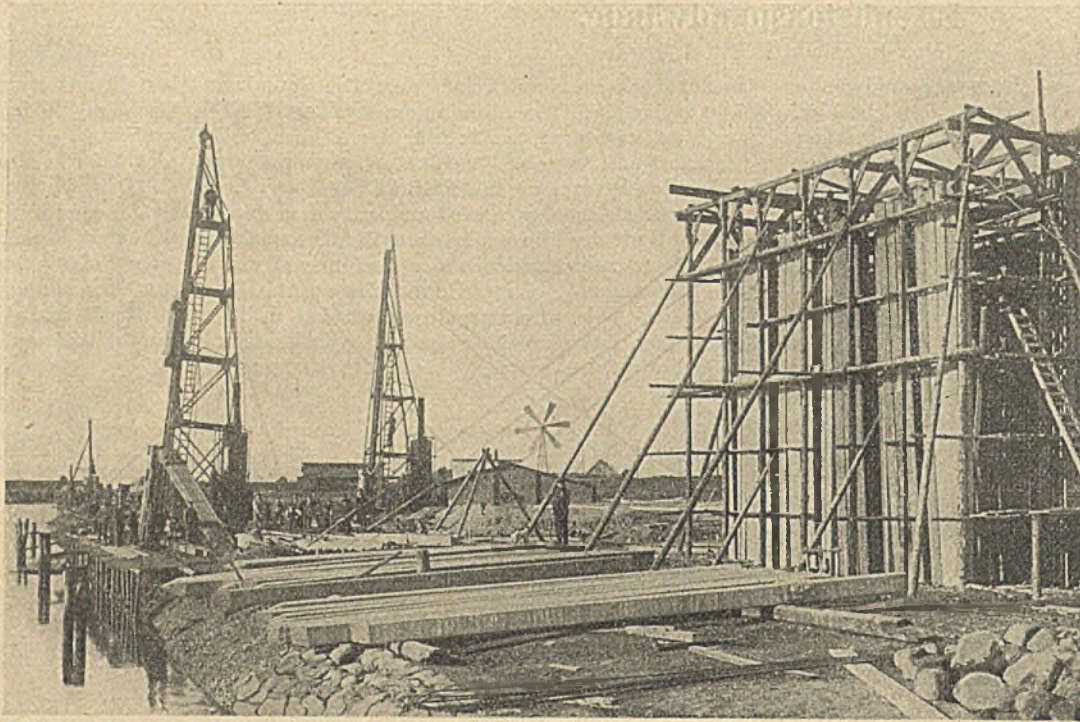


Abb. 4a. Die Pfähle und Bohlen der Eisenbetonspundwand in Husum werden stehend gestampft.

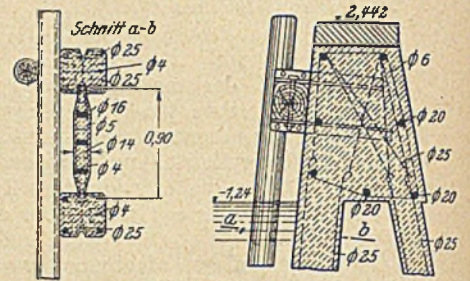


Abb. 4b. Querschnitt und waagrechter Schnitt der Eisenbetonkaimauer in Husum.

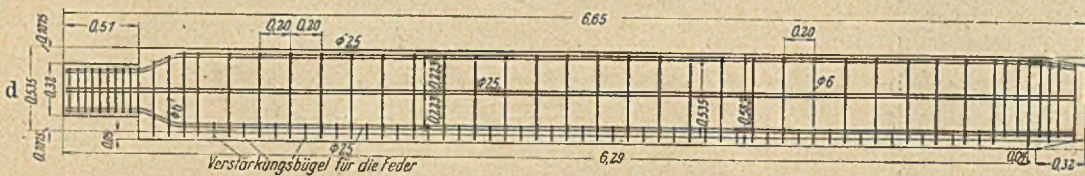
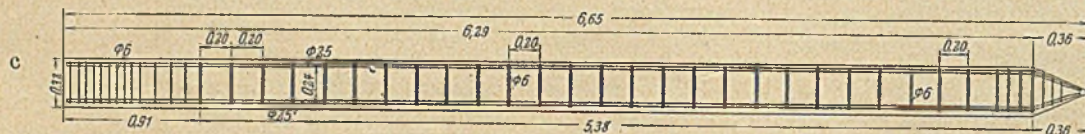
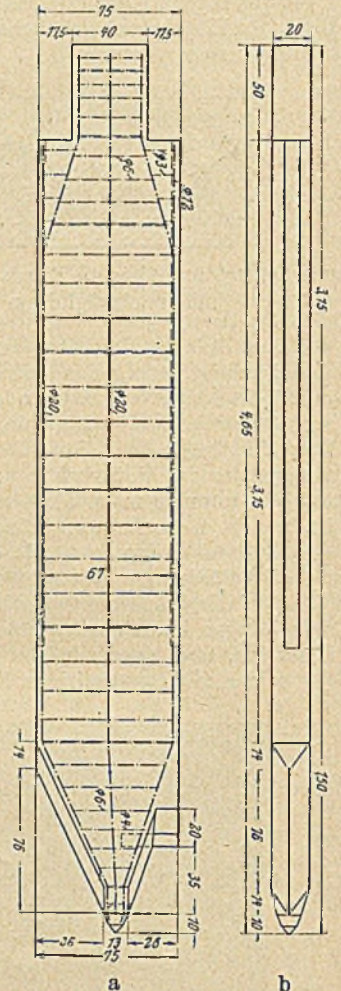
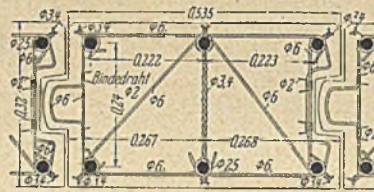
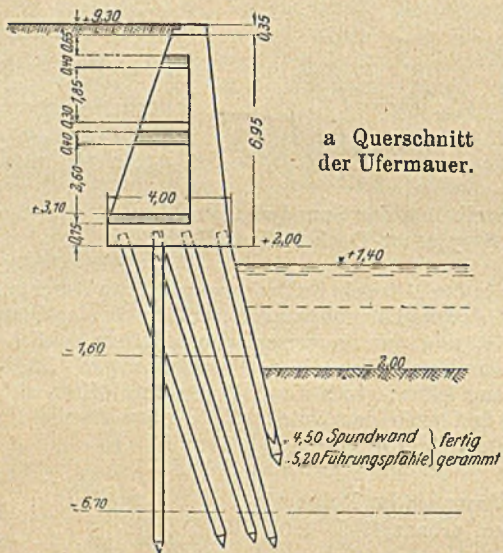


Abb. 9a bis c. Spundbohlen für die 1912-1913 hergestellte Uferbefestigung im Hafen von Ruhrort.

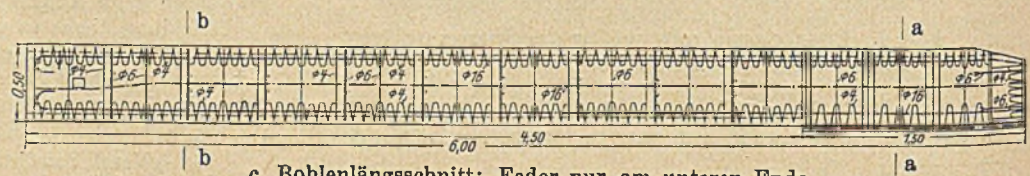
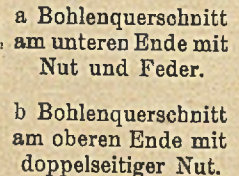
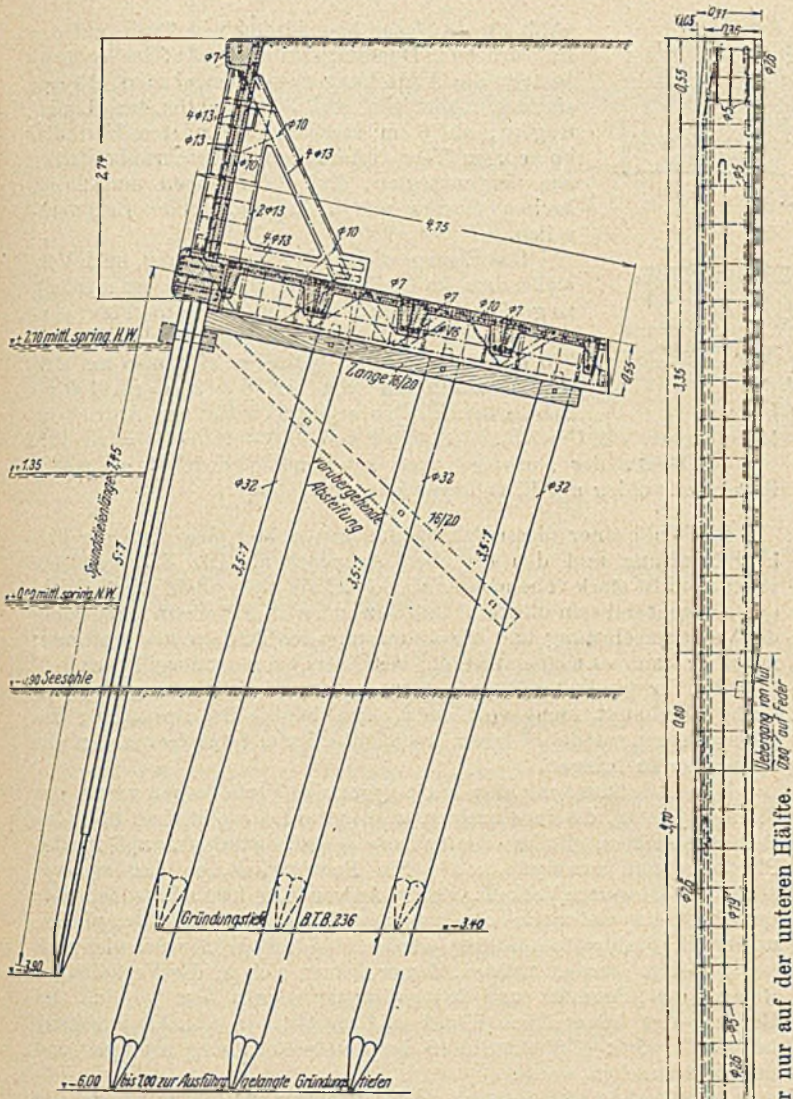
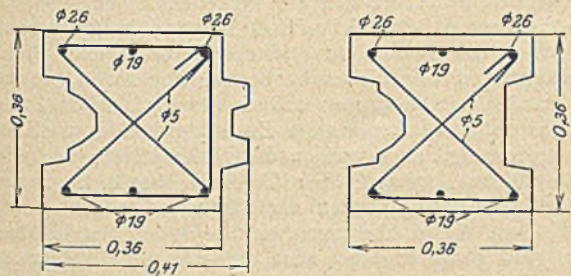


Abb. 7a bis c. Spundbohlen für die Seeflugstation Norderney.



a Querschnitt der Ufermauer.



b unterer Querschnitt mit Nut und Feder.

c oberer Querschnitt mit doppelseitiger Nut.

Abb. 8a bis d. Spundwand für die Ufermauer für die Seeflugstation Borkum.

d Bohlenlängsschnitt: Feder nur auf der unteren Hälfte.

Eine der umfangreichsten Spundwandanlagen war die 1905 bis 1907 ausgeführte im neuen Hafenbecken in Ruhrort, die den dabei beteiligten drei Firmen Th. Möbus, A.-G. für Hoch- und Tiefbauten und Grün & Bilfinger Gelegenheit bot, eingehende Erfahrungen über die zweckmäßigste Bewehrung und Herstellungsweise von Eisenbetonpfählen und -bohlen zu sammeln.

Am besten bewährte sich die von Th. Möbus gewählte Bügelbewehrung aus Rundeseisen, während Querbügel aus gedrehten Flacheisen offenbar die Ursache starken Bruchverlustes beim Einrammen waren. Von der Herstellung stehend betonierter Bohlen war man — wegen des schwierigen Arbeitsvorganges und auch wegen der durchaus befriedigenden Erfahrungen mit in liegender Form hergestellten Stücken — bald zurückgekommen. Die aus Abb. 5 ersichtliche Ausbildung der Ruhrorter Spundwand ist u. a. auch für die Mauer am Massengüterufer im Düsseldorfer Hafen gewählt worden.

Abb. 6a zeigt die von der Grün & Bilfinger A.-G. 1905 bis 1907 ausgeführte Ufermauer im Petroleumhafen in Düsseldorf. Es ist eine Stampfbetonmauer mit Sparbogen auf Eisenbetonpfahlrost. Den Abschluß der Erdhinterfüllung zwischen Mauer und Hafensohle gegen das Hafenbecken zu bildet eine Eisenbetonspundwand aus 6,65 m langen, 54 cm breiten und 32 cm starken Spundbohlen mit Nut und Feder, die 3 bis 6 m tief in kiesigen Boden gerammt sind.

Betreffs der Einzelheiten, insbesondere der aus 6 R.-E. 25 mm bestehenden Längsbewehrung und der Querbügelanordnung vergl. die Abb. 6b bis d.

Auch die nächsten Beispiele stellen Ausführungen der zuletzt genannten Firma, dar und zwar Abb. 7a bis c Spundbohlen, die 1916 beim Bau des Transportsteges und zum späteren Schutz der betonierten Ablaufsohle für die Seeflugstation Norderney bei der 4 bis 5 m in Sandboden gerammten rd. 630 m langen Eisenbetonspundwand verwendet wurden. Sie waren 50 cm breit, 15 cm stark und 6,50 m lang und hatten nach Abb. 7a im oberen Teil beiderseits trapezförmige Nuten, auf die unteren 1,5 m Nut und Feder, auf deren Bewehrung nach Abb. 7b besondere Sorgfalt verwendet ist. Ebenso zeigen die Bohlen der 1918 beim Bau der Hafenmauer für die Seeflugstation Borkum zum wasserseitigen Abschluß zwischen der Bauwerksohle und der 4 m tiefer liegenden Hafensohle gerammten 610 m langen Eisenbetonspundwand nach Abb. 8a bis d beiderseitige Nuten im oberen, Nut und Feder im unteren Teil. Sie sind 9,70 m lang und 36 cm breit; die Längsbewehrung besteht aus 2 R.-E. 26 mm und 1 R.-E. 19 mm auf der Zugseite und aus 3 R.-E. 19 mm auf der Druckseite. Die Anordnung der 5-mm-Querbügel ist aus Abb. 8b u. c ersichtlich. Die Bohlen wurden 3 m tief in sandigen Boden gerammt, die Ausschnitte der Nuten sowie die noch zwischen Nut und Feder bleibenden Zwischenräume mit Beton vergossen.

Die Ausführung ist auch deshalb bemerkenswert, weil die gesamte Pfahlrostgründung hier in Holz ausgeführt wurde, man jedoch für die Abschlußwand wegen des stark auftretenden Bohrwurms auf den widerstandsfähigeren Beton angewiesen war.

Die bei den folgenden Ausführungen verwendeten, einander sehr ähnlichen Eisenbetonbohlen haben durchweg halbkreisförmige Nuten an beiden Schmalseiten, jedoch — wie Abb. 9a u. b zeigen — bis auf die unteren 1,50 m.

Auch für die 1912 bis 1913 gebauten Uferbefestigungen im Ruhrorter Hafen wurde — ähnlich wie bei der in Abb. 5 wiedergegebenen früheren Ausführung — als senkrechter Abschluß eine 2 m tief gerammte Eisenbetonspundwand hergestellt. Sie trägt einen zu diesem Zweck besonders geformten Eisenbetonholm, durch den der Erddruck auf Zug- und Druckpfähle übertragen wird, die im Abstände von 6 bzw. 3 m gerammt sind. (Fortsetzung folgt.)

## Über die Verkehrsbahndecke beweglicher Einbauten bei Straßenbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin.

Bei der Anordnung der beweglichen Einbauten in eisernen Straßenbrücken, vor allem in Hub-, Zug- und Klappbrücken, die man auch in Zukunft in dem sich wieder belebenden Verkehrsleben nicht wird entbehren können, spielt die zweckmäßige Gestaltung des zu bewegenden Brückenteils eine große Rolle. Die Beweglichkeit einer Brücke ist immer ein Betriebshindernis der sich kreuzenden Verkehrswege, das man möglichst zu vermeiden oder doch einzuschränken sucht, auch wenn es noch so gewandt gelöst ist.

Der Brückenteil muß nicht nur möglichst widerstandsfähig und betriebssicher, sondern dabei vor allem recht leicht konstruiert sein, weil dann der Antrieb (und der etwaige Gewichtsausgleich, schon wegen der im Notfall einsetzenden Bewegung von Hand, in Anlage, Betrieb und Unterhaltung um so einfacher und billiger, überhaupt die ganze Anlage wirtschaftlicher, leicht beweglicher und betriebssicherer sein kann.

Diese Rücksicht ist vielleicht der Drehpunkt aller konstruktiven, rechnerischen und maschinentechnischen Überlegungen bei dem Entwerfen solcher beweglichen Anlagen, deren Bedienungsaufwand man naturgemäß auf einen Mindestbetrag herabzudrücken sucht.

Der bewegliche Teil pflegt aus der Haupttrag- und Fahrbahnkonstruktion sowie aus der Brückendecke zu bestehen. Die erstere soll man möglichst aus bestem Stahl und in aufgelöster, doch steifer Bauweise herstellen.

Hier soll uns die Brückendecke beschäftigen.

Diese muß im allgemeinen folgenden Bedingungen genügen:

1. Sie soll Stöße aus Verkehrslast elastisch auffangen, um die Lager sowie die Antrieb- und Sperrteile, ferner die leichte Tragkonstruktion möglichst wenig zu erschüttern.
2. Sie soll möglichst dasselbe Gewicht bei jeder Witterung behalten, also z. B. für die Aufnahme von Feuchtigkeit möglichst wenig

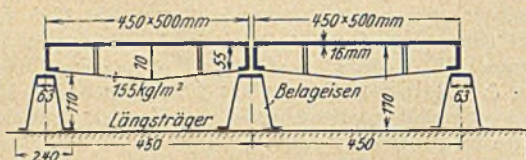


Abb. 1.

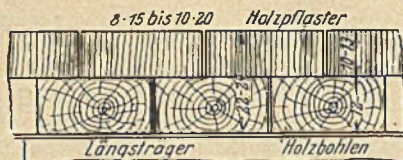


Abb. 2.

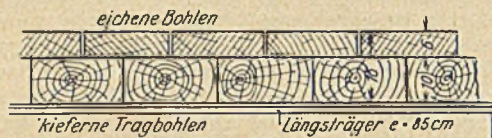


Abb. 3.

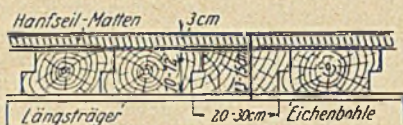


Abb. 5.



Abb. 4.

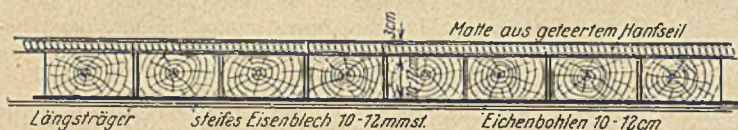


Abb. 6.

empfindlich sein, damit Antrieb und gegebenenfalls der Ausgleich des Gewichts so gleichmäßig wie möglich bleibt.

3. Sie soll möglichst dauerhaft und fest, gegen Pferdehuf, Rad- und Witterungseinfluß, gegen alle Verkehrslasten widerstandsfähig, ferner möglichst billig und zugänglich sein, sich auch einfach reinigen und unterhalten lassen.

4. Sie soll bei Bewegung des Brückenteils, z. B. bei Klappbrücken, fest an der Konstruktion haften, nicht etwa abfallen.

5. Die Decke soll außerdem aber ein möglichst geringes Gewicht aufweisen, weil dieses auf den Bewegungsapparat, vor allem für den Handantrieb, von entscheidendem Einfluß ist.

6. Der Farbton der Decke darf sich nicht zu sehr von dem der festen Brückendecke abheben, damit die Pferde nicht scheuen.

Es können nun für die Abdeckung der beweglichen Fahrbahn, die für die stärkste Wagenbelastung, im Höchstfalle für 20 bis 24 t in Städten, nach der geltenden Verkehrsbelastung und unter der Annahme einer höheren Beanspruchung mit Rücksicht auf die Seltenheit einer solchen Belastung zu bemessen sein wird, nach jenen Bedingungen und nach Erfahrungen beim Bau von beweglichen Brücken Anordnungen in Betracht gezogen werden, wie sie in Abb. 1 bis 6 grundsätzlich dargestellt sind.

1. Stahlgußzellplatten von  $45 \times 50$  cm Größe, rd. 15 cm Stärke, 70 bis 55 mm hohen und 4 mm starken Rippen (Gewicht  $155 \text{ kg/m}^2$ ) auf Belageisen von Normalprofil 7,5 bis 11 ( $G = 10,4$  bis  $19 \text{ kg/m}$ ) mit 50 cm Stützweite aufliegend. Das Gesamtgewicht beträgt mit Befestigungen und Unterlagen  $190$  bis  $210 \text{ kg/m}^2$  (Abb. 1). (Auf Brücken in Danzig, Königsberg, Stettin.)

2. Pflaster aus schwedischem Kiefernholz, 10 bis 13 cm hoch, 8 bis 10 cm stark und 15 bis 20 cm lang, auf Bohlenunterlage über Längsträgern. Gesamtgewicht etwa  $100$  bis  $200 \text{ kg/m}^2$  (Abb. 2). (Auf der Tower-Brücke in London.)

3. Eichenschutzbohlen von 6 cm Stärke auf kiefern oder eichenen Tragbohlen von etwa 10 cm Stärke in Abständen von 3 cm auf etwa 850 mm entfernt liegenden Eisenträgern. Gesamtgewicht etwa  $160$  bis  $180 \text{ kg/m}^2$  (Abb. 3.) (In Amerika viel verwendet.)

4. Eichenholzbohlen mit Stahlplatten auf Holzleisten. Belag 10 cm, Leisten auf  $\frac{2}{3}$  der Fläche 5 cm, darüber Stahlplatten etwa 1,2 cm stark. Gesamtgewicht mit 22 kg Zuschlag etwa  $100 + \frac{2}{3} \cdot 50 + 110 + 22 = \text{rd. } 265 \text{ kg/m}^2$  je nach Blechstärke (Abb. 4). (Auf einer Brücke in Berlin.)

5. Eichenbohlen mit geteerten Hanfseilmatten über Längsträgern: Bohlen 10 bis 12 cm stark, 20 bis 30 cm breit und gespundet, Matten 30 cm breit und 3 cm stark (Gewicht  $= 35 \text{ kg/m}^2$ ). Gesamtgewicht ist bei 10 cm starken Bohlen mit 15 kg Zuschlag  $= 100 + 35 + 15 = \text{rd. } 150 \text{ kg/m}^2$ , bei 12 cm starken Bohlen von 30 cm Breite mit 15 kg Zuschlag  $120 + 35 + 15 = \text{rd. } 170 \text{ kg/m}^2$  (Abb. 5).

6. Holzbohlen mit geteerten Hanfseilmatten auf Eisenblech über Längsträgern: Bohlen 5 bis 10 cm, Matten etwa 3 cm und Blech 10 bis 13 mm stark; Gesamtgewicht bei 10 mm Blech und 5 cm starken Bohlen mit 15 kg Zuschlag  $= 50 + 80 + 35 + 15 = 180 \text{ kg/m}^2$

(Abb. 6). (Auf der Memelbrücke in Tilsit, auf der Ruhrbrücke in Duisburg-Ruhrort). Auf der letzteren besteht die Abdeckung aus einem ebenen, 13 mm starken Eisenblech auf 50 cm entfernten Längsträgern, auf 6 cm starken gespundeten Hartholzbohlen, in Teer verlegt und aufgeschraubt, ferner aus längsverlegten, drei 2 cm hohen und 25 cm breiten Gurten aus alten belgischen Bergwerkseilen.

Das Eigengewicht der Fahrbahntafel, nach Vorstehendem im Höchstfalle  $= 200 \text{ kg/m}^2$ , ist nur halb so groß wie bei der leichtesten der festen Fahrbahndecken, deren Gewicht zwischen rd. 400 und  $800 \text{ kg/m}^2$  schwankt. Wenn es sich also um eine Klappbrückentafel von  $12 \cdot 8 = 96 = \text{rd. } 100 \text{ m}^2$  Fläche handelt, so ergibt sich für den Antrieb im

Mittel schon ein Gewichtsunterschied von  $(600 - 200) \cdot 100 = \text{rd. } 40 \text{ t}$ .

Die Decke der Fußwege wird zweckmäßig durch 5 cm starke Eichenholzbohlen auf Eisenlängsträgern gebildet.

Die Wahl einer dieser Fahrbahndecken richtet sich nach der Verkehrsbelastung und den örtlichen Ansprüchen. Die Eigengewichte weichen nicht stark voneinander ab, so daß sie nicht allein für die Wahl ausschlaggebend sein dürften. Das Gewicht wird ungemein stark durch die Verkehrsbelastung und die Anordnung des Trägerrostes bestimmt; mitunter kann es sich empfehlen, besonders bei recht sorgfältiger Ausführung, für den Fall größter Belastung, der jedenfalls sehr selten, vielleicht überhaupt nicht vorkommt, eine höhere Beanspruchung des Baustoffes zugrunde zu legen, um nicht zu viel totes Gewicht in die Baulanlage zu bringen.

Die Abdeckung mit den mit polygonalen Vertiefungen versehenen Stahlgußplatten, die im einzelnen wieder auf Lederplättchen über den Belageisen ruhen, gilt im allgemeinen als fest, dauerhaft, rau für den Pferdehuf und unempfindlich gegen Feuchtigkeit, so daß sie, vor allem bei schwerem Verkehr, viel in Anwendung kam. Es sollen aber bei längerem Gebrauch die ledernen Unterlagscheiben schwinden, wobei die Stahlplatten locker werden und mit großer Schwierigkeit neu befestigt werden müssen, ferner setzen sich in die Vertiefungen Regenwasser, Schmutz und hartgefrorener Schnee fest, so daß das Gewicht des beweglichen Teiles und damit der Antrieb ungünstig beeinflußt wird; schließlich muß der Stahlplattenbelag als teuer und schwer angesehen werden.

Besonders empfehlenswert, auch für schweren Verkehr, scheint nur die unter 5 und 6 genannte Abdeckung zu sein, Hanfseilmatten auf Hartholzbohlen, mit und ohne Eisenblech.

Bei dieser Abdeckung werden, nach der Verkehrslast bemessen, mit einem heißen Gemisch aus gleichen Teilen Holz- und Steinkohlenteer satt getränkte und gespundete Bohlen aus bestem Hartholz über Stahllängsträgern verlegt und mit Schraubenbolzen angezogen, darauf ebenso geteerte Hanfseilmatten von etwa 3 cm Stärke in 25 bis 30 cm breiten Streifen, in möglichst trockenem Zustande und in tunlichst dichter Zusammenpressung, längs verlegt, mit großköpfigen, geschmiedeten Nägeln in 20 cm Abstand über Teerlage befestigt, an den Enden mit den Stahlübergangsplatten der Klappe überdeckt, sowie mit einer bituminösen Masse überzogen, mit scharfem Sande überstreut und dann glatt gewalzt; dabei wird dieser auch beim Befahren an die Teergurte fest eingepreßt. Bei dieser Behandlung entsteht eine elastische und einheitliche Straßendecke. Zur Unterhaltung pflegt man in der ersten Zeit die Decke einmal im Jahre während der warmen Jahreszeit mit Teer zu bestreichen und mit Sand zu bestreuen.

Dieser so geschaffenen Straßendecke, die doch an sich aus weichem, nicht zu widerstandsfähigem Stoff besteht, darf man folgende Vorzüge nachrühmen:

- denkbar geringes Eigengewicht und Unempfindlichkeit gegen Wasseraufnahme, deshalb keine Störung des Gewichtsausgleichs,
- große Elastizität gegen Verkehrsstöße, wodurch Eisenkonstruktion, Lagerung und Antrieb geschont werden,
- Einfachheit der Unterhaltung durch einfachen Teeranstrich mit Sandbestreuen in heißer Jahreszeit,
- Billigkeit, Einheitlichkeit und Dichtigkeit der Abdeckung,
- geringe Abnutzung und lange Dauer,
- eine Färbung der Decke, die sich dem grauen Pflaster der festen Decke anpaßt.

Diese Decke ist nach Vorliegendem im Preise den Stahlplatten überlegen, die bei den Klappbrücken über die Oder in Stettin  $120 \text{ Mark/m}^2$  einschl. Belageisen ( $G = 210 \text{ kg/m}^2$ ) vor dem Kriege gekostet haben.

Den etwa 20 bis 30 cm breiten Eichenbohlen darf man eine große Tragfähigkeit zumuten, wenn sie, ausgetrocknet und gut getränkt, über den Längsträgern festgespannt, gespundet und kräftig zusammen-

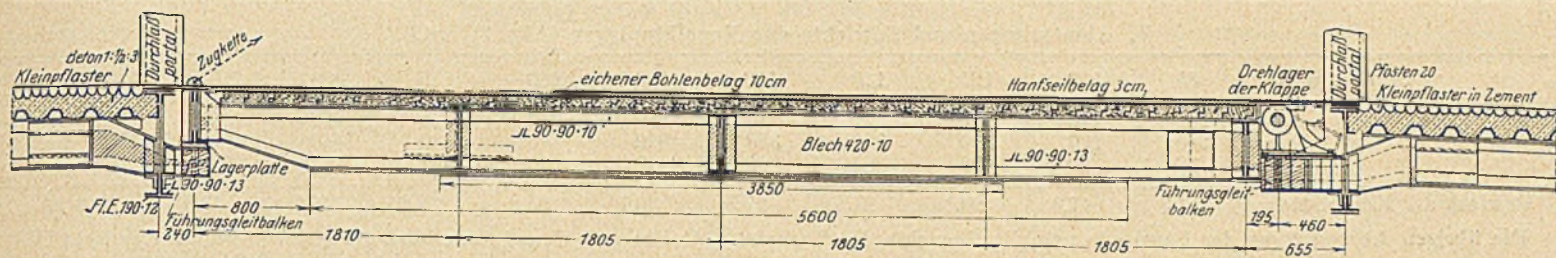


Abb. 8. Längenschnitt der Klappe.

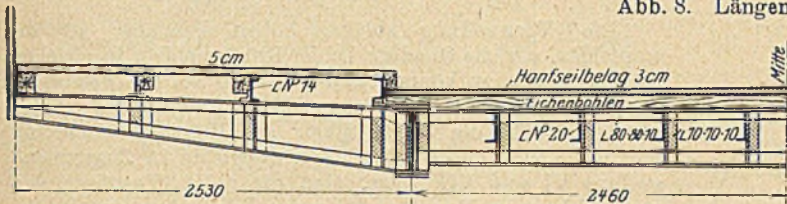


Abb. 8a. Querschnitt der Klappe.

gezogen, eine einheitliche durchgehende Platte bilden. Wie weit Eisenplatten mit schwächerem Holzbelag sich im Gewicht äußern, bedarf besonderer Prüfung im Einzelfall.

Für den Seilbelag kommen neuerdings, soweit hier bekannt, die verbesserten Hanfseilgurte der Hanfseilspinnerei von der Firma Felten & Guillaume in Köln in Betracht, die bereits im Jahre 1914 solche auf einer Brücke über die Lahn bei Nassau mit großem Erfolge belegt hat. Die Gurte mußten, wie ich erfuhr, vor einigen Jahren wegen Überanstrengung des Holzbelages abgenommen werden, konnten dann aber auf dem neuen Holz wieder verwendet werden. Der Gurtbelag, der zur Erhöhung seiner Dauerhaftigkeit mit einer bituminösen Masse überdeckt wurde, soll noch heute, also nach zehn Jahren, in recht gutem Zustande sein.

Der Belag auf der Ruhrorter Klappbrücke besteht aus alten belgischen Bergwerkseilen; er ist gelegentlich mit Holzteer gestrichen worden und hat sich seit der Verkehrseröffnung im Jahre 1907 gut bewährt. Die Blechplatte von 13 mm Stärke wurde verwendet, um Stärke und Gewicht der Fahrbahn möglichst zu vermindern und um den Gleichgewichtszustand bei trockenem und nassem Fahrbahnbelag tunlichst zu erhalten.

Das geringe und gleichbleibende Gewicht der Abdeckung kommt einem dann in besonders hohem Maße zugute, wenn der Bewegungsapparat aus bestimmten Gründen ohne Gegengewichte und nur mit Handbetrieb vorgesehen werden muß, wie ich dies bei dem Entwurf und Bau der im Jahre 1911/12 über die Ostoder bei Greifenhagen errichteten festen Straßenbrücke von 246 m Gesamtstützweite und 10 m Breite erfahren habe. Beschreibung der ganzen Brückenanlage siehe „Zentralblatt der Bauverwaltung“ vom 24. Dezember 1921.

Bei dieser Brücke ist zur gelegentlichen Durchführung der 14 m über Wasser ragenden Bagger und Spülgeräte bei der Regulierung der unteren Oder oberhalb Stettin statt eines sonst üblichen Durchlasses auf festem Unterbau in den 7 m über Wasser schwebenden Überbau selbst ein Notdurchlaß von 7,2 m Weite eingebaut worden, der durch eine einfache, etwa 18 t wiegende, 7,5 × 10 m große, für 12-t-Wagenlast bemessene, von Hand bewegbare Klappe — ohne Gewichtsausgleich — verschlossen werden kann.

Die Gesamtanordnung der Klappe in dem rd. 103 m weitgespannten Mittelüberbau dieser eigenartigen Brücke — in einer wohl



Abb. 7.

noch nicht ausgeführten Bauweise — ist aus Abb. 7 ersichtlich, die gerade die Durchführung der Geräte durch die Notöffnung zeigt; die Bauanlage der Klappe mit der Straßendecke gibt Abb. 8 wieder.

Die ganze Decke — Eichenbohlen mit Seilmatten — ist praktisch so ausgeführt, wie oben allgemein beschrieben; ihr Gewicht mußte aus dem genannten Grunde auf das äußerste eingeschränkt werden. Die Eichenbohlen sind — bei 530 mm Längsträgerentfernung — für die Aufnahme von 3 t Raddruck 10 cm stark angenommen; die 3 cm starken und etwa 25 cm breiten Hanfgurte sind gebrauchte Seile aus einem belgischen Bergwerke.

Die Decke ist einige Monate nach dem Aufbringen noch einmal geteert und bestreut worden; sie war bald nach Eröffnung der Brücke so fest und glatt gefahren, daß man den Eindruck einer äußerst widerstandsfähigen und elastischen Abdeckung bekommen mußte. Diese wird jedes Jahr kräftig mit Steinkohlenteer getränkt, jedoch nicht bestreut.

Heute, nach 13 Jahren, befindet sich der Belag — ebenso wie die Bohlen —, wie ich erfahren habe, noch in sehr gutem Zustande, ohne daß an ihm — bei mittlerem Verkehr — irgendwelche Ausbesserungen vorgenommen zu werden brauchten. Eine Erneuerung scheint in absehbarer Zeit nicht erforderlich; Deckbohlen hätten wohl schon erneuert werden müssen.

Der Seilbelag auf Hartholzbohlen hat sich also auch hier vorzüglich bewährt und darf in der geschilderten Ausführung, vor allem wegen seiner Dauerhaftigkeit und Leichtigkeit — als Belag beweglicher Brückenteile —, auch in anderen Fällen empfohlen werden. Auf den Seilbelag verweist auch Dr.-Ing. L. Hotop in seinem Werke „Bewegliche Brücken“, 1. Teil Klappbrücken, 1913; er empfiehlt ihn in der Voraussetzung, daß „die Erfahrung eine befriedigende Dauer gegen Abnutzung erweist“. Nach Vorstehendem bestätigen dies die Erfahrungen, so daß der Belag bei guter Ausführung als geeignete Straßendecke angesehen werden darf.

Alle Rechte vorbehalten.

### Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager.

Von Regierungsbaurat Karig, Dresden.

(Schluß aus Heft 19.)

b) Kugelkipplager. Für den Fall größerer Brückenbreite, also für mehrgleisige Eisenbahnbrücken und für Straßenbrücken, bei denen auch eine größere Durchbiegung der Endquerträger zu erwarten ist, empfiehlt sich die Ausbildung der Stützfläche zu einem Kugelkipplager, zu welchem Zwecke auf die vorherbeschriebene Rollendeckplatte eine kreisrunde Druckplatte mit kugelig gekrümmter Oberfläche nach Abb. 11 aufgesetzt wird. Ihr Krümmungshalbmesser  $r$  berechnet sich (nach Gl. 81, „Bautechnik“ 1923, S. 430) bei einer zulässigen Pressung  $\sigma = 8,50 \text{ t/cm}^2$  zu

$$(7) \quad r = \sqrt{\left(\frac{0,39}{8,5}\right)^3 \cdot A \cdot 2150^2} = 21,1 \sqrt{A}.$$

Wird daher der Stich der Krümmung zu  $f = \frac{k}{100}$  festgesetzt, so ergibt sich der Durchmesser des Druckstockes aus

$$k^2 = 8 f \cdot r^2 = 8 \cdot \frac{k}{100} \cdot 21,1 \sqrt{A} \text{ zu}$$

$$(8) \quad k = 1,69 \sqrt{A}.$$

Die Kopfplatte (Abb. 12) besteht aus dem kegelstumpfförmigen Druckstock mit genau ebener Druckfläche und der zur Befestigung an dem Brückenträger dienenden Platte, deren Abmessungen jeweils nach der Form des Brückendes zu bemessen sind. Zur Sicherung der richtigen Lage der Kopfplatte zum Lager und zur Übertragung der Seitenkräfte, soweit hierzu nicht schon die Reibung in den Berührungsf lächen ausreicht, sind an der Kopfplatte vier Knaggen angeordnet, die den Druckkopf der Rollendeckplatte mit genügendem seitlichen Spielraum umgreifen.

Y. Abmessungen und Gewichte der Kugelkipplager (Abb. 11 u. 12).

Stützkraft A =	85	100	120	140	160	180	200	225	250	275	300 t
k =	150	170	185	200	215	230	245	260	270	280	300 mm
a <sub>3</sub> =	270	290	320	350	370	390	410	440	460	480	500 "
s =	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38 "
Gewicht der Kopfplatte =	14,3	17,0	20,5	24,4	27,5	30,7	34,2	39,2	42,7	46,3	51,0 kg

Die übrigen Abmessungen der Lagerteile und die Gewichte der Deckplatte, Rollen und Grundplatte sind die gleichen wie in Übersicht IV.

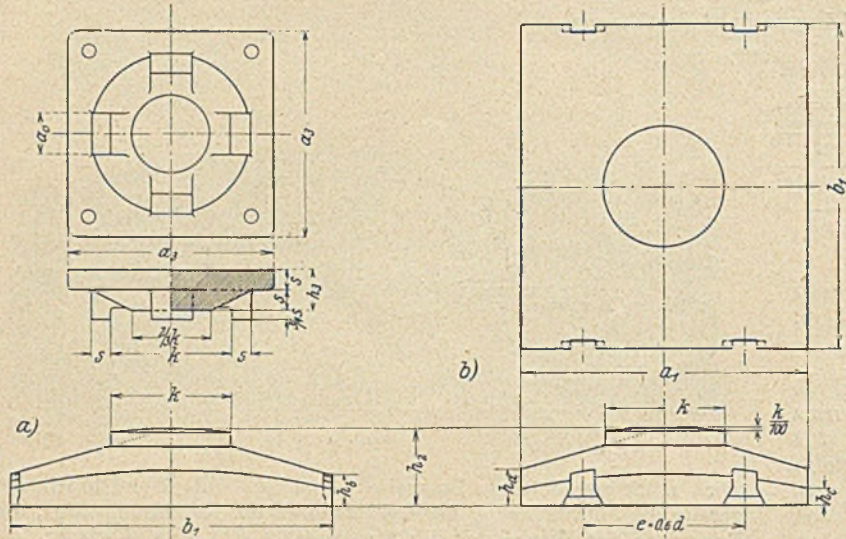


Abb. 11 u. 12. Kopfplatte und Deckplatte für Kugelkipplager.

Die Verwendung solcher hohen Festlager ist zu empfehlen, um die Quadern beider Brückenenden in gleicher Höhe verlegen zu können und um auch auf der Festlagerseite einen ausreichend hohen Raum unter dem Endquerträger für die Zugängigkeit der Brückenkammer zu schaffen. Wie der Vergleich der Gewichte in Zusammenstellung VI und VII zeigt, sind die hohen Festlager der vorgeschlagenen Form nicht wesentlich schwerer als die niedrigen Festlager gleicher Tragfähigkeit. Ihre Kosten dürften trotz des erhöhten Lohnaufwandes für Modell und Formerei kaum nennenswert höher sein, wenn die durch die größere Lagerhöhe erzielte Ersparnis am Mauerwerk in Anrechnung gebracht wird.

d) Das niedrige Festlager (Abb. 14 u. Zusammenstellung VII) erhält eine etwas kleinere Grundfläche als das zugehörige Rollenlager, da infolge seiner geringeren Höhe die wagerechten Seitenkräfte eine wesentlich geringere Verlegung des Lastschwerpunktes aus der Mitte bewirken, als es bei den Rollenlagern und den erhöhten Festlagern der Fall ist. Da nach den Vorschriften bei Berücksichtigung der wagerechten Seitenkräfte die Randspannungen um 40% größer werden dürfen, als für die Hauptkräfte allein zugelassen ist, so können die Wind- und Zusatzkräfte bei den niedrigen Lagern außer Betracht bleiben. Die Größe der Grundfläche ergibt sich daher aus

$$\sigma_{\max} = \frac{A}{0,987 a^2} \leq 0,05 \text{ t/cm}^2$$

$$(9) \quad a \geq \sqrt{\frac{A}{0,05 \cdot 0,987}} = 4,51 \sqrt{A}$$

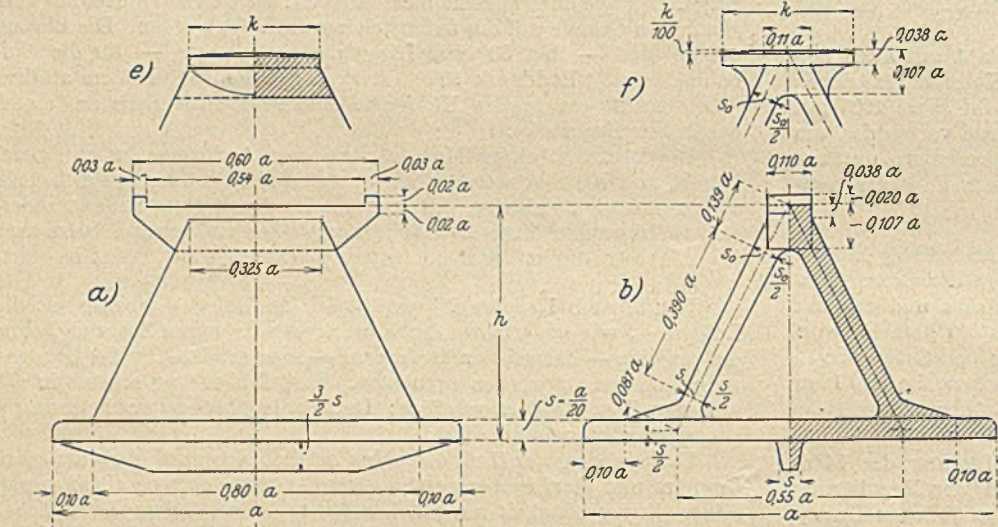
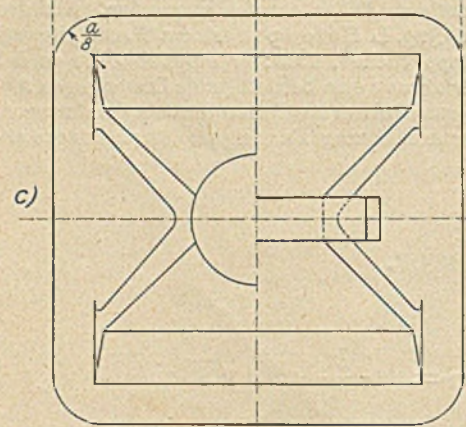


Abb. 13. Hohes Festlager a, b, d als Linienkipplager, e, f, c als Kugelkipplager.

Die sonstigen Abmessungen sind denen der zugehörigen Rollenlager entsprechend gewählt und in der Zusammenstellung VII enthalten. Wie diese zeigt, ist die Reihe der Festlager nach unten erweitert, da die niedrigen Festlager auch als Gleitlager kleinerer Tragwerke verwendet werden können, für die aber nur die Ausbildung mit zylindrischer Druckfläche in Frage kommt. Für die größeren Lager kann dagegen ohne weiteres an Stelle der Druckrippe ähnlich wie bei den Rollen-deckplatten (Abb. 11) und den hohen Fest-



e) Das hohe Festlager (Abb. 13 u. Zusammenstellung VI) besitzt die gleiche Höhe und die gleiche Grundfläche wie das Rollenlager und ist in seinen Einzelheiten gemäß der bereits früher („Bautechnik“ 1923, S. 419 u. 431) beschriebenen Anordnung ausgebildet worden. Hierbei sind die Stegplatten nach oben so weit zusammengezogen worden, daß das Modell dieses Lagers ohne wesentliche Änderung sowohl für zylindrische als für kugelförmige Druckübertragung verwendet werden kann.

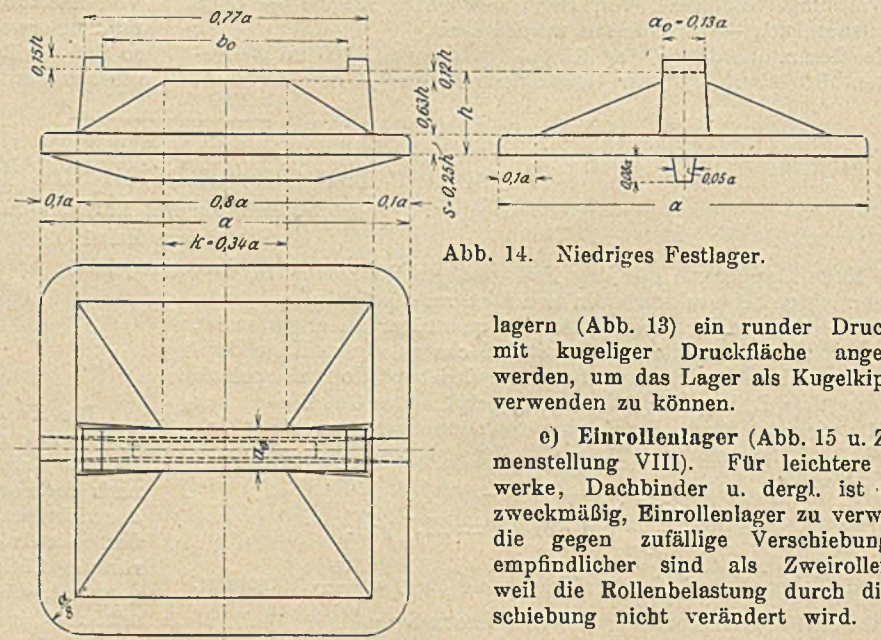


Abb. 14. Niedriges Festlager.

lagern (Abb. 13) ein runder Druckstock mit kugelförmiger Druckfläche angeordnet werden, um das Lager als Kugelkipplager verwenden zu können.

e) Einrollenlager (Abb. 15 u. Zusammenstellung VIII). Für leichtere Tragwerke, Dachbinder u. dergl. ist es oft zweckmäßig, Einrollenlager zu verwenden, die gegen zufällige Verschiebung unempfindlicher sind als Zweirollenlager, weil die Rollenbelastung durch die Verschiebung nicht verändert wird. Daher



VI. Abmessungen und Gewichte der hohen Festlager (Abb. 13).

Stützkraft $A =$	85	100	120	140	160	180	200	225	250	275	300 t
Grundplatte $a =$	460	510	560	610	660	700	740	790	840	880	920 mm
Höhe $h =$	275	300	325	350	375	400	425	450	475	500	525 "
Stegdickte $s =$	23	26	28	30	33	35	37	40	42	44	46 "
Stegdickte $s_0 =$	29	32	35	38	41	44	47	50	53	55	58 "
Stegbreite oben $=$	150	166	182	200	214	228	240	258	274	286	300 "
Stegbreite unten $=$	370	410	450	490	530	560	590	630	670	700	740 "
Druckrippe $a_0 =$	55	60	65	70	75	80	85	90	94	98	100 "
Druckrippe $b_0 =$	270	290	320	350	370	390	410	440	460	480	500 "
Druckrippe $b_0' =$	330	360	390	420	450	470	490	520	550	580	600 "
Gewicht eines Lagers $=$	70,5	95,0	125	161	204	242	286	348	419	481	550 kg

VII. Abmessungen und Gewichte der niedrigen Festlager (Abb 14).

Stützkraft $A =$	30	40	55	70	85	100	120	140	160	180	200	225	250	275	300 t
Seitenlänge $a =$	260	300	340	380	420	460	500	540	580	610	640	680	720	750	780 mm
Höhe $h =$	60	68	76	84	92	100	108	116	124	132	140	148	156	164	170 "
Randdicke $s =$	15	17	19	21	23	25	27	29	31	33	35	37	39	41	42 "
Druckrippe $a_0 =$	40	42	46	48	55	60	65	70	75	80	85	90	94	98	100 "
Druckrippe $b_0 =$	180	200	220	240	270	290	320	350	370	390	410	440	460	480	500 "
Druckrippe $b_0' =$	230	250	280	300	330	360	390	420	450	470	490	520	550	580	600 "
Gewicht eines Lagers $=$	22,6	34,0	48,7	67,3	92,0	123	154	196	237	280	328	392	464	530	602 kg

wird noch die in Abb. 15 dargestellte Lagerform für Stützkkräfte von 30 bis 100 t (ähnlich Abb. 32, „Bautechnik“ 1923, S. 431) vorgeschlagen, bei denen aber wegen der hier in Frage kommenden größeren Stützweiten der Tragwerke die zulässige Verschiebung wesentlich größer als bei den Zweirollenlagern, und zwar zu

$$(10) \quad v = 20 + \frac{A}{10} \text{ mm}$$

angenommen worden ist, wenn  $A$  in t gesetzt wird.

Die Rollen sind infolge der kleineren Grundplatten wesentlich kürzer und dicker als bei den Zweirollenlagern, so daß sie mit Rücksicht auf die hier sehr erhebliche Gewichtsersparnis als Stelzen ausgebildet wurden. Mit den der größeren zulässigen Spannung entsprechenden Abmessungen der Rolle (vergl. Gl. 23, „Bautechnik“ 1923, S. 417)

$$(11) \quad b_1 \cdot d_1 = \left(\frac{0,42}{8,5}\right)^2 \cdot 2 \cdot 2150 A = 10,5 A$$

ergeben sich die in der Zusammenstellung VIII ersichtlichen Abmessungen. Dabei entspricht die Form der Rollendaumen genau der Daumenform bei den Zweirollenlagern. Die Grundplatte ist ähnlich gebildet wie dort und nach Gl. 4 berechnet. Die hier in jedem Falle

daß die Einrollenlager etwa das gleiche Gewicht, aber die eineinhalbfache Bauhöhe wie die Zweirollenlager besitzen.

**Schlußbemerkung.** Bei der Benutzung der vorstehend angegebenen Lagerformen ist zu beachten, daß die Stützkkräfte der Rollenlager Grenzwerte darstellen, bei denen im Falle der angegebenen zulässigen Verschiebung die zulässigen Spannungsgrenzen voll ausgenutzt werden. Um auch für wesentlich abweichende Verschiebungswerte bei den einzelnen Lagergrößen die zulässigen Stützkkräfte ermitteln zu können, sind diese Werte für die Zweirollenlager in Abb. 16 bildlich dargestellt. Die darin für jede Lagergröße gezeichnete Schaulinie setzt sich aus zwei Ästen zusammen, von denen der linke

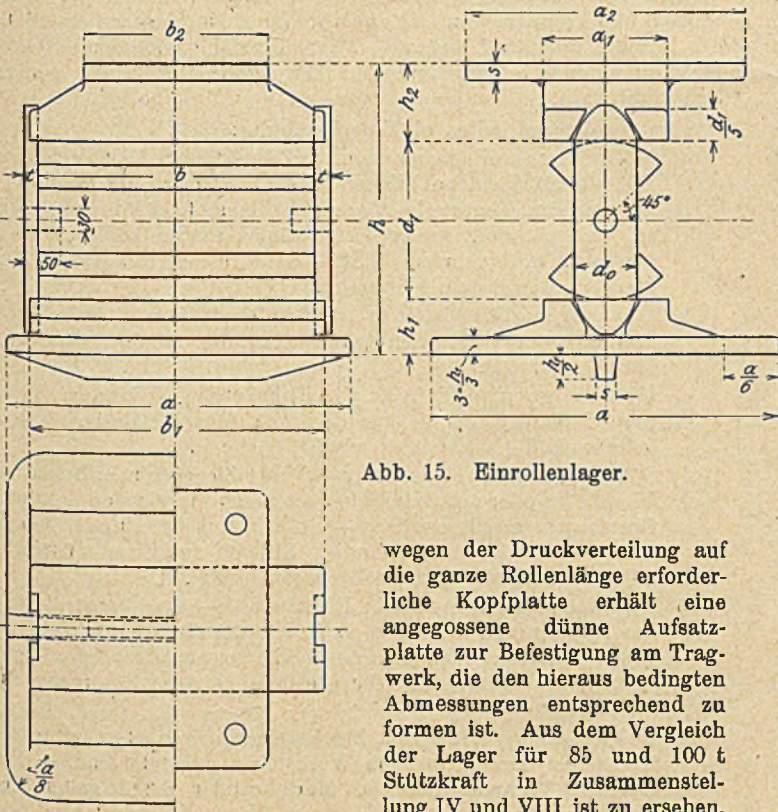


Abb. 15. Einrollenlager.

wegen der Druckverteilung auf die ganze Rollenlänge erforderliche Kopfplatte erhält eine angegossene dünne Aufsatzplatte zur Befestigung am Tragwerk, die den hieraus bedingten Abmessungen entsprechend zu formen ist. Aus dem Vergleich der Lager für 85 und 100 t Stützkraft in Zusammenstellung IV und VIII ist zu ersehen,

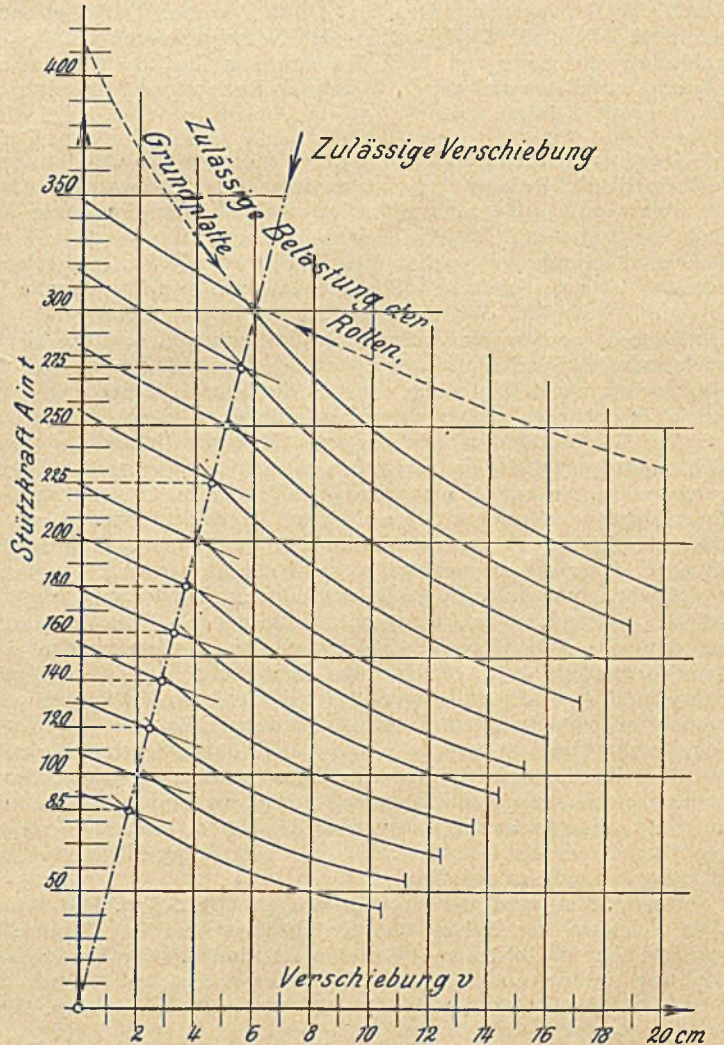


Abb. 16. Einfluß der Verschiebung auf die zulässige Belastung der Zweirollenlager.

## VIII. Abmessungen und Gewichte der Einrollenlager (Abb. 15).

Stützkraft $A =$		30	40	55	70	85	100 t
Zulässige Lagerverschiebung $v =$		20	22	24	26	28	30 mm
Grundplatte	Seitenlänge $a =$	300	340	400	450	490	530 mm
	Rollflächenlänge $a_1 =$	100	120	140	160	180	200 "
	Rollflächenbreite $b_1 =$	256	290	342	384	416	450 "
	Randdicke $s =$	16	18	20	23	26	28 "
	Höhe $h_1 =$	50	55	62	70	78	85 "
Rollen	Durchmesser $d =$	130	155	180	205	230	250 mm
	Länge $b =$	242	272	322	360	390	420 "
	Daumenbreite $d_0 =$	52	62	72	82	92	100 "
	Daumendicke $t =$	14	16	18	20	22	24 "
Deckplatte	Rollflächenmaße $a_1$ und $b_1$ wie bei der Grundplatte						
	Oberplattenbreite $b_2 =$	180	200	220	240	260	280 mm
	Oberplattenlänge $a_2 =$	250	280	320	360	400	440 "
	Höhe $h_2 =$	70	75	88	100	107	115 "
Gesamthöhe des Lagers $h =$		250	285	330	375	415	450 mm
Gewicht	der Grundplatte $=$	15,0	25,6	40,0	58,5	74,0	92,6 kg
	der Rolle $=$	17,3	27,5	43,7	63,2	86,5	110,0 "
	der Kopfplatte $=$	16,4	23,3	36,5	52,4	68,2	87,9 "
	des ganzen Lagers $=$	48,7	76,4	120,2	174	229	290 "

die zulässige Belastung infolge der Tragfähigkeit der Rollen, der rechte aber infolge der Kantenpressung in der Quaderfuge begrenzt. Die Schnittpunkte der Schaulinien liegen in der Nähe der durch

Punkte bezeichneten Werte  $A$  und  $v$  nach Übersicht IV, woraus zu ersehen ist, daß bei dieser Belastungsweise die Tragfähigkeit sowohl der Rollen als auch der Platte gleichmäßig ausgenutzt ist. Die Linien sind abgebrochen bei  $v = 0,8 d$ , wo also nach Abb. 5 u. 6 die Rollen führungslos werden.

Hierzu sei noch bemerkt, daß die bei Berücksichtigung der Zusatzkräfte und Nebenwirkungen zugelassene Erhöhung der Grenzspannungen

bei den Rollen einer Erhöhung der lotrechten Stützkraft um

$$100 \cdot \frac{10,0 - 8,5}{8,5} = 17,6\%$$

oder ohne Erhöhung der Stützkraft einer Verschiebung

$$v = e \cdot \frac{10,0 - 8,5}{8,5} = 0,176 e = \text{rd. } 0,28 d,$$

bei den Grundplatten einer Erhöhung der lotrechten Stützkraft um 40%

oder ohne Erhöhung der Stützkraft einer Verlegung der Mittelkraft aus der Lagerachse infolge Verschiebung des beweglichen Brückenendes bei den Rollenlagern oder durch eine wagerechte

$$\text{Seitenkraft bei den Festlagern um } v = \frac{a}{b} \cdot \frac{40}{100} = \frac{a}{15}$$

entspricht. Sollte daher in gewissen Ausnahmefällen eine die vorstehend angegebenen Grenzen übersteigende Verschiebung der beweglichen Lager zu gewärtigen sein, so kann diesem Umstande entweder durch Wahl eines entsprechend größeren Lagers nach Abb. 16 oder aber in geeigneten Fällen und bei geringeren Abweichungen auch durch eine Vergrößerung des Rollendurchmessers gemäß Gl. 2 Rechnung getragen werden.

## Vermischtes.

**Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau** (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. Mai ausgegebene Heft 9 enthält u. a. folgende Beiträge: Wassertürme aus Eisenbeton für die Industrie. Mitgeteilt von der Westdeutschen Betonbau G. m. b. H. Ausrüstung von Dreigelenkbogen. Aufsätze darüber von Regierungsbaumeister a. D. Prof. Otto Colberg, Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch und Studienrat C. Kersten. Dr.-Ing. Alfred Troche: Der Horizontal Schub kreisförmiger Zweigelenkbogen. Nomographische Lösung der kubischen Gleichung von Prof. Mörsch zur Ermittlung des Null-Linien-Abstandes symmetrisch bewehrter Eisenbetonquerschnitte bei Biegung mit Achsialdruck.

**Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen.** Am 14. April hielt Oberbaurat Reiner einen Vortrag über „Die Überlandstraßen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens“. Er ging davon aus, daß wir heute am Beginn einer Veränderung im Verkehrswesen stehen, die durch den wachsenden Einfluß des Kraftwagens gekennzeichnet ist und damit den Überlandstraßen ihre frühere große Bedeutung wiedergibt. Weiter behandelte er die technischen und wirtschaftlichen Grenzen der Kraftwagenbeförderung und berührte hierbei auch kurz ihr Verhältnis zur Eisenbahn. Das Wegenetz wird auf Grund einer neuen Einteilung, die von der bisherigen mehr geschichtlichen in manchen Fällen abweichen dürfte, in verschiedenen Ordnungen für den Kraftverkehr hergerichtet werden müssen, wobei es sich meist um einen Umbau und wohl nur bei den großen Durchgangstraßen, die auf Dämmen und in Einschnitten kreuzungsfrei geführt werden sollen, um einen Neubau handeln dürfte. Denn in unserem verarmten Lande stellt die Frage der Finanzierung solcher Anlagen sicher die schwierigste Aufgabe dar, für deren Lösung man zur Begebung von Anleihen des Reiches oder der Länder wird schreiten müssen. Besonderes Interesse findet heute die Wahl der Grundlage, auf der eine einheitliche Kraftfahrzeugsteuer erhoben werden soll; der Vortragende befürwortete eine Bemessung der Steuer nach Betriebsstoffverbrauch und Gewicht, weil hierdurch die Industrie zu betriebsstoffsparenden Motorbauweisen und zum Bau leichter Wagen angespornt wird. Allgemein sollte die Notwendigkeit anerkannt werden, die Frage einer zentralen Leitung zu unterstellen, damit man zu bestimmten Vorschlägen und greifbaren Ergebnissen kommt, um dann in gemeinsamer Arbeit aller Beteiligten unserem so schwer geprüften Lande ein Überlandkraftstraßennetz als ein Mittel zu seiner Wiedererstarkung zu schaffen.

Am 19. Mai wird der Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Helm über „Die Aufgaben der Neben- und Kleinbahnen“ und eine Gesamtsprache über die bisherigen Vorträge stattfinden. Der Vortrag von Dipl.-Ing. Dierbach über „Die Luftverkehrswege im Rahmen des Gesamtverkehrswesens“ ist auf den 9. Juni verschoben worden.

**Erfolg des deutschen Brückenbaues in Holland.** Das Preisausschreiben der Stadt Rotterdam für den Bau einer neuen Brücke über die Maas hat den Eingang von 23 Entwürfen zur Folge gehabt;

die meisten stammen aus Deutschland, einer aus Frankreich. Den ersten Preis erhielt der Entwurf der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, wozu der Unterbau von der Firma Grün & Bilfinger, Mannheim, angegeben ist.

**Anforderungen an eine feuerbeständige und feuerhemmende Bauweise.** Der preußische Minister für Volkswohlfahrt hat mit Erlaß vom 12. März 1925 — II. 9. 161 — bestimmt, daß an Stelle der bisherigen Begriffsbezeichnungen „feuerfest“ und „feuersicher“ in den Bauordnungen, bei Prüfung von Bauanträgen, in polizeilichen Verfügungen usw. die Ausdrücke „feuerbeständig“ und „feuerhemmend“ anzuwenden sind. Die Begriffsbestimmung „massiv“ ist in den Bauordnungen als zu unbestimmt nicht mehr zu gebrauchen.

Die Anforderungen an die feuerbeständige oder feuerhemmende Bauweise sind folgende:

## I. Feuerbeständige Bauweise.

Als feuerbeständig gelten: Wände, Decken, Unterzüge, Träger, Stützen und Treppen, wenn sie unverbrennlich sind, unter dem Einfluß des Brandes und des Löschwassers ihre Tragfähigkeit oder ihr Gefüge nicht wesentlich ändern und den Durchgang des Feuers geraume Zeit verhindern.

Im besonderen gelten als feuerbeständig:

- Wände aus vollfugig gemauerten Ziegelsteinen, Kalksandsteinen, Schwemmsteinen, kohlefreien Schlackesteinen oder Steinen aus anderen im Feuer gleichwertigen Baustoffen von mindestens  $\frac{1}{2}$  Stein Stärke, ferner Betonwände aus mindestens 10 cm starkem, unbewehrtem Kiesbeton oder aus mindestens 6 cm starkem, bewehrtem Kiesbeton.
- Decken aus Ziegelsteinen oder anderen unter a) aufgeführten Steinen oder Baustoffen bei Innehaltung der dort geforderten Mindestabmessungen.
- Unterzüge und Träger aus Eisenbeton. — Eisernen Träger und Unterzüge gelten nur dann als feuerbeständig, wenn sie feuerbeständig ummantelt werden (siehe i).
- Stützen und Pfeiler, wenn sie aus Ziegelsteinen, Beton oder Eisenbeton oder aus natürlichem, in Feuer hinreichend erprobtem Gestein hergestellt werden. — Stützen aus Granit oder Marmor gelten nicht als feuerbeständig. Stützen aus Eisen müssen allseitig feuerbeständig ummantelt sein (vergl. i).
- Dachkonstruktionen in Eisenbeton. — Dachkonstruktionen aus Eisen gelten nur dann als feuerbeständig, wenn die eisernen Binderkonstruktionen feuerbeständig ummantelt werden (vgl. i) oder wenn der Dachraum feuerbeständig abgeschlossen wird und unbenutzbar bleibt.
- Treppen, wenn sie aus Ziegelsteinen, Eisenbeton, erprobtem Kunststein oder erprobtem Werkstein hergestellt sind. — Freitragende Treppenstufen aus Marmor oder Granit gelten nicht als feuerbeständig.

- g) Türen, wenn sie bei amtlicher Probe einer Feuersglut von etwa 1000 ° mindestens 1/2 Stunde Widerstand leisten, selbsttätig zufallen, und in Rahmen aus feuerbeständigen Stoffen mit mindestens 1 1/2 cm Falz schlagen und rauchsicher schließen.
- h) Verglasungen können in Vertikalwänden als feuerbeständig angesehen werden, wenn sie den Einwirkungen des Feuers und Löschwassers so viel Widerstand bieten, daß innerhalb einer 1/2stündigen Brenndauer bei der amtlichen Probe (etwa 1000 °) ein Ausbrechen der Scheiben oder Verlorengehen des Zusammenhanges nicht eintritt.
- i) Feuerbeständige Ummantelung. Die feuerbeständige Ummantelung der an sich nicht feuerbeständigen walzeisernen Träger und Unterzüge oder Stützen erreicht man durch allseitiges feuerbeständiges Ausmauern oder Ausbetonieren der Eisenprofile, wobei die Flanschflächen wenigstens 3 cm Deckung von Beton mit eingelegtem Drahtgewebe oder von gebranntem Ton oder anderem als gleichwertig erprobten Baustoff erhalten müssen. Die freiliegenden Flanschflächen walzeiserner Träger in preußischen Kappen und in eisernen Fachwerkwänden brauchen im allgemeinen keinen besonderen Feuerschutz.

II. Feuerhemmende Bauweise.

Als feuerhemmend gelten Bauteile, wenn sie, ohne selbst in Brand zu geraten, wenigstens 1/4 Stunde dem Feuer erfolgreich Widerstand leisten und den Durchgang des Feuers verhindern.

Insbesondere gelten als feuerhemmend:

- a) Wände, Decken, Stützen und Dachkonstruktionen aus Holz, wenn sie mit 1 1/2 cm starkem, sachgemäß ausgeführtem Kalkmörtelputz auf Rohrung bekleidet sind; — auch Bekleidungen mit Rabitzputz oder anderen erprobten Baustoffen sind zulässig.
- b) Treppen aus Sandstein, Eisen oder Hartholz, sonstige Holztreppe und nicht feuerbeständige Steintreppen, wenn sie unterhalb 1 1/2 cm stark gerohrt und geputzt oder gleichwertig bekleidet sind.
- c) Türen aus Hartholz oder aus 2 1/2 cm starken gespundeten Brettern mit allseitig aufgeschraubter oder aufgenieteter Bekleidung von mindestens 1/2 mm starkem Eisenblech und mit unverbrennlicher Wandung und Schwelle, sofern die Türen selbsttätig in wenigstens 1 1/2 cm tiefe Falze schlagen.

Zusätze und Ergänzungen nach Maßgabe der örtlichen Bedürfnisse, nicht aber Änderungen, durch die nachgeordneten Baupolizei- und Baupolizeiaufsichtsbehörden sind zulässig.

Die Wasserkräfte des Jordantals. In englischen Fachkreisen ist es viel und nicht immer beifällig bemerkt worden, daß die englische Regierung die Konzession zur Ausnutzung der Wasserkräfte in Palästina an den russischen Ingenieur Rutenberg, also einen Nicht-Engländer, erteilt hat. „Engineering“ bringt neuerdings eine Beschreibung der Werke, mit deren Bau in diesem Jahre begonnen werden soll, sowie der Vorarbeiten, die bereits von Rutenberg ausgeführt worden sind. In diesem Aufsatz heißt es:

Das wichtigste Merkmal der Bodenbeschaffenheit von Palästina ist der tiefe Einschnitt des Jordantales, der das eigentliche Palästina von dem Lande jenseits des Jordans trennt. Dieser Einschnitt liegt im Süden am Toten Meer, rd. 400 m unter dem Meeresspiegel, im Norden am See Genezareth, etwa 200 m unter dem Meeresspiegel. Er setzt sich nach Norden fort über den Merom-See und endigt vor dem Bergmassiv des Hermon. Die drei genannten Seen werden vom Jordan durchflossen, etwa 8 km von der Südspitze des Sees Genezareth mündet der einzige Nebenfluß Jarmuk in den Jordan. Die Lage des Sees Genezareth, der ein großes natürliches Staubecken von 170 Mill. m<sup>2</sup> Fläche bildet, ist der Schlüssel zu dem ganzen Plan der Wasserkraftversorgung Palästinas.

Die Regenfälle sind am stärksten in der gebirgigen Gegend nördlich des Merom-Sees und spärlich im Jordantal, südlich des Sees Genezareth. Durch jahrhundertlange Vernachlässigung sind die Wälder verschwunden, die Berge von Palästina sind ganz kahl. Das Wasser fließt deshalb sehr schnell ab. Über das Verhältnis des abfließenden Wassers zu der gesamten Regenmenge bestehen noch keine genauen Angaben, ebensowenig über die Regenmenge in den einzelnen Distrikten.

Unter Berücksichtigung dessen, daß der See Genezareth ein Sammelbecken für die Winterniederschläge bildet, sieht der erste Teil des Entwurfs die Ausnutzung des Gefälles von 50 m zwischen diesem See und Jisr-el-Majameh vor. Es ist beabsichtigt, dieses Gefälle in zwei Stufen auszunutzen und das eine Kraftwerk in der Nähe von Majameh, das andere etwa 5 km höher am Jordan hinauf zu bauen. Das erstere liegt unterhalb der Mündung des Jarmuk, erhält also Wasser von beiden Flüssen. Ein Damm im Jordan soll das Wasser bis zu einer Tiefe von 6 m stauen und ein Becken mit einer Fläche von über 1 Mill. m<sup>2</sup> bilden. Ein Damm im Jarmuk soll ferner ein

Zwischenbecken von 8 m Tiefe bilden. Letzteres soll das Wasser des Jarmuk während der Nacht sammeln. Ein Kanal von 1,9 km Länge wird die beiden Becken verbinden, und ein 400 m langer Kanal soll zu dem Einlaufbecken, den Schützen und dem Kraftwerk von Majameh führen. Der Wasserspiegel des Jarmuk-Beckens wird 224 m unter dem Meere, derjenige des Ablaufkanals 249 m tiefer liegen, es steht also ein Gefälle von 25 m zur Verfügung. Die jährliche Wassermenge beider Flüsse zusammen wird auf 45 m<sup>3</sup>/Sek. geschätzt. Da das Wasser aus dem See Genezareth entnommen werden kann, je nachdem es gebraucht wird, so ist das Kraftwerk für einen durchschnittlichen Tagesbedarf veranschlagt worden mit einer Leistung von 24 000 PS. Die jährliche Energiemenge, die das erste Jordan-Kraftwerk leisten kann, wird 60 Mill. kWh betragen. Es sollen zunächst drei Turbinensätze von je 6000 PS aufgestellt werden, Kanäle, Dämme und Hilfseinrichtungen sind aber für die höchste Leistung berechnet, so daß weitere Maschinensätze zugefügt werden können.



Abb. 1.



Abb. 2.

Das zweite Kraftwerk am Jordan, das ein Gefälle von ungefähr 24 m ausnutzt, soll erst gebaut werden, wenn das erste die Grenze seiner Leistungsfähigkeit erreicht hat. Es soll dazu nach Abb. 2 das Wasser des Jarmuk in den See Genezareth geleitet werden, so daß beide Kraftwerke alles Wasser beider Flüsse erhalten.

Um die Abgabe von Energie sicherzustellen, sind in Haifa und Jaffa Aushilfswerke mit Dieselmotoren vorgesehen, die Strom von 6300 V erzeugen können. Das Aushilfswerk in Jaffa ist bereits fertig und liefert Strom für diese Stadt und für Tel-Aviv, die neue jüdische Stadt unmittelbar nördlich von Jaffa. Eine Fernleitung von 15 km Länge mit 15 000 V versorgt das Militärlager im Südosten von Jaffa mit Strom und wird später dem Netz für die Umgebung von Jaffa angegliedert. Das Werk in Haifa ist zurzeit im Bau begriffen und enthält zunächst vier Dieselmotoren von je 300 PS. Ein kleineres Werk wird in Genezareth gebaut, am Westufer des Sees, mit zwei Dieselmotoren von 100 bzw. 50 PS.

Die Bevölkerung von Palästina beträgt ungefähr 750 000, davon hat Jerusalem 64 000, Jaffa 46 000 und Haifa 40 000 Einwohner. Jerusalem hat infolge seiner Lage in den Bergen kaum Aussicht, eine Fabrikstadt zu werden, Jaffa und Tel-Aviv dagegen nehmen an Bevölkerungszahl zu und verbrauchen schon jetzt die gesamte Energie der vorhandenen Kraftwerke. Jaffa gebraucht Bewässerung für seine Orangenplantagen; das Wasser wird aus Brunnen gepumpt, wozu schon heute bis zu 2000 kW benötigt werden, ausgedehnte Obstgärten an der Küste werden in Zukunft noch mehr Kraft erfordern. Die Ebene Jesreel südöstlich von Haifa ist mit Hilfe von Pumpwerken ebenfalls entwicklungsfähig. In Haifa ist das Unterwerk bereits vollständig ausgenutzt; sollte sich diese Stadt als Zugangshafen für Syrien entwickeln, so würde die Nachfrage nach elektrischer Energie bedeutend zunehmen.

Die Talsperre von Montejaque in Andalusien. Eine der höchsten bisher ausgeführten Staumauern ist die von der Elektrizitätsgesellschaft Sevilla zur Ausnutzung der Wasserkräfte des Gaduares im Westen der Provinz Malaga in Stampfbeton ausgeführte, 83,25 m hohe Talsperre von Montejaque, die ihren Namen von der engen und tiefen Felsenschlucht hat, zu deren Abschluß sie dient und über die „Génie Civil“ vom 13. Dezember 1924 berichtet.

Das dortige Gestein ist ein äußerst widerstandsfähiger Jurakalkstein, der einen vorzüglichen Untergrund und natürliche Widerlager

bildet, so daß sämtliche Vorbedingungen für die Anlage einer auf Gewölbewirkung berechneten Bogentalsperre gegeben waren (vergl. Abb. 2, rechts). Der Krümmungshalbmesser wechselt von 22 m an der Grundfläche bis zu 37,50 m an der Krone; die Länge der letzteren ist 78 m, ihre Breite 3 m, die Fußbreite 16,75 m (Abb. 1).

Die Ausführung geschah nach amerikanischen Vorbildern im Gießbetonverfahren, indem der fertig gemischte Beton von der Spitze eines bis zu 73 m hohen und 2,40 m im Geviert messenden Gießturmes aus in Rinnen zur Verwendungsstelle gebracht wurde. Abb. 2 u. 3 veranschaulichen den Arbeitsvorgang, bei dem mit dem Fortschritt der Bauarbeiten und dem Wachsen der Mauerhöhe auch die Höhe des aus einzelnen Holzgefachen zusammengesetzten Turmes wuchs. Für den obersten Teil der Mauer, für den, wie aus Abb. 2 ersichtlich, das notwendige Rinnengefälle nicht mehr erzielt werden konnte, wurde der Beton in Kippwagen herangeschafft.

Die erforderlichen Zuschlagstoffe zur Betonbereitung gewann man — nicht ohne beträchtlichen Aufwand an Sprengmitteln — aus einem etwa 500 m von der Baustelle entfernten Steinbruch, indem man für die bei jeder Sprengung gewonnenen 5000 bis 6000 t gelösten Gesteins

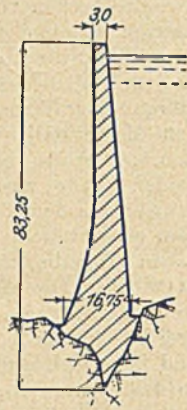


Abb. 1. Querschnitt der Staumauer.

gelangte der flüssige Beton von der Mischanlage unmittelbar in Rinnenleitung zur Verwendungsstelle. Das Betonieren geschah in Lagen von 1,20 m Höhe: Bei der Schalung war einerseits auf den dadurch entstehenden seitlichen Druck, andererseits darauf Rücksicht zu nehmen, daß wegen des fehlenden Blindmauerwerks eine möglichst glatte Außenseite zu erzielen war. Sie bestand für die Rückseite der

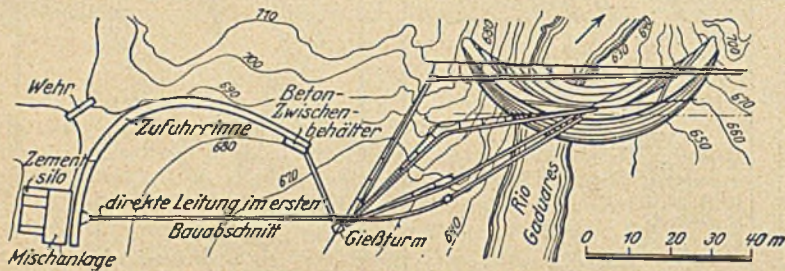


Abb. 2. Grundriß der Staumauer und der Baustelleneinrichtung.

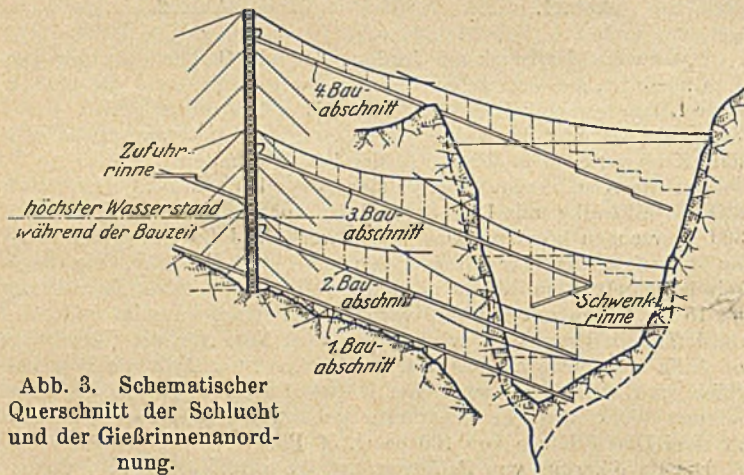


Abb. 3. Schematischer Querschnitt der Schlucht und der Gießbrinnenanordnung.

etwa 1 bis 1½ t Sprengstoff benötigte. Das gewonnene Material gelangte — nachdem allzu große Blöcke durch Preßlufthämmer zerkleinert waren — teils in Förderwagen, teils durch Derrickkrane zur Zerkleinerungsanlage, die für Sand und Schotter aus je einem Brecher mit 75 bzw. 100 PS Antrieb und den notwendigen Sieb- und Rechenanlagen bestand. Vom Brecher gelangte das Material auf einem Förderband zunächst nach Zwischensilos von 400 m³ Gesamtinhalt, von dort in Kippwagen nach größeren, etwa 760 m³ fassenden Silos in unmittelbarer Nähe der Betonbereitungsanlage. Die letztere besteht aus drei Mischmaschinen von 0,76 und 0,38 m³ Inhalt und mit Motorantrieb; der Zement wurde in Säcken durch Maultiere und — soweit es die Beschaffenheit der Zufahrtstraße erlaubte — in Lastkraftwagen herangebracht.

Die drei Mischmaschinen entleerten ihren Inhalt in einen Sammeltrichter, aus dem der Beton in ununterbrochenem Fluß in einer Zufuhr Rinne zum Fuße des Gießturmes, an diesem empor in Förderkübeln zu einem auf der jeweiligen Turmhöhe befindlichen Behälter und von hier endlich in die Zuleitungs- und Verteilungsrinnen gelangte. Die Aufhängung dieser Rinnen ist in Abb. 2 u. 3 veranschaulicht: Die Tragseile dazu konnten dank der Enge der Schlucht an deren Felswänden verankert werden, was die Aufstellung von Auslegern oder Schwenkarmen entbehrlich machte. Während des ersten Bauabschnitts

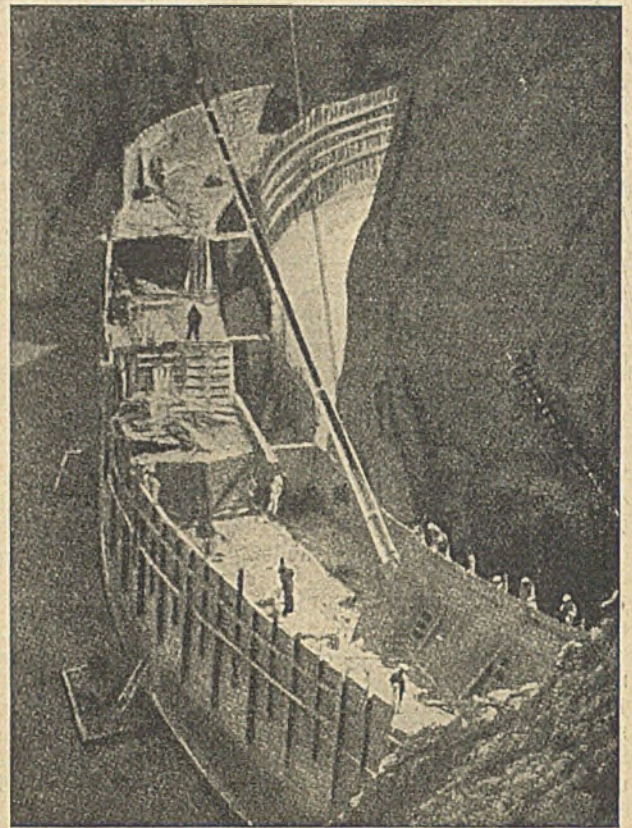


Abb. 4. Bauaufnahme.

Mauer aus sorgfältig hergestellten Holztafeln von 1 m Höhe und 2 m Länge mit Querriegeln, in deren überstehende Enden die nächst obere Schalfel eingepaßt werden konnte (Abb. 4). Ebenso wurde der seitliche Verband zwischen den einzelnen Tafeln einer Schalungsreihe durch überstehende wagerechte Riegel erreicht; die vordere Schalung war aus eisernen Tafeln von 2,40 m Höhe und 3,60 m Länge zusammengesetzt und durch E-Eisen gehalten. Ki.

**Personalnachrichten.**

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: der Reichsbahnoberrat Kiesner, Frankfurt (Oder), als Mitglied zur R. B. D. Cassel, die Reichsbahnräte Dr. jur. Thayssen, Köln, als Mitglied zur R. B. D. Berlin, Dr. jur. Bauer, Breslau, als Vorstand zum Verkehrsamt Meiningen, Berndt, Meiningen, zur R. B. D. Hannover, Nord, Frankfurt (Oder), als Vorstand zum Verkehrsamt Aschersleben, Dr. jur. Kuhberg, Berlin, zur R. B. D. Osten, Frankfurt (Oder), Arnoldt, Prenzlau, als Vorstand zum Betriebsamt 1 Wittenberge und Hitzer, Königsberg (Pr.), als Vorstand zum Betriebsamt 2 Stralsund.

Übertragen ist: dem Reichsbahnrat Dr. jur. Trierenberg die Stellung als Vorstand des Verkehrsamts Frankfurt (Oder).

Berichtigung. Unter Aufhebung der Versetzung des Reichsbahnrats Wagner von Mainz wird dieser nach Darmstadt abgeordnet.

**Preußen.** Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Hans-Joachim Roloff, Joachim Steffens (Wasser- und Straßenbaufach).

Gestorben sind: der Geheime Baurat Paul Walther, Berlin-Lichterfelde, früher Vorstand des Eisenbahnbetriebsamts Burgsteinfurt, und der Regierungs- und Baurat i. R. Moritz Musset, Kolberg, früher Vorstand des Hafengebäudeamts Kolberg.

**INHALT:** Müller-Breslau f. — Eisenbetonspundwände. — Über die Verkehrsbedeckte beweglicher Einbauten bei Straßenbrücken. — Vorschlag für ein einheitliches Brückenlager. (Schluß) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen. Internationales Organ für Betonbau. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Erfolg des deutschen Brückenbaues in Holland. — Anforderungen an eine feuerbeständige und feuerhemmende Bauweise. — Wasserkräfte des Jordantals. — Talsperre von Montejaque in Andalusien. — Personalnachrichten.

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