

# DER BAUINGENIEUR

12. Jahrgang

30. Januar 1931

Heft 5

## BERLINS BRÜCKENBAU IN DEN LETZTEN 10 JAHREN; SEINE BEZIEHUNGEN ZUM STÄDTEBAU.

Von Magistratsoberbaurat Usinger.

(Fortsetzung von Seite 69.)

Von Charlottenburg die Spree aufwärts fahrend, treffen wir unmittelbar östlich des Lehrter Bahnhofes auf ein weiteres neues Brückenbauwerk: die Hugo-Preuß-Brücke über der Einfahrt zum Humboldthafen — ehemals Brücke im Zuge des Friedrich-Karl-Ufers. Hier verlassen die vom Osten kommenden für den Westhafen bestimmten Schiffe die Spree, um über den Humboldthafen durch den Berlin-Spandauer Schiffahrtskanal zu fahren. Der Westhafen ist der bedeutendste Hafen Berlins. Abb. 15 bringt den Lageplan des Zuganges zum Humboldthafen und der erwähnten Brücke vor und nach dem Umbau. Der alte Zustand mit T-förmigem Grundriß der Brückenanlage ist oben dargestellt; der neue Zustand, bei dem die Alsenbrücke über die Spree beseitigt ist, läßt sich unten erkennen. Während der westöstlich gerichtete Teil des früheren Bauwerkes mit seinen überaus schmalen nur 7 m breiten Einfahrten noch aus der Zeit um 1850, der Erbauung des Berlin-Spandauer Schiffahrtskanales und des Humboldthafens stammte, wurde die eigentliche Spreebrücke — Alsenbrücke — schon einmal im Jahre 1900 erneuert, um die mangelhaften Verkehrsmöglichkeiten auf der Spree zu verbessern.

Zweck des Umbaues im Jahre 1925 war die Erweiterung der Hafeneinfahrt auf volle Hafebreite und die vollständige Beseitigung des Spreeüberganges sowie die Wiederaufnahme des Verkehrs auf der wegen Einsturzgefahr gesperrten Brücke im Zuge des Friedrich-Karl-Ufers. Den Erfolg dieser Baumaßnahmen veranschaulicht Abb. 16, auf dem der westöstliche Teil der Überführung im früheren und jetzigen Zustand dargestellt ist. Die Engpässe der Hafenzufahrten zu Lande und zu Wasser haben eine Ausweitung erfahren, die den Anforderungen des modernen Verkehrs auf lange Sicht genügen dürfte. Das unten dargestellte neue Bauwerk ist eine Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalschub von äußerst geringer Bauhöhe. Diese beträgt 1,59 m. Die Stützweiten der Stahlkonstruktion sind 96,30 m in der Hauptöffnung und je 36,90 m in den Nebenöffnungen, welche die Ladestraßen überspannen. Als Baustoff für die Versteifungsträger und den Fahrbahnrost ist St. 37, für die Flacheisenketten St. 48 gewählt worden. Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt 2700 t. Die über 18 m hohen Pylonen weisen höchste Auflager-

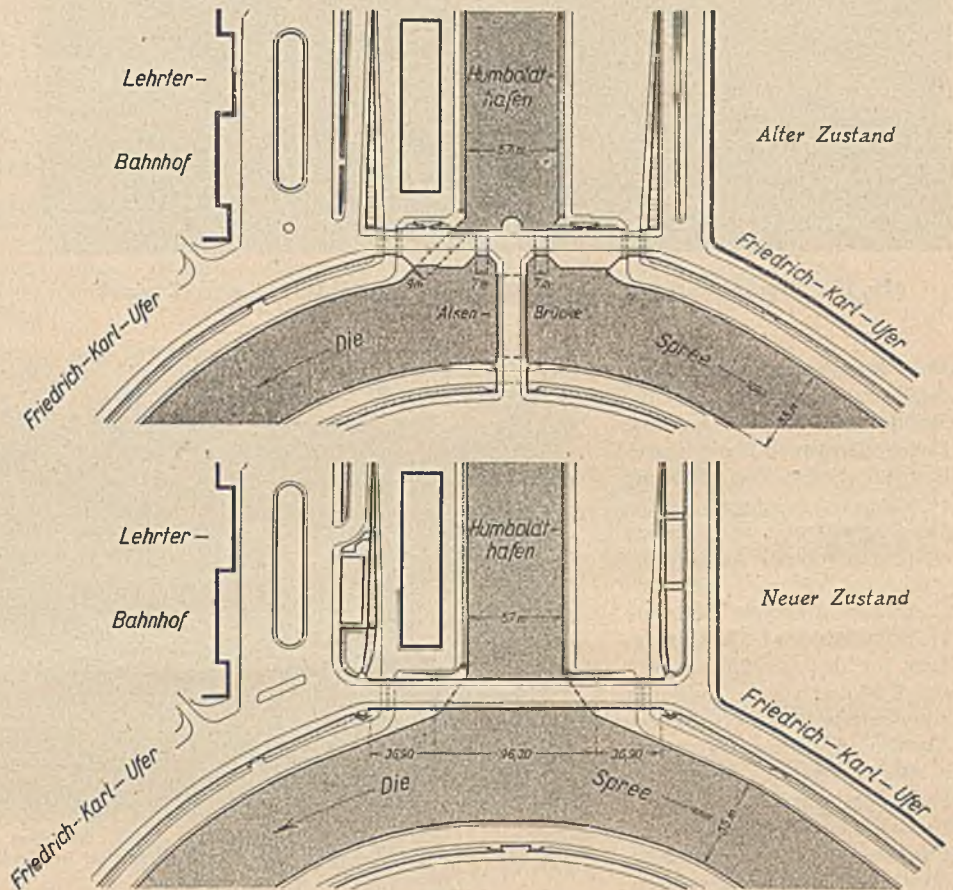


Abb. 15. Brücke über den Humboldthafen in Berlin-Mitte. — Lageplan. Vor und nach dem Umbau.

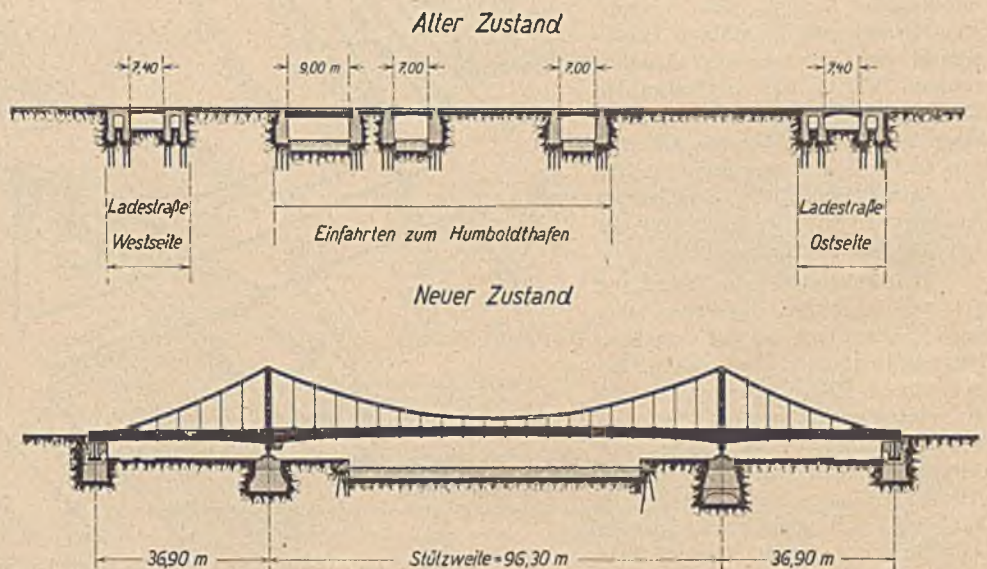


Abb. 16. Brücke über den Humboldthafen in Berlin-Mitte. — Alter und neuer Zustand.

drücke von etwa 1750 t auf. Die Seitenaufleger erhalten bei allen Laststellungen Zug, etwa 420 t im Höchstfall. Sie sind sich um das auch in der Öffentlichkeit lebhaft umstrittene Problem des Mühlendamms. Dieses bildet zwar in schiffahrtstechnischer und städtebaulicher Beziehung mit der Jannowitzbrücke eine organische Einheit, soll aber keine Erwähnung finden, da Endgültiges noch nicht feststeht.

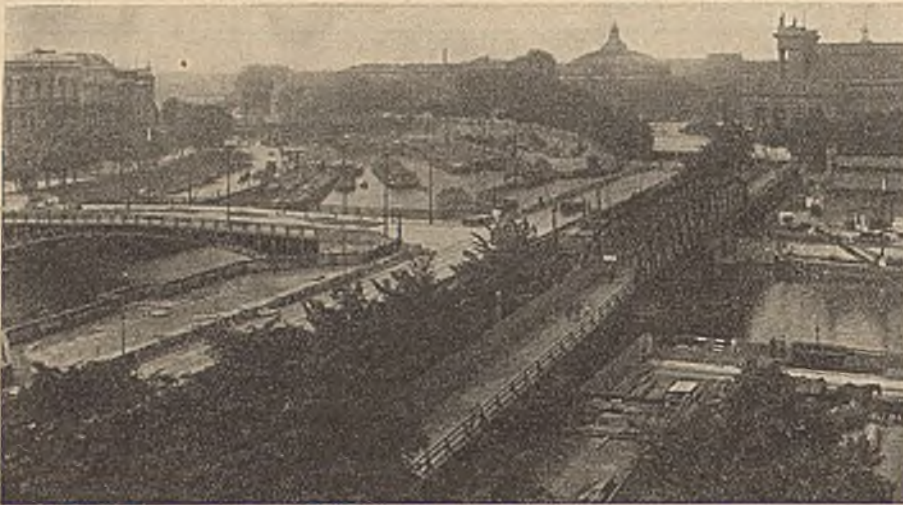


Abb. 17. Brücke über den Humboldthafen in Berlin-Mitte. — Alter Zustand.

als Flacheisenschwingen ausgebildet. Beachtlich ist die Möglichkeit, das gesamte Brückenbauwerk bei unzulässigen Setzungen anheben zu können; deswegen haben die Lagerkörper der Pylonen eine entsprechende Ausbildung erfahren, während bei den oben beschriebenen Brücken in Spandau und Charlottenburg für den gleichen Zweck die Endquerträger besonders konstruiert sind. Der seitliche Abstand der Haupttragwände beträgt 21 m, die Breite der Fahrbahn 11 m. Die Kosten des Umbaus beliefen sich auf rd. 3 Millionen Reichsmark einschl. sämtlicher Abbruchsarbeiten.

Eine photographische Gegenüberstellung des alten und neuen Stadtbildes unter demselben Gesichtswinkel — vgl. Abb. 17 und 18 — bringt eine sinnfällige Bestätigung der vorstehenden Ausführungen. Bild 17, das zu Beginn der Bauarbeiten aufgenommen wurde, zeigt bereits die hölzerne Behelfsbrücke für Fußgänger rechts neben der alten Hafenbrücke. Auf beiden Aufnahmen wird rechts oben der Lehrter Fernbahnhof sichtbar.

Eine städtebauliche Wandlung größten Ausmaßes, das vorige vielfach übertreffend, ist mit dem Umbau der Jannowitzbrücke in Fluß gekommen. Diese Arbeiten gehören zu demjenigen Abschnitt der verkehrstechnischen Sanierung der Altstadt, welcher den Ausbau des Alexanderplatzes zum Mittelpunkt hat und sich gegenwärtig in der Ausführung befindet. Der nächste Abschnitt dieser Sanierung bewegt



Abb. 18. Brücke über den Humboldthafen in Berlin-Mitte. Neuer Zustand.

Abb. 19 gibt einen Lageplan der Baustelle. Das Gesamtprojekt gliedert sich wie folgt:

Neue Untergrundbahn im Zuge der Alexanderstraße und in der Achse der neuen Spreebrücke mit direktem Übergang zum Reichsbahnhof Jannowitzbrücke.

Moderne Brückenkonstruktionen für den Straßen- und Eisenbahnverkehr.

Verbesserte Schifffahrt auf der Spree durch Beseitigung der bestehenden Brückenpfeiler und toten Ecken des Flusses. Freie Durchfahrt über Normalwasser von 4 m Höhe auf 50,2 m Breite.

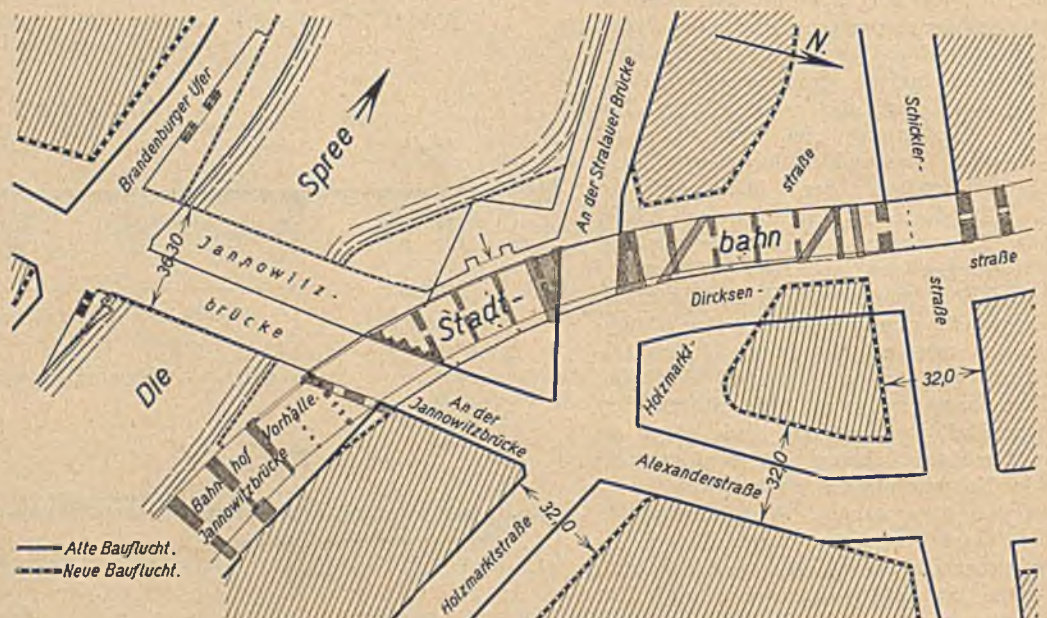


Abb. 19. Umbau der Jannowitzbrücke Berlin und der Reichsbahnviadukte am Bahnhof „Jannowitzbrücke“. — Lageplan.

Verbreiterte Straßenzüge, deren Ausführung zum Teil der Zukunft vorbehalten ist, so

- a) die 32 m breite Alexanderstraße und in ihrem Zuge die 36,30 m breite Spreebrücke als Verbindung von Alexanderplatz und Moritzplatz,
- b) die 32 m breite Holzmarktstraße und ebenso breite Schicklerstraße für den Verkehr vom Osten Berlins über den Mühlendamm zum Spittelmarkt.

Im einzelnen zeigt Abb. 20 den Flußübergang vor und nach dem Umbau. Die gesteigerten Ansprüche des modernen Schiffs- und Straßenverkehrs veranschaulicht hier besonders deutlich ein Vergleich der Konstruktionsmassen der alten und neuen Brücke. Außerdem liegen nach dem Umbau vier Verkehrswege übereinander: Stadtbahn, Straße, Fluß und Untergrundbahn. Trotzdem ist allen die erforderliche Bewegungsfreiheit gesichert. Das neue Bauwerk überspannt die Spree in einer einzigen Öffnung von 72 m Stützweite. Trotz der außergewöhnlichen Breite von 36,30 m beträgt die Bauhöhe der Fahrbahn nur 1,37 m. Dieses Mindestmaß wird dadurch erzielt, daß die Hauptquerträger nach oben, an die Gurte des Bogens verlegt sind. Alles dies gibt einen deutlichen Maßstab für die technischen Schwierigkeiten des Brückenprojektes. Während das frühere Bauwerk eine Straßeneinteilung nach Gehbahn und Fahrbahn von 3,1 m — 11 m — 3,1 m aufweist, trägt die neue Brücke einen besonderen Straßenbahnkörper in der Mitte und Richtungsfahrbahnen zu beiden Seiten daneben. Der Querschnitt der neuen Brücke ist eingeteilt in Verkehrsabschnitte von 6,65 m — 8 m — 7 m — 8 m — 6,65 m. Als Konstruktionsmaterial wird St. 52 im Gewicht von 1800 t verwendet.

Den Umbau des Reichsbahnviaduktes erläutern die Abb. 21 und 22. Die erste zeigt den südlichen Abschnitt vom Reichsbahnhof Jannowitzbrücke bis zur Straße „An der Stralauer Brücke“, die zweite den nördlichen Teil bis zur Schicklerstraße. Stark hervorgehoben ist das städtebauliche Ziel des Umbaues: die Verbreiterung der genannten Straßen in den Unterführungen.

Bemerkenswert sind in Abb. 21 die für diese Örtlichkeit ungewöhnlich großen Eisenbetonsenkästen neben dem dreistöckigen Tunnel der Untergrundbahn in der Alexanderstraße. So hat der Senkkasten rechts vom Tunnel etwa 300 m<sup>2</sup> Grundfläche und reicht etwa 19 m unter die Oberfläche der Straße; der entsprechende Senkkasten links besitzt 360 m<sup>2</sup> Fläche bei 17 m Tiefe. Die außerordentlichen Schwierigkeiten auch dieser Bauausführung liegen in der Verkehrsbedeutung dieser Gegend, die durch den Umbau in keiner Weise beeinträchtigt werden durfte.

Einen natürlichen Überblick über das gesamte Problem der Jannowitzbrücke

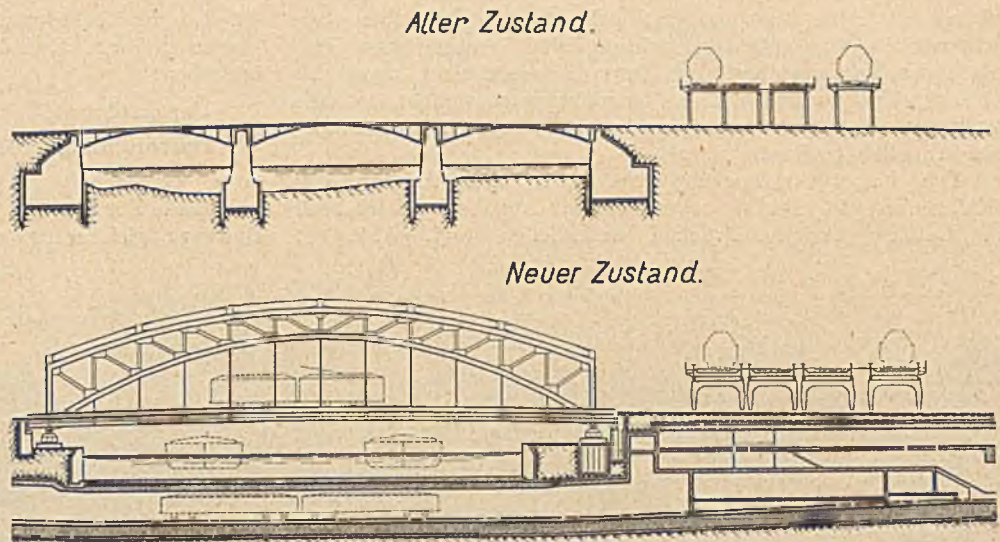


Abb. 20. Umbau der Jannowitzbrücke Berlin und des Reichsbahnviaduktes am Bahnhof „Jannowitzbrücke“. 4 Verkehrswege übereinander: Stadtbahn, Straße, Spree und U-Bahn.

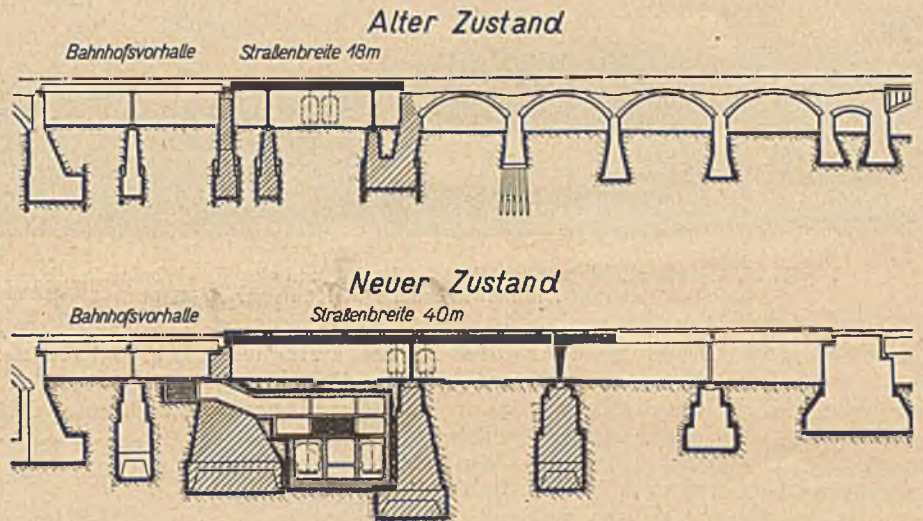


Abb. 21. Umbau der Jannowitzbrücke Berlin und des Reichsbahnviaduktes am Bahnhof „Jannowitzbrücke“. Längsschnitt durch die Stadtbahn östlicher Teil.

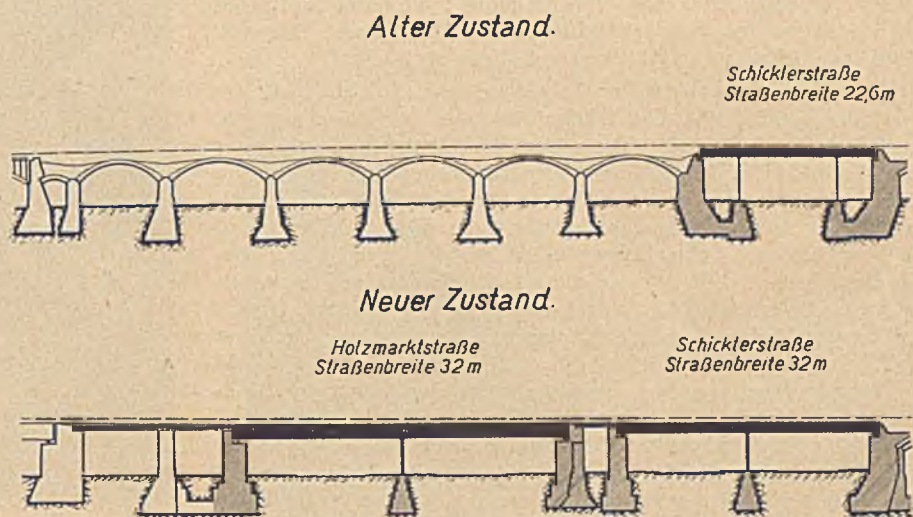


Abb. 22. Umbau der Jannowitzbrücke Berlin und des Reichsbahnviaduktes am Bahnhof „Jannowitzbrücke“. Längsschnitt durch die Stadtbahn westlicher Teil.

geben die Abb. 23 und 24, die unter demselben Gesichtswinkel mit einer Blickrichtung von Westen einen Vergleich der Vergangenheit und Zukunft ermöglichen, sowie die Abb. 25 (Modellaufnahme). Es ist nicht zu bezweifeln, daß abgesehen von den Verbesserungen für den Verkehr auch das Stadtbild erheblich gewinnt.

Die bisherigen Ausführungen über den Ausbau der Flußbrücken in Berlin sollen einige Angaben über zwei im Osten gelegene Brücken beschließen (vgl. Abb. 6):



Abb. 23. Neubau der Jannowitzbrücke Berlin und des Reichsbahnviaduktes am Bahnhof „Jannowitzbrücke“. Alter Zustand.



Abb. 24. Neubau der Jannowitzbrücke Berlin und des Reichsbahnviaduktes am Bahnhof „Jannowitzbrücke“. Künftiger Zustand.

die Fußwegüberführung über die Spree zwischen Stralau-Rummelsburg und Treptow und die Überbrückung des Stichkanals zum Großkraftwerk Klingenberg im Zuge der Köpenicker Chaussee. Das erste dieser Bauwerke bewältigt den überaus starken Fußgängerverkehr zwischen Stralau-Rummelsburg und Treptow. Da es einseitig an die stählerne Fachwerkbrücke der Reichsbahn angehängt werden konnte, brauchte nur ein einziger Hauptträger neu hinzugefügt zu werden. Das zweite Bauwerk liegt im Zuge der Köpenicker Chaussee und überspannt den genannten Stichkanal, der für die Versorgung des Großkraftwerkes angelegt wurde. Das tragende System ist ein flaches Eisenbetongewölbe von 21 m Lichtweite. Das kleine Bauwerk bietet, wie Abb. 26 zeigt, einen gefälligen Anblick.

Die Verbreiterung der Zugänge zur Innenstadt am Ringbahngürtel leitet die Übersichtskarte auf Abb. 27 ein. Stark hervorgehoben sind darin der Reichsbahnring, und zwar in unterbrochener Linie, ferner der Innenring der städtischen Verkehrsstraßen mit den strahlenförmig abzweigenden Ausfallstraßen. Schwächer angedeutet erscheinen die Stadtbahn und die Fernbahnen. Zehn Bauvorhaben mit entsprechender Beschriftung kreuzen den Linienzug des Reichsbahnringes. Symbole veranschaulichen auch hier ihre Beziehungen zu gewissen Brennpunkten des Verkehrs und der Wirtschaft. In Richtung von West nach Ost fortschreitend erkennt man Siemensstadt am Sinnbild des Schaltwerkes; im Messegelände steht der bekannte Funkturm; das alte Geschäftsviertel im Zentrum Berlins, das neuerstandene Wohnviertel auf dem Schöneberger Südgelände zwischen Anhalter und Potsdamer Bahn, der Flughafen Tempelhof und der Schlacht- und Viehhof lassen sich ohne weiteres den gewählten Symbolen zuordnen. Bahnhöfe der Untergrundbahn im Zuge der gezeichneten Ausfallstraßen sind durch ein „U“ gekennzeichnet.

Ein zweifaches städtebauliches Problem ist bei diesen Neubauten zu lösen. Es läßt sich durch die beiden Forderungen umschreiben:

Ungehinderter Verkehr auf den Ausfallstraßen.

Durchführung der Untergrundbahn durch den Reichsbahnring.

Beide Forderungen treffen des öfteren bei ein und demselben Bauwerk gleichzeitig zusammen. Dies wird nachstehend im einzelnen erläutert.

Im Norden beginnend bemerken wir an der Ausfallstraße nach Stralsund die Dunckerbrücke. Abb. 28 zeigt eine Naturaufnahme des Neubaus. Er wurde kurz nach dem Kriege errichtet, um einen weiteren Übergang über den Nordring zu schaffen. Das Trägersystem besteht aus seitlichen einhäufigen Rahmen mit eingehängtem Koppelträger in der Mittelöffnung. Die Fahrbahn wird aus Eisenbetonkappen zwischen den Haupttragwänden gebildet, die unteren Trägerflansche sind gleichfalls unmantelt, durch beides ist eine Einwirkung der Lokomotivgase auf die Eisenkonstruktion so gut wie ausgeschlossen. Architektonisch bildet das Bauwerk einen gefälligen Anblick.

Indem wir auf dem Reichsbahnring in östlicher Richtung weiterfahren, bemerken wir bereits am Reichsbahnhof Landsberger Allee ein neu entstehendes

Brückenbauwerk: die Überführung der Landsberger Allee über den Nordring. Abb. 29 zeigt oben den alten Zustand, unten den neuen. Der Umbau war dringend erforderlich:

wegen mangelnder Tragfähigkeit,

wegen unzureichender Breite und

wegen des lebensgefährlichen Querverkehrs zwischen dem nördlichen und südlichen Teil des Schlacht- und Viehhofes auf der außerordentlich belebten Ausfallstraße unmittelbar vor dem Engpaß der Brücke.

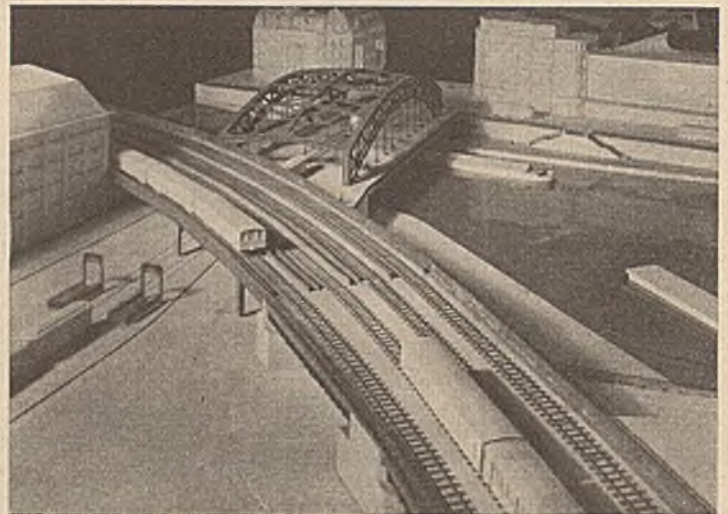


Abb. 25. Neubau der Jannowitzbrücke Berlin und des Reichsbahnviaduktes am Bahnhof „Jannowitzbrücke“. Draufsicht auf Reichsbahnviadukt und Spreebrücke.

Hieraus ergeben sich die grundlegenden Anforderungen an die neue Konstruktion:

- a) Ihre Tragfähigkeit wird den schwersten Verkehrslasten der Straße angepaßt.
- b) Die Straßenbreite vergrößert sich von 14 auf 38 m unter Auflösung in selbständige Verkehrsstreifen nach Gehbahn, Radfahrspur, Fahrbahn und Straßenbahnkörper.
- c) Ein besonderer Verbindungsweg zwischen den Anlagen des Schlachthofes unterquert die Ausfallstraße in der westlichen Seitenöffnung der Brücke.

Darüber hinaus sind wesentliche Nebenbedingungen, die mit dem Reifen des Projektes hervorzutreten pflegen, eingearbeitet und verwirklicht worden: so unterirdische begehbare Kanäle für die Aufnahme von Rohren und Fleischtransportbändern im linken Brückenwiderlager und anschließend die

bahn. Auf dieser äußerst verkehrsreichen Hauptausfallstraße von 42 m Breite nach Frankfurt a. O. bestand bis vor kurzem der auf der oberen Hälfte der Abb. 30 dargestellte Engpaß, der durch die gewölbte Eisenbahnbrücke gebildet wurde. Er hat bereits vor dem Kriege zu schweren Verkehrsunfällen und zu Verhandlungen über einen Umbau Anlaß gegeben. Jedoch



Abb. 26. Brücke beim Großkraftwerk Klingenberg.

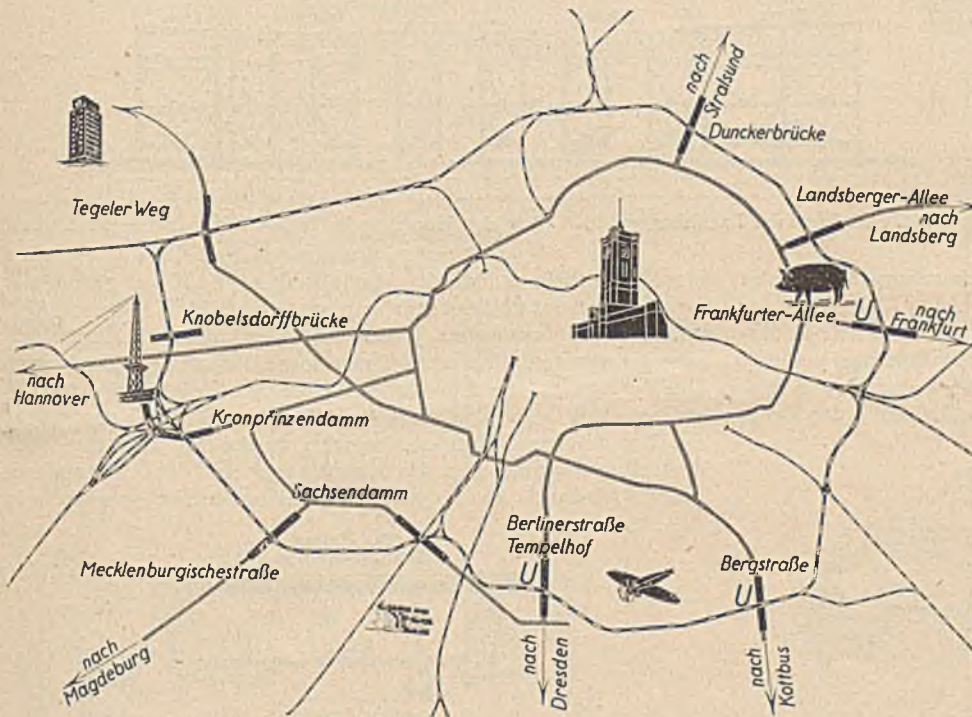


Abb. 27. Brücken am Reichsbahnring 1920—1930.

Unterführung einer Verbindungsstraße und zwei neuer Gleise im Interesse des Schlacht- und Viehhofes, ferner schmale Stützenreihen aus Stahl auf Reichsbahngelände an Stelle der massiven Pfeiler zur Erzielung einer freien Sicht für den Eisenbahnverkehr, schließlich im Zuge der Landsberger Allee Rohrbrücken für die öffentlichen Versorgungsleitungen der Wasserwerke unter gleichzeitiger Benutzung als Gehbahnen. Gegen die zerstörende Wirkung der Lokomotivgase ist hier eine plattenartige Fahrbahnkonstruktion aus Eisenbeton vorgesehen. Die Brücke wiegt, soweit Stahl in Frage kommt,  $0,29 \text{ t/m}^2$ . Wegen Baufälligkeit mußte die alte hölzerne Brücke im vergangenen Jahr plötzlich gesperrt werden. Nach provisorischer Verstärkung dient sie während der Bauzeit der neuen Überführung als Notübergang. Die gesamten Baukosten des Projektes dürften 1,4 Millionen Reichsmark nicht überschreiten.

Wenig weiter südlich ist kurz vor Baubeginn der Brücke am Bahnhof Landsberger Allee ein gänzlich anders geartetes Bauwerk durch das Brückenbauamt der Stadt Berlin vollendet worden: die Unterführung der Frankfurter Allee unter der Ring-

erst mit der Ausführung der Untergrundbahnstrecke Alexanderplatz—Lichtenberg im Jahre 1928 wird der Ersatz dieses in jeder Beziehung unzureichenden Bauwerkes unabwendbar. Die konstruktive Gestaltung des Neubaus wird durch drei Forderungen bestimmt:

- a) Die Verbreiterung der Unterführung auf den Abstand der anschließenden Baufluchten der Straße,
- b) den U-Bahnhof Lichtenberg-West unmittelbar unter der Brücke zwecks späterer direkter Verbindung mit dem Reichsbahnhof Frankfurter Allee,
- c) die Verlängerung der Unterführung auf ein Maß, das für den unter b) erwähnten direkten Übergang eine künftige Verlegung des Reichsbahnhofes gegen die Brücke zu ermöglicht.

Die günstigste konstruktive Lösung unter den vorgegebenen Bedingungen zeigt die untere Hälfte der Abb. 30. Die je  $24,40 \text{ m}$  weit gespannten Blechträger der Unterführung ruhen

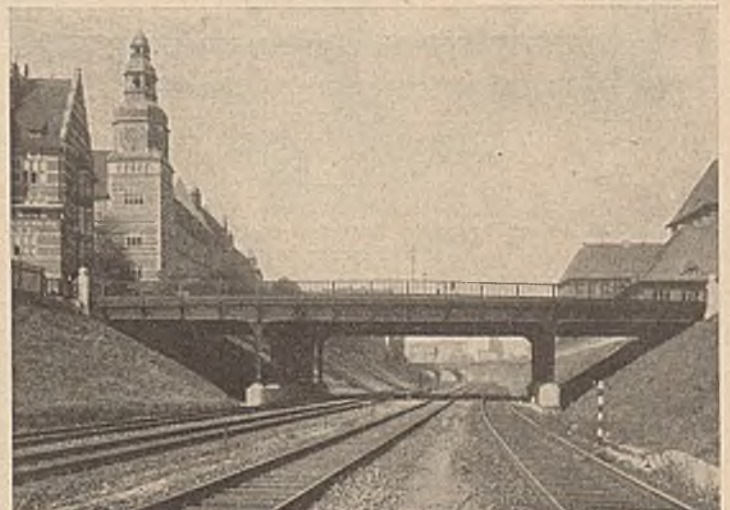


Abb. 28. Dunckerbrücke über den Nordring in Berlin.

auf einer einzigen Stützenreihe in Straßenmitte, die mittels eines schweren Unterzuges zu einem Portal zusammengefaßt wird. Der Baustoff der gesamten Konstruktion ist St. 37. Die vier Portalstützen durchdringen den Tunnel der Untergrundbahn in hohlen Schächten bis zu ihrem unterhalb der Tunnelsohle angelegten Fundament. Dies besteht aus Eisenbeton und ist ebenfalls durch einen Hohlraum von den Einbauten der U-Bahn getrennt. Eiserne Stützen und Fundamente sind mehrfach gegen Grundwasser abgedichtet. Auf diese Weise wird jeder Zusammenhang zwischen Brücke und Bahnkörper vermieden, so daß eine gegenseitige Beeinflussung durch Erschütterungen und Setzungen ausgeschlossen ist. Das linke Widerlager ruht auf einer schrägen Tonlinse, die etwa unter dem Mittelfundament endet. Beide Bauteile sind daher durch eiserne Spundwände gegen Abrutschen gesichert. Das Gewicht der Eisenkonstruktion beträgt etwa  $1,05 \text{ t/m}^2$ ; die gesamten Baukosten ohne die Brückentrampen beliefen sich auf rd. 2 Millionen Reichsmark.

Gleichzeitig und unter ähnlichen grundlegenden Bedingungen, doch gänzlich verschieden in der Ausführung, verläuft die südliche Nachbarbaustelle: die Unterführung der Bergstraße unter dem Südring. Hier findet die im Zuge der Berg-

montieren ließ, schwierige Gründungen in Kauf genommen; hier dagegen entscheidet man sich umgekehrt für einen verhältnismäßig flach fundierten Unterbau, allerdings auf Kosten der sehr schwer ausfallenden Rahmenkonstruktion der Überbauten. Diese wiegt, da die Stegblechhöhe im Scheitel auf das überaus geringe Maß von  $0,94 \text{ m}$  eingeschränkt und die Konstruktion auf Durchbiegung bemessen werden mußte, rd.  $1,75 \text{ t/m}^2$ . Aus demselben Grunde sind die Hauptträger auf den geringen seitlichen Abstand von  $0,90 \text{ m}$  zusammengedrückt worden. Im

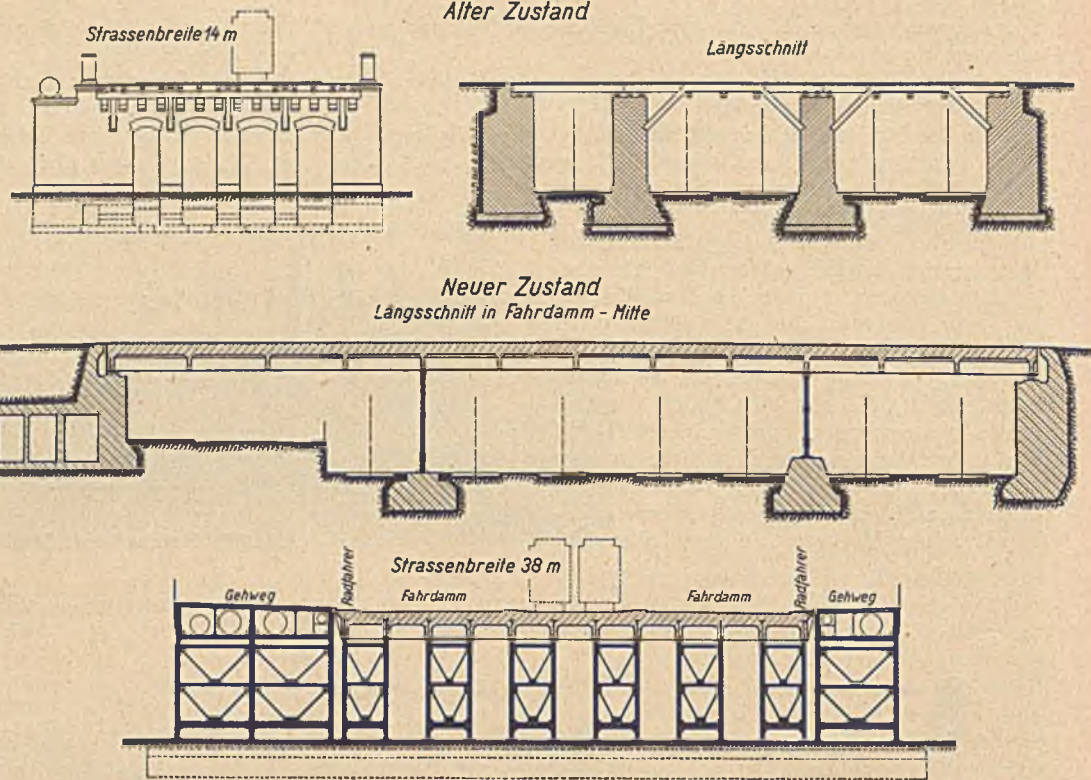


Abb. 29. Brücke im Zuge der Landsberger Allee über den Nordring Berlin. — Alter und neuer Zustand.

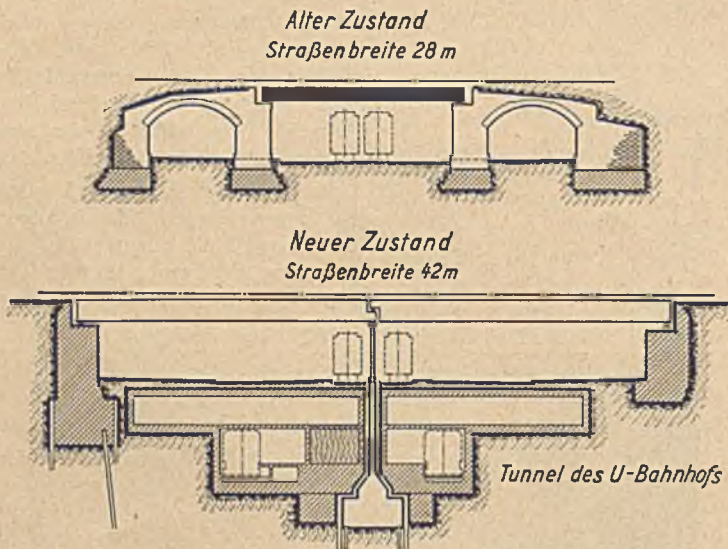


Abb. 30. Unterführung der Frankfurter Allee unter dem Nordring. Alter und neuer Zustand.

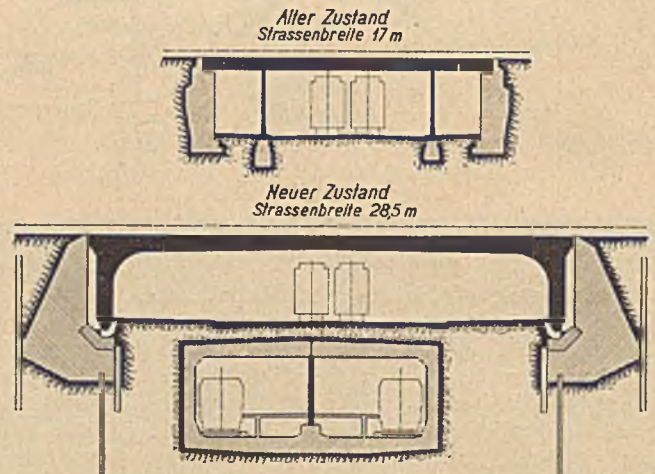


Abb. 31. Unterführung der Bergstraße unter dem Südring in Berlin-Neukölln. — Alter und neuer Zustand.

straße vordringende Untergrundbahn den Durchtritt durch den Eisenbahndamm zur Außenstadt und Anschluß ihres in der Unterführung gelegenen Bahnhofes mit dem Reichsbahnhof Neukölln. Zugleich wird auch hier der Engpaß der Straße erheblich verbreitert.

Abb. 31 gewährt einen Überblick über den alten und neuen Zustand. Interessant ist ein Vergleich mit dem oben beschriebenen Bauwerk in der Frankfurter Allee; dort werden zugunsten einer einfachen Eisenkonstruktion, die sich in ganzen Stücken

ganzen läßt trotz der schwierigen örtlichen Verhältnisse, welche Konstruktion und Montage wesentlich beeinflussen, das Bauwerk an Einfachheit nichts zu wünschen übrig. Seine gesamten Baukosten ohne die Rampen infolge der Straßensenkung beziffern sich auf 2,4 Millionen Reichsmark. Dabei ist zu berücksichtigen, daß diese Brücke breiter ist als jene in der Frankfurter Allee. In wirtschaftlicher Beziehung — auch hinsichtlich der Bauzeit — ist es mit dem Schwesterbauwerk am Ringbahnhof Frankfurter Allee gleichwertig. (Schluß folgt.)

PFAHLROSTE UNTER ABSPANNMASTEN UND SCHORNSTEINFUNDAMENTEN.

Dipl.-Ing. W. Hege i. Fa. Hochtief A. G., Frankfurt a. M.

Die äußeren Kräfte bei Abspannmasten zeichnen sich dadurch aus, daß eine verhältnismäßig geringe Horizontalkraft an der Mastspitze angreift und bei dem vorhandenen großen Hebelarm ein beträchtliches Kippmoment erzeugt. Es ist also die Horizontalkraft klein im Verhältnis zur Vertikallast und insbesondere zum Kippmoment. Ähnliche Verhältnisse liegen auch bei Schornsteinen vor. Bei der Ausführung der Pfahlroste unter derartigen Fundamenten hat man vielfach nur senkrechte Pfähle angeordnet und die Aufnahme der Horizontalkraft der umgebenden Erde zugewiesen, wenn der Boden nicht allzu nachgiebig war, was im Hinblick auf die meist vorhandene tiefe Lage der Fundamentsohle unter der Erdoberfläche zulässig erscheint. Besser ist es jedoch, wie dies von Mörsch empfohlen wird, die äußeren Pfahlreihen allseitig zu spreizen, um dem Pfahlrost durch

Berechnungsmethode mit Hilfe des Spannungstrapezes antreffen, welche hinsichtlich der Pfahlbeanspruchung ganz andere Ergebnisse liefert.

Auch in dem zweiten Band des Werkes von Brennecke, „Der Grundbau“ (vierte Auflage 1930), ist diese letztere Methode für tiefen Pfahlrost als ausreichend bezeichnet. Es ist daher von Interesse, welche Unterschiede die beiden Berechnungsarten liefern. Veranlassung zu dieser Untersuchung geben mir zwei

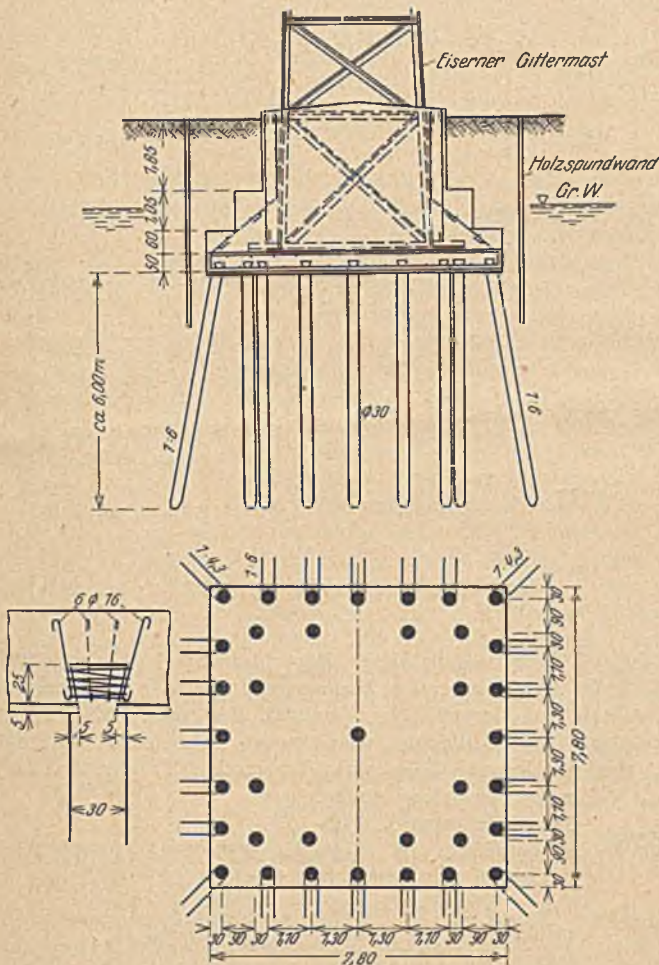


Abb. 1. Pfahlrost aus Holzpfählen unter einem Abspannmast.

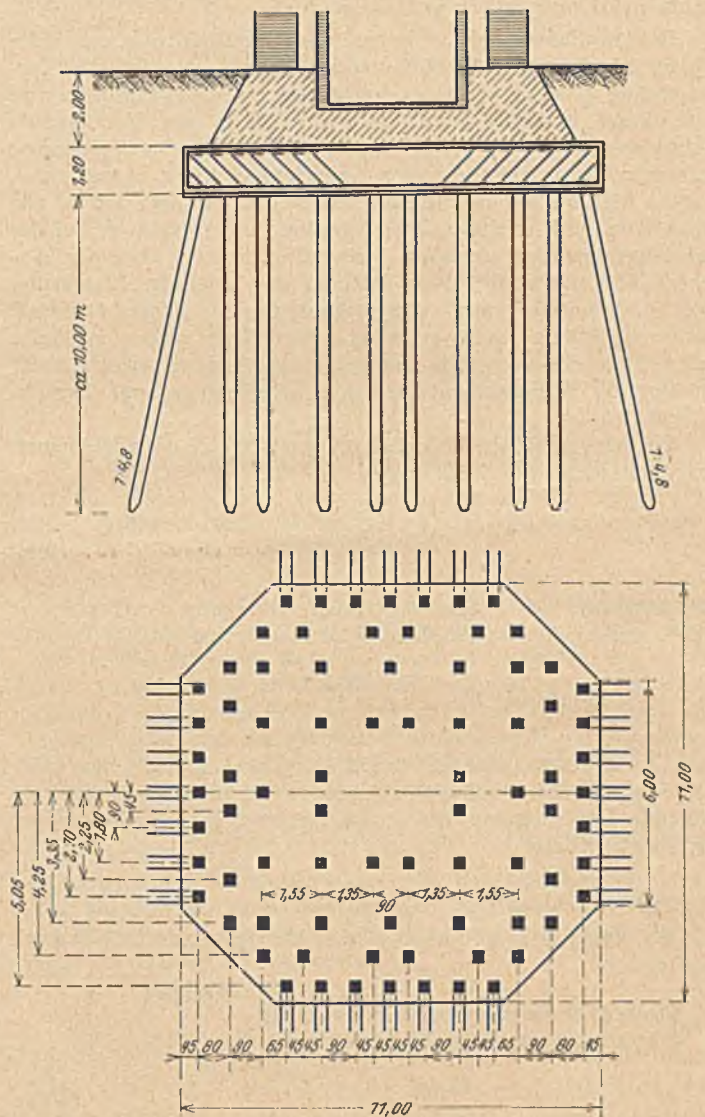


Abb. 2. Pfahlrost aus Eisenbetonpfählen unter einem Schornsteinfundament.

die bockartige Wirkung der Pfähle die Aufnahme der Horizontalkraft zu ermöglichen.

Die Grundlagen zur Berechnung derartiger Pfahlroste sind von Ostenfeld in der Zeitschrift „Beton und Eisen“ 1922, Heft 1 und 2 veröffentlicht worden, und neuerdings haben sich auch Wünsch in seinem Werk „Statische Berechnung der Pfahlsysteme“ (Verlag Konrad Wittwer 1927) und Nökkendved, „Berechnung von Pfahlrosten“ (Verlag Ernst & Sohn 1928) eingehend damit befaßt und unsere Kenntnisse über die Beanspruchung der Pfahlroste bedeutend erweitert. Trotzdem eine einwandfreie und einfache Berechnungsart durch diese Veröffentlichungen gegeben ist, kann man häufig noch eine andere

Fälle aus der Praxis (Abb. 1 und 2), bei welchen recht beträchtliche Differenzen auftraten, so daß mir die Behandlung dieser Frage notwendig erscheint.

Das aus Abb. 1 ersichtliche Fundament stellt ein Abspannfundament dar, bei welchem der eiserne Gittermast ziemlich tief in den Fundamentkörper eingreift. Nach Ausführung der verhältnismäßig dünnen Kopfplatte mußte zuerst der Gittermast aufgestellt werden, ehe der obere Teil des Fundamentkörpers betoniert werden konnte. Um sein Zusammenwirken mit der Kopfplatte zu sichern, sind entsprechend starke Verbindungseisen eingelegt worden, so daß die ganze Masse des Körpers als zusammenhängender, starrer Fundamentklotz wirkt. Für den

Pfahlrost wurden Holzpfähle von 30 cm mittlerem Durchmesser verwandt. Die Verbindung der Holzpfähle mit der Eisenbetonkopfplatte ist aus dem Detail der Abb. 1 ersichtlich, sie ermöglicht es den Pfählen geringe Zugkräfte aufzunehmen. Den nachfolgenden Rechnungsbeispielen liegen die Kräfte dieses Fundamentes zugrunde, wofür zwei verschiedene Pfahlrostsysteme untersucht sind.

Die Abb. 2 gibt den Pfahlrost unter einem Schornsteinfundament wieder mit quadratischen Eisenbetonpfählen von 34/34 cm Querschnitt. Die Kopfplatte ist als Achteck ausgeführt. Eine quadratische Ausbildung der Kopfplatte und des Pfahlrostes ist unzuweckmäßig und würde bei Wind in der Diagonalrichtung zu große Beanspruchungen der Eckpfähle ergeben oder bewirken, daß die in der Mitte der Seite stehenden äußeren Randpfähle nicht ausgenutzt werden könnten.

Die Annahmen bei der Berechnung der Pfahlroste mit Hilfe der Formänderung der Pfähle sind bekannt. Es wird die Voraussetzung gemacht, daß das Verhältnis zwischen Pfahllast und Einsenkung gradlinig und die Deformation des Fundamentklotzes verschwindend klein ist. Die angenäherte Berechnung nach dem Spannungstrapez macht außerdem die Voraussetzung, daß die Pfähle oben und unten gelenkig gelagert und daß sie alle gleich lang sind, weshalb diese Annahme vorläufig auch bei der nachfolgenden Untersuchung beibehalten wurde. Bei der Annahme von nur senkrechten Pfählen mit gelenkiger Lagerung oben und unten kann die Aufnahme der Horizontalkraft durch die Pfähle nicht erfolgen. Sie bleibt daher vorläufig außer Betracht, so daß nur das aus der Horizontalkraft herrührende Kippmoment in dem Rechnungsgang berücksichtigt wird.

Bei den gemachten Voraussetzungen gilt nach der allgemeinen Festigkeitslehre die Gleichung:

$$(1) \quad \sigma = \frac{V}{F} \pm \frac{M \cdot v}{J}$$

Die Belastung der Pfähle ergibt sich dann aus der Formel 1, welche wir für unsere Bedürfnisse etwas umwandeln.

$$(2) \quad \text{Pfahlkraft } P = \frac{V}{n} \pm \frac{M \cdot a}{J'}$$

worin n die Anzahl sämtlicher Pfähle,  $J' = \Sigma (n \cdot a^2)$  das Trägheitsmoment der Pfahlköpfe, V die Vertikalkraft, M das angreifende Drehmoment und a der Abstand der Pfahlachse von der Trägheitsachse.

Erstes Beispiel.

Bei einem Beispiel (Abb. 3) war  $M = \pm 1041 \text{ mt}$ ,  $V = 427 \text{ t}$  gegeben.

a) Direkte Berechnung mittels des Trägheitsmomentes des Pfahlrostes.

$$n = 31$$

$$J' = 2 \cdot (8 \cdot 2,8^2 + 6 \cdot 1,40^2) = 148,96 \text{ m}^4$$

$$P_1 = \frac{427}{31} + \frac{1041 \cdot 2,8}{148,96} = 33,33 \text{ t}$$

$$P_2 = \frac{427}{31} + \frac{1041 \cdot 1,4}{148,96} = 23,55 \text{ t}$$

$$P_3 = \frac{427}{31} = 13,77 \text{ t}$$

$$P_4 = \frac{427}{31} - \frac{1041 \cdot 1,40}{148,96} = 3,99 \text{ t}$$

$$P_5 = \frac{427}{31} - \frac{1041 \cdot 2,8}{148,96} = -5,79 \text{ t (Zugpfahl)}$$

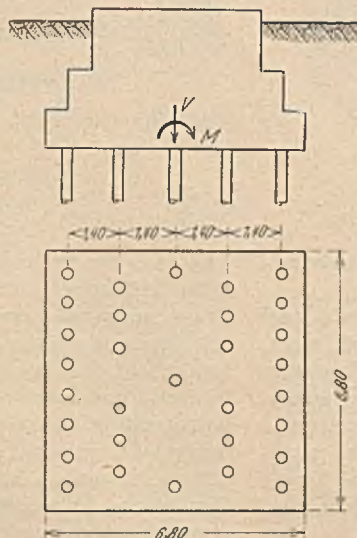


Abb. 3.

b) Indirekte Berechnung mit Hilfe des Spannungstrapezes.

Nach dem Spannungstrapez ergibt sich:

$$\sigma = \frac{427}{6,80 \cdot 6,80} \pm \frac{1041 \cdot 6}{6,80 \cdot 6,80^2} = 9,23 \pm 19,86 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = + 29,09 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = - 10,63 \text{ t/m}^2$$

Die Abb. 4 liefert folgende Kräfte aus den einzelnen Trapezflächen:

$$Q_1 = \frac{29,09 + 21,495}{2} \cdot 1,30 \cdot 6,8 = + 223,58 \text{ t}$$

$$Q_2 = \frac{21,495 + 13,32}{2} \cdot 1,40 \cdot 6,8 = + 165,71 \text{ t}$$

$$Q_3 = \frac{13,32 + 5,14}{2} \cdot 1,40 \cdot 6,8 = + 87,87 \text{ t}$$

$$Q_4 = \frac{(5,14 \cdot 0,88 - 3,07 \cdot 0,52) \cdot 6,8}{2} = + 9,95 \text{ t}$$

$$Q_5 = \frac{-(3,07 + 10,63) \cdot 1,30 \cdot 6,8}{2} = - 60,55 \text{ t}$$

Die Pfahlkräfte werden damit

$$P_1 = \frac{223,58}{8} = + 27,95 \text{ t (Fehlwert } - 5,38 \text{ t } - 16\%)$$

$$P_2 = \frac{165,71}{6} = + 27,61 \text{ t ( .. + 4,06 t = + 17\%)}$$

$$P_3 = \frac{87,87}{3} = + 29,29 \text{ t ( .. + 15,52 t = + 112\%)}$$

$$P_4 = \frac{9,95}{6} = + 1,66 \text{ t ( .. - 2,33 t = - 58\%)}$$

$$P_5 = \frac{-60,55}{8} = - 7,56 \text{ t ( .. - 1,77 t = - 31\%)}$$

Zwei Fehler haften dieser Berechnungsmethode an. Der eine ist die Ermittlung der Bodenpressung unter Einrechnung der vollen Fundamentfläche, anstatt der durch die Pfahlköpfe dargestellten Fläche. Der zweite Fehler ist der, daß auch die mittleren Pfähle mit der vollen Tragkraft ausgenutzt werden sollen.

Bei einem starren Fundamentklotz ist es jedoch bei den gemachten Voraussetzungen schlechterdings unmöglich, die Pfähle alle gleich auszunutzen, sofern ein Drehmoment vorhanden ist. Aus der Abb. 4 geht weiterhin hervor, daß die Belastung der äußeren Pfahlreihe stark beeinflusst wird von dem Überstand der Fundamentplatte über die Reihe, während in Wirklichkeit die Pfahlbelastung davon vollständig unabhängig ist.

Die richtigen Pfahlkräfte ergeben sich jedoch auch aus diesem Rechnungsgang, wenn man nicht die ganze Fundamentfläche, sondern die tatsächlich wirksamen Auflagerflächen, d. h. die Pfahlköpfe bei der Ermittlung der Bodenpressung zugrunde legt. Der Kernpunkt liegt dann natürlich nicht mehr in  $1/6$ l.

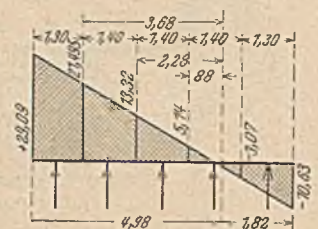


Abb. 4.



Zweites Beispiel.

Die Vergleichsrechnung eines zweiten ausgeführten Beispiels nach Abb. 5, bei welchem die Kräfte

$$V = 546,5 \text{ t}$$

$$M = 1041 \text{ mt}$$

gegeben sind, ergibt bedeutend größere Unterschiede als das erste Beispiel und liefert folgende Werte:

Pfähreihe	Gesamtkraft der Pfähreihe in t		Pfähkraft in t	
	Trägheitsmoment	Spannungstrapez	Trägheitsmoment	Spannungstrapez
I	199,15	122,50	28,45	17,50
II	99,88	87,60	24,97	21,90
III	47,90	90,00	23,95	45,00
IV	78,68	123,50	19,67	30,90
V	44,25	91,40	14,75	30,50
VI	39,32	44,40	9,83	11,10
VII	11,30	8,20	5,65	4,10
VIII	18,12	-3,35	4,53	-0,84
IX	7,70	-17,65	1,10	-2,52
=	546,30 t	546,50 t		

Wie man aus der Tabelle ersieht, sind in den errechneten Werten außerordentlich große Differenzen. Auch bei dem ersten Beispiel sind noch derartige Unterschiede, daß die Wahl der Berechnungsart nicht gleichgültig sein kann. Katastrophal kann dies aber werden, wenn eine nicht allzu dicke Eisenbetondecke die Kraftübertragung gewährleisten soll und demgemäß für die angreifenden Kräfte zu dimensionieren ist. Der Momentenverlauf in der Kopfplatte ist naturgemäß von den errechneten Pfähkräften abhängig, wobei, wie bei dem Fundament Abb. 2, der Fall eintreten kann, daß das Moment in der Kopfplatte verschiedenes Vorzeichen aufweist, einmal mit der Zugzone oben, im anderen Fall mit der Zugzone unten, je nachdem die eine oder andere Berechnungsart angewendet wird. Allgemein möchte ich noch beifügen, daß man überhaupt den Vorteil des meist vorhandenen Fundamentsockels ausnutzen und die Kraftübertragung nicht einer verhältnismäßig dünnen Kopfplatte überlassen sollte, bei welcher die gemachte

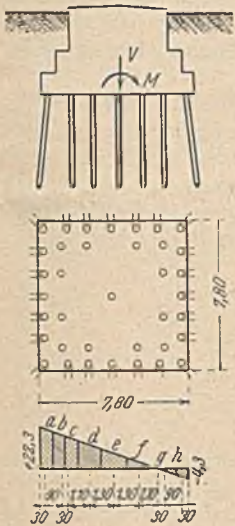


Abb. 5.

Voraussetzung der verschwindend kleinen Deformation kaum zutrifft.

In den vorstehenden Beispielen ist die immer vorhandene Horizontalkraft in der Berechnung vernachlässigt worden. Dies mag hingehen, wenn zur Aufnahme dieser Kraft hinreichend fester Boden vorhanden ist, der durch passiven Erddruck und Reibungskräfte an den Fundamentflächen zur Aufnahme der Horizontalkräfte befähigt ist. Das ist jedoch gerade bei Pfahlgründungen meist nicht der Fall, vielmehr liegen die Verhältnisse häufig so, daß der Untergrund sehr nachgiebig ist, wie etwa im Moor.

Will man in einem solchen Fall die Horizontalkraft aufnehmen ohne die Biegefestigkeit und Einspannung der Pfähle zu berücksichtigen, so ist die Anordnung von Schrägpfählen nicht zu umgehen, deren Stellung und Neigung zu nächst in das Belieben des Konstrukteurs gestellt ist. Nun ist es aber keineswegs gleichgültig, welche Neigung man den Schrägpfählen gibt, da hierdurch die Pfähkraft in sämtlichen Pfählen ganz erheblich beeinflußt wird.

Bei dem Beispiel I war neben den oben angegebenen Kräften noch eine Horizontalkraft  $H = 36 \text{ t}$  vorhanden, zu deren Aufnahme die äußeren Pfähreihen gespreizt werden (s. Abb. 6). In nachstehender Tabelle sind die Pfähkräfte für die fünf Pfähreihen zusammengestellt, die sich bei einer gewählten Pfähneigung  $1/14, 1/10,3, 1/5$  und  $1/8,69$  ergeben. Die Berechnung erfolgte nach den Formeln von Wünsch, S. 11, welche etwas umgeformt werden.

Es ist nämlich die Kraft eines Schrägpfahles

$$(3) \quad P_s = \frac{V \cos \alpha}{2 n_1 \cos^2 \alpha + 2 n_2 + n_3} \pm \frac{H \sin \alpha}{2 n_1 \sin^2 \alpha}$$

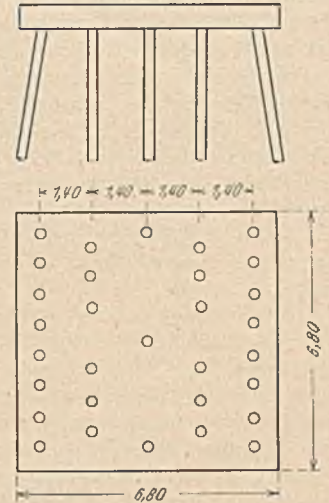


Abb. 6.

Die Kraft eines Lotpfahles

$$(4) \quad P_v = \frac{V}{2 n_1 \cos^2 \alpha + 2 n_2 + n_3} \pm \frac{M_r a}{J_2}$$

$n_1, n_2, n_3$  = Pfahlzahl in den Pfähreihen,

$J_2 = \sum (n \cdot a^2)$  nur für die Lotpfähle,

$\alpha$  = Pfähneigung gegen die Lotrechte,

$M_r$  = Moment um den Koordinatennullpunkt, in unserem Falle um den Schnittpunkt der Achsen der Schrägpfähle. (Näheres über zweckmäßige Wahl des Koordinatennullpunktes s. Wünsch und Nöckendved.)

Bemerkung: Im allgemeinen ist bei den Fundamenten das Moment in bezug auf die Fundamentunterkante bzw. Terrainhöhe oder eine andere Bezugslinie gegeben. Da in der Gl. (3) das Moment nicht in Erscheinung tritt, so könnte zunächst der Eindruck erweckt werden, als ob die Schrägpfähle an der Aufnahme des gegebenen Momentes nicht teilnehmen würden. Dies ist natürlich nicht der Fall, vielmehr nehmen sie einen beträchtlichen Anteil auf, der in dem Ausdruck

$\frac{H \sin \alpha}{2 n_1 \sin^2 \alpha}$  enthalten ist. Lediglich von dem Moment  $M_r$  um den Koordinatennullpunkt bleiben die Schrägpfähle unberührt. Das Moment  $M_r$  muß erst aus den gegebenen Kräften entsprechend der Lage des Nullpunktes bzw. der Pfähneigung ermittelt werden (s. weiter unten).

	1 : 14	1 : 10,3	1 : 8,69	1 : 5
Pfähkraft $P_1 =$	+ 45,30	+ 37,00	+ 33,33	+ 25,30
„ $P_2 =$	- 8,10	+ 13,80	+ 23,41	+ 46,25
„ $P_3 =$	+ 13,80	+ 13,80	+ 13,86	+ 14,05
„ $P_4 =$	+ 35,65	+ 13,80	+ 4,31	- 18,15
„ $P_5 =$	- 17,70	- 9,40	- 5,79	+ 2,30

Wie aus der Tabelle ersichtlich, weichen die Pfähkräfte je nach der gewählten Pfähneigung sehr stark voneinander ab. Würde man also die Pfähneigung nicht berücksichtigen, so könnten insbesondere bei bewehrten Kopfplatten recht bedenkliche Erscheinungen zutage treten. Nun ist aber nicht ohne weiteres bekannt, welchen Einfluß die umgebende Erde auf die Fundamente ausübt. Es kann also bei hinreichend festem Boden die Horizontalkraft durch Seitenreibung und passiven Erddruck verschwinden, wodurch sich ganz andere Werte für die Pfähkräfte ergeben. In der dritten Spalte der vorstehenden Tabelle sind die Pfähkräfte für die Pfähneigung  $1 : 8,69$  errechnet.

Wenn man diese Werte mit den auf Seite 86 ohne Berücksichtigung der Horizontalkraft errechneten Kräften vergleicht, so sieht man, daß sie kaum voneinander abweichen, obgleich dort die Horizontalkraft vollständig vernachlässigt wurde. Es ist also bei dieser Neigung nahezu gleichgültig, ob die Horizontalkraft zur Wirkung kommt, oder nicht. Eine derartige bevorzugte Neigung der Schrägpfähle läßt sich wohl für jeden Fall der in Frage stehenden Fundamente finden und leicht ermitteln. Teilt man nämlich nach Seite 86 das Moment  $M$  in bezug auf die Unterkante des Fundamentes auf in einen Teil  $M_1$ , der auf die



Abb. 7.

äußeren Pfahlreihen (Schrägpfähle) entfällt, und einen Teil  $M_2 = M$ , der von den inneren Pfahlreihen aufgenommen wird, so kann man das Moment  $M_1$  und die Kraft  $H$  zu einer in der Höhe  $h_1$  wirkenden Horizontalkraft zusammenfassen (s. Abb. 7), die die Höhenlage des Koordinatennullpunktes und der Symmetrie wegen auch dessen genaue Lage ergibt. Damit ist die Neigung der Schrägpfähle festgelegt, denn es wird

$$(5) \quad h_1 = \frac{M_1}{H}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{a_1}{h_1}$$

Es bleibt dann nur noch zu untersuchen, ob diese errechnete Pfahlneigung für die Ausführung möglich ist.

In dem Beispiel auf Seite 86 ergibt sich die Pfahlkraft der äußeren Pfahlreihen

$$P_1 = \frac{427}{31} \pm \frac{1041 \cdot 2,8}{148,96} = 13,77 \pm 19,56 \text{ t.}$$

Aus dem Gesamtmoment von 1041 mt entfällt somit auf die äußeren Pfahlreihen mit je 8 Pfählen der Anteil

$$M_1 = 19,56 \cdot 8 \cdot 2 \cdot 2,8 = 876,288 \text{ mt}$$

auf die inneren Pfahlreihen mit je 6 Pfählen

$$M_2 = 9,78 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 1,40 = 164,304 \text{ mt.}$$

Faßt man das Moment  $M_1$  mit der Kraft  $H$  zusammen zu einer in der Höhe  $h_1$  angreifenden Horizontalkraft  $H'$ , so ergibt sich die Höhenlage des Nullpunkts  $h_1 = \frac{876,288}{36,0} = 24,34 \text{ m}$  und die Pfahlneigung zu  $\frac{2,80}{24,34} = \frac{1}{8,69} = \operatorname{tg} \alpha$ .

Der Gang der Untersuchung sei im folgenden noch einmal kurz zusammengefaßt:

- a) Unter Zugrundelegung der an Fundamentunterkante angreifenden Kräfte  $V, M$  wird das Pfahlsystem entworfen und berechnet nach der Formel (2), unter Vernachlässigung der Horizontalkraft, wobei zunächst nur Vertikalpfähle vorausgesetzt sind.
- b) Hierauf wird der Momentenanteil ermittelt, den die zu neigenden Pfahlreihen aufnehmen, aus welchem sich die Höhenlage des Nullpunktes nach Gl. (5) bzw. die Pfahlneigung ergibt. Wird hiernach die Neigung zu flach, so daß sie nicht mehr ausgeführt werden kann, d. i. bei verhältnismäßig großer Horizontalkraft, so sind gegebenenfalls zwei Pfahlreihen zu neigen, welche bei der Untersuchung durch die Schwerachse zu ersetzen sind.
- c) Die Nachrechnung erfolgt nach den Formeln (3) und (4) bzw. nach Wunsch. Die Abweichungen der genauen Pfahlkräfte gegenüber den unter a) ermittelten Kräften werden sehr klein bleiben, so daß ein zweiter Rechnungsgang kaum erforderlich wird.

Sollte bei der genauen Nachrechnung die am stärksten beanspruchte äußere Pfahlreihe etwas zu hohe Kräfte erhalten, so kann dem ohne Änderung des Pfahlsystems durch eine stärkere Neigung der äußeren Pfähle begegnet werden, wodurch sich eine Entlastung der Schrägpfähle und eine stärkere Belastung der ohnehin nicht voll ausgenützten inneren Pfahlreihen ergibt.

## EIN NEUER BETONDEHNUNGSMESSER.

Von Dr. Alfred Pfeiffer, Berlin-Steglitz.

Übersicht: Ein neuer elektrischer Ferndehnungsmesser für Betonbauten wird beschrieben. Er führt die Dehnungsmessung auf die Bestimmung einer eingebauten Selbstinduktion zurück, die mit der Meßlänge veränderlich ist. Mit der Dehnungsmessung kann zugleich eine elektrische Temperaturbestimmung ausgeführt werden.

Die Eigenart des Problems der Überwachung der Dehnungen und Spannungen von Betonbauwerken weist von vornherein auf die Anwendung einer elektrischen Meßmethode hin, liegen doch die Meßstellen häufig in unzugänglicher Tiefe des Bauwerkes, während die Anzeige außerhalb in einer Zentrale erfolgen muß. Kürzlich hat an dieser Stelle Treiber<sup>1</sup> die auf Anregung von Prof. Dr. Probst unternommene Prüfung eines elektrischen Meßgerätes amerikanischer Herkunft beschrieben, das auf der Veränderlichkeit der Kontaktwiderstände geschichteter Kohlesäulen bei Änderung der Pressung beruht. Dasselbe Prinzip wird übrigens auch in Deutschland mit großem Erfolg zur Erforschung der Eigenschwingungen von stählernen Bauwerken<sup>2</sup> angewandt, doch sind die dort vorliegenden Verhältnisse kaum mit denjenigen bei Betonbauwerken zu vergleichen, wie sie das Ziel der Treiberschen Untersuchung bildeten. Beim Betonproblem handelt es sich um sehr kleine Formänderungen in einem großen zum Teil noch feuchten,

massiven Körper. Dagegen sind die Messungen Bernhards auf relativ viel größere Formänderungen eingestellt und beschränken sich auf die Oberfläche eines Bauteiles. Ferner ist im Betonfall die Belastung eine kontinuierlich zunehmende, in dem anderen Fall eine wechselnde. Es handelt sich beim Beton um die Erfassung der statischen Beanspruchung und ihrer Änderung innerhalb großer Zeiträume, während die Untersuchung von Schwingungsvorgängen in kürzesten Meßzeiten durch den elektrischen Oszillographen vor sich geht. Ähnliches gilt für die bisherige Anwendung der unter Ausnutzung der Errungenschaften der modernen elektrischen Schwingungstechnik ausgebildeten induktiven und kapazitativen Methoden, welche — die ersteren<sup>3</sup> allerdings meines Wissens in der Literatur nicht beachtet — schon wiederholt zur Messung größerer und kleinster Verschiebungen benutzt worden sind. Auch hier handelt es sich stets um die kurzzeitige Messung der relativen Verschiebung zweier Bauteile oder zweier Punkte eines Bauteiles an der Oberfläche. Besonders die Veränderung der gegenseitigen Kapazität zweier einander dicht gegenüberstehender mit den Meßpunkten verbundener Platten bei kleinsten Abstandsänderungen kann zu diesem Zwecke verhältnismäßig genau mit Mitteln der Hoch-

<sup>1</sup> Dipl.-Ing. F. Treiber, „Der Bauingenieur“ 11. Jahrg., S. 633 ff., 1930.

<sup>2</sup> Vgl. z. B. Dr.-Ing. Bernhard, „Stahlbau“, Beilage zur Bautechnik 1928, Heft 13, S. 145—158.

<sup>3</sup> Vgl. z. B. die englische Patentschrift 236 383, welche einen zur Messung der Deformationen von starren Luftschiffgerüsten bestimmten Messer beschreibt. Er enthält ein Solenoid, dessen Eisenkern aus zwei gegeneinander mit Schlittenführung verschieblichen Teilen besteht, die sich mit einem schmalen Spalt gegenüberstehen.

frequenztechnik gemessen werden. Es sei hier nur die Arbeit von Thoma<sup>4</sup> erwähnt, die sich speziell mit der Erforschung von Schwingungszuständen kleiner Amplitude befaßt und einen guten Einblick in das auf diese Weise Erreichbare, sowie über die notwendigen apparativen Hilfsmittel bietet. Bei der Konstruktion eines Meßgerätes, das Dehnungen und Spannungen in Betonbauwerken überwachen soll, sind nach der kapazitiven Methode Schwierigkeiten durch die Kapazität der notwendigen Zuleitungen zu erwarten. Der im folgenden beschriebene neue Dehnungsmesser<sup>5</sup> beruht auf dem induktiven Prinzip. Er verdankt seine Entstehung und Durchbildung gemäß den besonderen bei der Messung in einer Betonmasse auftretenden Bedingungen zum großen Teil den Anregungen, die sich aus gemeinsamen Besprechungen mit Herrn Prof. Probst ergaben, der seine Erfahrungen in freundlichster Weise zur Verfügung stellte.



Abb. 1.

Der Apparat (vgl. Abb. 1) besteht äußerlich aus einem Stahlhohlzylinder von etwa 30 mm Durchmesser und 100 mm Länge, der an beiden Enden starr mit etwas überstehenden Stirnscheiben durch Lötung oder Schweißung verbunden ist. Die eine Stirnscheibe trägt an der Innenseite eine Magnetspule mit hufeisenförmigem Weicheisenkern, der mit einem schmalen Spalt von maximal einigen Zehntel Millimetern einem Weicheisenplättchen gegenübersteht, das seinerseits starr mit der anderen Stirnscheibe verbunden ist und den Schluß der magnetischen Kraftlinien bewirkt. Abstandsänderungen der Stirnscheiben, welche vom Beton

schaltung hat den Vorteil, daß sie unter Anwendung von Gleichstrom zugleich zur Bestimmung des temperaturabhängigen Widerstandes der Spule des Betonmessers gebraucht werden kann. Hierdurch wird eine Temperaturbestimmung gewonnen, die ohnehin zur Unterscheidung von Temperatur- und druckbedingten Dehnungen notwendig ist.

Ohne auf die bekannte Technik der Wheatstone'schen Brückenschaltung hier näher einzugehen, soll noch eine Eichung wiedergegeben werden, die im Staatlichen Material-Prüfungsammt in Berlin-Dahlem an einem Musterinstrument vorgenommen wurde. Der Messer wurde zur Prüfung zwischen zwei Flanschen eingespannt, deren Abstand voneinander an der Peripherie an 4 um 90° gegeneinander versetzten Punkten durch 4 Zeissuhren kontrolliert wurde. Durch eine hydraulische Presse wurden Drücke von 0 bis 2,7 to auf den oberen Flansch gegeben. Die so bei drei aufeinanderfolgenden Belastungen gewonnenen Kurven sind in Abb. 2—4 wiedergegeben. Hier sind auf den Ordinatenachsen die am elektrischen Brückeninstrument abgelesenen Ausschläge, auf den Abszissenachsen die entsprechenden Dehnungen als arithmetische Mittel aus den gleichzeitigen Ablesungen der vier Zeissuhren eingetragen. Das Ergebnis der Eichung kann sowohl bezüglich der Empfindlichkeit als auch der Reproduzierbarkeit als durchaus befriedigend angesehen werden. Die Streuung der Einzelwerte liegt innerhalb der durch die Anzeigegenauigkeit der Zeissuhren bedingten Fehlergrenze.

Durch das Entgegenkommen von Herrn Prof. Probst, dem ich auch an dieser Stelle meinen Dank abstatten möchte, ist eine weitere Prüfung des Apparates mit verbesserten Hilfsmitteln im Laboratorium des Instituts für Beton und Eisenbeton der Technischen Hochschule, Karlsruhe, möglich geworden, die das Ver-

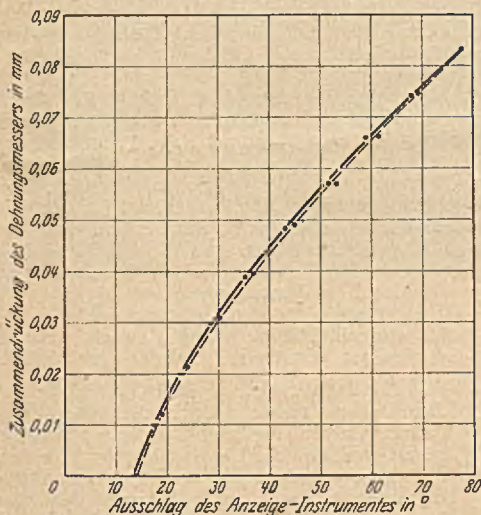


Abb. 2.

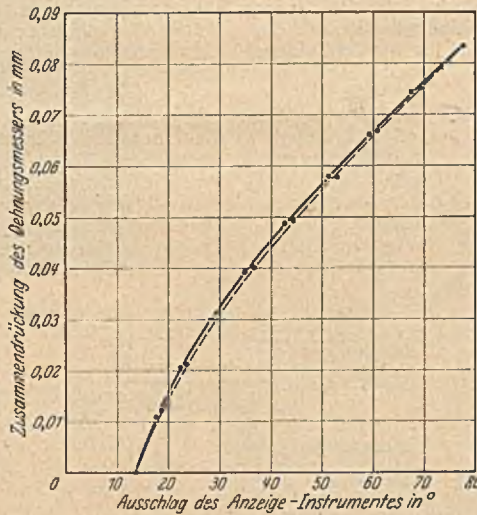


Abb. 3

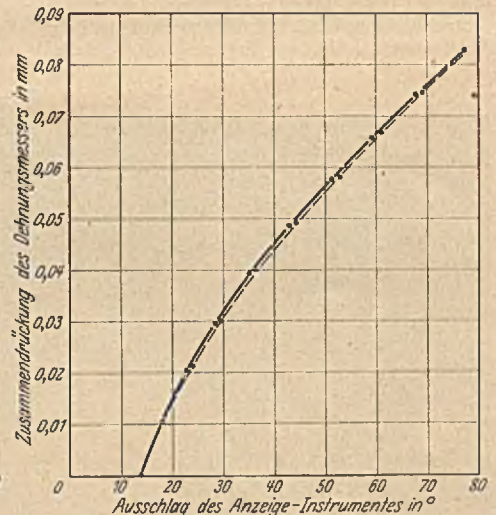


Abb. 4.

zwangsläufig mitgenommen werden, übertragen sich also direkt ohne weitere Vergrößerung auf den Eisenspalt und rufen eine Veränderung der Selbstinduktion der Eisenspule hervor, deren Größe durch eine noch zu besprechende Meßschaltung mit Hilfe von Wechselstrom festgestellt wird und ein Maß für die Verschiebung bildet. Die Dehnungen des Betons werden hierbei von dem Stahlzylinder elastisch aufgenommen. Zur Verhinderung einer Verbindung des Betons mit dem Zylindermantel kann dieser in bekannter Weise mit Isolierband oder dgl. umwickelt werden. Die Messung der induktiven Veränderung der Betonmesserspule, die an sich auf mancherlei Weise geschehen kann, wird am besten mit der Wheatstoneschen Brückenschaltung vorgenommen, wobei beliebig viele Meßstellen nacheinander an dieselbe Brücke angeschlossen werden können. Als Brückeninstrument dient ein Wechselstrom-Milliamperemeter, dessen Ausschläge direkt in Dehnungen geeicht werden können. Die Brücken-

halten des in Nachahmung der praktischen Verhältnisse einbetonierten Messers untersuchen soll. Über diese Prüfung, welche nach dem Muster der bereits genannten Untersuchung eines Kohlescheibendehnungsmessers amerikanischer Herkunft<sup>6</sup> vorgenommen werden soll, wird gesondert berichtet werden.

Die Vorteile des neuen Meßverfahrens gegenüber bekannten liegen einmal in der mechanischen Robustheit des Apparates, der überhaupt keine unter gleitender Reibung gegeneinander beweglichen Teile enthält, ferner in der Einfachheit der elektrischen Hilfsmittel — es hat sich 50 periodischer Wechselstrom als ausreichend zum Betrieb der Brücke erwiesen — vor allem aber in der Freiheit von unübersichtlichen prinzipiellen Fehlerquellen. Der Einfluß der Temperatur auf den Widerstand der Kupferspule gibt zu keinen Fehlern Anlaß. Er kann im Gegenteil, wie schon bemerkt, zu einer Temperaturmessung ausgenutzt werden. Die Temperaturabhängigkeit der Permeabilität des Eisens ist gering und zudem für kleine Feldstärken von umgekehrtem

<sup>4</sup> H. Thoma, VDI-Zeitschrift (Bd. 73, Seite 639, 1929).

<sup>5</sup> D. R. P. angem. Hersteller: R. Fueß, Berlin-Steglitz.

<sup>6</sup> Vgl. Dipl.-Ing. F. Treiber, a. a. O.

Vorzeichen wie für größere. Der Versuch hat gezeigt, daß bei der gewählten Strombelastung sich die Einflüsse gerade aufheben. Kohlescheibendehnungsmesser, die auf der Abhängigkeit des Kontaktwiderstandes aufeinandergepreßter Kohlescheiben vom Pressungsdruck beruhen, sind in recht wenig durchsichtiger Weise Temperaturinflüssen unterworfen, da nicht nur der Leitungs- und Kontaktwiderstand der Kohlescheiben direkt von der Temperatur abhängt, sondern auch wegen der großen Verschiedenheit der thermischen Ausdehnungskoeffizienten der Kohle und des Betons infolge reiner Temperatureffekte Dehnungsanzeigen erhalten werden. Hierauf weist auch Treiber in der erwähnten Veröffentlichung hin. Das hier beschriebene Meßgerät läßt bei der annähernden Übereinstimmung der thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton und Stahl derartige Schwierigkeiten nicht erwarten. Weiter möge noch auf einen Umstand hingewiesen werden, der meines Wissens bisher noch nicht beachtet worden ist. Von einem Meßapparat, der vollständig in Beton eingebettet werden soll, muß gefordert werden, daß er den Kraftlinienverlauf, der erforscht werden soll, selbst nicht stört. Dies ist dann der Fall, wenn er den Deformationen die er zwangsläufig mitmachen soll, eben denselben elastischen Widerstand entgegengesetzt, wie

eine Betonmasse gleicher Form und Größe. Nur in diesem Falle wird der Kraftlinienfluß ungestört den Messer durchqueren, so als ob er nicht vorhanden und sein Platz von Beton eingenommen wäre. Offenbar muß z. B. ein zu wenig elastischer Meßapparat eine Stützung und damit eine Entlastung der angrenzenden Betonschichten ausüben. Die umgekehrte Störung wird von einem zu nachgiebigen Apparat veranlaßt. Bei dem hier beschriebenen Gerät läßt sich die Forderung des ungestörten Kraftlinienflusses wenigstens annähernd durch zweckentsprechende Bemessung des tragenden Zylinderquerschnittes verwirklichen. Dieser muß sich zu dem durch den Messer verdrängten Betonquerschnitt verhalten wie der mittlere in Frage kommende Elastizitätsmodul der Betonmischung in dem zu messenden Spannungsbereich zu dem Elastizitätsmodul des Zylindermaterials. Gleichen Kräften entsprechen dann ungefähr gleiche Zusammendrückungen des Betons und des Meßgerätes.

Das benutzte Meßprinzip läßt noch eine Reihe weiterer Anwendungen zu, von denen hier nur die Ausbildung einer Meßdose zur Erforschung der Druckverteilung in Aufschüttungen und im Baugrund erwähnt werden möge, die sich z. Zt. im Versuchsstadium befindet.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

### Unterfangung eines 14-stöckigen Gebäudes.

(Nach „Engineering News Record“ vom 25. September 1930.)

Die Zerstörung einer 20 Jahre alten Holzpfehl-Gründung unter einem 14-stöckigen Gebäude in San Francisco machte die Unterfangung des Grundmauerwerks mit Stahlzylinder-Senkkästen notwendig. Beim Bau des Gebäudes vor rd. 20 Jahren befand sich der Grundwasserspiegel nur einige Fuß unter der Geländeoberfläche. Als dann später auf allen Seiten große Gebäude errichtet wurden, deren Bau eine beträchtliche Absenkung des Grundwassers mit sich brachte, und als mit der fortschreitenden Bebauung der Umgebung infolge der



Abb. 1. Gestauchter Pfahl der ursprünglichen Gründung.

absenkung des Grundwassers mit sich brachte, und als mit der fortschreitenden Bebauung der Umgebung infolge der

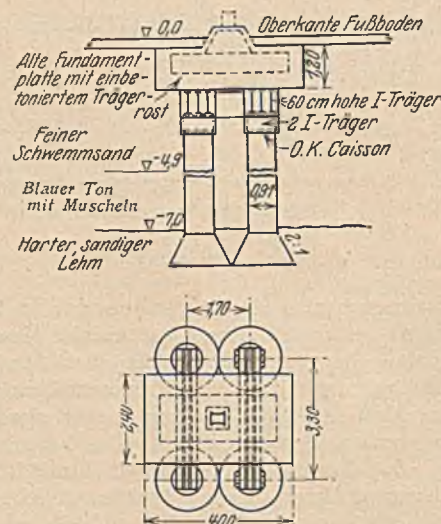


Abb. 2. Skizze über die Anordnung der neuen Gründung unter der alten Fundamentplatte.

Abpflasterung der Straßenoberfläche die Wiederauffüllung des Grundwasserstandes immer mehr behindert wurde, da setzte eine allmähliche Zerstörung der Pfahlköpfe durch Faulen ein; an einzelnen Pfahlbündeln wurde sogar der Angriff von Termiten festgestellt. Beim tieferen Ausgraben wurde weiter bemerkt, daß viele Pfähle kurz unterhalb ihrer Köpfe offenbar beim Einrammen schwere Bruchschäden erlitten hatten, so daß ein nur geringes Maß von Zerstörung genügte,

um sie völlig unwirksam zu machen. Einen von den zahlreichen Fällen dieser Art zeigt die Abb. 1. Obwohl die Aufgrabung nur die oberen 2 m ihrer vermutlichen Gesamtlänge von 6 m freilegte, so stellte es sich heraus, daß bereits 25% der Pfähle auf diese Weise schwer beschädigt waren. Ferner wurde festgestellt, daß rd. 25% der Pfähle in dem feinen festgelagerten Sand des Untergrundes überhaupt nur etwa 2 m tief eingedrungen waren. Die Säulenlasten wurden mittels eines doppelten Rostes aus 30 bis 45 cm hohen T-Trägern, die in eine Betonplatte von 1,20 bis 1,80 m Stärke einbetoniert waren, auf die Pfahlbündel übertragen.

Ursprünglich versuchte man, die neuen Gründungspfeiler direkt unter den alten Säulenfundamenten abzusenken. Dies hätte jedoch die Übernahme eines großen Teils der Last auf Notstützen und das vollständige Ziehen vieler Pfähle erforderlich gemacht. Diese Methode stieß jedoch gleich zu Beginn auf so große Schwierigkeiten, daß man diesen Plan aufgeben mußte. Man entschloß sich, die Caissons seitlich von den Fundamentplatten abzusenken und die Lasten auf sie mittels I-Trägern zu übertragen.

Die Caissons bestanden aus  $\frac{3}{8}$ " starken, stumpfgeschweißtem Stahlrohr in Einzellängen von 63 cm. Ihr Durchmesser betrug meist 81 und 91 cm; in einigen Fällen wurden noch größere verwendet. Stoßfugen wurden geschweißt.

Das Absenken geschah mit Hilfe hydraulischer Pressen. Unter den alten Fundamentplatten zog man I-Träger hindurch, gegen welche die hydraulischen Pressen angesetzt wurden. Wenn eine Rohrlänge hinuntergetrieben war, entfernte man das innerhalb des Zylinders befindliche Bodenmaterial, jedoch nie völlig bis zum unteren Rand, damit das umgebende Erdreich keine Störung erlitt.

Das durchgefahrene Material war zuerst eine etwa 3 m starke Schicht feinen Schwemmsandes, darunter kam eine etwa 2 m starke Lage blauen Tons und danach traf man auf einen harten, sandigen Lehm. Hier wurde mit dem Absenken aufgehört, und man hob im Trockenen eine nach unten zu trichterförmig bis zum doppelten Rohrdurchmesser sich erweiternde Glocke aus. Das Material war so hart, daß man es mit Preßluftspaten lösen mußte. Die zulässige Belastung dieses Untergrundes war  $6,5 \text{ kg/cm}^2$ . Im ganzen wurden 1220 lfm Caissonrohre abgesenkt.

Die Übertragung der Last auf die Caissons soll am Beispiel einer Säule erläutert werden:

Säule 14 überträgt eine Last von 610 t mittels einer 1,20 m starken Betonplatte von  $2,4 \times 4 \text{ m}^2$  Grundfläche auf ein Bündel von 18 Pfählen. Neben dieser Fundamentplatte waren nun 4 Caissonzylinder von 91 cm Dmr. abzusenken und die Last durch I-Träger darauf zu übertragen.

Der Raum für die einzuziehenden I-Träger mußte erst geschaffen werden, indem man zeitweise einen Teil der Last durch Schraubenwinden abfiel, für welche ein Schwellenrost als Unterlage diente. In einigen Fällen, wo die Pfähle ein Stück weit unter der Fundamentplatte zermürbt waren, hat man dieses Stück ausgesägt und provisorisch eine Winde eingespannt. Indem man auf diese Weise immer nur die Mindestanzahl von Pfählen, die für das Einziehen eines Abfangträgers nötig war, auf einmal abschnitt, ging die Arbeit ohne Schwierigkeiten vonstatten. Eine besondere Mannschaft war dazu eingeteilt, die Winden täglich einmal zu kontrollieren und wieder anzuziehen. Die in Abb. 2 dargestellten vier Caissons sind auf die beschriebene Art und Weise abgesenkt worden. Als sie den tragfähigen Untergrund erreicht hatten, wurde am Fuß eine trichterförmige Erweiterung ausgehoben. Sie wurden dann ausbetoniert und hatten nach siebentägiger Erhärtung die Last zu übernehmen.

Auf jedem Caisson eines zusammengehörigen Paares wurden zwei Stück je 0,90 m lange und 50 cm hohe I-Träger mit soviel Zwischenraum aufgelegt, daß eine hydraulische Presse dazwischen Platz fand. Dann wurden soviel Pfähle entfernt, daß man einen 60 cm hohen I-Träger über den unteren Rostträgern einziehen konnte. Mit der hydraulischen Presse wurde dann der Träger an die Unterfläche des Betonfundamentes angepreßt, bis jedes Trägerende 25% mehr als seine rechnermäßige Maximallast trug. Hierauf wurden zwischen dem Haupt- und den beiden Rostträgern Stahlkeile eingetrieben, um eine satte Auflagerung zu erzielen. Jetzt wurden die Winden abgelassen, und für den zweiten und dritten Träger wiederholte sich derselben Vorgang (s. Abb. 3).

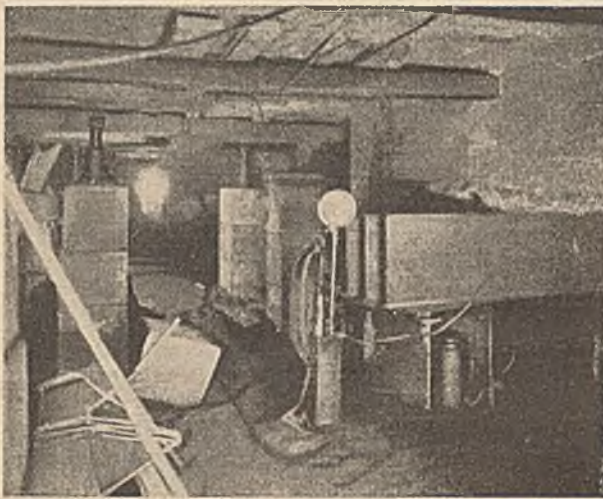


Abb. 3. Übertragung der Fundamentlast auf I-Träger mittels hydraulischer Pressen.

Die neu eingebauten Eisenträger erhielten eine Betonummantelung, und die Trägerenden jedes Fundamentes wurden mit denjenigen der beiden Nachbarfundamente zur Erhöhung der Stabilität durch Eisenbetonträger verbunden.

Von einzelnen durch die Verschiedenheit der örtlichen Verhältnisse bedingten Ausnahmen abgesehen, war die Methode der Lastübertragung bei allen Fundamenten die gleiche. Die Schwierigkeiten, die durch die äußerst beengten Platzverhältnisse hervorgerufen waren, gaben jederzeit neue Probleme zu lösen.

Dem Betonieren folgte unmittelbar die Hinterfüllung, die eine sorgfältige Stampfarbeit erforderlich machte. Täglich wurden an allen Säulen auf Fußbodenhohe Nivellements aufgenommen, die ergaben, daß während der ganzen Bauzeit keine Setzung des Gebäudes stattgefunden hatte. Die Benutzung des Gebäudes brauchte nicht unterbrochen zu werden.

Dipl.-Ing. E. Ringwald.

### Normaler Dampfkran als Rammgerüst.

Von Fritz Toussaint, Duisburg.

Drehkrane mit Dampf- oder Motorantrieb werden in Baubetrieben zum Verladen und Transportieren von Baumaterialien, wie Träger, Balken, Steine, Kies, Sand, oder zum Ausheben von Baugruben gerne verwendet. Da sie sowohl mit einem einfachen Lasthaken, als auch mit einem Selbstgreifer ausgerüstet werden können, ist ihr Anwendungsgebiet außerordentlich mannigfaltig. So zeigt beispielsweise Abb. 1 einen normalen Dampfkran mit einem Selbstgreifer beim Ausheben einer Baugrube, wogegen Abb. 2 ein größeres Modell (Modell III) beim Transport von Betonpfählen darstellt. Die Ausleger dieser Krane lassen sich maschinell ein- und ausziehen, so daß sie den jeweiligen Bedürfnissen entsprechend eingestellt werden können.

Außer zu den angegebenen Lade- und Transportarbeiten werden

diese Krane neuerdings auch als Rammgerüst zum Einrammen von Holz- und Betonpfählen oder Spundwandisen benutzt. Dadurch hat ihr Verwendungsgebiet eine beträchtliche Erweiterung erfahren, so daß ihre Anschaffung noch lohnender ist als bisher. Denn ein mit Rammrichtung versehener Dampfkran ersetzt ein ganzes Rammgerüst mit Dampfkessel, Winden und allem Zubehör.

Abb. 3 zeigt den gleichen Kran wie in Abb. 2 dargestellt, nur mit Rammrichtung versehen. Der verstellbare Ausleger ist auf 5,8 m Ausladung eingezogen. An seiner Spitze ist die etwa 13 m lange Führungsbahn für den Rammhammer und die Pfähle derart befestigt, daß die Bahn noch ein Stück über dem Ausleger hinausreicht. Die Hubseile sind über Rollen an der Spitze der Führungsbahn geleitet und

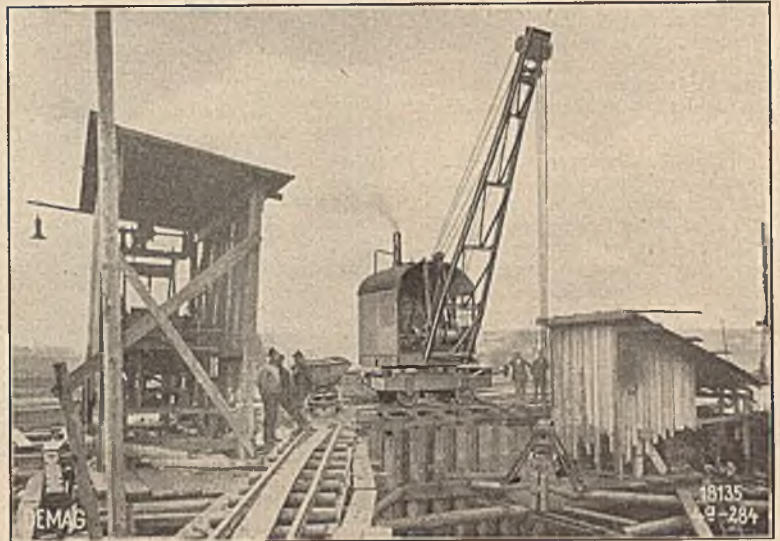


Abb. 1. Normaler Dampfkran mit Selbstgreifer beim Ausheben einer Baugrube.

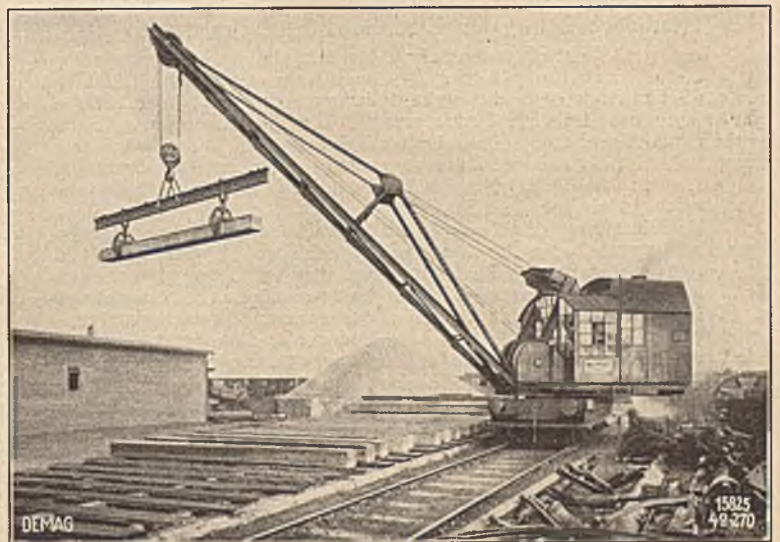


Abb. 2. Normaler Dampfkran beim Transport von Betonpfählen. Tragfähigkeit 3500 kg bei 12 m oder 10 000 kg bei 5,5 m Ausladung.

tragen den dampfbetriebenen Rammhammer, der entsprechend dem Einsinken der Pfähle mit der Kranwinde allmählich gesenkt wird. Der Rammhammer wird mit Dampf aus dem Kessel des Kranes gespeist, so daß keine besondere Kesselanlage erforderlich ist. Wenn eine Kompressoranlage zur Verfügung steht, kann der Rammhammer auch mit Druckluft betrieben werden.

Da die Führungsbahn nur ganz einfach mit Bolzen an der Auslegerspitze aufgehängt ist, kann sie pendeln und infolgedessen nach Bedarf schräg gestellt werden, je nachdem, in welcher Richtung die Pfähle eingerammt werden sollen. Zum Festhalten der Bahn in der gewünschten Stellung dient eine einfache Stütze aus Profileisen, die am Auslegerfußpunkt gelenkig befestigt ist. Die Stütze ist mit einem Bretterbelag versehen, so daß die Führungsbahn und der Rammhammer leicht zugänglich sind. Außerdem ist der Führungsbahn entlang bis zur Auslegerspitze eine Leiter angebracht.

Zum Aufrichten der Pfähle vor dem Rammen dient bei der in Abb. 3 gezeigten Anlage eine kleine Handwinde, die am unteren Ende des Auslegers angebracht ist. Es besteht jedoch die Möglichkeit, auch hierfür eine durch die Dampfmaschine betriebene Hubtrommel anzubringen. Bei Kranen, die für Greiferbetrieb eingerichtet sind, ist ja ohnehin die zweite Trommel schon vorhanden, so daß diese ohne weiteres dazu benutzt werden kann.

Naturgemäß läßt sich der Kran auch in entsprechender Weise beim Ausziehen von Bohlen und Spundwandeseisen mit Hilfe des Demag-Union-Pfahlziehers verwenden.

Ist die Rammarbeit beendet, so kann der Kran nach Entfernung der Rammeinrichtung wieder als Stückgut- oder Greiferkran weiterarbeiten. Da er mit einem eigenen Fahrwerksantrieb versehen ist, kann er sich auf der Arbeitsstelle selbst fortbewegen. Der abgebildete Kran hat ein normalspuriges Räderfahrwerk, er kann jedoch in sonst gleicher Ausführung auch mit einem Raupenfahrwerk versehen werden.

Die in den Abbildungen dargestellten Krane werden von der Demag, Duisburg, gebaut.

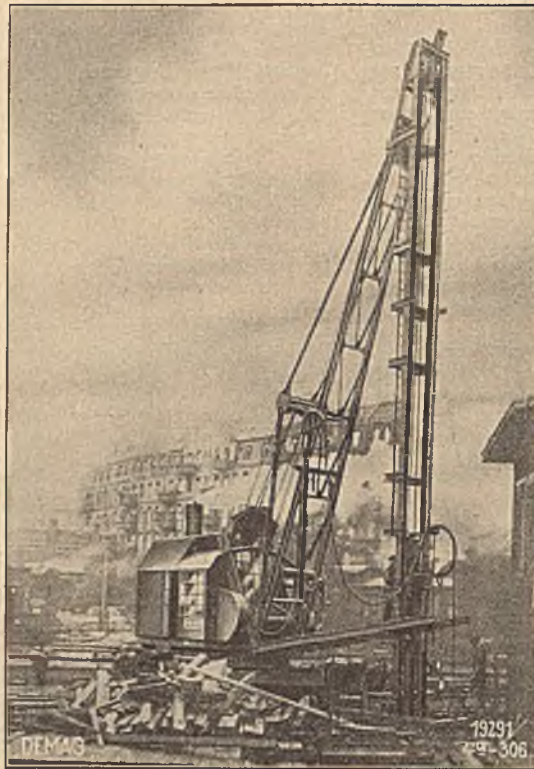


Abb. 3. Normaler Dampfkran mit Rammeinrichtung

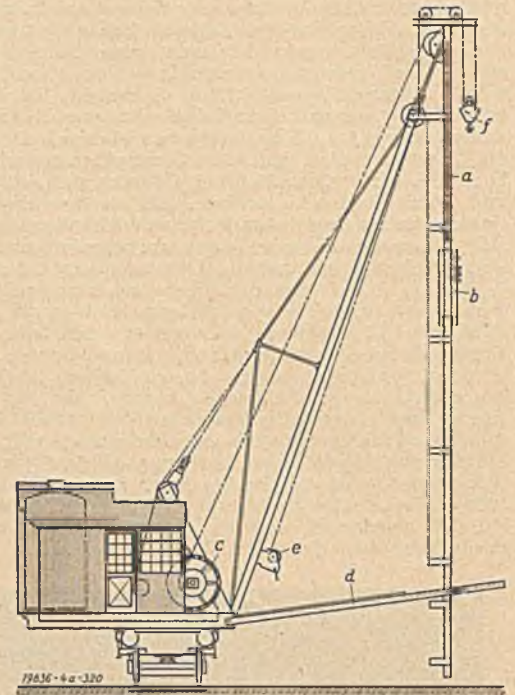


Abb. 4. Skizze des mit Rammeinrichtung versehenen Dampfkranes.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Neubearbeitung der Eisenbetonbestimmungen.

Der vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton im Jahre 1927 für die Neubearbeitung seiner Bestimmungen eingesetzte Sonderausschuß hat nach etwa zweieinhalbjähriger Arbeit nunmehr für die Neufassung des Teils A, Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, einen Entwurf bearbeitet. Dieser wird mit Einspruchsfrist bis zum 31. März 1931 zur öffentlichen Kritik gestellt. Die Entwürfe für die Neufassung der Teile B, C und D werden voraussichtlich in einiger Zeit folgen.

Die Einteilung des Teils A ist teilweise in Anlehnung an die Berechnungsgrundlagen für massive Brücken DIN 1075 umgestaltet. Die seit Herausgabe der Bestimmungen von 1925 neu gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse sind, so weit wie möglich, berücksichtigt z. B. hinsichtlich der Baukontrolle, der zweckmäßigen Zusammensetzung der Zuschlagstoffe und der kreuzweise bewehrten Platten. Die Mindestfestigkeiten des Betons sind erhöht, die oberen Grenzen der zulässigen Spannungen teilweise heraufgesetzt. Manche Festsetzungen sind entsprechend den Berechnungsgrundlagen für massive Brücken getroffen, z. B. diejenige über die Lastverteilung bei Einzelasten und über die Schubsicherung.

Zusatz der Schriftleitung: Die Schriftleitung wird dafür besorgt sein, im Rahmen der Zeitschrift die erwünschte öffentliche Kritik aus allen Fachkreisen zu gegebener Zeit zu veröffentlichen. Der vom Ausschuss angenommene Entwurf ist als Sonderdruck beim Verlag Ernst & Sohn erschienen. Wir empfehlen den Fachkollegen, die sich an der Diskussion beteiligen wollen, das Studium dieses Sonderdruckes.

### Neuere Arbeitsmethoden beim Bau des Eichholzstollens des Schluchseewerkes.

Nachtrag zum Aufsatz von Dr.-Ing. O. Walch in Heft 43/1930.

Wir werden gebeten, mit Bezug auf die in dem oben erwähnten Aufsatz beschriebene Ausbildung und Handhabung der eisernen Schalungseinrichtungen zum Betonieren des Stollenprofils darauf hinzuweisen, daß die fahrbare eiserne Schalung vom Eisenwerk Holstein G. m. b. H., Pinneberg, herausgebracht und geliefert wurde.

Schriftleitung.

### Literatur-Hinweis zu dem Buch „Schutz der Bauwerke“.

Von Graf — Göbel.

Herr Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Schaechterle, ein Mitarbeiter des obengenannten Buches, bittet uns in einer Zuschrift, folgende Notiz zur Kenntnis unserer Leser zu bringen:

In dem Buch „Schutz der Bauwerke“ von Graf und Göbel, Berlin 1930, Verlag Wilh. Ernst und Sohn (Preis geb. RM 22,—), ist in dem Abschnitt „Schutz der Tunnel“ auf Seite 149 bei der Besprechung der Bauweise für Tunnel trockenlegung leider versäumt worden, auf die von Prof. Frevert, Charlottenburg, veröffentlichten Schriftsätze: „Birkenfelder Tunnelentwässerungsklinker“. Ein Beitrag zur Trockenlegung von Eisenbahntunnel vom 3. November 1920 und „Das deutsche Eisenbahnwesen der Gegenwart, 1923, Band I, Abschnitt Tunnelbau“, hinzuweisen.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Der Abzug von ausländischen Halbjahresgeldern zum Jahresultimo hat an die Börse, den Geld- und Kapitalmarkt eine sehr unangenehme Beunruhigung gebracht, die sich vor allem in einem starken Anziehen der Devisenkurse und weiterem Sinken des Aktienkursindex auf einen neuen Tiefstand geltend machte. Es scheint jedoch, daß dieser recht unerfreuliche Zustand relativ schnell überwunden werden konnte, und daß nun der deutsche Geldmarkt hoffentlich bald die Voraussetzungen für eine Diskontsenkung bieten wird.

Im Reichswirtschaftsministerium fanden Besprechungen mit

den Realkredit-Instituten statt, die zum Ergebnis hatten, daß man am 7%igen Pfandbrieftyp festhalten will. Allerdings läßt sich vorläufig noch nicht absehen, wann die Verhältnisse am Kapitalmarkt wieder eine 7%ige Emission gestatten werden. Es ist daher beabsichtigt, in etwa einem Monat noch einmal über die Frage im Reichswirtschaftsministerium zu beraten.

Der gesamte Kreditzuwachs der deutschen Wirtschaft im Jahre 1930 liegt nur wenig hinter dem des Vorjahres zurück. Das Institut für Konjunkturforschung schätzt ihn auf 7,22 Mrd. RM gegenüber 7,45 Mrd. im Jahre 1929. Allerdings hat sich die Kreditaufnahme

der privaten Wirtschaft um 16% (von 4,31 auf 3,62 Mrd.) gegenüber dem Vorjahre vermindert, dem aber ein Ansteigen der Kreditaufnahme der öffentlichen Hand (von 3,14 auf 3,60 Mrd.) um 14% gegenübersteht. Hier sind vor allem die Auslandsanleihen (von 0,09 auf 0,86 Mrd.) und die kurzfristigen Auslandskredite (von 0,14 auf 0,74 Mrd.) gewachsen. In der Privatwirtschaft sind besonders die Emissionen von Aktien und Industrieobligationen (von 0,86 auf 0,52 Mrd.) sowie die Inanspruchnahme kurzfristiger Bankkredite (von 0,70 auf 0,22 Mrd.) eingeschränkt worden, während die Hypothekengewährung eine Zunahme von 1,97 auf 2,13 erfahren hat. Das Institut für Konjunkturforschung schließt an diese Betrachtung folgenden Ausblick:

„Die Mittel, die dem deutschen Kapitalmarkt aus der Sparfähigkeit des Inlandes zur Verfügung gestellt werden, werden auch in der Zukunft zunächst noch gering sein. Eine reichlichere Versorgung der deutschen Wirtschaft mit Langkrediten wird nach wie vor von dem Zufluß an langfristigen Auslandskrediten abhängen. Die Lage der ausländischen Kapitalmärkte, besonders die Lage des amerikanischen Marktes, würde eine stärkere Kreditnahme der deutschen Wirtschaft gestatten. Voraussetzung für einen stärkeren Kreditzufluß nach Deutschland ist allerdings, daß wirtschaftlich und politisch das für eine Kreditgewährung erforderliche Vertrauen hergestellt ist.

Eine erhebliche Reserve für die zukünftige Kreditversorgung besteht auch in denjenigen Geldkapitalien, die durch die Kapitalflucht bisher der deutschen Kreditversorgung entzogen worden sind.“

**Straßenbau.** Das Reichsfinanzministerium hat dem Reichstag eine Denkschrift über die Besteuerung der Kraftfahrzeuge (Reichstagsdrucksache Nr. 620) zugeleitet, der wir folgende Angaben entnehmen:

Länge der Landstraße und Verteilung der Deckenarten.

Unterhaltungslänge der Landstraßen	1927		1928		1929	
	km	%	km	%	km	%
mit schweren Decken . . . . .	26,159	9,7	27,504	10,1	28,835	10,4
mit mittelschweren Decken . . . . .	7,776	2,9	9,086	3,3	10,890	3,9
mit leichten Decken	235,801	87,4	236,801	86,6	236,769	85,7
	269,736	100,0	273,391	100,0	276,494	100,0

Ein relatives, wenn auch recht langsames Anwachsen der schweren und mittelschweren Deckenarten ist mithin festzustellen.

Aufwendungen für den Landstraßenbau in Mill. RM.

	1927	1928	1929
Laufende Unterhaltung . . . . .	276,5	306,8	326,9
Instandsetzung und Ausbau . . . . .	261,3	223,6	244,1
Neubau . . . . .	116,7	118,2	139,5
insgesamt . . . . .	654,5	648,6	710,5
davon durch Anleihe aufgebracht . .	210,9	158,6	188,3

Die Zahl der im Jahre 1930 neu erstellten Wohnungen war bereits bis Ende November — für Dezember liegen Feststellungen noch nicht vor — in den deutschen Groß- und Mittelstädten mit 149 000 um 6000 größer als im ganzen Jahre 1929 und um 21 000 größer als 1928. Wenn dieses günstige Ergebnis vor allem auch auf die große Zahl der aus dem Jahre 1929 unvollendet übernommenen Wohnbauten zurückzuführen ist, so ist doch auffallend, daß in den letzten Berichtmonaten auch die Zahlen der Anträge für Bauerlaubnisse erheblich über den entsprechenden des Jahres 1929 liegen.

In Preußen sind nach einer Mitteilung des Wohlfahrtsministers im Hauptausschuß des Landtages im Jahre 1930 insgesamt 193 196 Wohnungen errichtet worden gegen 198 530 im Vorjahre. Die Zahl der noch unvollendet in das Jahr 1931 übernommenen Wohnungen beträgt 94 891 (i. V. 104 441). Der Minister rechnet für 1931 mit dem Bau von rd. 120 000 Wohnungen.

**Kleinwohnungsbau.** In Preußen liegt zur Ausführung der Notverordnung ein Gesetzentwurf zur Änderung der Hauszinssteuerverordnung und ferner ein Runderlaß des Wohlfahrtsministers vom 20. Dezember 1930 — II. D. 27/30 — vor. Insgesamt wird in Preußen der für den Wohnungsbau zu Gebot stehende Betrag an Hauszinssteuermitteln etwa 65% des vorjährigen ausmachen, nicht gerechnet den sehr wahrscheinlichen Rückgang des Hauszinssteueraufkommens infolge der schlechten Einkommenslage. Der gemeindliche Neubauteil wird nur etwa 46% von 1930 betragen. Aus diesem erheblich verminderten Gemeindeanteil müssen auch die Mittel zur Instandsetzung der Altwohnungen, ferner die für die Gewährung von Zinszuschüssen notwendigen Beträge und eine Reserve für etwa auszubietende Hauszinssteuerhypotheken entnommen werden.

Nettokosten für erstellenden Hypothekarkredit.

	1927	1928	1929	1930
	in Prozenten p. a.			
1. Quartal . . . . .	8,73	9,27	9,58	9,72
2. „ . . . . .	8,08	9,30	9,62	9,46
3. „ . . . . .	8,19	9,38	10,08	8,70
4. „ . . . . .	8,96	9,38	10,18	8,86

Nachdem sich auf dem Rentenmarkt in letzter Zeit wieder eine festere Tendenz geltend macht und der Pfandbriefabsatz entsprechend gestiegen ist, darf man hoffen, daß auch die Zinssätze für langfristiges Leihkapital ihre seit Ende 1929 begonnene und im letzten Quartal lediglich durch die politischen Verhältnisse unterbrochene Abwärtsentwicklung weiter fortsetzen und dadurch schließlich der Anreiz zu neuen Investitionen geschaffen wird.

Die Eisenpreise sind nunmehr rückwirkend für alle Abschlüsse ab 1. Januar 1931 gesenkt worden.

Die Grundpreise ermäßigen sich um 9 RM je t, und zwar: für Stabeisen Frachtbasis Oberhausen von RM 137.— auf RM 128.—, für Stabeisen Frachtbasis Neunkirchen von RM 131.— auf RM 122.—, für Formeisen Frachtbasis Oberhausen von RM 134.— auf RM 125.—, für Formeisen Frachtbasis Neunkirchen von RM 128.— auf RM 119.—.

Ferner wurden auch die Dimensionsüberpreise für Moniercisen (Rundeisen für Betonbauzwecke) geändert. Wie wiederholt beantragt worden ist, werden künftig Abmessungen von 16—90 mm Durchmesser überpreisfrei geliefert, während dies bisher nur für solche von 20—90 mm der Fall war. Dadurch werden die im Eisenbetonbau besonders wichtigen Dimensionen von 16—20 mm um weitere 5 RM für 1000 kg verbilligt.

Die Überpreislisten werden von der Stahlwerks-Verband A.-G., Düsseldorf, im Neudruck herausgegeben, der noch nicht vorliegt. Die vorstehenden Mitteilungen sind der Bergwerks-Zeitung entnommen.

Das Gesamtgewicht (Eigengewicht zuzüglich Belastung) für zweiachsige Anhänger darf nach § 32 Abs. 1 Ziffer 3 der Verordnung über Kraftfahrzeugverkehr vom 15. Juli 1930 bei Luftbereifung 10 t und bei hochelastischer Vollgummibereifung nur 7,5 t betragen und zwar ohne Rücksicht darauf, ob sie mit Kippvorrichtung versehen sind oder nicht. Dagegen ist bei den Lastkraftwagen gemäß § 3 Ziffer 2 der Verordnung bei Vorhandensein einer Kippvorrichtung ein t eine Tonne höheres Gesamtgewicht zugelassen (11,8 t gegenüber 10,8 t).

Da die Lastenzüge des Baugewerbes zwischen Steinbrüchen, Kiesgruben und den vielfach nur auf notdürftig befestigten Nebewegen erreichbaren Großbaustellen oder im Straßenbau auf roh geschotterten Straßen verkehren müssen, sind die Lastkraftwagen und Anhänger meist noch mit Vollgummibereifung versehen, weil Luftreifen durch herumliegende Nägel, Krampen, spitze Steine usw. leicht beschädigt werden.

Den Antrag des Reichsverbandes Industrieller Bauunternehmungen E.V., daß auch für Anhänger mit Kippvorrichtung das zulässige Gesamtgewicht um eine Tonne erhöht werden möge, hat der Reichsverkehrsminister mit Schreiben vom 5. Januar 1931 abgelehnt, aber darauf hingewiesen, „daß die höhere Verwaltungsbehörde auf Grund des § 36 a der Kraftfahrzeugverkehrsordnung Ausnahmen von den Vorschriften über die Höchstgewichte der Anhänger unter Festsetzung bestimmter Verkehrsgebiete und bestimmter Verkehrswege in solchen Fällen zulassen kann, in denen das höhere Gewicht vom Standpunkt der Wegeunterhaltung unbedenklich ist“.

Über die Erneuerung des Reichstarifvertrages für die technischen Angestellten im Baugewerbe, der am 28. Februar d. J. abläuft, haben die Vertragsparteien am 12. Januar verhandelt. Diese erste Verhandlung diente hauptsächlich dazu, daß sich die Parteien über ihre gegenseitigen Forderungen informierten. Die Arbeitgeber haben Verkürzung des Urlaubes, Einschränkung der Gehaltszahlungspflicht im Krankheitsfalle, Abbau der Zuschläge für Überstunden- und Nachtarbeit, Einführung einer Kurzarbeitsklausel und Einführung einer kurzfristigen Verjährung für Geldansprüche aus dem Arbeitsverhältnis verlangt. Die Angestelltenverbände beschränkten sich auf einige Wünsche in Nebenpunkten.

Als nächster Verhandlungstermin wurde der 23. Januar in Aussicht genommen.

Druckschrift „Revision des Young-Planes“. Die Öffentlichkeit in Deutschland hat sich in den letzten Monaten in zunehmendem Umfang mit der Frage einer Revision des Young-Planes befaßt. Zur Vorbereitung der kommenden internationalen Auseinandersetzungen hat der RDI. eine Schrift des Mitgliedes seiner Geschäftsführung Dr. Heinecke herausgegeben, die zum Preise von 3 RM bezogen werden kann.

## Rechtsprechung.

Der Arbeitgeber, der nur über unzureichende Mittel verfügt, darf an Barlohn nur soviel auszahlen, daß er einen entsprechenden Betrag für Sozialversicherungsbeiträge und für Lohnsteuer in bar abführen kann. (Urteil des Kammergerichts, 4. Strafsenat, vom 16. Juni 1930 — 4 S 38/30.)

Reichen die dem Arbeitgeber zur Verfügung stehenden Mittel nur noch zur Bezahlung der Löhne abzüglich der den Kassenbeiträgen entsprechenden Summen aus und verfügt der Arbeitgeber über sonstige Mittel nicht, so ist er damit nicht von seiner Verpflichtung zum Einbehalten der Beitragsteile für die Krankenversicherung und zu ihrer Abführung an die berechnete Kasse entlastet. Der Arbeitgeber darf vielmehr in einem solchen Falle nur so viel zur Auszahlung an die Arbeitnehmer verwenden, als nicht zur Tilgung seiner Schuld der Krankenkasse gegenüber erforderlich ist. Er muß dann aber einen der Lohnzahlung entsprechenden Abzug für die Krankenkasse nicht nur rechnerisch, sondern auch wirklich machen, um die einbehaltenen Beträge an die Krankenkasse abführen zu können. Handelt er dieser Verpflichtung mit dem Bewußtsein zuwider, die geschuldeten Zahlungen an die Krankenkasse zu unterlassen, so macht er sich wegen vorsätzlicher Vorenthaltung von Beiträgen gemäß § 533 Reichsvers.-Ordng. strafbar, ohne daß die Absicht einer Schädigung der Krankenkasse vorzuliegen braucht.

Dasselbe gilt für den Lohnsteuerabzug. Bei ungenügenden Barmitteln darf der Arbeitgeber nur so viel Lohn auszahlen, daß er den der Lohnsteuer entsprechenden Betrag in der Geschäftskasse zurückbehält. Zahlt er gleichwohl die vollen Löhne aus und verbucht den Lohnabzug nur rechnerisch, so verstößt er schuldhaft gegen die ihm als Arbeitgeber in Ansehung des Steuerabzugs vom Arbeitslohn obliegenden Pflichten, die ihm im Interesse der Besteuerung auferlegt sind. Sofern diese Verstöße die Nichtabführung der Lohnsteuern am Fälligkeitstage zur Folge haben, macht sich der Arbeitgeber zunächst zum mindesten wegen Steuerordnungswidrigkeit gemäß § 377 Reichs-abgabenordng. strafbar.

Art. 46, Abs. 2, Bay. Ges. über die Erschließung von Baugelände enthält keine Enteignung im Sinne von Art. 153, Abs. 2, R.-Verf., und ist daher rechtsgültig. (Urteil des Bayerischen Obersten Landesgerichts vom 19. Mai 1930. Rev. Reg. II M. 143/30.)

Art. 46, Abs. 2, des Bayer. Gesetzes über die Erschließung von Baugelände vom 4. Juli 1923 ermächtigt die Gemeinden, durch ortspolizeiliche Vorschriften anzuordnen, daß Veränderungen der Erdoberfläche, insbesondere Anlegung von Kies-, Sand-, Kalk-, Lehm-, Ton- und Mergelgruben, sowie von Schlacken- und Müllbergen, durch welche die Aufschließung von Baugelände erschwert werden kann, der Genehmigung durch die Baupolizeibehörde bedürfen. Diese Bestimmung bedeutet nicht eine Enteignung im Sinne von Art. 153, Abs. 2, Reichsverf. Eine Enteignung liegt nur dann vor, wenn die betreffende Anordnung sich als einen Einzelakt darstellt, als einen Einzeleingriff, der nicht alle im Geltungsgebiet des betreffenden Gesetzes befindlichen und von der gesetzlichen Norm betroffenen Sachen gleichmäßig, sondern nur einzelne von ihnen oder einen engen Kreis von ihnen trifft und so nur einzelnen Sacheigentümern oder einem engen Kreis von ihnen ein besonderes Opfer zugunsten eines Dritten oder der Allgemeinheit auferlegt. Hier handelt es sich aber nicht um einen solchen Einzeleingriff. Das in der oben bezeichneten Bestimmung enthaltene Verfügungsverbot bezieht sich nicht auf einzelne bestimmte Grundstücke oder auf einen verhältnismäßig engen Kreis von solchen, sondern auf alle in Bayern gelegenen Grundstücke, sofern sie für die Erschließung von Baugelände in Betracht kommen. Die Vorschrift stellt eine zulässige Beschränkung des Eigentums dar, die nach Art. 153, Abs. 1, Reichsverf. durch Gesetz erfolgen kann, und zwar auch durch Landesgesetz gemäß Art. 11 Einf. zum Bürgerl. Gesetzb. zwecks Beschränkung der tatsächlichen Verfügung über das Eigentum im öffentlichen Interesse. Das Eigentum wird auch damit nicht ausgehöhlt und inhaltsleer gemacht, vielmehr nur eine bestimmte Nutzungsart an die Erteilung einer Genehmigung geknüpft, im übrigen aber werden die Verfügungsberechtigten nicht beeinträchtigt. Die auf Grund der oben wiedergegebenen gesetzlichen Vorschrift beruhenden ortspolizeilichen Vorschriften der Gemeinden sind rechtswirksam. Zuwiderhandlung ist strafbar.

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

## Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 1 vom 8. Januar 1931.

- Kl. 5 a, Gr. 12. L 63 525. Dipl.-Ing. Gerhard P. Lehmann, Ploesti, Rumänien; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Antrieb für Tiefbohrvorrichtungen mit hydraulischem Zwischenmotor. 2. VII. 25.
- Kl. 5 a, Gr. 14. B 140 336. Walther Brechtel, Ludwigshafen a. Rh., Industriestr. 11. Verfahren zum Niederbringen von Bohrlöchern mittels Kiespumpe. 12. XI. 23.
- Kl. 19 a, Gr. 28. K 109 879. Dr.-Ing. c. h. Otto Kammerer, Berlin-Charlottenburg, Lyckallee 12, Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11, u. Dr.-Ing. Friedr. Hübner, Berlin W 35, Magdeburger Str. 31. Gleisrückmaschine. 31. V. 28.
- Kl. 19 c, Gr. 8. H 121 769. Harold Hornsby, Burton-on-Stather, Scunthorpe, Lincolnshire, England; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. W. Karsten u. Dr. C. Wiegand, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Einradstraßenwalze mit Kraftantrieb. 24. V. 29. Großbritannien 25. V. 28.
- Kl. 19 c, Gr. 9. D 59 864. Dinger'sche Maschinenfabrik Akt.-Ges., u. Albert Jacob, Kaiserstr. 3, Zweibrücken, Pfalz. Straßenfertiger mit über die Straßenbreite reichenden, nebeneinander angeordneten Stampfhämmern. 9. XII. 29.
- Kl. 19 c, Gr. 11. J 39 038. August Jacobi Akt.-Ges., Darmstadt. Weiterstädter Str. 42. Misch- und Spritzdüse. 23. VIII. 29.
- Kl. 20 g, Gr. 3. D 58 089. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Schiebe, bühne oder Drehscheibe mit außen liegenden Hauptträgern. 11. IV. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 8. B 36 30. Both & Tillmann G. m. b. H., Dortmund, Glückaufstr. 44, u. Ewald Kampermann, Dortmund-Brechten. Rillenschienenweiche aus Vollkopfschienen. 23. I. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 14. G 78 107. Johann Gebauer, Gelsenkirchen, Viktoriastraße 19. Straßen- oder Eisenbahnweiche. 3. XII. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 35. H 190 30. Otto Hahn, Köln, Gereonshof 35. Streckensicherung für Rotten. 30. IV. 30.
- Kl. 20 i, Gr. 35. N 31 129. John Neale u. Horace Robert Watson, London; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Sicherungseinrichtung, insbes. für den Eisenbahnbetrieb. 8. XI. 29. Großbritannien 9. XI. 28.
- Kl. 20 i, Gr. 38. W 77 755. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zur Überwachung des Eisenbahnverkehrs. 24. XI. 27.
- Kl. 20 k, Gr. 9. B 10 30. Josef Brand, Hamborn a. Rh., Gehrstr. 65. Fahrdraktklemme, insbes. für elektrische Grubenbahnen. 17. II. 30.
- Kl. 37 c, Gr. 6. F 68 334. Frankfurter Baustoff-Beschaffungs-Akt.-Ges., Frankfurt a. M., Gutleutstr. 40. Flachdachabdeckung. 6. V. 29.
- Kl. 80 b, Gr. 25. B 136 280. László Bolgár, Budapest; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Harmsen, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Kunstasphalt. 3. III. 28. Ungarn 18. VI. 27.
- Kl. 80 b, Gr. 25. W 81 823. Westdeutsche Asphalt-Werke, Vereinigte Straßenbaugesellschaften J. S. Kahlbetzer u. Rhein-Asph.-Gesellschaft Adam Meyer & Co., Akt.-Ges., Köln-Deutz. Verfahren zur Herstellung von Asphaltmastix und Gußasphalt. 16. II. 29.
- Kl. 81 e, Gr. 126. M. 595 30. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Absetzer mit Aufnahmeeimerleiter und im Kreise schwenkbarem Abwurf-Förderband. 24. IX. 30.
- Kl. 81 e, Gr. 143. C 44 110. Chicago Bridge & Iron Company, Chicago, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg 2. Einrichtung für Flüssigkeitssammelbehälter mit einer biegsamen Decke. 13. XII. 29. V. St. Amerika 22. XII. 28.
- Kl. 84 a, Gr. 4. G 63 680. Carl Glogau, Stuttgart, Rotenwaldstr. 27. Verfahren zur Gewinnung von Druckwasser in Karstgebenden. 9. III. 25.
- Kl. 85 c, Gr. 1. C 39 294. Chemische Fabrik Buckau, Ammendorf, Saalkreis. Verfahren und Vorrichtung zur Reinigung von Abwasser. 31. I. 27.
- Kl. 85 c, Gr. 3. A 49 547. Aktiengesellschaft für Spezialbauten, Zürich, Schweiz; Vertr.: Georg Herrmann, Wiesbaden, Albrechtstr. 46. Unter Wasser arbeitender biologischer Körper. 18. XII. 26.
- Kl. 85 c, Gr. 6. B 147 176. Heinrich Blunk, Mozartstr. 7, u. Dr.-Ing. Max Prüß, Moltkestr. 30, Essen-Ruhr. Faulbehälter mit Einrichtung zur Zerstörung des Schwimmschlammes. 11. XII. 29.
- Kl. 85 c, Gr. 6. P 61 921. Dr.-Ing. Max Prüß, Essen, Moltkestr. 30. Vorrichtung zur wirbelfreien Verteilung einer einem Becken zufließenden Flüssigkeit. 16. XII. 29.