

# DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang

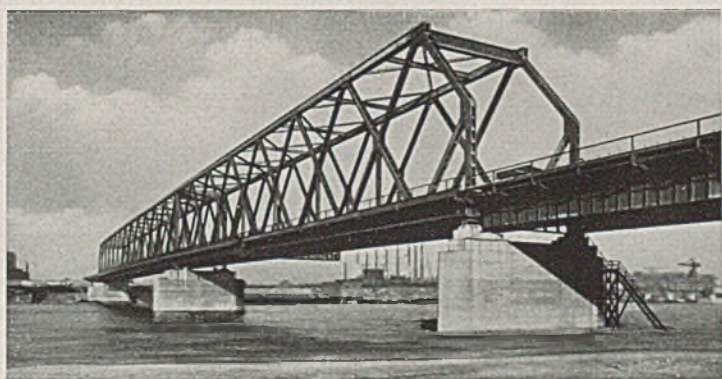
16. April 1937

Heft 15/16

## DIE GRÜNDUNG DES ÖSTLICHEN STROMPFEILERS FÜR DIE NEUE STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN RHEIN BEI DUISBURG (ADMIRAL-GRAF-SPEE-BRÜCKE).

Von Dipl.-Ing. Walter Pellny, Hamburg.

Zu den bedeutendsten Bauwerken, die im Jahre 1936 fertiggestellt wurden, gehört die Straßenbrücke, welche die Stadt Duisburg mit der Ortschaft Rheinhausen verbindet. Von diesem verkehrstechnisch wichtigen und auch hinsichtlich des stählernen Überbaues äußerst beachtenswerten Brückenzuge werden im nachstehenden lediglich die Gründung und die damit zusammenhängenden Fragen behandelt.



Aufn.: Cramers Kunstanstalt, Dortmund.

Abb. 1. Ansicht der neuen Straßenbrücke über den Rhein, Blick von Rheinhausen.

Die Lage der Pfeiler war durch die Forderung der Rheinstrombauverwaltung bedingt, daß eine Verengung des Fahrwassers durch Einbauten nicht stattfinden durfte. Ein Blick auf die Karte (Abb. 2) erklärt diese Notwendigkeit für die Schifffahrt. Nach den Angaben der „Duisburg-Ruhrorter Häfen Aktiengesellschaft“ konnte sich Duisburg-Ruhrort mit rd. 3 000 000 t Anfuhr und 12 000 000 t Abfuhr im Jahre 1935 als der größte Binnenhafen Europas behaupten<sup>1</sup>. Über 42 000 Schiffe mit etwa 33 000 000 t Ladefähigkeit fuhren im Jahre 1935 über die deutsch-niederländische Grenze den Rhein aufwärts und etwa ebensoviel abwärts. Davon haben etwa 14 000 Schiffe mit 1 800 000 t Ladung in der Bergfahrt die Duisburg-Ruhrorter Häfen angelaufen. Im Talverkehr waren es 14 500 Schiffe mit 8 670 000 t Ladung.

Im Gegensatz zu anderen Flüssen erhält die Schifffahrt auf dem Rhein ihr besonderes Gepräge durch die starke Vermengung aller Schiffsgrößen und Schiffsformen. Den Hauptanteil am Verkehr haben die Schleppzüge, die häufig aus 6 großen Rheinkähnen hintereinander bestehen und Schleppzuglängen bis zu 1400 m aufweisen. Man findet außerdem überraschend viele Dampfer der Nord- und Ostseefahrt, die bis Köln hinaufgehen, und eine Menge kleiner Motorschiffe der Küstenfahrt.

Unter diesen Umständen kann die Verkehrsdichte recht erheblich werden. Drei Schleppzüge in gleicher Richtung und dazwischen ein halbes Dutzend Schlepper und Motorboote des örtlichen Verkehrs sind keine Seltenheit.

In Duisburg werden viele Schleppzüge zusammengestellt und aufgelöst. Die stromab fahrenden Schleppzüge und auch die Schraubendampfer brauchen für ihre Manöver große Wasserflächen. Das Wenden der Schleppzüge in voller Fahrt, mitten im Strom, ist ein Anblick, der auf den Laien geradezu beklemmend

<sup>1</sup> Im Jahre 1936 wird der Verkehr um vielleicht 15% zugenommen haben.

wirkt und auch den erfahrenen Wasserbauer immer wieder packt, ganz besonders, wenn bei steigendem Hochwasser eine scharfe Strömung vorhanden ist.

Alle diese Manöver werden hauptsächlich in dem Abschnitt zwischen der Eisenbahnbrücke Duisburg-Hochfeld und dem Duisburger Hafen ausgeführt, spielen sich also im Bereich der neuen Brücke ab. Man kann daher die zunächst scharf erscheinende För-

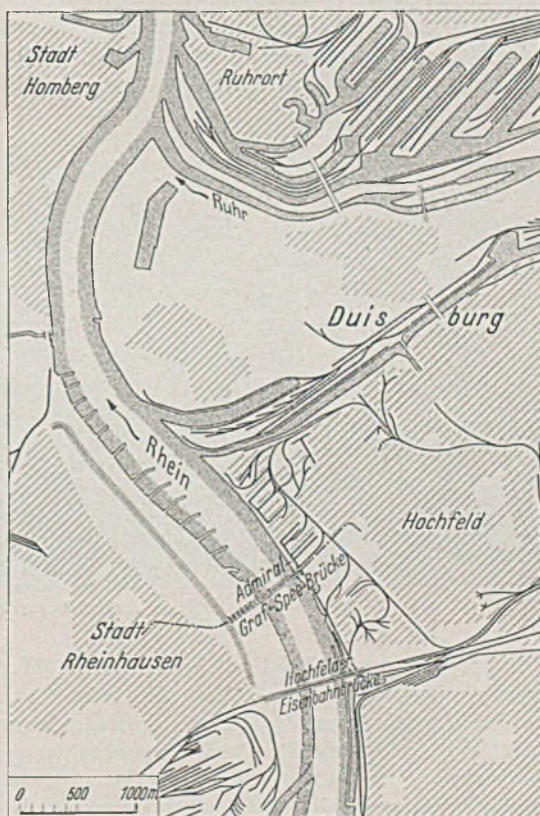


Abb. 2. Lageplan. Man erkennt, daß die neue Brücke am Ausgang der Kurve liegt. Daher wenden hier viele Schleppzüge.

derung der Wasserbaubehörde bei dem Brückenneubau durchaus verstehen, zumal der mittlere Pfeiler der Hochfelder Eisenbahnbrücke die Übersicht in der Flußkrümmung unangenehm behindert. Bei der Hochfelder Brücke, deren Gründung bereits im Jahre 1914 ausgeführt wurde, hatte man sich noch mit zwei Durchfahrtsöffnungen von 183,40 m und 120,40 m begnügt. Bei der Admiral-Graf-Spee-Brücke ergab sich die Lage der beiden Hauptpfeiler durch eine Hauptöffnung mit einer Spannweite von 255,75 m. Dies dürfte zur Zeit die größte Öffnung sein, die auf dem europäischen Festland mit einer Balkenbrücke überspannt wird. Auch die Nebenöffnung mit 153,45 m ist noch recht ansehnlich. Die Anordnung der Pfeiler ist aus Abb. 3 und 4 ersichtlich.

Die Gründungsarbeiten für die 7 Pfeiler der vorgelagerten Flutbrücke boten keine besonderen Schwierigkeiten. Sie wurden in offener Baugrube im Schutze einer stählernen Spundwand mit Wasserhaltung, bzw. mit Unterwasserbeton ausgeführt.

Für den großen Strompfeiler Nr. 8 wurde von dem Auftrag-

geber die Senkkastengründung mit Druckluft gewählt. Die Arbeit konnte bei ungewöhnlich günstigen Wasserverhältnissen ohne wesentliche Zwischenfälle glatt ausgeführt werden.

Um die Spundwand rammen zu können, mußte zuerst eine Schlackenhalde im Bereich der landseitigen Spundwand, entsprechend den Abmessungen der Baugrube, beseitigt werden, vgl. Abb. 5 und 6. Zum Lösen mit der Hand war die Schlacke zu hart. Beim

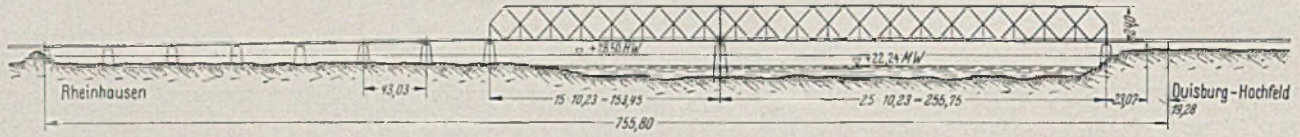


Abb. 3. Längsschnitt durch die Brücke. Die Hauptöffnung ist mit 255,75 m die größte Spannweite, welche mit einer Balkenbrücke in Europa bis jetzt ausgeführt worden ist.

Die Bohrungen für den rechtsrheinischen Hauptpfeiler Nr. 9 waren günstig ausgefallen. Unter den verschiedenen Sand- und Kiesschichten wurde ein sehr harter und wasserundurchlässiger grüner Ton angetroffen, wie man ihn aus dem Senkkasten von Pfeiler 8 kannte. Der Gedanke lag daher nahe, den Pfeiler 9 in offener Baugrube mit Spundwandumschließung zu gründen. Nach den Erfahrungen beim Strompfeiler mußte allerdings mit dem Antreffen von Findlingen gerechnet werden. Unter diesen Umständen bedeutete das Rammen von Spundbohlen mit einer Länge von 17 m, die fast in ganzer Höhe im Boden steckten, ohne Zweifel ein erhebliches Wagnis.

Bohren der Sprenglöcher hatten sich am besten Bohrer mit Doppelmeißelschneide und 60 mm  $\varnothing$  bewährt. In engeren Bohrlöchern ergaben sich sehr zeitraubende Störungen, wenn durch nachfallende Schlackenteilchen die Bohrer festklemmten. Obwohl die Bohrhämmer hohle Bohrer mit Luftspülung hatten, mußten die Bohrlöcher in kleinen Zeitabständen mit Druckluft besonders ausgeblasen werden. Das Arbeiten mit dem Bohrergerät war an den steilen und glatten Abhängen sehr schwierig, so daß die Leute angesieilt arbeiten mußten.

Die gelöste Schlacke wurde mit einem Greifer vom Wasser aus in Schuten verladen und an geeigneten Stellen im Rhein verklappt.

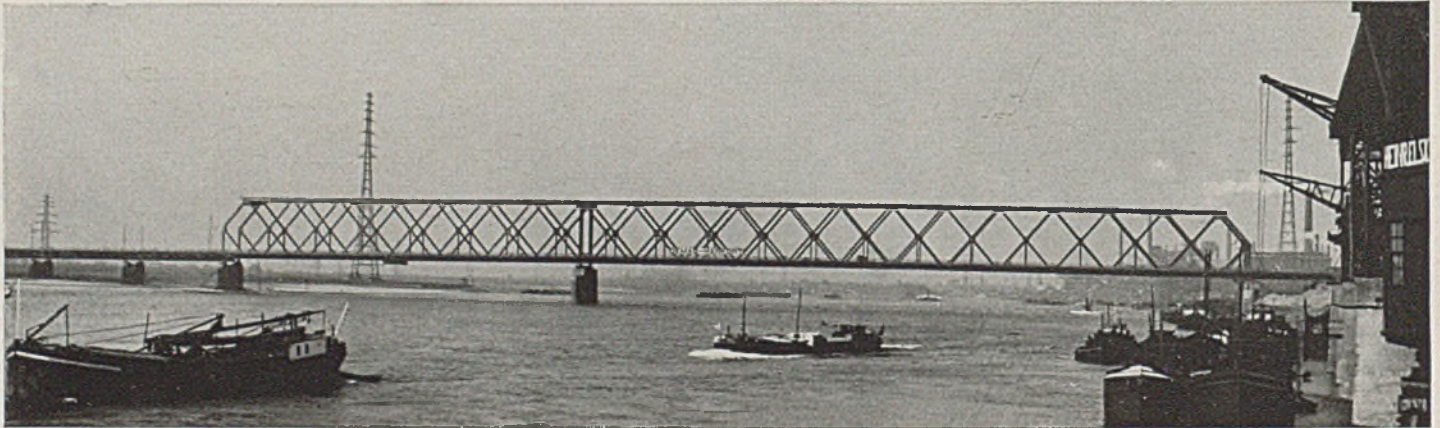


Abb. 4. Ansicht der Brücke, Blick in Stromrichtung. Aufn.: Pressephotograph Hermann Hill, Duisburg-Wanheimerort.

Es ist daher ein großes Verdienst von Stadtrat H o l k e und von Baurat Dr.-Ing. S i e v e r s , daß diese Herren seitens der Behörde, der Rheinbrückengesellschaft, die Verantwortung für diese Ausführung übernommen hatten. Abgesehen davon, daß die-

Der Ausbruch für den Pfeiler wurde auf ein Mindestmaß beschränkt und die Schlacke nur soweit entfernt, bis der rammfähige Boden angetroffen wurde und es mit Rücksicht auf Abbrüche oder Rutschungen der Wände nötig erschien (Abb. 7).



Abb. 5. Das 14 m hohe Steilufer an der Baustelle bei hohem Wasserstand. Im Hintergrund die Hochfelder Eisenbahnbrücke.



Abb. 6. Die ausgesprengte Nische für die Baugrube.

Der Entwurf im Preise erheblich niedriger lag als die Gründung mit Senkkasten, erhoffte man außer anderen Vorteilen auch eine Verkürzung der Bauzeit. Damit kam ein Sondervorschlag zur Anwendung, den die Bauunternehmungen Rabitz & Fleischer, Duisburg und Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, eingereicht hatten.

Die schwierigste Arbeit beim ganzen Pfeilerbau war das Rammen des Spundwandkastens. Bei der eigenartigen Lage des Pfeilers, halb im tiefen Wasser und halb im Steilhang, konnte die Ramme weder an Land noch schwimmend verwendet werden. Im Gegensatz zu der allgemeinen Auffassung bedeutete die Nähe des Ufers hier nicht eine Erleichterung, sondern erschwerte die Bau-

arbeit ganz erheblich. Es wurde deshalb ein Rammgerüst außerhalb der Längsseiten des Pfeilers erforderlich, vgl. Abb. 7 und 8. Der Abstand der Kranbahnschienen betrug 14 m. Auf diesem Gerüst fuhr ein Rammwagen, auf dem wiederum die Dampftramme verfahren werden konnte, so daß jeder Punkt der Baugrube zu erreichen war. Der gleiche Rammwagen diente später beim Ausheben der Baugrube zum Verfahren des Baggers.

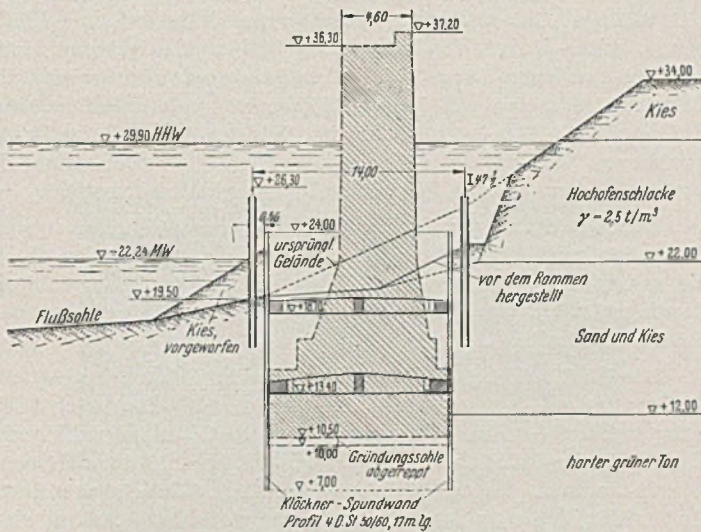


Abb. 7. Schnitt durch die Baugrube in der Brückenachse.

Um den Rammwagen einigermaßen hochwasserfrei zu stellen, wurde die Kranschiene mit S. O. K. auf + 26,30 festgelegt, vgl. Abb. 7 und 9. Man hatte daran gedacht, die Spundbohlen vorzuschlagen und später nachzurammen und mußte auch aus diesem Grunde die Ramme ziemlich hoch aufstellen, damit der Rammwagen beim Weiterfahren durch die hochstehenden Bohlen nicht behindert wird.



Abb. 8. Die Baugrube in vorgeschrittenem Zustand. Im Spundwandkasten ist die obere Aussteifung sichtbar. Um den starken einseitigen Erddruck aufzunehmen, ist auf der Wasserseite Kies vorgeschüttet.

Für das Rammgerüst wurden stählerne Rammträger an Stelle von hölzernen Pfählen auf Grund folgender Überlegungen verwendet. Man mußte mit Hindernissen im Boden rechnen, die mit Holzpfählen nicht zu durchrammen waren. Eine doppelte Pfahlwand aus hölzernen Pfählen hätte eine entsprechend breitere Baugrube und damit erhebliche Mehrkosten für den größeren Schlackenausbau zur Folge gehabt. Ebenso wäre dadurch eine größere Spannweite des Rammwagens bedingt worden. Da die Baugrube auf der Außenseite der Flußkrümmung lag, konnten bei starkem Hoch-

wasser an dieser Stelle Auskolkungen auftreten. In jedem Falle war mit Rammträgern eine größere Rammtiefe und damit eine bessere Einspannung im Boden zu erzielen. Bei den Abbrucharbeiten eines Kreuzungsbauwerkes der Reichsbahn wurden in der Nähe von Duisburg Walzträger I 47<sup>1</sup>/<sub>2</sub> in genügender Zahl frei, die als Rammträger für die Stützen und auch als Kranbahnträger verwendet werden konnten.

Gerammt wurden die Rammträger von einem schwimmenden Kran mit einem Schnellschlaghammer der Demag. Die Träger wurden gestellt, mit Seilen abgefangen und mit dem freihängenden VR 20 ohne Führung geschlagen. Das Rammen dieser Träger, die mit ihren schmalen Flanschen eine ungenügende Auflagerfläche für den Hammer boten, war schon bei ruhigem Wasser ein ziemliches Kunststück. Eine Hochwasserwelle drückte bei dem hohen Wasserstand die Flußströmung in die Baugrube. Ungewöhnlich stürmisches Wetter und ein lebhafter Schiffsverkehr ergaben einen kräftigen „Seegang“, so daß der Schwimmkran dauernd in Bewegung blieb.



Abb. 9. Rammen der 17 m langen Spundbohlen von einem Rammgerüst. An der etwa 50 m weiter stromab sichtbaren Verladebrücke können Seedampfer anlegen.

Für die Stützen auf der Wasserseite und für die landseitigen Eckstützen wurden je 2 Träger nebeneinander gerammt. Eine überschlägliche Rechnung ergab, daß die Mantelreibung der Träger nicht ausreichte, um die Stützendrücke während des Rammvorganges aufzunehmen. Besondere Maßnahmen, durch welche die Tragfähigkeit der Rammträger verbessert werden konnte, waren nicht getroffen worden. Die Setzungen des Rammgerüsts waren daher beträchtlich.

Auf der Landseite ruhten die Kranbahnträger unmittelbar auf den einfachen Rammträgern. Auf den wasserseitigen Stützen war zwischen Stütze und Holm noch ein Holzstapel dazwischengefügt, einmal um eine bessere Druckverteilung auf die Doppelstützen herbeizuführen, in der Hauptsache aber, um eine größere Rammtiefe für die Stützen zu erzielen.

Als Kranschiene dienten Bagger von 130 mm Höhe, die unmittelbar auf den Kranbahnträgern ruhten. Die Verbindung wurde durch elektrisch aufgetragene Schweißraupen von etwa 50 mm Länge in etwa 800 mm Abstand hergestellt, vgl. Abb. 10. Durch die Spurverengung, deren Ursachen weiter unten angegeben sind, traten später ganz gewaltige Seitenkräfte an den Schienenköpfen auf, die mit 10 t je Rad bestimmt nicht zu groß geschätzt sind. Trotzdem zeigten sich keine Mängel.

Die Oberkante der Spundwand wurde auf + 24 m (N. N.) angenommen und lag damit 1,76 m über M.W. Auch bei einem regen-

reichen Sommer war die Gefahr der Überflutung gering. Die Unterkante der Spundwand sollte, den Bohrergebnissen entsprechend, bis auf + 7 m (N.N.) hinunterreichen (Abb. 7). Bei der ursprünglich angenommenen Gründungssohle auf + 10 m verblieb für den unteren Abschluß der Baugrube eine Schürze, die 3 m in den grünen Ton reichte.



Abb. 10. Kranbahnträger bis zu halber Höhe vom Hochwasser überflutet. Rammwagen durch Flüssigkeitspressen auf bereits gerammten Spundbohlen abgefangen.

Für die Spundbohlen ergab sich dabei die ansehnliche Länge von 17 m. Gewählt wurden Klöckner-Spundbohlen 4 D in Stahl 50/60, die sich im Verlauf der Arbeiten in jeder Beziehung bewährten.

Dem Leser wird vielleicht eine Erklärung für die dichtende Wirkung des Doppelklauenschlosses erwünscht sein. In Wirklichkeit kommt die in Abb. 11 oben gezeigte Grundstellung der beiden

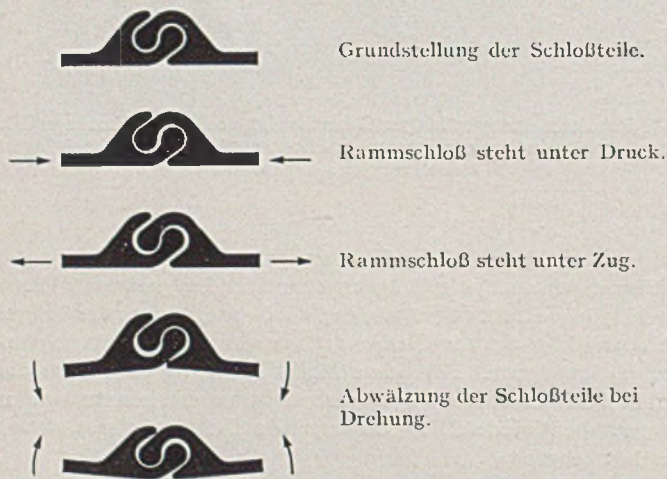


Abb. 11. Die verschiedenen Stellungen des Rundschlosses.

Schloßteile beim Rammen nur selten vor. Fast immer stehen die Bohlen unter Zwang, d. h., das Schloß erhält entweder Zug oder Druck, womit dann noch eine Drehbewegung verbunden zu sein pflegt. Wie man an einem Schloßabschnitt leicht feststellen kann, wälzt sich beim Rundschloß der eine Schloßteil auf dem andern ab. Ganz gleich, wie sich die Bohle beim Rammen hinzieht oder verdreht, immer gibt es in jedem Schloßquerschnitt eine Stelle mit nahezu punktförmiger Berührung. Über die ganze Bohlenlänge ergibt das im Schloß eine irgendwie verlaufende gewundene Raumkurve, die unter hoher Flächenpressung steht und daher gut dichtet.

Die gerammten Schlösser erwiesen sich daher als dicht.

Die geringen Mengen von Sickerwasser traten hauptsächlich durch die Schlösser hindurch, in denen die Einzelbohlen bereits auf dem Werk zu einer starren Doppelbohle zusammengezogen waren. Man kann in ähnlichen Fällen schätzungsweise noch zwei Drittel des Sickerwassers zurückhalten, wenn diese Schlösser vor oder nach dem Zusammenziehen der Bohlen auf dem Werk mit Bitumen gedichtet werden.

Während die zusammengezogenen Schlösser auf dem Werk bereits durch elektrische Schweißung stellenweise geheftet sind, wodurch eine starre Doppelbohle oder Wanne entsteht, besitzen die Rammchlösser eine große Beweglichkeit, wie aus den verschiedenen Stellungen von Abb. 11 ersichtlich ist. Für den Fall, daß eine Bohle infolge von Hindernissen im Boden die Richtung verlor, gelang es leicht, mit den nächsten Bohlen die Flucht wieder herzustellen.

Die Ausführung in Duisburg dürfte eine der schwierigsten Rammarbeiten der letzten Jahre gewesen sein. Wurden doch die sehr langen Bohlen von einem hohen und nachgiebigen Rammgerüst aus geschlagen, das nur kleinen Abstand von der Spundwand hatte (Abb. 7 u. 14).

Die Flußsohle lag in der Außenseite der Flußkrümmung am Pfeiler auf etwa + 19,50 m, und die Böschung des Ufers stieg landwärts steil auf + 34 m an. Das ursprüngliche Gelände war hier von einer Schlackenhalde überlagert, die von den benachbarten Hüttenwerken stammt. Bei dem hohen spezifischen Gewicht von etwa 2,5 t/m<sup>3</sup> für die festen Stücke, war mit ungewöhnlich starkem, einseitigem Erddruck zu rechnen (Abb. 7). Der Boden stand beim Rammen unter dem einseitigen Erddruck dieses Berges von 14 m Höhe.

Der Boden, der durchrammt wurde, bestand im oberen Teil aus Kies und Sand verschiedener Körnung. Er war stellenweise mit stark bindenden Bestandteilen gekittet, so daß auch diese Schichten großen Rammwiderstand aufwiesen. Zwischendurch wurden auch große Steine getroffen und glatt durchrammt (Abb. 12), ohne daß die Bohlen merkliche Beschädigung aufwiesen. Man hatte hier die seltene Gelegenheit, Spundbohlen von 17 m Länge bis auf die untersten 3 m wieder freizulegen und nach einer derart ungewöhnlichen Beanspruchung auf ihre Beschaffenheit zu überprüfen. Gerammt wurde mit einer Dampftramme von Menck & Hambrock, Hamburg, mit einem Rammhären von 4 t-Fallgewicht. Der Rammwiderstand der einzelnen Bohlen war recht unterschiedlich. Verschiedene Doppelbohlen erhielten dabei bis zu 5000 Schläge. Der Rammwiderstand vergrößerte sich auf den letzten 4 1/2 m sehr schnell, sobald die Bohlen in den harten Ton eindringen. Als geringste Eindringung wurde 0,5 mm je Schlag festgestellt. Unter der Wucht des Dampfhärens von 1280 mm Hubhöhe entstanden, bei der geringen Eindringung je Schlag, ganz gewaltige Flächenpressungen, wobei die Bohlenköpfe unbeschädigt (Abb. 17) blieben.



Abb. 12. Profilgemäß durchrammter Stein aus Quarzit.

Die starken Erschütterungen beim Rammen hatten zur Folge, daß die stählernen Stützen des Rammgerüsts unter dem Gewicht des Rammwagens von etwa 45 t als ruhende Last allmählich in den Boden eindringen, und zwar bei jeder Doppelbohle etwa 30—40 mm. Es mußte daher eine Abfangvorrichtung geschaffen werden, um die Stützen von den hohen Drücken des Rammwagens zu entlasten. Dieses geschah in der Weise, daß innerhalb der Baugrube 2 Reihen Holzpfähle jeweils in etwa 1,50 m Abstand von den Längswänden der Spundwand gerammt wurden

(Abb. 13). Durch Verschrauben zweier Walzträger I 47 $\frac{1}{2}$  wurde ein schwerer Kastenträger gebildet und als Holm über die Holzpfähle parallel zur Spundwand gelegt. Mit diesem Holm konnten die beiden Hauptträger des Rammwagens durch Zwischensetzen von zwei Hebeböcken (Flüssigkeitspressen) abgefangen werden. Während des Rammens mußten die Pressen dauernd nachgepumpt werden, da die Holzpfähle unter einer Größtlast von 50 t ebenfalls nachgaben. In einem Falle konnten sogar 400 mm gemessen werden. Beim Weiterfahren des Rammwagens wurden jeweils die Pressen versetzt, bzw. der Holm umgebaut. Die Rammarbeiten wurden durch diese Hilfsmaßnahmen natürlich in gewissem Umfange verzögert und damit auch etwas verteuert.

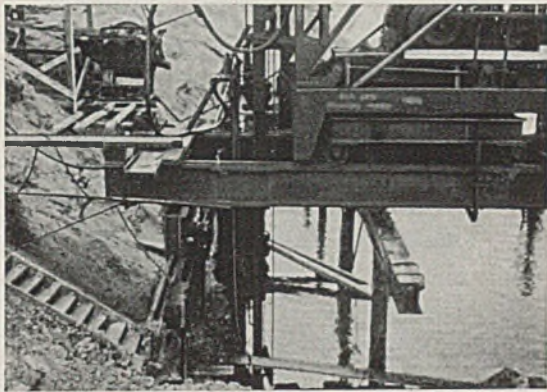


Abb. 13. Entlastung des Rammgerüsts. Über den hölzernen Hilfs-pfählen liegt der Holm aus II 47 $\frac{1}{2}$ . Zwischen Holm und Rammwagen zwei Flüssigkeitspressen. Der Rammbar ruht auf einer abgerammten Spundbohle.

Die Spurweite für die Kranbahn betrug nur 14 m. So hatten die Rammträger der Kranbahnstützen von der Außenwand der Spundwand nur einen rechnerischen Abstand von 0,56 m. Da sowohl beim Rammen der Stützen als auch der Spundwand die unvermeidlichen kleinen Abweichungen von der Flucht eintraten, war der Abstand tatsächlich stellenweise noch wesentlich geringer.

Durch das Rammen wurde der Boden im Umkreis der betreffenden Bohle verdichtet. Nach genauen Beobachtungen hörte diese Einwirkung auf den Untergrund in einer Entfernung von etwa 1 m Wirkungshalbmesser von der Spundbohle auf. Diese Erscheinung ließ sich besonders gut beobachten, wenn das Schloß von zwei nacheinander zu rammenden Bohlen unmittelbar vor der Stütze lag (Abb. 14). Es zeigten sich beim Rammen von Bohle Nr. 1,

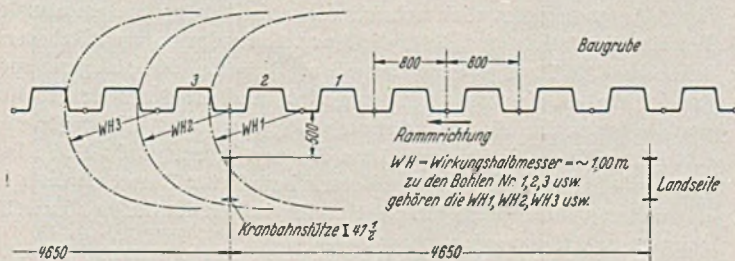


Abb. 14. Bodenverdichtung im Bereich der Stützen beim Rammen der Spundbohlen.

deren geringster Abstand von der entlasteten Stütze etwa 0,80 m betrug, keine nennenswerten Setzungen, d. h. der Wirkungshalbmesser erfaßte noch nicht ganz die Stütze. Beim Rammen der Bohle Nr. 2, die dicht an die Stütze heranreichte, zog der verdichtete Boden die Stütze mit hinunter, wobei Setzungen von durchschnittlich 30 mm gemessen worden sind. Es ist vielleicht wertvoll, zu erfahren, daß diese Stützensetzungen der unbelasteten Stütze in dem Augenblick aufhörten, wo beim Rammen die Spitze der Spundbohle die Spitze der Stütze erreicht hatte, d. h., der Boden um den Rammträger war bereits in diesem Zustand bis zum Höchstmaß verdichtet oder zusammengedrückt. Das Tieferram-

men der Spundbohle brachte keine weitere Verdichtung in dem Erdmantel der Kranbahnstütze mehr hervor. Auch das Rammen der anschließenden Nachbarbohle Nr. 3 hatte nur ganz geringfügige zusätzliche Senkungen zur Folge.

Da diese Verdichtung des Bodens einseitig, d. h. am stärksten vor der Stütze eintrat, mußte naturgemäß eine Stützenneigung damit verbunden sein, die mit etwa 1 cm Ausschlag auf 1 m Stützenlänge bei den wasserseitigen Stützen festgestellt werden konnte. Bei den landseitigen Stützen spielte der starke einseitige Bodendruck der hohen Böschung noch eine besondere Rolle. Beim Verdichten des Bodens durch das Einrammen der Spundbohlen vollzog sich das Umlagern der Sandkörner vorherrschend in einer Richtung. So wiesen die landseitigen Stützen nach dem Rammen der Spundwand eine viel stärkere Neigung auf als die wasserseitigen. Auch beim freien Rammen der I-Profile mit dem Rammhammer hatte sich bereits der unangenehme Einfluß des starken einseitigen Erd-drucks gezeigt. Die senkrecht angesetzten Walzträger schoben unter dem Bodendruck beim Rammen bis 100 mm und mehr wasserseitig ab. Deshalb wurde beim Einfluchten der Träger dieses Maß schon von vornherein durch Zugeben berücksichtigt.

Durch die Absenkung verlor die Stütze ihre Eigenschaft als Auflager für die Kranbahnträger. Anstatt der vorgesehenen zwei Spannweiten von je 4,65 m, als Balken auf 3 Stützen, betrug die wirksame Spannweite des Kranbahnträgers nach der Absenkung der Mittelstütze zweimal 4,65 = 9,30 m. Er wirkte dann als Balken auf 2 Stützen mit doppelter Spannweite. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die Stützensenkungen im Verlauf des Rammvorganges bereits vorher bis zu 50 und 60 mm betragen hatten, so daß die rechnerisch zugrunde gelegten Spannungen in der Kranbahn auf das Vierfache anwachsen konnten und Gefahrenzustände auftraten, die nur unter Beachtung besonderer Vorsichtsmaßnahmen und äußerster Sorgfalt die Weiterarbeit gestatteten.

Die größte gemessene Spurverengung infolge Stützenneigung beim Rammvorgang betrug 150 mm. Demgegenüber besaßen die Spurkränze nur 30 mm Spiel nach jeder Seite (Abb. 10). Sobald die Räder zu klemmen angingen, übernahm der Rammwagen die Aufgabe einer Anker- oder Druckstange, für die er nicht eingerichtet war. Vor allem bestand vollständige Unklarheit über den Spannungszustand und die Größe der Kräfte im Rammgerüst. Begannen die Spurkränze beim Vorfahren des Rammwagens zu klemmern, und das taten sie, so konnten sie auch über den Schienenkopf hinwegspringen, während die Kranbahn um ein unbekanntes Maß zurückfedern wollte. Deshalb mußte die Kranbahn rechtzeitig verlegt werden, um einen möglichst spannungslosen Zustand beim Vorfahren zu gewährleisten.

Aus dem gleichen Grunde wurde auf Maßnahmen, die vielleicht das Gewissen beruhigen, aber keine unbedingte Sicherheit boten, wie z. B. auf eine Verankerung der Kranbahnstützen in der Schlackenwand, verzichtet. Diese Vorsicht war durchaus berechtigt, da sich später durch die Erschütterung beim Rammen eine Gleitfläche in der Schlackenwand bildete und sich schätzungsweise 500 m<sup>3</sup> Schlacke in Bewegung setzten.

Zum Beheben der Störung wurde infolge der Spurverengung der Rammwagen an das äußerste Ende der Kranbahn gefahren, der landseitige Kranbahnträger in nahezu seiner ganzen Länge gelöst, auf die neue Spurweite gelegt und gleichzeitig durch Auffuttern auf die frühere Höhe gebracht. Die ursprüngliche gerade Flucht der Kranschienen ging dadurch verloren. Dabei wurde vorsorglicherweise das mögliche Spiel innerhalb des Spurkränzes zugegeben, um dadurch weiteren Spurverengungen zu begegnen.

Nach Abschluß der Rammarbeiten wurde die Ramme abgebaut. Dafür fuhr ein Raupenbandbagger, Bauart Menck & Ham-brock, Größe IV, von Land aus über eine Hilfsbrücke auf den Rammwagen, um als Kran zu arbeiten (Abb. 8). Er hatte an Stelle der Raupenbänder 4 Räder mit Spurkränzen erhalten.

Die ungewöhnlich große Baggertiefe, von der Schienenoberkante des Baggers, bis zur Gründungssohle waren es 16 m, zwang den üblichen Greiferkorb von 0,8 m<sup>3</sup> Inhalt gegen einen Korb von 0,5 m<sup>3</sup> auszuwechseln. Gleichfalls wurden die Seiltrommeln gegen entsprechende mit größeren Durchmessern ausgetauscht. Der ge-

ringe Seildurchmesser in Verbindung mit dem größeren Trommelumfang ergab eine mögliche Absenktiefe des Korbes von rd. 25 m.

Um den Greifer beim Baggern möglichst wenig zu behindern, und mit Rücksicht auf die Kosten, hatte man davon abgesehen, die Spundwand oben nahe des Kopfes mit einem Rahmen zu fassen, der in diesem Falle aus Stahl hätte sein müssen. Beim Auspumpen und Ausgreifen der Baugrube standen die Spundbohlen anfänglich als freistehende Wand mit großer Einspannlänge (Abb. 15). Der gewal-

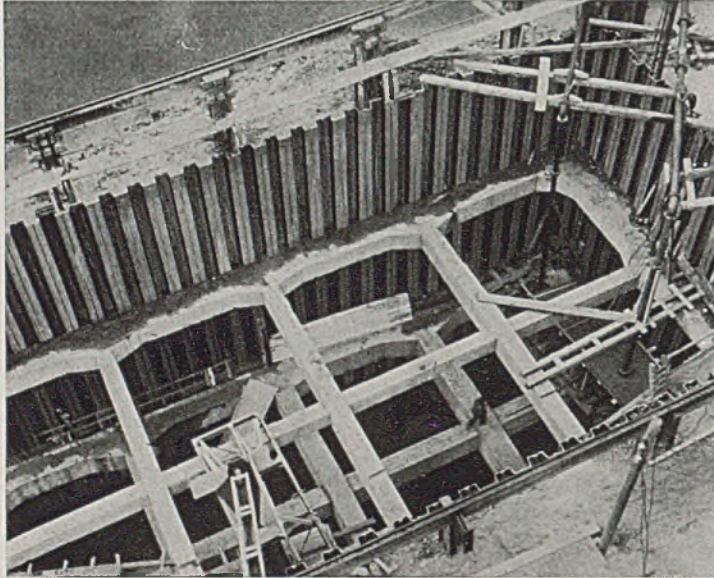


Abb. 15. Blick in die fertig ausgesteifte Baugrube.

tige Bodendruck erzeugte bei der freien Länge von etwa 6 m in den Spundbohlen Biegespannungen, die noch über  $2000 \text{ kg/cm}^2$  hinausgegangen sein dürften. Die Spundwände gaben den Spannungen entsprechend nach und nahmen bei dieser Gelegenheit die Kranbahnstützen mit, wodurch eine weitere Spurverengung eintrat. Zur Vereinfachung der Arbeit wurde der Kranbahnträger immer nur auf der Landseite verlegt. Als größte Verengung der Spur wurden

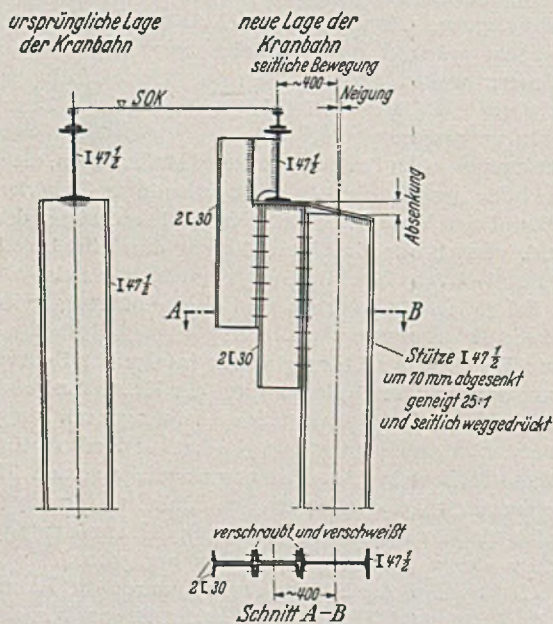


Abb. 16. Behebung der Spurverengung durch Auskragungen an den Stützen.

im Laufe der Bauzeit rd. 400 mm gemessen, d. h. die neue Lage der Kranbahn fiel bereits aus der Flucht der Kranbahnstützen heraus. Durch Ansetzen von  $2 \times 2$  [-Eisen (Abb. 16) an die Stützen wurden auskragende Auflager für die Kranbahn geschaffen. Unter weitgehender Verwendung der elektrischen Schweißung konnte hier

schnelle und gute Arbeit geleistet werden. Außerdem war es möglich, mit dem Schneidbrenner jederzeit die Verbindungen zu lösen und durch Schweißen jede neue Lage der Kranbahn herzustellen.

Der obere Eisenbetonrahmen wurde in den Knotenpunkten und Ecken mit 2 Rundstangeisen von je  $30 \text{ mm } \varnothing$  an den Spundbohlenköpfen aufgehängt. Das Aufhängen des Rahmens ist mehr als eine Vorsichtsmaßnahme aufzufassen, da ein geringer Bodenaushub den äußeren Erddruck bereits soweit vergrößert, daß der



Abb. 17. Betonieren des oberen Rahmens. Die aufgebogenen Eisen an der Anschlußstelle eines Druckbalkens.

Rahmen durch die Reibungskräfte an der Wand gehalten wird. Für den unteren Rahmen wurden zum Aufhängen kurze Winkelstücke auf die Innenseite der Spundwand ringsum elektrisch aufgeschweißt, was natürlich nur an einer Spundwand möglich ist, die wenig Wasser durchläßt und trocken ist.

Eine Nachprüfung ergab ferner, daß die größten Beanspruchungen des oberen Rahmens beim Ausgreifen des Bodens für den unteren Rahmen eintraten, daß also ein anfänglicher Bauzustand größere Beanspruchungen liefern kann als der vorgeschrittene oder endgültige Zustand. Durch Höherlegen des unteren Rahmens wurde auch diesem Umstand Rechnung getragen. Der fallende Wasserstand im Rhein sorgte dafür, daß die angreifenden Außenkräfte unter dem rechnerischen Höchstwert blieben.

Wie außerordentlich schnell die Arbeit vorgetrieben wurde, beweist die Tatsache, daß für die Herstellung des unteren Rahmens keine vollen 6 Tage gebraucht wurden. Diese Leistung ist ganz ausgezeichnet, da sie von ungeübten Notstandsarbeitern ausgeführt wurde, denen das Flechten der aufgebogenen Eisen, die wegen der seitlichen Kräfte in waagerechten Ebenen lagen, große Mühe bereitete (Abb. 17). Über  $400 \text{ m}^3$  stark bewehrter Beton mußten in den unteren Rahmen eingebracht und zwischen der dichten Bewehrung verarbeitet werden.

Bei der großen Sommerhitze wurde der Rahmen für die Zeit über das Wochenende geflutet, um den jungen Beton zu durchfeuchten. Da das Grundwasser Bestandteile enthielt, die für den Beton schädlich sind, wurde Wasser aus dem Rhein durch Heberwirkung in die Baugrube gelassen (Abb. 18).

Die Baugrubenaussteifung bildete für das Ausgreifen ein Hindernis, da der Greiferkorb den Boden immer nur im mittleren Teil der 12 Felder greifen konnte. Soweit der Boden mit dem Gerät nicht zu fassen war, mußte er mit der Hacke gelöst und nach den Feldermitten geworfen werden.

Das Ausheben des Bodens ging glatt von statten. Man hatte gehofft, bei dieser Gelegenheit Betonkies zu gewinnen. Leider war der Kies aber stark verschmutzt und zur Herstellung von Beton unbrauchbar.

Die Tatsache, daß für den oberen Rahmen ein Druck von 50 t/m und für den unteren 80 t/m errechnet wurde, gibt eine Vorstellung von der Größenordnung des Erddruckes, vgl. Abb. 19. Dabei war es zweifelhaft, ob der Erdwiderstand auf der Wasserseite genügend groß war, um den landseitigen Erddruck ohne eine zu große Verschiebung der Spundwand aufzunehmen. Aus diesem Grunde wurde die wasserseitige Spundwand noch durch Vorwerfen

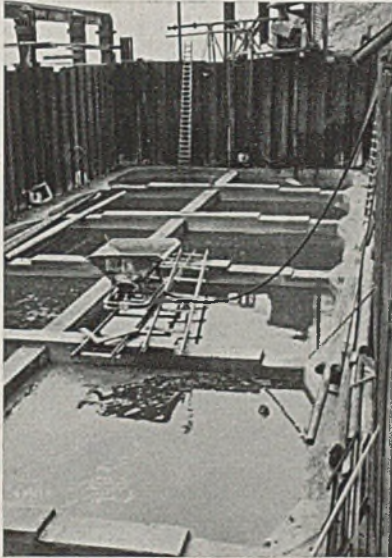
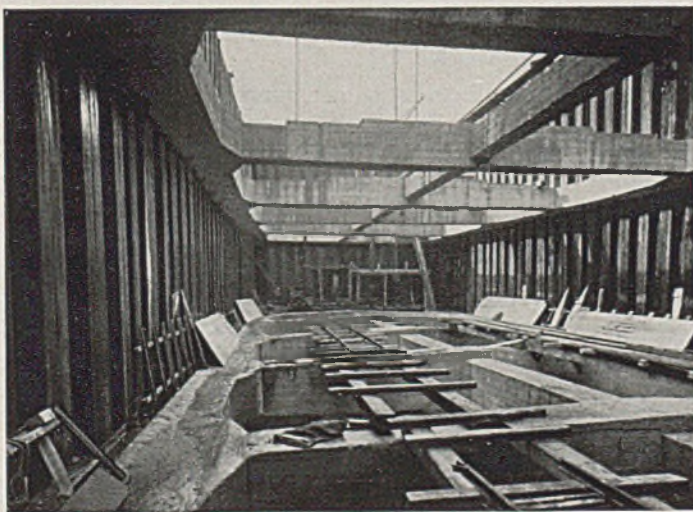


Abb. 18. Anfeuchten des jungen Betons durch Fluten der Baugrube.

von grobem Kies auf der Wasserseite abgestützt (Abb. 8). Die Frage war deshalb von besonderer Bedeutung, weil die Querwände in ihrer Richtung als unverschieblich angenommen werden konnten, während bei den Längsseiten, besonders in der Brückenachse, eine merkliche Bewegung zu erwarten war, bevor der volle Erdwiderstand auf der Wasserseite ausgelöst wurde. Dies hätte zu einer Verformung des Rahmens und zu einer Rissebildung führen können. Aus diesem Grunde wurden in den Längsbalken der Endfelder durch seitliche Einkerbungen und durch gekreuzte Eisenlagen Gelenke geschaffen. Die Bewegungen der Spundbohlen sind nur gering gewesen, so daß die Gelenkwirkung wahrscheinlich gar nicht in Anspruch genommen wurde.



Aufn.: Pressephotograph Hermann Hill, Duisburg-Wanheimerort.  
Abb. 19. Blick zwischen die beiden Aussteifungen. Erddruck auf oberen Rahmen 50 t/m; Erddruck auf unteren Rahmen 80 t/m.

Zum Leerpumpen der Baugrube stand eine Pumpe von 150 mm Ø zur Verfügung. Das geringe Sickerwasser, das durch die Schösser trat, reichte für den dauernden Betrieb dieser Pumpe nicht aus. Daher wurde sie gegen eine Pumpe von 90 mm Ø aus-

getauscht. Obwohl die Pumpe bei der großen Förderhöhe nur wenig Wasser warf, mußte sie noch stark gedrosselt werden.

Die Frage, ob es gelungen war, einen dicht schließenden Spundwandkasten herzustellen, war erst mit dem Augenblick geklärt, als man beim Ausgreifen die Tonschicht auf dem ganzen Umfang der Baugrube erreicht hatte. Beim Ausheben wurden etwa ein Dutzend große Steine bis zu etwa  $\frac{1}{2}$  m<sup>3</sup> Inhalt in der Baugrube angetroffen



Aufn.: Pressephotograph Hermann Hill, Duisburg-Wanheimerort.  
Abb. 20. Die Sohle für die Gründung des Pfeilers. Die Findlinge sind deutlich sichtbar. Man beachte die freigelegte Bohlenlänge.

(Abb. 20). Die meisten lagen dicht an der Spundwand, aber frei davon. Einige wurden durchrammt oder zertrümmert. Die Untersuchung ergab, daß es sich um Steine von großer Härte handelte.

Hier gab es noch eine unliebsame Überraschung. Beim Reinigen der Wände vom anhaftenden Boden zeigte sich plötzlich eine



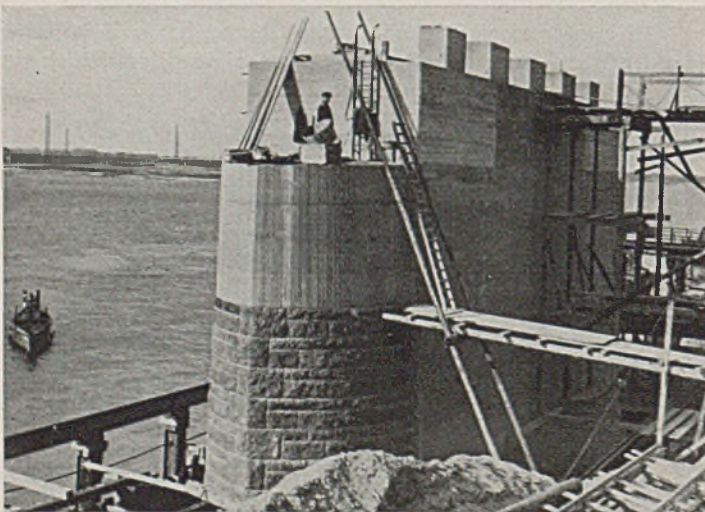
Abb. 21. Durchrammter Findling und dadurch verursachte Schloßsprengung. Eine schnell vorgebaute Sandsackpackung soll das Herausspülen des Bodens verhindern.

Quelle. Man war auf einen besonders großen Findling aus Quarzit gestoßen. Bei einer Länge von etwa 2,50 m lag der Stein fast in der ganzen Größe innerhalb der Baugrube (Abb. 21). Er war aber noch von einer Spundbohle getroffen und durchrammt worden, wobei

das abgesprengte kleinere Stück nach außen, also in der Richtung des geringsten Widerstandes, ausweichen konnte. Die Spundbohle ging daher auch nicht senkrecht oder geradlinig hindurch, sondern folgte diesem ausweichenden Stück. Die nächste Spundbohle traf gleichfalls den Stein, durchrammte ihn ebenso und mußte dabei notwendigerweise aus dem Schloß springen. Es war wertvoll, festzustellen, daß die Bohlen keinerlei Neigung zeigten, sich bei diesem gewaltigen Widerstand aufzurollen. So wurde dieses Vorkommnis, das für den Bau ein Hindernis und zusätzliche Kosten bedeutete, gleichzeitig eine Rechtfertigung für das gewählte Gründungsverfahren.

Durch den plötzlichen Wasserandrang ergaben sich keine besonderen Schwierigkeiten. Das Wasser konnte mit der Pumpe von 150 mm  $\varnothing$  allein gehalten werden, während die Arbeiten in dem übrigen Teil der Baugrube ungestört vorangingen. Auf der verbleibenden Restfläche, etwa zwei Drittel der gesamten Grundfläche, wurde der Ton bis auf die Gründungstiefe entfernt und der Sohlenbeton in einer Schicht von 2—3 m Stärke eingebracht. Inzwischen wurden durch einen Taucher die Vorbereitungen zum Abdichten der Leckstelle getroffen.

Das Wasser trat aus der Leckstelle über dem Stein nahezu entspannt heraus. Durch Einführen eines Schlauches durch die Leckstelle hinter die Spundwand in den Kies wurde ein Überdruck von nur 0,20 m Wassersäule festgestellt. Dies erklärt sich durch das Vorhandensein von Steinen in der Kiesschicht. Die Steine verspannten und verklemmten sich vor der Leckstelle, wirkten wie ein Filter und verhüteten das Herausspülen von Bodenmassen. Zunächst wurden 6 Öffnungen in die Stege der Spundbohlen eingebrannt, in welche die Hakenköpfe der Schraubenbolzen hineinfabten. Darauf wurde eine Eisenplatte mit Gummidichtung zugepaßt und durch Anziehen der Muttern an die Spundwand angepreßt. Die Platte selbst hatte für den späteren Anschluß eines eisernen Rohres bereits eine Öffnung von 200 mm  $\varnothing$  erhalten.

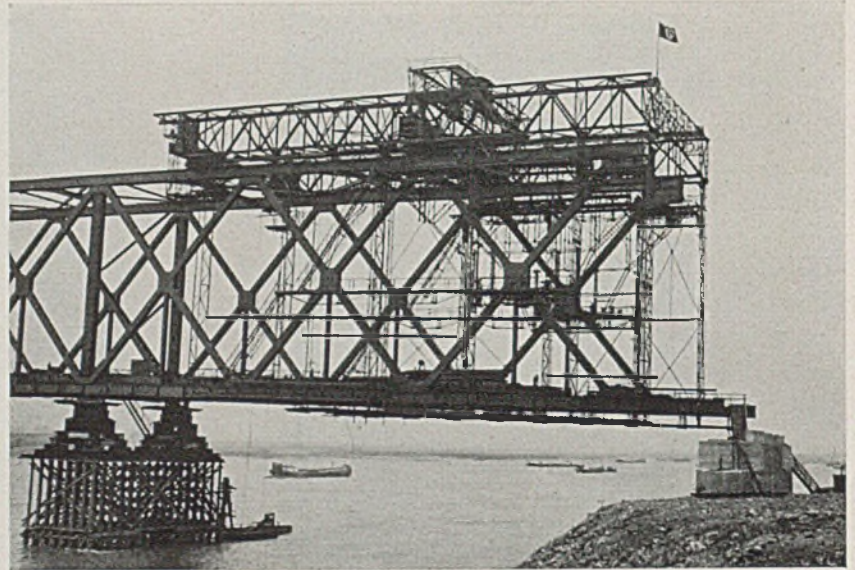


Aufn.: Pressephotograph Hermann Hill, Duisburg-Wanheimerort.  
Abb. 22. Der obere Pfeilerschaft mit Auflagerbank. Tief unten ist die Spundwand der Baugrube und die Kranbahn sichtbar.

Außerdem waren die Schraubenbolzen zum Befestigen des Rohrflansches schon eingesetzt. Der Durchmesser von 200 mm wurde gewählt, damit das Wasser ausfließen konnte, ohne daß ein Druckanstieg hinter der Platte durch Drosselung entstand. Die Unterkante des Findlings lag schätzungsweise auf +12,00. Der Ton stand hier etwa bei +11,80 m an. Zwischen dem Findling und dem Ton befand sich also noch eine grobe Kiesschicht. Daher mußte

ein Druckanstieg, der zu einem Unterspülen des Findlings führen konnte, vermieden werden.

Die Rammschlösser von zwei benachbarten Doppelbohlen lagen jeweils in der abliegenden Welle, also auf der Außenseite der Spundwand. So befand sich auch die Stelle, an der die Bohle aus dem Schloß gesprungen war, in der abliegenden Welle. Durch die Öffnung in der Platte war es möglich, mit dem Arm



Aufn.: Pressephotograph Hermann Hill, Duisburg-Wanheimerort.  
Abb. 23. Die Brücke erreicht im freien Vorbau den Pfeiler 9. Der etwa 450 t schwere Kranwagen von Harkort-Demag ermöglicht den leichten und schnellen Einbau der schweren und unhandlichen Bauteile. Rechts der zierliche Pfeilerschaft, links das Hilfsjoch auf einem Wald von schweren Holzpfählen. Der darüber befindliche schwere senkrechte Hilfsstab wird später entfernt.

durchzulangen und durch Vorstreichen von Beton, mit schnell erhärtenden Zusätzen, unter Wasser einen dichten Abschluß zwischen Platte und Stein herzustellen. Ferner wurde der Raum am oberen Ende der Platte, zwischen Spundwand und Platte, mit Beton geschlossen. Nun konnte das Rohr angeflanscht und das Wasser durch dieses Rohr und einen angeschlossenen Schlauch nach dem Pumpensumpf abgeführt werden. Dann wurde der Stein ringsum vorsichtig bis auf den Ton freigelegt und allseitig einbetoniert. Das Wasser trat mit +12° C aus, war also trotz des heißen Sommerwetters bei stundenlangem Arbeiten empfindlich kalt. Deshalb wurde die Arbeit von einem Taucher in Schutzkleidung, allerdings ohne Helm ausgeführt.

Das weitere Betonieren der ganzen Sohle ging nun ohne Schwierigkeiten und Zwischenfälle weiter. Für das Saugrohr der Pumpe blieb im Pfeilerbeton eine brunnenartige Aussparung. Erst nachdem der Pfeilerbeton eine Höhe von rd. 5 m hatte, wurde ein Blindflansch vor das Schlauchende gesetzt, die Pumpe abgeschaltet und der Brunnen mit Beton gefüllt.

Ganz andere Entschlüsse wären notwendig gewesen, wenn statt der mit Steinen durchsetzten Kiesschicht z. B. ein gleichmäßig feiner Sand angestanden hätte. Auch durch eine kleine Leckstelle würde das Wasser den Sand in großen Mengen in die Baugrube eingetrieben haben. Selbst in derartigen Fällen gibt es noch zwei sicher wirkende Mittel, um die Störungen zu beheben. Einmal die Verfestigung des Sandbodens hinter der Leckstelle mit „Chemikal“ und zweitens das Herunterbringen von ein oder zwei Tiefbrunnen (am besten Großbrunnen), um das Grundwasser im Bereich der Leckstelle abzusenken.

Die meisten Störungen auf Baustellen wirken sich nur dann so unangenehm aus, wenn sie als scheinbare Zufälligkeiten die Bauleitung überraschen. Man muß die Möglichkeiten in Ruhe durchdacht haben und zum mindesten geistig darauf vorbereitet sein, denn im Falle der Gefahr steht kaum noch Zeit für Überlegungen zur Verfügung.



Während der untere Aussteifungsrahmen vollständig vom Pfeilerbeton umhüllt wird, also einen Bestandteil des Pfeilers bildet, ragt der obere Rahmen zum großen Teil aus dem sich stark verjüngenden Pfeilerschaft seitlich heraus. Dieser Teil des Rahmens mußte später durch Sprengung beseitigt werden. Die Sprenglöcher waren bereits beim Betonieren vorgesehen. Ebenso mußte die wasserseitige Spundwand unter der Höhe der Flußsohle gegen den Erdboden weggebrannt und der darüberstehende Teil gezogen werden, um nicht die Schifffahrt zu gefährden.

Der Pfeiler wuchs dann schnell in die Höhe (Abb. 22). Eine Schilderung der Einzelheiten kann unterbleiben, da sich dieser Bauabschnitt nur wenig von anderen Groß-Baustellen unterscheidet. Bis zum 1. Dezember mußten alle behelfsmäßigen Einbauten im Strom, die für den stählernen Überbau der Brücke erforderlich waren, wegen der Gefahr des Eisganges entfernt sein (Abb. 23). Besondere Aufmerksamkeit hatte deshalb der Schließvorgang für den Spundwandkasten verlangt, hing doch die rechtzeitige Fertigstellung nicht nur des Pfeilers, sondern der ganzen Brücke davon ab.

Die meisten Fachleute sprachen sich dafür aus, den Kasten in der Mitte der wasserseitigen Längswand zu schließen. Auch, wenn man die bisher beobachtete Längenzunahme von etwa 5 mm auf die Breite einer Doppelbohle von 800 mm berücksichtigte, war der Erfolg zweifelhaft. Man ist mit den einmal gewählten Abmessungen festgelegt, daher ganz dem Zufall ausgeliefert und braucht dann unter Umständen ein oder zwei Paßbohlen, was außer Geld auch noch Zeit kostet. Deshalb wurde in der Ecke geschlossen, da eine unvorhergesehene Längenänderung bei der Wand noch im letzten Augenblick in der Ecke ausgeglichen werden konnte. Allerdings mußte die Ramme dann einmal mehr umgesetzt werden.

Leider gelang es nicht, bei den großen örtlichen Schwierigkeiten, die letzten Bohlen genau senkrecht zu rammen. Es trat daher in der Ecke der Zustand ein, der unbedingt vermieden werden sollte, nämlich, daß die beiden letzten Bohlen windschief zueinander im Raume standen. In solchem Falle kann keine Bohle schließen, sondern muß mit großer Wahrscheinlichkeit das Schloß sprengen, oder wenn sich die Lücke nach unten verjüngt, in halber Höhe festklemmen. Deshalb wurde als einzige noch verbleibende Maßnahme die letzte Bohle der Querwand durch Neigen des Mäklers der Stellung der vorletzten Bohle in der Längswand angepaßt. Nach genauem Einmessen und mit etwas Glück gelang das Wagnis. Es verblieb die gewünschte Lücke mit einer gleichmäßigen Breite von etwa 800 mm, also genau einer Doppelbohle entsprechend. Zwar mußte die Schlußbohle beim Rammen in der beiderseitigen

Führung von zwei Schössern noch eine Drehbewegung ausführen, doch war dies ohne weiteres möglich. Trotz der zweiseitigen Schloßreibung erforderte die Schlußbohle weniger Rammarbeit als die meisten anderen.

Man sollte bei einer Gründungsarbeit die Vorarbeiten bis zum Freilegen der Pfeilersohle mit der gleichen Sorgfalt wie den darauffolgenden Pfeileraufbau planen. Es hat sich gezeigt, daß diese Vorarbeiten unter besonderen Verhältnissen nicht nur den schwierigsten Teil der Arbeit bilden, sondern auch mehr Zeit brauchen und unter Umständen auch größere Kosten verursachen können. Ganz allgemein besteht die Neigung, gerade diese Vorarbeiten im Vergleich mit den Hauptarbeiten stark zu unterschätzen.

Das gewählte Gründungsverfahren erwies sich als ein voller Erfolg und wird in ähnlichen Fällen auch wieder verwendet werden. Dabei ist zu bedenken, daß bei der vorliegenden Arbeit ganz besonders ungünstige Verhältnisse vorlagen und daß bei einem Pfeiler im freien Wasser bzw. im freien Vorland selbstverständlich die Vorzüge einer Gründung mit Spundwand und offener Baugrube in noch wesentlich stärkerem Maße in Erscheinung treten werden.

Die Baustelle in Duisburg stellte die Bauleitung vor eine ganze Reihe von Entschlüssen mit großer Tragweite. Wenn es gelang, die notwendigen Entscheidungen sehr schnell herbeizuführen, so war dies in erster Linie den Herren von dem Städtischen Brückenbauamt, insbesondere Stadtbaumeister Hermann und Reg.-Bauführer Schiebeling zu verdanken.

Wer die Veröffentlichungen der letzten Jahre über bemerkenswerte Bauten verfolgt, wird nur selten eine Schilderung der besonderen Schwierigkeiten finden. Man scheut sich, einzugestehen, daß vielleicht noch andere ebenso gute oder gar bessere Lösung möglich gewesen wären. Glücklicherweise läßt sich in dieser Hinsicht ein Wandel in der Auffassung feststellen (vgl. das Schlußwort in dem Buch von Agatz, „Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser“). Auch ein ausführlicher Bericht kann niemals die unmittelbar gewonnenen Erfahrungen erschöpfend wiedergeben, sondern nur Anregungen bringen. Verfasser dieses Aufsatzes, der für die beiden ausführenden Unternehmungen die Tiefbauarbeiten leitete, wollte gerade die Schwierigkeiten und die sich daraus ergebenden Störungen behandeln, da nur diese für die Fachwelt von Bedeutung sind. Die Achtung vor der hier geleisteten Arbeit kann dadurch niemals vermindert, sondern nur vergrößert werden.

## SETZUNG UND SICHERUNG ALTER TURMBAUTEN.

Von Dipl.-Ing. H. Meischeider, Berlin.

Einige Fälle der letzten Zeit, in denen die Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) teils direkt, teils durch Veröffentlichungen in der Fachpresse mit Fragen der Wiederherstellung alter Turmbauten in Berührung kam, waren die Veranlassung zu diesen Zeilen. Hierin soll nochmals auf die dabei in Frage kommenden Zusammenhänge zwischen Bauwerk und Baugrund sowie auf die Notwendigkeit eingehender und umfassender Untersuchungen hingewiesen werden, insbesondere da einige dieser Gedankengänge auch heute noch vielen Architekten und Ingenieuren fremd sind. Zudem bieten gerade alte Turmbauten ausgezeichnetes Studienmaterial, da sich erstens häufig die Setzungen vieler Jahrhunderte an ihnen ablesen lassen, zweitens sich oft die Wirkungslosigkeit früherer Instandsetzungsarbeiten erkennen läßt und drittens gerade solche Bauten Musterbeispiele einer falschen Grundrißgestaltung mit Konzentrierung großer und schwerer Massen an einer Stelle sind.

Dabei sollen solche Schäden hier nicht besprochen werden, die auf Zerstörung der alten Fundamente (durch chemische Einflüsse

oder Verfaulen der Holzroste bzw. -pfähle infolge Grundwasser-senkung) zurückzuführen sind, sondern nur jene Fälle, in denen flach gegründete Bauwerke oder Bauten auf kurzen „Spickpfählen“ durch ungleichmäßige Setzungen beschädigt worden sind, Risse bekommen oder sich schief gestellt haben.

Einen Schaden beseitigen zu wollen, setzt voraus, daß man die Ursache klar kennt, und die Ursachen für Setzungen sind sehr mannigfaltig. Bei nichtbindigen Böden können häufige Grundwasseränderungen Bewegungen der einzelnen Bodenteilchen bewirken (Abb. 1<sup>1</sup>). In den meisten Fällen wird aber durch natürliche Grundwasserschwankungen schon seit langem eine dichte Lagerung des Sandes und somit ein Stillstand eingetreten sein. Gefährlicher können solche Fälle sein, wo die Umlagerung der einzelnen Sandkörnchen durch Erschütterungen hervorgerufen wird. Setzungen durch Einrütteln erreichen ganz beträchtliche Werte<sup>2</sup>.

<sup>1</sup> Heft 4 der Veröffentlichungen der Degebo.

<sup>2</sup> Straßenbau 1936, S. 244 ff.

Abhilfe kann natürlich sofort durch Beseitigung der Quelle der Erschütterungen oder durch geeignete Dämpfungen und Isolierungen geschaffen werden.

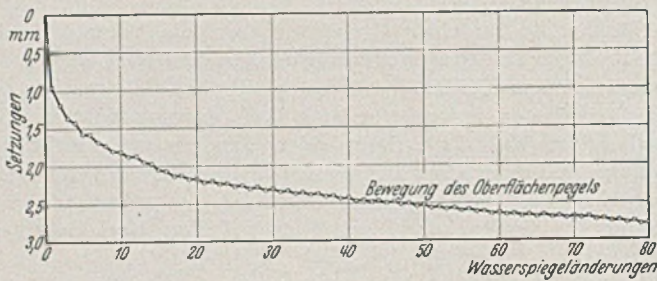


Abb. 1. Setzung von Sand durch Grundwasseränderung.

Sind bindige Schichten im Untergrund vorhanden, so ist die häufigste Setzungsursache in der Zusammendrückung dieser Schichten infolge der Auflast zu suchen. Die Form der Setzungskurve ist aus vielen Veröffentlichungen allgemein bekannt<sup>3</sup>, im Normalfall strebt sie einem Endwert asymptotisch zu. Die Zeitdauer einer Setzung hängt ab von der Durchlässigkeit eines Materials und dem Weg, den das ausgepreßte Porenwasser zurückzulegen hat, mithin also von der Schichtstärke der betreffenden Schicht. Dabei wirkt eine zwischen bindigen Schichten liegende durchlässige Sandschicht auf den Verlauf der Setzung beschleunigend; es ist also von großem Einfluß, ob z. B. eine Tonschicht von 10 m Stärke oder 10 einzelne Schichten von 1 m Stärke mit dazwischen liegenden Sandschichten angetroffen werden. Im letzteren Fall würde die Zeitdauer der Setzung nur  $\sim 1/100$  der einer 10 m mächtigen Schicht betragen. Ist eine Setzung im Verlaufe der Zeit beendet, so genügt es, bei der Wiederherstellung die vorhandenen Schäden auszubessern und, falls nötig, das Bauwerk in sich durch Einbau von Ankern und Steifen zu verstärken und zu versteifen. Dabei muß aber vermieden werden, durch Neueinbringen großer Massen eine Neubelastung des Untergrundes zu bewirken, die unweigerlich zu neuen Setzungen führen muß. Meist stellt sich bei einer Nachrechnung der Fundamentspannungen heraus, daß die Bodenbeanspruchung für den betreffenden Unter-

halbfläche der Fundamentbreite beträgt, die neuerfaßte Fläche nur noch  $\sim 13\%$  der alten Fläche ausmacht. Besonders stark ist die Abnahme direkt unter dem Fundament. Noch geringer wird der Einfluß, wenn man auch die Druckverteilung in der zur Bildebene senkrechten Ebene mit berücksichtigt.

Eine weitere Folge schädlicher, ungleichmäßiger Setzungen sind die häufig beobachteten schiefen Türme. Im allgemeinen neigen sich dabei die Bauwerksteile auf zusammendrückbaren Schichten einander zu. Ein bekanntes Beispiel hierfür ist das Holstentor in Lübeck (Abb. 3<sup>4</sup>). Im Untergrund ist, wie die Ab-

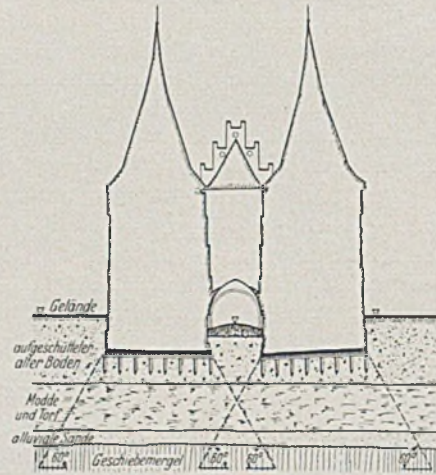


Abb. 3. Holstentor zu Lübeck. Überschneidung der Druckkegel in der plastischen Schicht.

bildung zeigt, eine Schicht Modde und Torf von beträchtlicher Mächtigkeit eingeschlossen. Durch die seitliche Ausbreitung der Fundamentdrücke ergibt sich in der Mitte zwischen beiden Türmen eine Überschneidung, so daß also in diesem Bereich größere spezifische Drücke herrschen als direkt unter den Türmen. Die Folge davon ist aber, daß sich die mehrbelasteten Teile des Bodens stärker setzen. Daß diese Erscheinung der gegenseitigen Beeinflussung auch bei modernen Bauten auftritt, zeigt Abb. 4

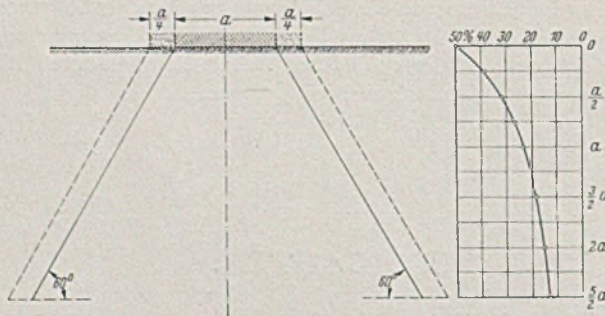


Abb. 2. Druckverteilung bei Vergrößerung der Fundamentfläche.

grund zu hoch ist. Man versucht infolgedessen, diese Belastungen durch Verbreiterung der Fundamente oder durch Vergrößerung der Auflagerfläche herabzusetzen. Dabei werden dann beträchtliche Betonmassen eingebaut. In einem Fall hat man auf diese Weise den Untergrund mit  $\sim 500$  t auf verhältnismäßig kleiner Fläche neu und zusätzlich belastet. Aber auch der Wert einer Vergrößerung der Aufstandsfläche ist nur gering; denn selbst, wenn die neue Sohle überall gleichmäßig tragen würde (was nicht der Fall ist, da die wenig vorbelasteten Flächen neben den alten Fundamenten nur geringe Lasten aufnehmen), so herrscht doch schon wenige Meter unter der Sohle fast die alte Spannungsverteilung. Abb. 2 zeigt, wie bei einer Fundamentverbreiterung um 50% und Annahme linearer Druckverteilung in einer Tiefe, die das zweiein-

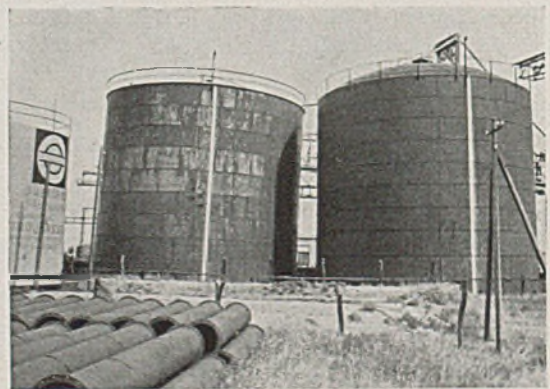


Abb. 4. Tankanlagen. Die Behälter haben sich infolge der gegenseitigen Beeinflussung im Untergrund aufeinander zugeneigt.

In anderen Fällen (Halle, Lübeck) wird beobachtet, daß sich die beiden Türme einiger Bauwerke auseinanderneigen. Hier ist als Ursache festgestellt worden, daß unter den Außenmauern die Kantenpressung infolge der eingebauten Gewölbe am größten ist, mithin also dort auch die größten Setzungen zu erwarten sind. Außerdem können auch noch verschiedene Mächtigkeit, verschiedene Zusammensetzung (Kornverteilung) und verschiedenartige Konsistenz der zusammendrückbaren Schichten Anlaß zu Schiefstellungen geben.

Eine andere Setzungserscheinung, die in ihren Ursachen oft

<sup>3</sup> Siehe u. a. L o o s: Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen. Berlin: Julius Springer 1935.

<sup>4</sup> Zbl. Bauverw. 56 (1936), S. 37 ff.

verkannt wird, ist das verschiedene große Setzungsmaß verschiedenen schwerer Bauwerksteile. Selbst, wenn in der Fundamentsohle theoretisch überall gleichmäßige Spannung durch verschieden große Grundflächen erzielt wird, so ist die Spannungsverteilung im Untergrund doch durchaus ungleichmäßig. Der Grund liegt in der verschieden großen Tiefenwirkung verschieden großer Platten mit gleicher Einheitsbelastung. Abb. 5 zeigt, wie bei einem Bauwerk

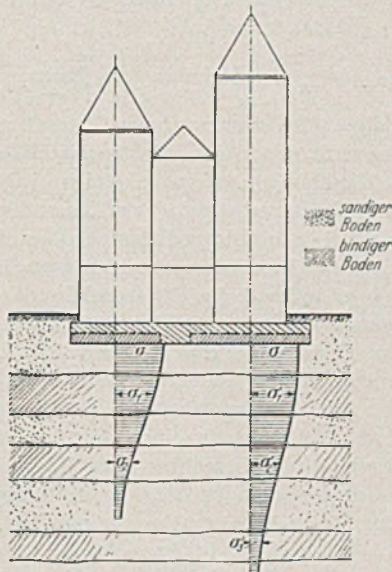


Abb. 5. Spannungsverteilung unter verschiedenen schweren Bauwerksteilen.

mit verschiedenen hohen Türmen unter dem schwereren Turme noch Schichten erfaßt und zusammengedrückt werden, die bei dem leichteren Turm überhaupt keine Belastungen mehr erfahren und wie verschieden in gleicher Tiefe die Belastungen der zusammengedrückbaren Schichten bei gleicher Fundamentbelastung sind. Die Folge ist, daß bei vielen alten Kirchen usw. die Turmgruppe vom restlichen Bauwerk völlig abreißt (Beispiel Königsberger Dom) oder aber die Anbauten mitgezogen und schief gestellt oder verquetscht werden, wie dies in Abb. 6 und 7 zu sehen ist, wo durch den schweren Turm im Mittelbau die Tornischen der seitlichen Anbauten deformiert worden sind (Münster in Essen).



Abb. 6. Münster zu Essen. Mitnehmen und Verquetschen seitlicher Anbauten infolge verschiedener Belastungen.

In allen den Fällen, wo Bewegungen zur Ruhe gekommen sind, bieten Wiederherstellungsarbeiten nur geringe Schwierigkeiten. Anders dagegen die Fälle, wo auch heute noch nicht ein Stillstand der Setzungen eingetreten ist. Setzungen, die sich über einen Zeitraum von Hunderten von Jahren erstrecken, können ihre Ursache haben in einer sehr mächtigen und sehr undurchlässigen Tonschicht

im Untergrund. Die Setzungen müßten dann (bei Beobachtung über längere Zeitabschnitte) in gleichen Zeiträumen immer kleinere Werte aufweisen. Aber auch bei wenig mächtigen Tonschichten werden noch Setzungen alter Bauwerke beobachtet. Eine Ursache hierfür kann ständige Neubelastung des Untergrundes durch An- und Umbauten sein. An vielen Kirchen sind im Laufe der Jahrhunderte mehrfach die Türme erhöht oder das Schiff verbreitert worden. Die Setzungskurve hat dann einen un stetigen Verlauf, bei jeder Gewichtserhöhung wird die Zunahme der Setzung mit der Zeiteinheit vorübergehend wieder größer, um dann allmählich wieder nach 0 zu streben. Eine solcher Zeitsetzungskurven ist von Terzaghi für den Turm von Pisa rekonstruiert worden <sup>5</sup>.



Abb. 7. Ausschnitt aus Abb. 6.

Bisher sind nur die Fälle besprochen worden, in denen die Setzung einen normalen, durch Baugrunduntersuchungen und Nachrechnungen ungefähr erfaßbaren Verlauf genommen hat. Sind dagegen im Untergrund solche plastischen Schichten vorhanden, die unter der Auflast nach der Seite ausweichen, dann läßt sich dies nur schwer feststellen und es ist kaum möglich, diesen Vorgang durch eine Rechnung zu erforschen. Die Setzungserscheinungen sind dieselben: schwere Bauteile setzen sich am stärksten, Beeinflussung benachbarter Bauteile usw. Weiterhin sind nach dem heutigen Stande der Bodenmechanik nicht vorauszusagen gewisse Erscheinungen von Tonen, wie langsames Fließen oder zeitliche Verzögerung des Konsolidierungsvorganges, d. h. die Tangente an die Zeitsetzungskurve strebt keinem Nullwert zu, sondern behält eine konstante Neigung, oder die Setzung beginnt, erst lange nachdem keinerlei Bewegung festzustellen war.

Wiederherstellungsarbeiten an Bauwerken, die noch nicht zur Ruhe gekommen sind, müssen mit großer Vorsicht angepackt werden. Mit Zuschmieren der Risse und Verbreiterung der Fundamente wird nach dem Gesagten nur wenig zu erreichen sein. Dagegen sollten, wenn irgend durchführbar, gewisse unterschiedliche Bewegungen ermöglicht und dadurch wenigstens teilweise unschädlich gemacht werden, daß man Fugen anordnet (z. B. zwischen Turmgruppe und Schiff). In vielen Fällen wird sich das nachträglich durchaus ausführen lassen, Anker und Einbau von Steifen und Streben sind weitere Mittel zur Sicherung. Gleichzeitig sind genaue Nivellements über Monate und Jahre erforderlich, um den Verlauf der Setzungen ständig zu kontrollieren. Hält die Setzung unvermindert an, so ist sicher das Ausquetschen von plastischen Schichten oder eine der anderen erwähnten Erscheinungen die Ursache. In diesem Falle könnte man daran denken, das Bauwerk mit einer tiefreichenden Spundwand zu umgeben, sofern der Bauzustand überhaupt noch Rammarbeiten erlaubt.

In allen Fällen sollten aber vor Beginn der Wiederherstellungsarbeiten im Zusammenhang mit einem der bestehenden Institute genaue Erkundungen der Untergrundverhältnisse und der bodenphysikalischen Eigenschaften des Untergrundes durch Bohrungen und Laboratoriumsversuche vorgenommen werden, um Ursache und Herd der Setzung festzustellen. Die hierdurch entstehenden Kosten sind nur geringfügig im Verhältnis zu den Werten, die unter Umständen durch zwecklose oder gar falsche Arbeiten verlorengehen.

<sup>5</sup> Bauing. 15 (1934), S. 1.

# DIE AUF DEM ELASTISCH-ISOTROPEN HALBRAUM AUFRUHENDE ZENTRAL-SYMMETRISCH BELASTETE ELASTISCHE KREISPLATTE.

Von o. Prof. Ing. Dr. techn. Alfred Habel in Brünn, Deutsche Technische Hochschule.

**Übersicht:** Für die Berechnung der zwischen einer Kreisplatte und ihrer Unterlage wirkenden Pressungen wird ein Näherungsverfahren entwickelt, welches von der Differentialgleichung der elastischen Kreisplatte und dem Boussinesqschen Ansatz für den elastisch-isotropen Halbraum ausgeht. Die allgemeine Lösung für zentralsymmetrische Belastungsfälle erscheint in Gestalt eines inhomogenen linearen Gleichungssystems mit zehn Unbekannten. In einem Zahlenbeispiel wird die starke Abhängigkeit der Bettungsdrücke von der Plattenstärke nachgewiesen. Es wird der Einfluß wechselnder elastischer Eigenschaften der Betonunterlage auf die Pressungsverteilung untersucht.

## I. Die Aufgabe.

Es gelten folgende Voraussetzungen: Die Platte mit dem Halbmesser  $r$  und der konstanten Dicke  $t$  ist aus einem homogenen isotropen Werkstoff mit den sein elastisches Verhalten bestimmenden Konstanten  $E$  und  $\mu$  hergestellt, der durch eine waagerechte Ebene begrenzte und nach abwärts sich ins Unendliche erstreckende Halbraum besteht aus einem homogenen isotropen Stoff mit der Elastizitätsziffer  $E_0$  und der Querdehnungszahl  $\mu_0$ . Den Kern des Problems bildet die Bestimmung der in der Grenzebene des Halbraumes auftretenden Bettungsdrücke  $q$ , die sog. „Berührungsaufgabe“, nach deren Lösung die Erfassung des Spannungs- und Formänderungszustandes für die Platte und Unterlage keine Schwierigkeit bereitet. In dem von der Kreisplatte bedeckten Bereich der Grenzebene sollen nur Normalspannungen (Druck- und Zugkräfte), aber keine Schubspannungen übertragen werden, es wird also reibungsloses Gleiten der Platte auf ihrer Unterlage angenommen. Schließlich wird vorausgesetzt, daß die durch die Gebrauchsbelastung ausgelösten Beanspruchungen durchwegs im elastischen Bereich liegen. Für die Kreisplatte sollen die Voraussetzungen der Kirchhoffschen Theorie zutreffen, so daß die Angabe der lotrechten Durchbiegungen der Plattenmittelfläche zur Beschreibung des Spannungszustandes der Platte ausreicht.

Wenn  $p$  die Belastungsintensität auf der Plattenoberseite und  $q$  den spezifischen Bettungsdruck an der Stelle  $x$  bedeutet, lautet das den Zusammenhang zwischen den äußeren Kräften  $p$ ,  $q$  der Platte und der Durchbiegung  $\zeta$  beschreibende Differentialgesetz<sup>1</sup>

$$(1) \quad \frac{d^4 \zeta}{dx^4} + \frac{2}{x} \frac{d^3 \zeta}{dx^3} - \frac{1}{x^2} \frac{d^2 \zeta}{dx^2} + \frac{1}{x^3} \frac{d\zeta}{dx} = \frac{p-q}{D}$$

$$D = \frac{E t^3}{12(1-\mu^2)}$$

ist die „Plattenbiegesteifigkeit“.

Die Gl. (1) reicht zur Bestimmung der Ausbiegungen  $\zeta$  nicht aus, da in ihr vorkommende Bettungsdruck  $q$  auch von den elastischen Eigenschaften des Halbraums abhängig ist. Zur Aufstellung einer Beziehung zwischen den Bettungsdrücken  $q$  und den Einsenkungen  $\zeta$  der Grenzebene wird die von den elastischen Grundgleichungen ausgehende Theorie von Boussinesq herangezogen<sup>2</sup>. In der Abb. 1 sind  $x, y$  und  $\xi, \eta$  die auf ein in der Grenzebene liegendes rechtwinkliges System bezogenen Koordinaten zweier beliebiger Punkte der Berührungsfläche; der Abstand beider Punkte ist dann  $e = \sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}$ . Denkt man sich im Punkt  $(\xi, \eta)$  die Belastung  $q(\xi, \eta) d\xi d\eta$  konzentriert, dann ist nach Boussinesq die lotrechte Verschiebung des Punktes  $(x, y)$  der Grenzebene

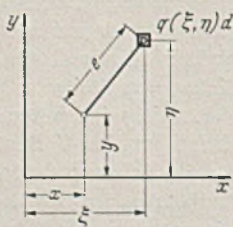


Abb. 1.

Die lotrechte Verschiebung des Punktes  $(x, y)$  der Grenzebene

$$\zeta_{x,y} = \frac{1}{C\pi} \cdot \frac{q(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}}, \text{ wobei } C = \frac{E_0}{1-\mu_0^2}$$

<sup>1</sup> Beyer, K.: Die Statik im Eisenbetonbau, Bd. 2, S. 649, 2. Aufl., Berlin 1934.

<sup>2</sup> Boussinesq: Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris 1885.

Die von der Gesamtbelastung der Grenzebene im Punkt  $(x, y)$  erzeugte Einsenkung erhält man durch Integration der Einzelwirkungen über die belastete Kreisfläche  $F$ . Für die lotrechte Einsenkung  $\zeta(x, y)$  gilt daher die Integralgleichung

$$(2) \quad \zeta(x, y) = \frac{1}{\pi C} \iint \frac{q(\xi, \eta)}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} d\xi d\eta$$

Da die lotrechte Verformung der Grenzebene des Halbraumes im Bereich  $F$  mit jener der Plattenmittelfläche identisch ist, müssen beide Gleichungen (1) und (2) gleichzeitig befriedigt werden. Die mit einer exakten mathematischen Behandlung der durch diese Gleichungen gegebenen Integrodifferentialbeziehung verbundenen Schwierigkeiten werden umgangen, wenn man sich mit einer Näherungslösung begnügt und die Differentialquotienten durch Differenzenquotienten, die Integrale durch Summen ersetzt.

Das ebene Problem des durchgehend elastisch gelagerten Balkens wurde von Wieghardt<sup>3</sup> und Prager<sup>4</sup> behandelt. Schleicher<sup>5</sup> hat anknüpfend an die Theorie von Boussinesq gezeigt, wie man für einen mit konstanten Pressungen belasteten kreisförmigen, rechteckigen oder vieleckigen Bereich (Platte von verschwindender Biegesteifigkeit  $D = 0$ ) die Einsenkungen der Grenzebene bestimmt, und wie bei starren Gründungskörpern ( $D = \infty$ ) mit im Bereiche der Belastungsfläche konstanten Einsenkungen die Bettungsdrücke gefunden werden.

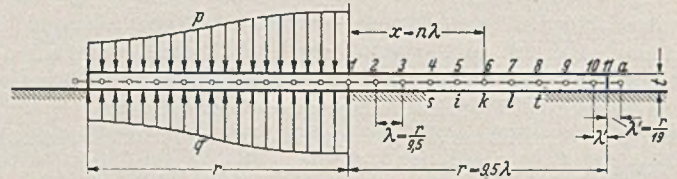


Abb. 2.

## II. Die Differenzgleichungen für die elastische Kreisplatte, Abb. 2.

Um den Übergang von der Differentialgleichung

$$\frac{d^4 \zeta}{dx^4} + \frac{2}{x} \frac{d^3 \zeta}{dx^3} - \frac{1}{x^2} \frac{d^2 \zeta}{dx^2} + \frac{1}{x^3} \frac{d\zeta}{dx} = \frac{p-q}{D}$$

zur Differenzgleichung zu vollziehen, werden auf dem Plattenhalbmesser  $r$  zehn Teilpunkte in den gleichen Abständen  $\lambda = \frac{r}{9,5}$  angenommen und die in der Gl. (1) auftretenden Ableitungen durch Differenzenquotienten ersetzt. Nach Einführung der Werte

$$\frac{d\zeta}{dx} = \frac{\zeta_1 - \zeta_i}{2\lambda}, \quad \frac{d^2 \zeta}{dx^2} = \frac{\zeta_1 - 2\zeta_k + \zeta_i}{\lambda^2},$$

$$\frac{d^3 \zeta}{dx^3} = (\zeta_1 - 2\zeta_i + 2\zeta_k - \zeta_s) \frac{1}{2\lambda^3}$$

$$\frac{d^4 \zeta}{dx^4} = (\zeta_1 - 4\zeta_i + 6\zeta_k - 4\zeta_s + \zeta_5) \frac{1}{\lambda^4}$$

erhält man für den Punkt  $k$  die allgemeine Differenzgleichung

$$(\zeta_1 - 4\zeta_i + 6\zeta_k - 4\zeta_s + \zeta_5) \frac{1}{\lambda^4} + \frac{1}{x\lambda^3} (\zeta_1 - 2\zeta_i + 2\zeta_k - \zeta_s)$$

$$- \frac{1}{x^2\lambda^2} (\zeta_1 - 2\zeta_k + \zeta_i) + \frac{1}{2x^3\lambda} (\zeta_1 - \zeta_i) = \frac{p_k - q_k}{D}$$

Sie drückt die Beziehung aus, welche allgemein zwischen fünf

<sup>3</sup> Wieghardt, K.: Über den Balken auf nachgiebiger Unterlage, Z. angew. Math. Mech. Bd. 2, 1922.

<sup>4</sup> Prager, W.: Zur Theorie elastisch gelagerter Konstruktionen, Z. angew. Math. Mech. Bd. 7, 1927.

<sup>5</sup> Schleicher, F.: Zur Theorie des Baugrundes. Bauing. 7(1926), S. 931 und 949. — Derselbe: Die Verteilung der Bodenpressungen unter starren Gründungskörpern. Bauing. 14 (1933) S. 242. — Derselbe: Über die Berechnung der Senkungen von steifen Fundamenten. Beton u. Eisen 1927 Heft 10. — Derselbe: Zur Theorie der Fundamente. Beton u. Eisen 1927, Heft 23.

benachbarten Teilpunktwerten bestehen muß, damit das Differentialgesetz Gl. (1) befriedigt wird. Durch Einführung von  $x = n\lambda$  und  $\lambda = \frac{r}{9,5}$  läßt sich die Differenzengleichung in die Form bringen:

$$(3) \quad \begin{cases} \zeta_s \left(1 - \frac{1}{n}\right) + \zeta_i \left(-4 + \frac{2}{n} - \frac{1}{n^2} - \frac{1}{2n^3}\right) + \zeta_k \left(6 + \frac{2}{n^2}\right) \\ + \zeta_l \left(-4 - \frac{2}{n} - \frac{1}{n^2} + \frac{1}{2n^3}\right) + \zeta_l \left(1 + \frac{1}{n}\right) \\ = \frac{(p_k - q_k)}{8145,06 D} r^4. \end{cases}$$

Nach Einführen von  $n$  ( $n = 1, 2, \dots, 7$ ), und Berücksichtigung der jeweils geltenden Indizes erhält man die in der Zusammenstellung I angeführten Differenzengleichungen für die Teilpunkte  $k$  ( $k = 2, 3, \dots, 8$ ).

Da sich für  $x = 0$  in der Differentialgleichung (1) links unbestimmte Werte ergeben, wird die Durchbiegungsfunktion  $\zeta(x)$  in der Umgebung des Plattenmittelpunktes 1 in eine Maclaurinsche Reihe entwickelt<sup>6</sup>.

$$\zeta(x) = \zeta_1 + \frac{\zeta_1^{II} x^2}{2!} + \frac{\zeta_1^{IV} x^4}{4!} + \dots$$

Es ist also:

$$\begin{aligned} \zeta_1^{I(x)} &= \zeta_1^{II} x + \frac{\zeta_1^{IV} x^3}{3!} + \dots, & \zeta_1^{II(x)} &= \zeta_1^{II} + \frac{\zeta_1^{IV} x^2}{2!} + \dots, \\ \zeta_1^{III(x)} &= \zeta_1^{IV} x + \dots, & \zeta_1^{IV(x)} &= \zeta_1^{IV} + \dots \end{aligned}$$

Die Einführung dieser Werte in die Gl. (1) liefert die Differentialgleichung für den Plattenmittelpunkt

$$\zeta_1^{IV} + \frac{2}{x} \zeta_1^{IV} x - \frac{1}{x^2} \left( \zeta_1^{II} + \frac{\zeta_1^{IV} x^2}{2!} \right) + \frac{1}{x^3} \left( \zeta_1^{II} x + \frac{\zeta_1^{IV} x^3}{3!} \right) = \zeta_1^{IV} + 2 \zeta_1^{IV} - \frac{\zeta_1^{II}}{x^2} - \frac{\zeta_1^{IV}}{2} + \frac{\zeta_1^{II}}{x^2} + \frac{\zeta_1^{IV}}{6} = \frac{8}{3} \zeta_1^{IV} = \frac{p_1 - q_1}{D}$$

$$\zeta_1^{IV} = (\zeta_3 - 4\zeta_1 + 6\zeta_k - 4\zeta_i + \zeta_l) \frac{1}{\lambda^4} = (2\zeta_3 - 8\zeta_2 + 6\zeta_1) \frac{1}{\lambda^4},$$

mithin gilt

$$\begin{aligned} \frac{8}{3} (2\zeta_3 - 8\zeta_2 + 6\zeta_1) \frac{1}{\lambda^4} &= 16\zeta_1 - 21,3333\zeta_2 + 5,3333\zeta_3 \\ &= \frac{(p_1 - q_1)}{D} \lambda^4 = \frac{(p_1 - q_1)}{D} \frac{r^4}{9,5^4}. \end{aligned}$$

Die Differenzengleichung für den Punkt 1 lautet daher

$$(4) \quad 16\zeta_1 - 21,3333\zeta_2 + 5,3333\zeta_3 = \frac{r^4}{8145,06 D} (p_1 - q_1).$$

In der durch Anwendung der Gl. (3) auf den Teilpunkt 9 (mit  $n = 8$ ) erhaltenen Differenzengleichung  $0,87500\zeta_7 - 3,76661\zeta_8 + 6,03126\zeta_9$

$$- 4,26465\zeta_{10} + 1,12500\zeta_a = \frac{(p_9 - q_9)}{8145,06 D} r^4$$

kann der Funktionswert im imaginären Randknoten a eliminiert werden, wenn man die für den Plattenumfang geltende Randbedingung

$$M_{11} = -D \left( \frac{d^2 \zeta}{dx^2} + \mu \frac{1}{r} \frac{d\zeta}{dx} \right) = 0$$

heranzieht. Da bei reellem  $D$  der Klammerausdruck verschwinden muß, gilt beim Übergang zur Differenzenrechnung

$$\frac{\zeta_1 - 2\zeta_k + \zeta_i}{\lambda'^2} + \frac{\mu}{r} \cdot \frac{\zeta_1 - \zeta_i}{2\lambda'} = 0. \quad \text{Mit } \lambda' = \frac{\lambda}{2} = \frac{r}{2 \cdot 9,5} = \frac{r}{19} \text{ erhält}$$

$$\text{man } \zeta_1 - 2\zeta_k + \zeta_i + \frac{\mu \lambda'}{2r} (\zeta_1 - \zeta_i) = \zeta_1 - 2\zeta_k + \zeta_i + \frac{\mu}{38} (\zeta_1 - \zeta_i)$$

$$= \zeta_1 \left(1 + \frac{\mu}{38}\right) - 2\zeta_k + \zeta_i \left(1 - \frac{\mu}{38}\right) = 0. \quad \text{Daraus ist}$$

$$\zeta_i = \frac{2\zeta_k - \zeta_1 \left(1 - \frac{\mu}{38}\right)}{1 + \frac{\mu}{38}} \quad \text{bzw. } \zeta_a = \frac{2\zeta_{11} - \zeta_{10} \left(1 - \frac{\mu}{38}\right)}{1 + \frac{\mu}{38}}$$

$$= 2\zeta_{11} \alpha - \zeta_{10} \alpha \left(1 - \frac{\mu}{38}\right), \quad \text{wenn zur Abkürzung } \frac{1}{1 + \frac{\mu}{38}} = \alpha \text{ ge-}$$

setzt wird. Es ist mithin  $1,125\zeta_a = 2,25\zeta_{11}\alpha - 1,125\zeta_{10}\alpha \left(1 - \frac{\mu}{38}\right)$

und die Differenzengleichung für den Teilpunkt 9 lautet

$$(5) \quad \begin{aligned} 0,87500\zeta_7 - 3,76661\zeta_8 + 6,03126\zeta_9 - \zeta_{10} \left[ 4,26465 + 1,125\alpha \left(1 - \frac{\mu}{38}\right) \right] \\ + 2,25\alpha\zeta_{11} = \frac{(p_9 - q_9)}{8145,06 D} r^4. \end{aligned}$$

In der nachstehenden Zusammenstellung sind die Differenzengleichungen für die Teilpunkte 1-9 angeschrieben.

Zusammenstellung I:

$$\begin{aligned} \text{Pkt. 1} \dots 16\zeta_1 - 21,3333\zeta_2 + 5,3333\zeta_3 &= \frac{r^4}{8145,06 D} (p_1 - q_1) \\ \text{Pkt. 2} \dots -3,50000\zeta_1 + 8,00000\zeta_2 - 6,50000\zeta_3 + 2,00000\zeta_4 \\ &= \frac{r^4}{8145,06 D} (p_2 - q_2) \\ \text{Pkt. 3} \dots 0,50000\zeta_1 - 3,31250\zeta_2 + 6,50000\zeta_3 - 5,18750\zeta_4 \\ &+ 1,50000\zeta_5 = \frac{r^4}{8145,06 D} (p_3 - q_3) \\ \text{Pkt. 4} \dots 0,66670\zeta_2 - 3,46297\zeta_3 + 6,22222\zeta_4 - 4,75928\zeta_5 \\ &+ 1,3333\zeta_6 = \frac{r^4}{8145,06 D} (p_4 - q_4) \\ \text{Pkt. 5} \dots 0,75000\zeta_3 - 3,57031\zeta_4 + 6,12500\zeta_5 - 4,55469\zeta_6 \\ &+ 1,25000\zeta_7 = \frac{r^4}{8145,06 D} (p_5 - q_5) \\ \text{Pkt. 6} \dots 0,80000\zeta_4 - 3,64400\zeta_5 + 6,08000\zeta_6 - 4,43600\zeta_7 \\ &+ 1,20000\zeta_8 = \frac{r^4}{8145,06 D} (p_6 - q_6) \\ \text{Pkt. 7} \dots 0,83334\zeta_5 - 3,69678\zeta_6 + 6,05556\zeta_7 - 4,35878\zeta_8 \\ &+ 1,16666\zeta_9 = \frac{r^4}{8145,06 D} (p_7 - q_7) \\ \text{Pkt. 8} \dots 0,85714\zeta_6 - 3,73614\zeta_7 + 6,04080\zeta_8 - 4,30466\zeta_9 \\ &+ 1,14286\zeta_{10} = \frac{r^4}{8145,06 D} (p_8 - q_8) \\ \text{Pkt. 9} \dots 0,87500\zeta_7 - 3,76661\zeta_8 + 6,03126\zeta_9 \\ &- \left[ 4,26465 + 1,125\alpha \left(1 - \frac{\mu}{38}\right) \right] + 2,25\alpha\zeta_{11} \\ &= \frac{r^4}{8145,06 D} (p_9 - q_9). \end{aligned}$$

Eine Kontrolle ergibt sich bei Betrachtung des Grenzfalles der starren Platte ( $D = \infty$ ) mit durchwegs gleichgroßen Einsenkungen. In diesem Falle wird die rechte Seite der Gleichungen Null, was sich auch bei Gleichsetzung aller Werte  $\zeta$  auf der linken Seite des Gleichungssystems herausstellt.

III. Die Summengleichungen für den elastischen Halbraum.

Diese Gleichungen ermöglichen es, die in den Differenzengleichungen I vorkommenden Einsenkungen  $\zeta$  der Berührungsfläche durch die im Integrationsbereich  $F = \iint d\xi d\eta$  auftretenden, vorläufig noch unbekanntem Bettungsdrücke  $q$  auszudrücken. Wir ersetzen die für die Senkung  $\zeta_k$  des Teilpunktes  $k$  geltende Integralgleichung  $\zeta_k = \frac{1}{\pi C} \iint \frac{q(\xi, \eta)}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} d\xi d\eta$  durch die Sum-

$$\text{mengleichung } \zeta_k = \frac{1}{\pi C} \sum_{n=1}^{181} \frac{q_n \Delta F_n}{e_{kn}}, \quad \text{und bedecken die Kreisfläche}$$

$F$  mit dem in der Abb. 3 dargestellten Radialnetz, welches  $F$  in 181 Teilflächen  $\Delta F_n$  zerlegt. Die Netzeinteilung wurde so gewählt, daß die Knotenpunkte mit den in der Abb. 2 ersichtlichen Teilpunkten zusammenfallen. Wenn die auf jedes Flächenelement entfallende Last  $q_n \Delta F_n$  im zugehörigen Netzknotenpunkt  $n$  konzentriert gedacht wird, erscheint die stetige Belastung auf  $F$  durch 181 Einzelkräfte ersetzt, deren Abstände  $e_{kn}$  vom jeweiligen Teilpunkt  $k$  aus einer im großen Maßstab angefertigten Zeichnung entnommen werden konnten. Ein ähnlicher Weg zur näherungsweise Auflösung der Integralgleichung (2) wurde bereits von Schlei-

<sup>6</sup> Beyer, K.: Die Statik im Eisenbetonbau, Bd. 2, S. 668.

cher in seiner Arbeit über die Bodenpressungen unter starren Gründungskörpern besprochen<sup>7</sup>. Bei der gewählten Netzteilung treten bei zentralsymmetrischer Belastung in der für jeden Teil-

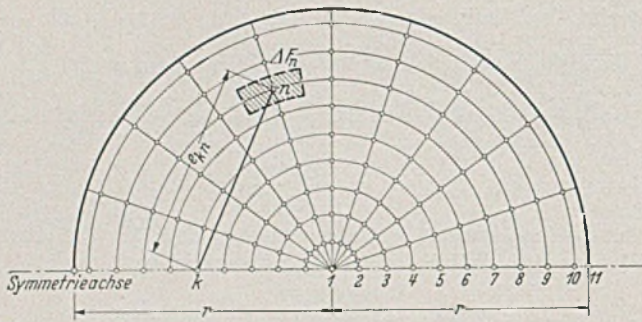


Abb. 3.

punkt k aufzustellenden Summgleichung zehn unbekannte Bettungsdrücke ( $q_1, q_2 \dots q_{10}$ ) auf, so daß die allgemeine lineare Summgleichung folgende Gestalt annimmt:

$$(6) \quad \pi C \zeta_k = x_{k1} q_1 + x_{k2} q_2 + \dots + x_{kk} q_k + \dots + x_{k10} q_{10}.$$

Die Berechnung der Beiwerte  $x$  erfolgte nach dem Schema

$$x = \sum \frac{\Delta F_n}{c_{kn}},$$

wobei sich die Summe jeweils über alle Knoten des zugehörigen Netzkreises erstreckt. Eine Schwierigkeit ergab sich bei  $x_{kk}$  durch die im Knoten  $k$  stehende Punktlast, welche wegen  $c_{kk} = 0$  einen unendlich großen Beitrag zur Einsenkung liefern würde. Um hier Abhilfe zu schaffen, wurde von der bekannten Lösung für die Einsenkung  $\zeta_k$  eines mit  $q$  gleichmäßig verteilt belasteten Kreisflächenbereiches  $F$  des elastischen Halbraumes (Platte mit  $D = 0$ ) ausgegangen. An einer beliebigen Stelle innerhalb  $F$  ist für diesen Fall

$$(7) \quad \zeta_k = \frac{4q r}{\pi C} \cdot E \left( \frac{x}{r}, \frac{\pi}{2} \right),$$

aus welcher Gleichung die Einsenkungen der Teilpunkte 1—11 mit Hilfe der elliptischen Integrale zweiter Gattung

$$E \left( k, \frac{\pi}{2} \right) = \int_0^{\frac{\pi}{2}} \sqrt{1 - k^2 \sin^2 \varphi} \, d\varphi$$

berechnet wurden<sup>8</sup>. In der Summgleichung (6) ist dann links der Sollwert  $\zeta_k$  gegeben, rechts sind alle Beiwerte  $x$  bis auf den einen fraglichen Wert  $x_{kk}$  bekannt, für die Drücke  $q_1, q_2 \dots q_{10}$  ist der konstante Wert  $q$  einzusetzen, so daß nunmehr  $x_{kk}$  bestimmt werden kann. Die Ermittlung der  $x_{kk}$  = Werte erfolgte also aus der Bedingung, daß die auf den Grenzfall des gleichmäßig verteilt belasteten Kreisflächenbereiches  $F$  des Halbraumes (Platte mit  $D = 0$ ), angewendeten Summgleichungen die nach Gl. (7) ermittelten streng richtigen Einsenkungen ergeben.

Nebenbei sei bemerkt, daß man fast zu dem gleichen Ergebnis gelangt, wenn man für den von der Belastung des zum Knoten  $k$  gehörenden Flächenelementes  $\Delta F_k$  herrührenden Senkungsbeitrag den von Schleicher in den erwähnten Abhandlungen eingeführten „Senkungsmittelwert“  $\zeta_m = \frac{\omega q_k \sqrt{\Delta F_k}}{C}$  in Rechnung

stellt; die Beiwerte  $x_{kk}$  ergeben sich dann etwas kleiner als auf dem von uns eingeschlagenen Weg. In der folgenden Zusammenstellung sind die nach Durchführung der Rechnung für die Teilpunkte 1—10 und den Plattenrand Pkt. 11 erhaltenen Summgleichungen angeschrieben.

#### IV. Die Lösung der Aufgabe.

Die zur Bestimmung der zehn unbekanntenen Bettungsdrücke  $q_1, q_2 \dots q_{10}$  erforderlichen Bedingungsgleichungen werden auf

folgendem Wege gewonnen: In den neun Differenzgleichungen der Kreisplatte (Zusammenstellung I) erscheinen elf Senkungswerte  $\zeta_1$  bis  $\zeta_{11}$ . Diese Verschiebungen können mit Hilfe der Summgleichungen (Zusammenstellung II) durch die Werte  $q_1$  bis  $q_{10}$  ausgedrückt werden. Führt man nun für die  $\zeta$  die Werte aus den Summgleichungen in die Differenzgleichungen ein, so erhält man neun neue Gleichungen mit den zehn Unbekannten  $q_1$  bis  $q_{10}$ . Die fehlende Gleichung ist die Gleichgewichtsbedingung, welche besagt, daß die Summe aller Bettungsdrücke der Gesamtbelastung auf der Plattenoberfläche entspricht (letzte Gleichung der folgenden Gleichungsgruppe).

Die Durchführung ergibt die allgemeine Lösung für zentralsymmetrische Belastungen, die

#### Gleichungsgruppe III:

Darin bedeuten:

$$\alpha = \frac{r^2 C \pi}{8145,06 D}, \quad C = \frac{E_0}{1 - \mu_0^2}, \quad D = \frac{E t^3}{12 (1 - \mu^2)},$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{\mu}{38}}, \quad \beta = \alpha \left( 1 - \frac{\mu}{38} \right);$$

$\sum p \Delta F$  ist die Gesamtlast auf der Plattenoberfläche.

Die Auflösung des Gleichungssystems kann nach dem Eliminations- oder Iterationsverfahren erfolgen und liefert die spez. Bettungsdrücke  $q_1$  bis  $q_{10}$ . Durch Einsetzen der erhaltenen Werte in die Summgleichungen ergeben sich die Einsenkungen  $\zeta_1$  bis  $\zeta_{11}$ , womit die Berührungsaufgabe gelöst ist.

Die radialen und tangentialen Biegemomente  $M_x$  und  $M_\alpha$  der Platte können nunmehr aus den Formeln

$$M_x = -D \left( \frac{d^2 \zeta}{dx^2} + \frac{\mu}{x} \frac{d \zeta}{dx} \right), \quad M_\alpha = -D \left( \mu \frac{d^2 \zeta}{dx^2} + \frac{1}{x} \frac{d \zeta}{dx} \right)$$

ermittelt werden. Bei der in der Abb. 3 gewählten Netzteilung lauten die entsprechenden Differenzgleichungen für den beliebigen Teilpunkt  $k$  im Abstand  $x_k$  vom Plattenmittelpunkt

$$(8) \quad \begin{cases} M_{xk} = -D \left( \frac{\zeta_1 - 2\zeta_k + \zeta_i}{\lambda^2} + \frac{\mu}{x_k} \cdot \frac{\zeta_1 - \zeta_i}{2\lambda} \right) \\ = -\frac{90,25 D}{r^2} \left[ \zeta_1 \left( 1 + \frac{\mu r}{19 x_k} \right) - 2\zeta_k + \zeta_i \left( 1 - \frac{\mu r}{19 x_k} \right) \right] \end{cases}$$

$$(9) \quad \begin{cases} M_{\alpha k} = -D \left( \mu \frac{\zeta_1 - 2\zeta_k + \zeta_i}{\lambda^2} + \frac{1}{x_k} \cdot \frac{\zeta_1 - \zeta_i}{2\lambda} \right) \\ = -\frac{90,25 D}{r^2} \left[ \zeta_1 \left( \mu + \frac{r}{19 x_k} \right) - 2\mu \zeta_k + \zeta_i \left( \mu - \frac{r}{19 x_k} \right) \right]. \end{cases}$$

Auch die Spannungen im elastischen Halbraum können nach der Theorie von B o u s s i n e s q berechnet werden. Da die Formeln zur Bestimmung der an einer beliebigen Stelle des Halbraumes durch eine in der Grenzebene angreifende lotrechte Einzelkraft verursachten Spannungskomponenten allgemein bekannt sind, voll von ihrer Wiedergabe hier abgesehen werden<sup>9</sup>. Man hat die Gesamtheit der Bettungsdrücke durch die in den Netzknoten konzentrierten Einzelkräfte zu ersetzen und die Spannungen durch Summieren der von den einzelnen Lasten gelieferten Beiträge zu ermitteln.

Die Gl. (III) lieferte aus dem folgenden Grunde für den Grenzfall der starren Platte ( $D = \infty$ ) keine brauchbare Näherungslösung: Für die unnachgiebige Platte mit den überall gleichen Einsenkungen  $\zeta$  ist die Lösung für die Pressungsverteilung bekannt, sie lautet

$$(10) \quad q(x) = \frac{P}{2 \pi r \sqrt{r^2 - x^2}}$$

wobei  $P$  die Gesamtlast auf der Plattenoberfläche vorstellt (B o u s s i n e s q). Da sich aus dieser Gleichung für  $x = r$  eine unendlich große Pressung ergibt, ist der Plattenrand eine singuläre Stelle, welche die Behandlung dieses Grenzfalles mit Differenzen- und Summgleichungen praktisch unmöglich macht, da man zur Er-

<sup>7</sup> Bauing. 14 (1933), S. 244.

<sup>8</sup> Schleicher, F.: Zur Theorie des Baugrundes. Bauing. 7 (1926), S. 933.

<sup>9</sup> Fröhlich, O. K.: Druckverteilung im Baugrunde, Wien 1934. — Föppel, A. u. L.: Drang und Zwang, Bd. 2, S. 226, München u. Berlin 1920.

Zusammenstellung II:

	q <sub>1</sub>	q <sub>2</sub>	q <sub>3</sub>	q <sub>4</sub>	q <sub>5</sub>	q <sub>6</sub>	q <sub>7</sub>	q <sub>8</sub>	q <sub>9</sub>	q <sub>10</sub>
$\zeta_1 \frac{C\pi}{r} =$	0,32518	0,6620	0,6620	0,6620	0,6620	0,6620	0,6620	0,6620	0,6620	0,6620
$\zeta_2 \frac{C\pi}{r} =$	0,0829	0,7970	0,7085	0,6805	0,6707	0,6683	0,6646	0,6653	0,6626	0,6636
$\zeta_3 \frac{C\pi}{r} =$	0,0412	0,3550	0,9645	0,7602	0,7092	0,6917	0,6792	0,6765	0,6707	0,6698
$\zeta_4 \frac{C\pi}{r} =$	0,0275	0,2267	0,5063	1,0567	0,8030	0,7357	0,7072	0,6960	0,6846	0,6783
$\zeta_5 \frac{C\pi}{r} =$	0,0207	0,1742	0,3538	0,6021	1,1133	0,8401	0,7540	0,7284	0,7071	0,6983
$\zeta_6 \frac{C\pi}{r} =$	0,0165	0,1336	0,2758	0,4419	0,6737	1,1908	0,8742	0,7841	0,7088	0,7234
$\zeta_7 \frac{C\pi}{r} =$	0,0138	0,1108	0,2270	0,3539	0,5064	0,7291	1,1858	0,9111	0,8009	0,7604
$\zeta_8 \frac{C\pi}{r} =$	0,0118	0,0951	0,1931	0,2979	0,4163	0,5598	0,7817	1,2302	0,9151	0,8174
$\zeta_9 \frac{C\pi}{r} =$	0,0104	0,0829	0,1677	0,2572	0,3547	0,4651	0,6030	0,8027	1,2606	0,9421
$\zeta_{10} \frac{C\pi}{r} =$	0,0092	0,0737	0,1488	0,2265	0,3099	0,4021	0,5078	0,7898	0,8369	1,1253
$\zeta_{11} \frac{C\pi}{r} =$	0,0087	0,0699	0,1409	0,2143	0,2922	0,3765	0,4729	0,5854	0,7422	1,0970

zielung hinreichender Genauigkeit in der Randnähe mit sehr kleinen Netz-knotenweiten  $\lambda$  arbeiten müßte. Es hat sich gezeigt, daß es bei der Annahme von zehn Teilpunkten am Plattenhalbmesser nicht möglich ist, mit den nach (10) berechneten q-Werten die Gleichgewichtsbedingung für die an der Platte angreifenden lotrechten Kräfte durch die unterste Gleichung der Gl. III genügend genau zu erfüllen, weil dabei der in

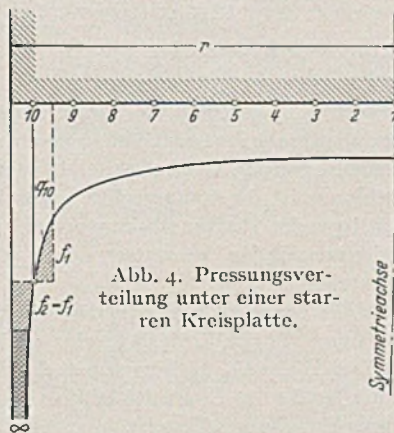


Abb. 4. Pressungsverteilung unter einer starren Kreisplatte.

der Abb. 4 durch die gekreuz schraffierte Fläche dargestellte Teil der Bettungsdrücke keine Berücksichtigung findet. Aus diesem Grunde müssen daher auch die Summengleichungen in diesem Falle ungenaue Resultate ergeben. Bei der Platte mit endlicher Bieungssteifigkeit treten jedoch in der Pressungsverteilung keine singulären Unendlichkeitsstellen auf und es ist zu erwarten, daß das Verfahren schon bei der Annahme von 10 Teilpunkten sehr genaue Ergebnisse liefert. Die durch die Gl. III gegebene Lösung kann mithin als eine allgemeine Lösung für die praktisch in Betracht kommenden elastischen Kreisplatten bezeichnet werden. Die Annahme einer kleineren Teilpunktezahl erschien mit Rücksicht

auf das mögliche Auftreten von Gegenkrümmungen der Einsenkungsfläche als nicht ratsam.

Es kann nunmehr eine Anzahl praktisch wichtiger Aufgaben gelöst werden. So ist es z. B. möglich, die Bodenpressungen für eine auf Felsboden aufruhende Schornstein-gründungsplatte zu berechnen, da für Felsböden die Gesetze des elastischen Halbraumes annähernd zutreffen. Auch die durch die Deckenlasten und das Wandgewicht zylindrischer Eisenbetonbehälter verursachten Bodendrücke lassen sich so ermitteln.

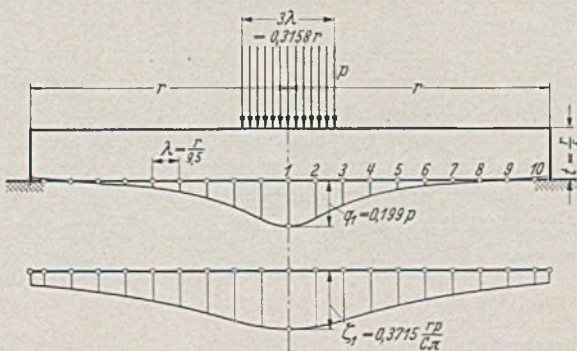


Abb. 5. Pressungsverteilung unter einer Stahlplatte  $t = \frac{r}{5}$  auf Betonunterlage und Verlauf der Einsenkungen  $\zeta$ .

Das gezeigte Verfahren kann sinngemäß auf die Berechnung von auf der elastischen Halbscheibe aufruhenden elastischen Balken übertragen werden, wobei auch unsymmetrische Laststellungen und veränderliche Balkenträgheitsmomente berücksichtigt werden können. Schließlich ist auch das Problem des auf dem elastischen Halbraum aufliegenden elastischen Balkens (z. B. die durch zwei Einzelkräfte belastete Eisenbahnschwelle) auf diesem Wege leicht einer die Integralgleichung (2) befriedigenden Lösung zuzuführen. Bei der Aufstellung der Summengleichungen werden sich dabei bedeutende Vereinfachungen ergeben.

Gleichungsgruppe III:

Gl.	q <sub>1</sub>	q <sub>2</sub>	q <sub>3</sub>	q <sub>4</sub>	q <sub>5</sub>	q <sub>6</sub>	q <sub>7</sub>	q <sub>8</sub>	q <sub>9</sub>	q <sub>10</sub>	$\frac{\sum p_i F_i}{r^2}$
(1)	$(\alpha + 3,65408)$	-4,51732	0,62133	0,12906	0,06614	0,02400	0,03627	0,00694	0,03360	0,00746	$\alpha$
(2)	-0,68773	$(\alpha + 2,20490)$	-1,90565	0,29910	0,04480	0,00475	-0,00060	0,00015	-0,00655	-0,00530	$\alpha$
(3)	0,04419	0,06163	$(\alpha + 2,15762)$	-1,50033	0,22350	0,05702	0,00672	0,00655	0,00498	0,01530	$\alpha$
(4)	0,00718	0,05383	-1,03349	$(\alpha + 2,11977)$	-1,41260	0,21732	0,00857	0,00931	0,04137	-0,01544	$\alpha$
(5)	0,00161	0,05383	0,11033	-1,08508	$(\alpha + 2,04841)$	-1,47463	0,10328	0,05144	0,16256	0,01334	$\alpha$
(6)	-0,00017	-0,01852	0,01740	0,12564	-1,06521	$(\alpha + 2,20477)$	-1,18885	0,10444	0,17416	0,00405	$\alpha$
(7)	0,00052	0,00443	0,00383	0,01279	-1,02012	-1,18437	$(\alpha + 1,87353)$	-1,20012	0,30685	0,04856	$\alpha$
(8)	-0,00038	0,00282	0,00282	0,00781	0,02756	0,13573	0,97427	$(\alpha + 2,14676)$	-1,32086	-0,05253	$\alpha$
(9)	0,01958 $\alpha$	0,15728 $\alpha$	0,31703 $\alpha$	0,48218 $\alpha$	0,65745 $\alpha$	0,84713 $\alpha$	1,06403 $\alpha$	1,31715 $\alpha$	1,60995 $\alpha$	2,46825 $\alpha$	$\alpha$
(10)	-0,01035 $\beta$	-0,08291 $\beta$	-0,16740 $\beta$	-0,25481 $\beta$	-0,34864 $\beta$	-0,43236 $\beta$	-0,51228 $\beta$	-0,88853 $\beta$	-0,94151 $\beta$	-1,26596 $\beta$	$\alpha$
	-0,00888	-0,07556	-0,15184	-0,22711	-0,30727	-0,38027	-0,43552	-2,36340	+1,28789	+1,53044	$\alpha$
	0,00870	0,06961	0,13925	0,20885	0,27847	0,34809	0,41770	0,48736	0,55694	0,62662	$\alpha$

V. Die Ergebnisse einiger Zahlenbeispiele.

Für die in der Abb. 5 dargestellte auf einer Betonunterlage aufliegende Stahlplatte von der Dicke  $t = \frac{r}{5}$ , welche im mittleren Bereich vom Durchmesser  $0,3158 r$  eine stetig verteilte Last  $p$  trägt, wurden die Bettungsdrücke und Einsenkungen bestimmt. Die elastischen Konstanten des Plattenwerkstoffes sind  $E = 210000 \text{ kg/cm}^2$  und  $\mu = 0,3$ ,  $D = \frac{E t^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{E t^3}{10,92}$ . Für die Betonunterlage wurde  $E_0 = 210000 \text{ kg/cm}^2$  und  $\mu_0 = 1/6$  angenommen; da der Beton kein homogener isotroper Stoff ist, wird die Voraussetzung von der Höhe der Beanspruchungen unabhängiger Werte  $E_0$  und  $\mu_0$  tatsächlich nicht genau, sondern nur annähernd erfüllt sein. Es gilt mithin

$$C = \frac{1}{1-\mu_0^2} E_0 = 1,029 E_0$$

und

$$\kappa = \frac{r^2 C \pi}{8145,06 D} = \frac{r^2 1,029 E_0 \pi}{8145,06 \frac{E t^3}{10,92}} = 0,000433 \frac{r^3}{t^3}$$

Im vorliegenden Falle ist  $t = \frac{r}{5}$ , also  $\kappa = 0,05416$ . Es gilt ferner

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{\mu}{38}} = \frac{1}{1 + \frac{0,3}{38}} = 0,99216,$$

$$\beta = \alpha \left(1 - \frac{\mu}{38}\right) = 0,99216 \left(1 - \frac{0,3}{38}\right) = 0,98432.$$

Die Gesamtbelastung der Plattenoberfläche ist

$$\sum p \Delta F = \frac{0,3158^2 r^2 \pi}{4} p = 0,07831 r^2 p,$$

also  $\frac{\sum p \Delta F}{r^2} = 0,07831 p.$

Diese Werte wurden in die allgemeine Lösung eingeführt und die Gl. III nach dem Eliminationsverfahren aufgelöst, wobei sich für die Unbekannten folgende Werte ergaben:

$q_1 = 0,1999 p,$	$q_6 = 0,0283 p,$
$q_2 = 0,1710 p,$	$q_7 = 0,0184 p,$
$q_3 = 0,1155 p,$	$q_8 = 0,0086 p,$
$q_4 = 0,0768 p,$	$q_9 = 0,0059 p,$
$q_5 = 0,0474 p,$	$q_{10} = -0,0090 p.$

Aus der in der Abb. 5 maßstäblich aufgetragenen Verteilungslinie der Pressungen  $q$  geht hervor, daß durch die verhältnismäßig starke Stahlplatte eine recht gute Lastverteilung erreicht wird, wobei allerdings von einer gleichmäßigen Verteilung der Belastung auf die ganze Plattengrundfläche keine Rede ist. Die Berechnung jener Plattendicke, bei welcher eine gleichmäßige Pressungsverteilung auf der Betonunterlage eintreten würde ist mit dem gegebenen Verfahren unmöglich, weil eine so dicke Platte nicht mehr die der Gl. (I) zugrundeliegenden Voraussetzungen der Kirchhoffschen Theorie erfüllt.

Durch Einsetzen der Werte  $q$  in die Summgleichungen wurden für die Punkte 1—11 nachstehende Einsenkungen erhalten:

$\zeta_1 = 0,3715 \frac{p r}{C \pi},$	$\zeta_7 = 0,1473 \frac{p r}{C \pi},$
$\zeta_2 = 0,3536 \frac{p r}{C \pi},$	$\zeta_8 = 0,1224 \frac{p r}{C \pi},$
$\zeta_3 = 0,3082 \frac{p r}{C \pi},$	$\zeta_9 = 0,1024 \frac{p r}{C \pi},$
$\zeta_4 = 0,2597 \frac{p r}{C \pi},$	$\zeta_{10} = 0,0860 \frac{p r}{C \pi},$
$\zeta_5 = 0,2156 \frac{p r}{C \pi},$	$\zeta_{11} = 0,0792 \frac{p r}{C \pi},$
$\zeta_6 = 0,1781 \frac{p r}{C \pi},$	

Mit diesen Werten wurde die in der Abb. 5 dargestellte Einsenkungslinie erhalten. Negative Pressungen müssen nicht immer Hebungen der Berührungsebene über ihr ursprüngliches Niveau

hinaus, also negative Einsenkungen, zur Folge haben, da die Verschiebung  $\zeta$  nicht nur von der örtlichen Pressung, sondern auch von allen anderen Lasten abhängig ist. Bei gleichen Belastungen  $p$  wachsen die Einsenkungen geradlinig mit dem Plattenhalbmesser; es sind also die Senkungen nicht nur vom Bettungsdruck, sondern auch von der Größe der Lastübertragungsfläche abhängig, was übrigens schon lange bekannt ist<sup>10</sup>.

Um den Einfluß der Plattenstärke beurteilen zu können, wurde dasselbe Beispiel für eine Platte von der Dicke  $t = \frac{r}{20}$  nochmals durchgerechnet. Wenn die elastischen Konstanten  $E, \mu, E_0, \mu_0$  mit den früheren Werten beibehalten werden, ändert sich in der Gl. III nur der Wert  $\kappa$ . Es ist nunmehr  $\kappa = 0,000433 \frac{r^3}{t^3} = 3,464$ . Die Auflösung ergab die in der Abb. 6 voll ausgezogene Pressungs-

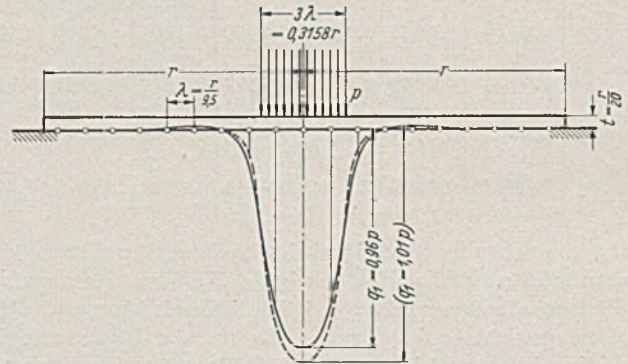


Abb. 6. Pressungsverteilung unter einer Stahlplatte  $t = \frac{r}{20}$  auf zwei verschiedenen Betonunterlagen.

verteilung mit dem Höchstwert  $q_{\max} = 0,96 p$  im Plattenmittelpunkt. Die dünne Platte ist daher nicht imstande eine wesentliche Lastverteilung herbeizuführen, ihre große Grundfläche ist zwecklos. Über ein gewisses Maß hinaus ist die waagerechte Verbreiterung einer Gründung bei festliegender Plattenstärke wertlos, und eine Herabsetzung der Bodenpressungen kann nur durch Vergrößerung der Plattendicke erreicht werden.

Es bleibt schließlich noch die Frage zu beantworten, wie sich die Bettungsdrücke ändern, wenn für die Unterlage eine andere Betongüte vorausgesetzt wird. Wie aus Gl. (2) hervorgeht, kommt es dabei in erster Linie auf die Größe der Elastizitätsziffer  $E_0$  des Betons und weniger auf  $\mu_0$  an. Um einen ziffernmäßigen Anhaltspunkt zu haben, wurde die Berechnung der Stahlplatte  $t = \frac{r}{20}$  auch für den Fall durchgeführt, daß die Betonunterlage die Konstanten  $E_0 = 400000 \text{ kg/cm}^2$  und  $\mu_0 = 1/7$  besitzt<sup>11</sup>. Die Werte  $E$  und  $\mu$  für die Platte und die Belastung sind dieselben geblieben wie früher. Das Ergebnis ist in der Abb. 6 strichliert eingetragen; es besagt, daß die Verbesserung der Betongüte eine weitere Konzentration der Bettungsdrücke in der Plattenmitte und ein Ansteigen der größten Pressung von  $0,96 p$  auf  $1,01 p$  zur Folge gehabt hat<sup>12</sup>. Der verhältnismäßig geringe Unterschied beider Pressungsverteilungen in der Abb. 6 weist darauf hin, daß die Güte des Betons die Größe und den Verlauf der Bettungsdrücke praktisch nur unwesentlich beeinflusst. Wenn somit der Schluß naheliegt, daß auch das Wachsen der Elastizitätsziffer mit dem Alter des Betons an sich keine großen Pressungsverlagerungen bedingt, wäre dennoch die Behauptung der zeitlichen Unveränderlichkeit der Bettungsdrücke

<sup>10</sup> Siehe z. B.: F. Schleichner: Senkungsmittelwert und Ähnlichkeitsbedingung für Platten und Balken auf elastischer Unterlage, Z. angew. Math. Mech. 1928, S. 68.

<sup>11</sup> Willkürliche Annahmen.

<sup>12</sup> Das Auftreten von Pressungen, welche größer als  $p$  sind, ist nicht von vornherein abzulehnen, da sich für die starre Platte bei Belastungen endlicher Größe theoretisch am Rande sogar unendlich große Bettungsdrücke ergeben. Für den Bestand der Konstruktion sind solche lokale Unendlichkeitsstellen ebenso wenig von Bedeutung wie die singulären Unendlichkeitspunkte der einspringenden Rahmenecken, da nach dem Überschreiten des elastischen Bereichs ein Spannungsausgleich eintritt.



nicht zu rechtfertigen, da das Kriechen des Betons unter Dauerlasten möglicherweise Änderungen des Verformungs- und Spannungszustandes zur Folge haben kann, über welche vorläufig so gut wie nichts ausgesagt werden kann.

VI. Schlußbemerkung.

Die übliche Theorie elastisch gelagerter Platten und Balken geht von der Winkler-Schwedlerschen Annahme aus, daß die Einsenkung  $\zeta_k$  an einer beliebigen Stelle  $k$  nur von der an diesem Orte wirkenden Pressung  $q_k$  allein abhängt. An die Stelle der den lotrechten Verschiebungszustand genau erfassenden Integralgleichung (2) tritt dann nach dieser Auffassung die einfache Beziehung  $\zeta_k = \frac{q_k}{\alpha}$ , in welcher  $\alpha$  die „Bettungsziffer“ vorstellt.

Da mithin  $q_k = \zeta_k \alpha$  lediglich als Funktion von  $\zeta_k$  erscheint, genügt zur Beschreibung des Verschiebungszustandes  $\zeta$  zentralsymmetrisch belasteter elastischer Kreisplatten die einzige Differentialgleichung

$$\frac{d^4 \zeta}{dx^4} + \frac{2}{x} \frac{d^3 \zeta}{dx^3} - \frac{1}{x^2} \frac{d^2 \zeta}{dx^2} + \frac{1}{x^3} \frac{d \zeta}{dx} + \frac{\alpha}{D} \zeta = \frac{p}{D}.$$

Schleicher<sup>13</sup> hat von der auf Zylinderfunktionen führenden Integration dieser Differentialgleichung ausgehend das Problem erschöpfend behandelt, von Beyer<sup>14</sup> ist die Aufgabe mit dem Differenzenverfahren gelöst worden.

<sup>13</sup> Schleicher, F.: Kreisplatten auf elastischer Unterlage Berlin 1926.

<sup>14</sup> Beyer, K.: Die Statik im Eisenbetonbau, Berlin 1934, S. 667 Bd. 2.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Mississippibrücke bei New-Orleans.

New-Orleans, eine Stadt von 500000 Einwohnern am linken Ufer des Mississippi, mit bedeutender See- und Flußschiffahrt, war mit dem rechten Ufer bisher nur durch Fähren für Wagen und Eisenbahnzüge verbunden. Der Fährverkehr wurde sehr erschwert durch den großen Unterschied von 6,50 m zwischen Hoch- und Niedrigwasser, die große Strömungsgeschwindigkeit von 3 m/sec und durch die hohen Deiche, die an beiden Flußufern überwunden werden mußten. Eine feste Brücke war für den Landverkehr mit dem stark Handel treibenden Südwesten deshalb dringend notwendig. Nach jahrzehntelanger Planung wurde die Ausführung des in Abb. 1 dargestellten Bauwerks im Jahre 1931 beschlossen. Der Staat Louisiana brachte die Mittel auf.

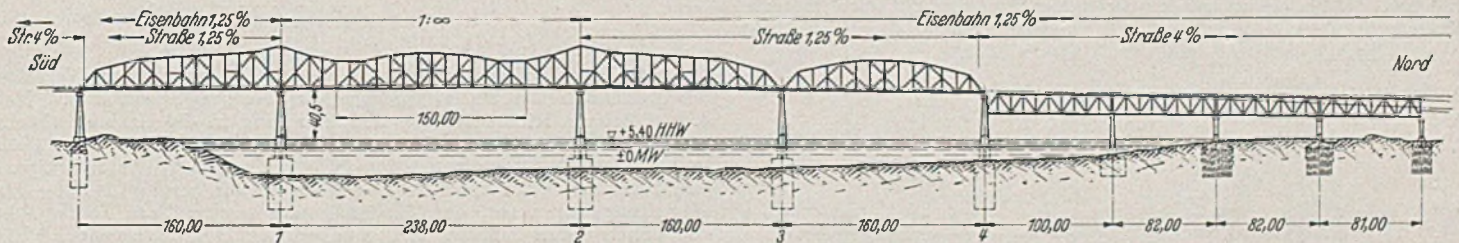


Abb. 1.

Die Strombrücke liegt 3 km oberhalb der Stadtgrenze. Zwischen den in 10 m Abstand angeordneten Hauptträgern verlaufen zwei Eisenbahngleise. Zu beiden Seiten liegt auf Konsolen eine 5,6 m breite Bahn für Wagen und Fußgänger. Die Gesamtbreite zwischen den Außengeländern beträgt 24 m.

An die Strombrücke schließt auf dem linken Ufer eine Rampe von 2,7 km Länge, auf dem rechten Ufer von 3,5 km Länge an, bestehend aus Vollwandträgern auf stählernen Gerüstpfählern (Abb. 2). Wie in Abb. 1 angegeben, hat die Eisenbahn auf Strombrücke und Rampen ein Gefälle

Der Hauptüberbau der Strombrücke besitzt zwei Seitenöffnungen von 160 m Stützweite und eine Mittelöffnung von 238 m Stützweite, die einen durch die Krümmung der Obergurte deutlich hervorgehobenen Schwebeträger von 150 m Stützweite enthält (Abb. 1).

Durch Bohrungen wurde im Flußbett unter Schwemmsand- und Tonschichten tragfähiger Sandboden erst in 51 m Tiefe unter Mittelwasser (bezogen auf den mittleren Wasserstand des Golfs von Mexiko) festgestellt. Die schlechte Bodenbeschaffenheit, der plötzliche Wechsel des Wasserstandes und die starke Strömung machten die Gründung der Stropfpeiler zu dem schwierigsten Teil des Baues. Pfahlgründung erschien wegen der Strömung und der erforderlichen großen Pfahlängen ausgeschlossen, bei Luftdruckgründung war ein Verkanten des Senkkastens durch die Strömung zu befürchten.

Deshalb wurde mittels einer zylindrischen stählernen Umhüllung eine Sandinsel hergestellt (Abb. 4). Am Bauplatz eines Pfeilers wurde zuerst zum Schutz gegen Auskolkung eine Matte aus Weidengeflecht von

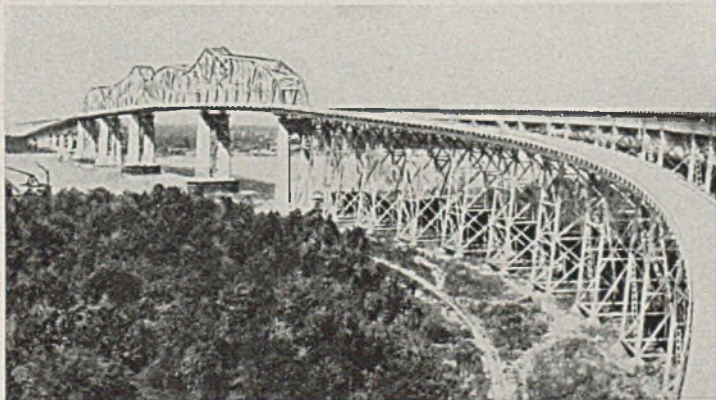


Abb. 2.

von 1,25 %, während die Wagenfahrbahn von 1,25 % auf 4 % Gefälle übergeht. Diese ruht deshalb bei den 100 m und 82 m -Öffnungen der Strombrücke auf den Kragarmen von zweiwandigen Fachwerkquerträgern, (Abb. 3), deren Wangen die Pfosten der Hauptträger umfassen. In den Rampen liegt die Wagenfahrbahn auf Kragarmen an den Gerüstpfählern (Abb. 2).



Abb. 3.

75 m Breite und 135 m Länge durch Beschwerung mit Steinen versenkt. Darauf wurde ein ringförmiges achteckiges Arbeitsgerüst mittels Holzpfehlen von 40 m Länge gerammt, auf ihm eine hochwasserfreie, 7,5 m breite Arbeitsbühne für die Baustelleneinrichtung und die Krane geschaffen und 8 Pylonen errichtet, die oben an einem Kragarm einen Flaschenzug zum Ablassen des Stahlzylinders trugen. Für Pfeiler 1 und 2

war ein Senkkasten von  $31 \times 20$  m, für Pfeiler 3 und 4 ein Senkkasten von  $28 \times 16$  m notwendig. Der Stahlzylinder erhielt deshalb 36,6 m Durchmesser bei 1 und 2 und 33,3 m bei Pfeiler 3 und 4. Er war in etwa 3 m hohe Ringe aufgeteilt aus 13–18 mm starken und 9 m langen miteinander vernieteten Blechen. Die drei untersten Ringe, die beim Ablassen in den Flußboden eindrangen, hatten, um sie möglichst vollständig wiedergewinnen zu können, nur 0,75 m, 0,75 m und 1,50 m Höhe. Jeder Ring war durch Winkel ausgesteift und trug unten Stoßlaschen, die über den darunter liegenden Ring herüberreichten und das Aufsetzen und die Verbindung mit ihm erleichterten. Im Innern der Arbeitsbühne wurden drei Ringe auf Traversen aufeinandergesetzt und miteinander verbunden. Die Flaschenzüge hoben sie dann an, so daß die Traversen zurückgezogen werden konnten und ließen sie 9 m weit ab, worauf die Traversen die Last wieder übernahmen und weitere Ringe aufgesetzt werden konnten. Gegen den Druck der Strömung wurde der Zylinder genügend verankert. Bei den Pfeilern 1 und 2 wurden die Stahlmäntel 30 m, bei Pfeiler 3 und 4 21 m hoch ausgeführt. Sie hatten dabei ein Gewicht von etwa 500 t und 330 t. Sobald der Flußboden erreicht war, wurde die Matte durch Schläge auf einen Stahlzylinder von 30 m Durchmesser durchstoßen und die abgetrennte Scheibe entfernt. Der Boden wurde im Innern ausgebagert, so daß der Stahlmantel etwa 1,50 m tief im Schlamm versank. Er wurde dann durch eine Steinschüttung gegen Auskolkung geschützt. Der obere Rand blieb über Hochwasser.

Der Zylinder wurde nun mit Sand gefüllt, der von einer Baggerung 1,5 km stromauf stammte. Der Sand wurde oben abgeglichen.

Nunmehr war eine Arbeitsbühne entstanden, auf der ungestört durch Hochwasser und Strömung genau an der eingemessenen Stelle der Brunnen mit aller Sorgfalt im Trockenen hergestellt werden konnte. Der Brunnen hat eine doppelwandige Innenverkleidung aus genietetem Stahlblech und besitzt unten eine Schneide. Er wurde zuerst etwa 6 m hoch mit Kiesbeton verkleidet und durch Ausbaggern des Sandes im Innern 6 m tief abgesenkt. Aufbau und Versenken wechselten dann in Abschnitten von 3 m ab, bis der Brunnen 40,5 m lang geworden war. Da sein oberer Rand bei vollständiger Absenkung die Höhe  $-9,90$  nicht überragen durfte, wurde nun mit dem wesentlich schmaleren Schaft des Pfeilers begonnen und hierzu ein mit Balken verkleidetes Holzgerüst aufgesetzt (Abb. 4), das auf dem Beton des Brunnens mit leicht lösbaren Hakenschrauben befestigt war, um es später, sobald der Pfeiler über Wasser hochgeführt war, leicht entfernen zu können.

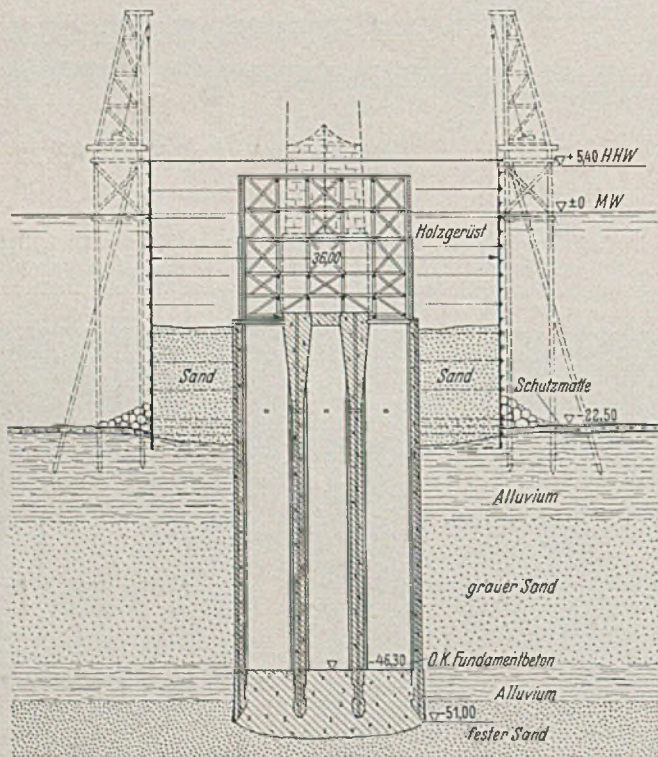


Abb. 4.

Nach Versenken der Brunnenschneide bis auf  $-43,50$  m wurde der Sand zur Verminderung der Reibung oben rings um den Brunnen entfernt. Nach Absenken auf die endgültige Tiefe wurden die Innenwände gereinigt und durch in die Brunnenwände eingelassene Rohre von 25 cm Durchmesser der Fundamentbeton 6 m hoch eingepreßt, durch den die Grundfläche zur Aufnahme der Pfeilerlast geschaffen wurde (Abb. 4). Die Hohlräume des Brunnens wurden zur Gewichtsersparnis nur mit Wasser gefüllt. Nachdem der Pfeilerschaft genügend hoch über Hochwasser aufgeführt war, wurde das Holzgerüst gelöst, schwamm an die Oberfläche und konnte nun für einen andern Pfeiler verwendet werden. Der Abbau des Stahlmantels erfolgte durch Taucher in umgekehrter

Reihenfolge wie der Zusammenbau und wurde beträchtlich erleichtert durch eine besondere Bolzenverbindung, die der Taucher schon durch Umlegen eines Riegels lösen konnte. Die Einzelteile des Mantels wurden durch Schwimmkrane gehoben.

Zur Fertigstellung der Pfeiler über Wasser wurde auf zwei Flößen  $6 \times 18$  m groß ein 30 m hohes Stahlgerüst errichtet (Abb. 5) das oben einen Kran trug, der die Metallschalungen für den Pfeilerschaft versetzte und den Beton einbrachte. Die ganze Baustelleneinrichtung, enthaltend zwei Mischmaschinen, Silos, Magazine, Dampfmaschinen, Gießturm, war auf einem geschweißten Schiff von  $12 \times 37 \times 3$  m Größe untergebracht. Der Zement wurde durch Sauger aufgefüllt. Mehrere Dieselschlepper waren für die Bewegung der Schiffe nötig.

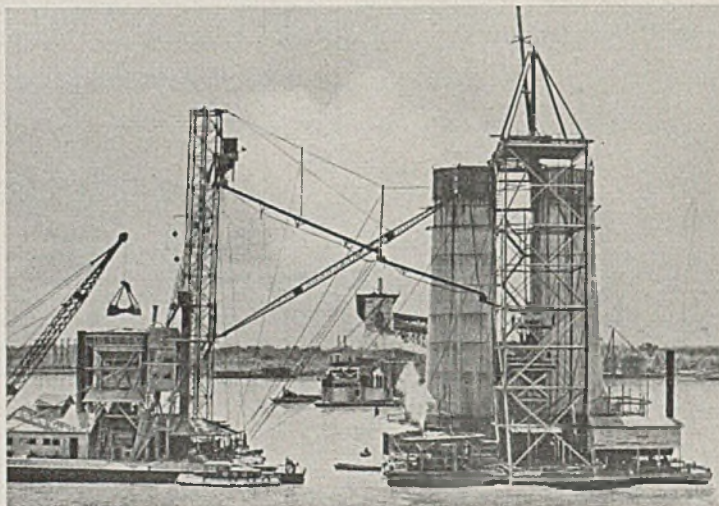


Abb. 5.

135 Tage Bauzeit wurden beim Pfeiler 2 gebraucht vom Versetzen des Stahlmantels an bis zur Fertigstellung des Fundamentbetons. Mehrere plötzliche Einbrüche von Schwemmsand in die Brunnenschächte wurden durch schnelles Auffüllen mit Wasser ausgeglichen. Zum Glück verkanteten die Brunnen dabei nicht. Der schwerste Unfall ereignete sich beim Bau des Pfeilers 4. Die Schneide, die bereits bis auf  $-49,5$  eingedrungen war, traf auf eine Bank von hartem Ton. Dieser sollte wie üblich durch Einbringen von schwachen Dynamitladungen gelöst werden. Bei der Sprengung sackte der Brunnen auf einmal 1 m tief ab, fast  $8000 \text{ m}^3$  Erde stiegen plötzlich 20 m hoch in den Schächten nach oben. Das Wasser stieg so hoch, daß das oben aufgesetzte Holzgerüst abgerissen wurde, den Stahlmantel stark beschädigte und bis an das Flußufer getrieben wurde.

Beim Bau der Rampenpfeiler, die auf Pfählen gegründet wurden, wurde in umfangreichem Maße der Beton von den Mischmaschinen aus einige hundert Meter weiter gepumpt.



Abb. 6.

Für den Überbau der Strombrücke ist Siliziumstahl im Gesamtgewicht von 21 000 t verwendet worden. Die Eisenbahnbrücke ist mit in Kreosot getränktem Holz abgedeckt, das zur Verminderung der Brandgefahr mit Blechen verkleidet ist, die mit einer Stahl-Kupfer-Legierung galvanisch überzogen sind.

Der Aufstellungsvorgang des Überbaues geht aus Abb. 6 hervor. Darnach wurde über dem Pfeiler 2 und einer Hilfsstütze zwischen 2 und 3 mit der Seitenöffnung 2–3 begonnen und über Pfeiler 2 hinweg bis an das Mittelfeld der Mittelöffnung und über die Hilfsstütze und eine weitere Hilfsstütze hinweg bis zum Pfeiler 3 frei vorgebaut. Der Vorgang wiederholte sich dann im südlichen Teil der Auslegerbrücke. Die Abb. 6 zeigt, wie auch die Balkenbrücke 3–4 vom Pfeiler 3 aus frei vorgebaut wurde unter Anwendung von Zwischenstützen.

Der Bau wurde im Jahre 1932 begonnen und während des Jahres 1935 vollendet.

[Nach Techn. d. Trav. 12 (1936) S. 605.]

Dr. phil. Ihlenburg, Karlsruhe.

### Bemerkenswerte Fangedambbauten im Columbia-River.

#### 1. Fangedamm am Bonneville-Damm.

Die Bauarbeiten am Bonneville-Damm wurden im Sommer des Jahres 1936 durch ein Hochwasser des Columbia Rivers überrascht, das in kurzer Zeit von 2170 m<sup>3</sup>/sec auf 14 700 m<sup>3</sup>/sec anstieg. Abb. 1 zeigt die Lage des Fangedammes. Der zweite Fangedammabschnitt auf dem rechten Ufer war noch nicht fertig als das Hochwasser kam, da auf der Unterwasserseite noch 4 Steinkisten fehlten; so fand das Wasser, das den oberwasserseitigen Fangedamm überflutete, einen Ausweg. Das entste-

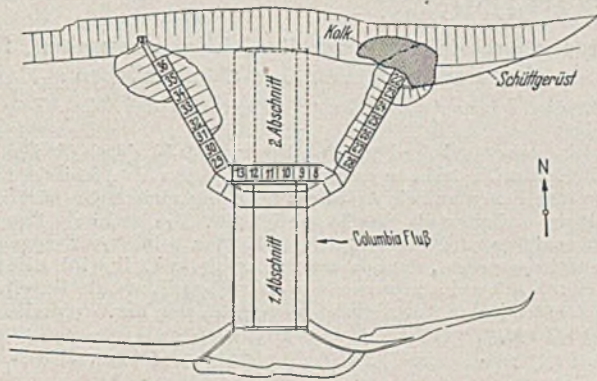


Abb. 1. Bonneville-Damm. Fangedamm für den 2. Bauabschnitt.

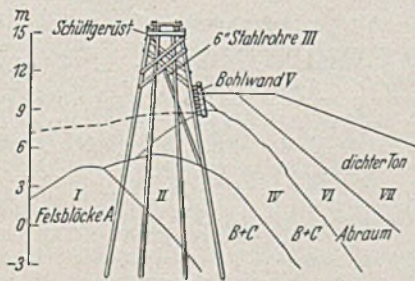


Abb. 2.

Schnitt durch den Abriegelungsdamm mit Schüttgerüst.

großen Wassergeschwindigkeit von 6 m/sec als äußerst gefährlich und führte nicht zum Erfolg. Man entschloß sich dann zur Herstellung eines Steinschüttungsdammes mit Hilfe eines Gerüsts zur Abriegelung der Durchbruchstelle unter Umgehung des tiefen Kolkes. Das 210 m lange Schüttgerüst hat im allgemeinen 4pfählige Joche in 5 m Abstand mit Pfahllängen bis 21 m; der letzte Teil der Gerüstbrücke besteht aus 22 m langen I-Trägern, die am vorderen Ende auf die Steinkiste des Fangedammes abgestützt sind. Abb. 2 gibt einen Querschnitt durch den Steinschüttungsdamm; die Zahlen geben die Reihenfolge der einzelnen Arbeitsvorgänge an. Es wurden folgende Mengen und Größen an Felsblöcken und Steinen verwendet: 45 % Klasse A im Gewicht von 6—30 t, 30 % Klasse B von 6 t bis 45 cm und 25 % Klasse C unter 45 cm. Insgesamt wurden 37000 t Felsblöcke, 5000 t Steinbruchabraum und 32 000 m<sup>3</sup> Kies und Ton verwendet. Bemerkenswert ist die Anordnung von Stahlrohren 15 cm  $\varnothing$  zwischen den Jochen des Schüttgerüsts, um der Fels-

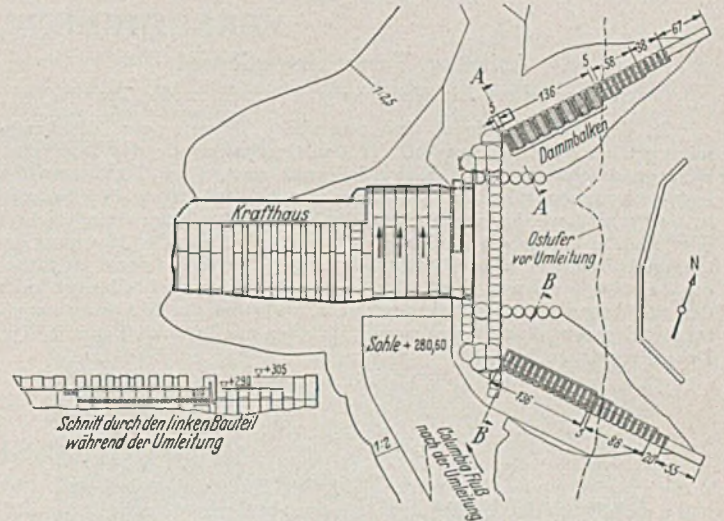


Abb. 4. Grand Coulee-Damm. Lageplan mit Fangedamm für den 2. Bauabschnitt. Schnitt durch den linken Bauteil.

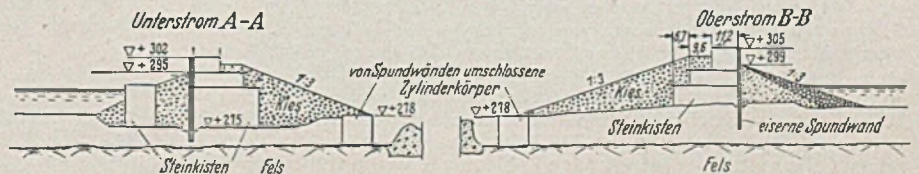


Abb. 5. Schnitt durch den unter- und oberstromseitigen Fangedamm.

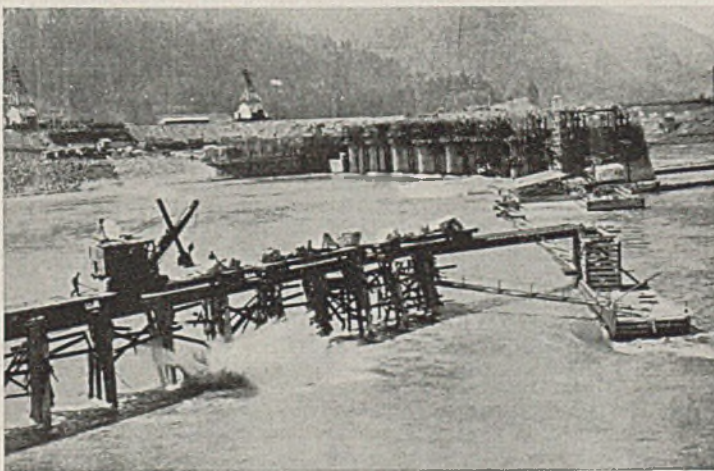


Abb. 3. Im Vordergrund Schüttgerüst für den Abriegelungsdamm am rechten Ufer.

hende Gefälle von 2,5 m bewirkte, daß der 40 m lange Erddamm zwischen Ufer und Steinkistenfangedamm weggeschwemmt wurde unter Bildung eines großen Kolkes von 23 m Wassertiefe. Der aus 8 Steinkisten von je 18 m Länge bestehende übrige Teil des Oberwasserfangedammes überstand das Hochwasser, während drei nahezu vollendete Steinkisten des unteren Fangedammes weggespült wurden. Der Erddamm hatte eine Kronenbreite von 6 m und war mit einer 2,5 m starken Steinpackung versehen.

Zur Wiederherstellung des Fangedammes waren verschiedene Vorschläge in Erwägung gezogen. Der Versuch, den Kolk mit Felsblöcken zu verfüllen, die von Pontons ausgeschüttet wurden, erwies sich bei der

schüttung einen besseren Halt zu geben; angeblich konnten hierdurch wesentliche Mengen an Felsmaterial gespart werden. Abb. 3 zeigt das Verkappen der Felsblöcke vom Gerüst mit Hilfe eines Löffelbaggers.

#### 2. Fangedämme beim Bau des „Grand Coulee-Dammes.“

Die Herstellung des Wehres und Krafthauses des Grand Coulee-Dammes erfolgt in zwei Bauabschnitten. Der westliche Bauabschnitt mit dem Krafthaus, der nahezu 1 Million m<sup>3</sup> Beton erforderte ist soweit hergestellt, daß die Abriegelung des Flußbettes durch den östlichen Fangedammabschnitt erfolgen kann, unter Umleitung des Flusses über den im ersten Abschnitt gebauten Teil des Wehres. Der zweite Fangedammabschnitt ist so entworfen, daß er für ein Hochwasser ausreicht, das 18 m über Niederrwasser ansteigen kann. Der Lageplan Abb. 4 zeigt die allgemeine Anordnung der Baugrubenumschließung, die aus Steinkisten und Kiesschüttungen mit einer eisernen Spundwand besteht.

Vor Herstellung des Steinkisten-Fangedammes wurden genaue Peilungen im Flußbett vorgenommen; die aus einer Schwimmramme hergestellte Peileinrichtung erlaubte bis 100 Peilungen je Stunde in Abständen von 60 cm. Die den Unregelmäßigkeiten der Flußsohle angepaßten unteren Teile der Steinkisten hatten eine Mindesthöhe von 1,50 m und wurden an Land hergestellt, während die normalen Teile teilweise an Land, teilweise schwimmend angefertigt wurden.

Wie aus der Querschnittsskizze Abb. 5 hervorgeht, liegt die Oberkante des oberwasserseitigen Fangedammes um rd. 3 m höher als auf der Unterwasserseite. Die Fangedämme sind bis 30 m hoch und bestehen aus einzelnen Steinkisten von 19,5 m Länge und Breiten von 27,5 m, 20,8 und 11,2 m und mindestens 6 m Einzelhöhe. Die zur Abdichtung verwendeten Spundwände sind bis 35 m lang.

Die Abriegelung des Flußbettes im östlichen Bauabschnitt erfolgte mit der Herstellung des rd. 305 m langen unterwasserseitigen Fangedammes, der aus 3 Abschnitten besteht. Die Ausbildung des Fangedammes im Anschluß an das Ufer erfolgt auf eine Länge von 67 m mit einer Spundwand und einer Kiesschüttung von 12 m Kronenbreite und mit Böschung 1:3, daran anschließend auf eine Länge von 102 m unter Verwendung von Steinkisten; im eigentlichen Flußbett mit Anschluß an die Längs-

wand des westlichen Fangedammes werden 7 große Steinkisten von U-förmigem Querschnitt verwendet, die schwimmend herangebracht und versenkt werden (Grundfläche  $27,5 \times 19,5$ , Höhe 12,2 m). Die Öffnungen in den Steinkisten, die zusammen der halben Flußbreite entsprechen, dienen zum Durchfluß des Wassers zur Zeit des Einbaues bei N.W., wo nur ein Stau von 60 cm bewirkt wird; diese Öffnungen werden geschlossen, sobald alle Steinkisten richtig versenkt sind. Die Dammbalken hierfür mit einer Spannweite von 9,80 m bestehen jeweils aus 3 Balken  $30 \times 45$  cm; der nächste Satz Dammbalken wird erst gesetzt, wenn der Stau um 90 cm gestiegen ist. Nach Einbau der Dammbalken läuft ein Greiferkran über die Steinkisten und hebt einen 2,5 m breiten Graben auf der Unterwasserseite aus für die Rammung der eisernen Spundwand, die 4,5 m tief in den harten Tonuntergrund der Flußsohle geschlagen

wird. Die Spundwand wird mit den Steinkisten durch besondere Y-förmige Paßbohlen mit Hilfe von 4" starken Rundeisenstäben verbunden, die durch Schlaufen hindurchgesteckt werden, die an den 30 cm starken Balken der Steinkisten befestigt sind.

Der oberwasserseitige Fangedamm ist ähnlich ausgebildet; er kann unter günstigeren Bedingungen in ruhigem Wasser hergestellt werden. Der Anschluß der Fangedämme des 2. Abschnittes an den Bauteil des 1. Abschnittes geschieht unter Verwendung von kreisförmigen von Spundwänden umschlossenen Zellenkörpern, die auch als Begrenzung der inneren Böschung der Fangedämme gegen die Bauwerksteile Verwendung finden.

(Nach Engng. News Rec. 117 (1936) S. 461 usw.)

W. Lydtin, Berlin.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Achtung Normeningenieure!

Arbeitsausschuß-Einführung der Normen in die Praxis.

In den letzten Jahren sind von vielen Firmen neue Normenabteilungen eingerichtet worden, die der Geschäftsstelle des Deutschen Normenausschusses noch nicht bekannt sind. Zur Förderung des Erfahrungsaustausches im Arbeitsausschuß „Einführung der Normen in die Praxis“ werden die Firmen, die Normenabteilungen eingerichtet oder andere besondere Maßnahmen zur Einführung der Normung getroffen haben, um nähere Mitteilungen gebeten. Erwünscht ist ferner die Angabe der Anschriften der Leiter der Normenabteilungen oder der mit besonderen Maßnahmen zur Einführung der Normung beauftragten Herren. Zuschriften werden erbeten an: Dinorm, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40.

### Ist der Architekt als bevollmächtigt anzusehen, für den Bauherrn Verträge abzuschließen?

Zu dieser bedeutsamen Frage äußert sich das OLG. Düsseldorf wie folgt:

„Eine ausdrückliche Bevollmächtigung des X. durch die Beklagten ist weiterhin nicht darin zu erblicken, daß sie ihn als Architekt für sich tätig werden ließen und ein Architekt nach allgemeinen Grundsätzen für einschlägige Arbeiten als bevollmächtigt gilt. Ein Architekt kann zwar zum Abschluß von Bauverträgen im Namen seiner Auftraggeber als bevollmächtigt gelten, wenn er nur als Architekt tätig wird, nicht aber, wenn er selbst bereits in seiner weiteren Eigenschaft als Unternehmer Bauverträge mit den Auftraggebern abgeschlossen hat.“ (OLG. Düsseldorf. 10 U 280/36 vom 22. Januar 1937.)

H. Schäfer, Düsseldorf.

## BUCHBESPRECHUNG.

Anger, Georg: Zehnteilige Einflußlinien für durchlaufende Träger. 2. verbesserte u. erweiterte Auflage. Berlin: W. Ernst u. Sohn, 1937. 118 S. DIN A 5. Preis br. RM 10,—.

Die erste Auflage des Buches ist im „Bauingenieur“ 17 (1936) S. 430 ausführlich besprochen worden. Die zweite Auflage, die bereits wenige Monate nach der ersten notwendig wurde, stimmt in der Hauptsache mit der ersten Auflage überein. Hinzugekommen sind am Ende 20 Seiten mit Zahlentafeln über die Schnittkräfte von durchlaufenden Balken mit den gleichen Stützweitenverhältnissen wie bei den Einflußlinien unter Einzellasten in den Drittels- bzw. Viertelpunkten der einzelnen Öffnungen. Die betreffenden Zahlenwerte waren früher zum Teil unmittelbar aus den allgemeinen Einflußlinien abzulesen, zum Teil mußten sie zwischengeschaltet werden. Diese Erweiterung wird z. B. für Zwecke des Hochbaues als Arbeitserleichterung nützlich sein.

Schleicher, Hannover.

## NEUERSCHEINUNGEN.

Joedicke, Fr.: Bitumen und seine Verwendung im Bauwesen. Heft 5 der Schriften des Seminars für Verkehrswesen an der Universität Halle-Wittenberg. Mit 36 Abb. Halle: Akademischer Verlag 1937. 47 S.  $17 \times 24$  cm.

Sunatani, Ch. und Yûki, T.: The elastic failure and the buckling of a steel column under eccentric loads. Aus: The technology reports of the Tôhoku Imperial University Sendai, Japan Vol. XII No. 2; 1937. 83 S. mit 27 Abb.  $19 \times 26,5$  cm.

Wasserbauliche Mitteilungen des kgl.-ungar. Ackerbau-ministeriums Budapest (ungarisch). Mit einer Zus.fassung in deutscher und andern Sprachen. Heft 3. 1936. Erscheint 4mal jährlich. Mit zahlr. Abb. und 5 Tafeln.  $142$  S.  $19 \times 21$  cm.

## PATENTBERICHT.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 11 vom 18. März 1937 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/10. H 136 058. Hugo Herzbruch, Essen-Bredeneu. Muffenverbindung für Bergwerksstrecken, Schacht- und Tunnelausbau; Zus. z. Pat. 613 042. 26. IV. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. T 44 921. August Thyssen-Hütte Akt.-Ges., Duisburg-Hamborn. Nachgiebige Verbindung der I-förmigen Profileilemente für kreisförmigen Gruben- oder Tunnelausbau. 11. II. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. Sch 107 458. Hermann Schwarz Komm.-Ges., Wattenscheid. Nachgiebiger Grubenstempel; Zus. z. Anm. Sch 102 679. 5. VII. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 3. M 127 720. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Eiserne, aus einem gepreßten U-Profilstück bestehende Gleisschwelle für Eisenbahnbrücken. 11. VI. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 24. R 94 908. Franz Rudert, Halle a. S. Schienenbefestigung für Baggergleise. 4. XII. 35.
- Kl. 37 e, Gr. 8/02. J 49 531. Hambrook Russel Jones u. Harry Kasse Kaplan, London; Vertr.: Dr. Graf E. v. Reischach, Pat.-Anw., Berlin-Halensee. Gerüstrohrklemme. 19. IV. 34.
- Kl. 47 f, Gr. 18/50. K 136 591. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Stoßverbindung für starkwandige Druckbehälter mit gekrümmter Oberfläche durch Schweißen. 21. I. 35.

- Kl. 72 g, Gr. 7/03. N 39 671. Otto Nootbaar, Gleiwitz, O.-S. Geschoß-splittersicheres, luft- und lichtdurchlässiges Schutzgitter für Fenster von Luftschutzräumen. 17. VII. 36.
- Kl. 80 a, Gr. 60. C 47 471. Heinrich Eilentrop, Iserlohn i. W. Verfahren zur Herstellung aufgerauter Baukörper. 12. X. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 1/15. V 33 132. Veitscher Magnesitwerke Akt.-Ges., Wien; Vertr.: Dr. G. Winterfeld u. Dr. A. Weber, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Dichtungsmittel für Zement oder Beton 7. VIII. 36. Österreich 21. X. 35.
- Kl. 84 a, Gr. 3/14. V 29 498. J. M. Voith, Maschinenfabrik, Heidenheim, Brenz. Bewegliches Wehr mit selbsttätig und zwangsweise bewegbarer Aufsatzklappe. 15. IV. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 4. M 130 346. Menck & Hambrook G. m. b. H., Hamburg-Altona. Explosionskrafframme. 8. III. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 128 834. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Vorrichtung zur Erhöhung der Standsicherheit von statisch bestimmt gelagerten schweren Geräten, wie Bagger, Absetzer, Krane. 1. II. 33.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. C 46 607. Carbo-Norit-Union Verwaltungs-Gesellschaft m. b. H., Frankfurt a. M. Vorrichtung zum Eintragen der in wässriger Suspension enthaltenen feinkörnigen bis pulverförmigen Adsorptionsmittel in Filtermassen; Zus. z. Anm. C 45 939. 25. VI. 32.
- Kl. 85 e, Gr. 9/05. B 122 30. Bayerische Berg-, Hütten- und Salzwerte Akt.-Ges., München. Leichtflüssigkeitsabscheider mit einer aus einer Schwimmerventil-Vorrichtung bestehenden Durchflußsperre. 8. X. 30.