

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

27. JAHRGANG

APRIL 1952

HEFT 4

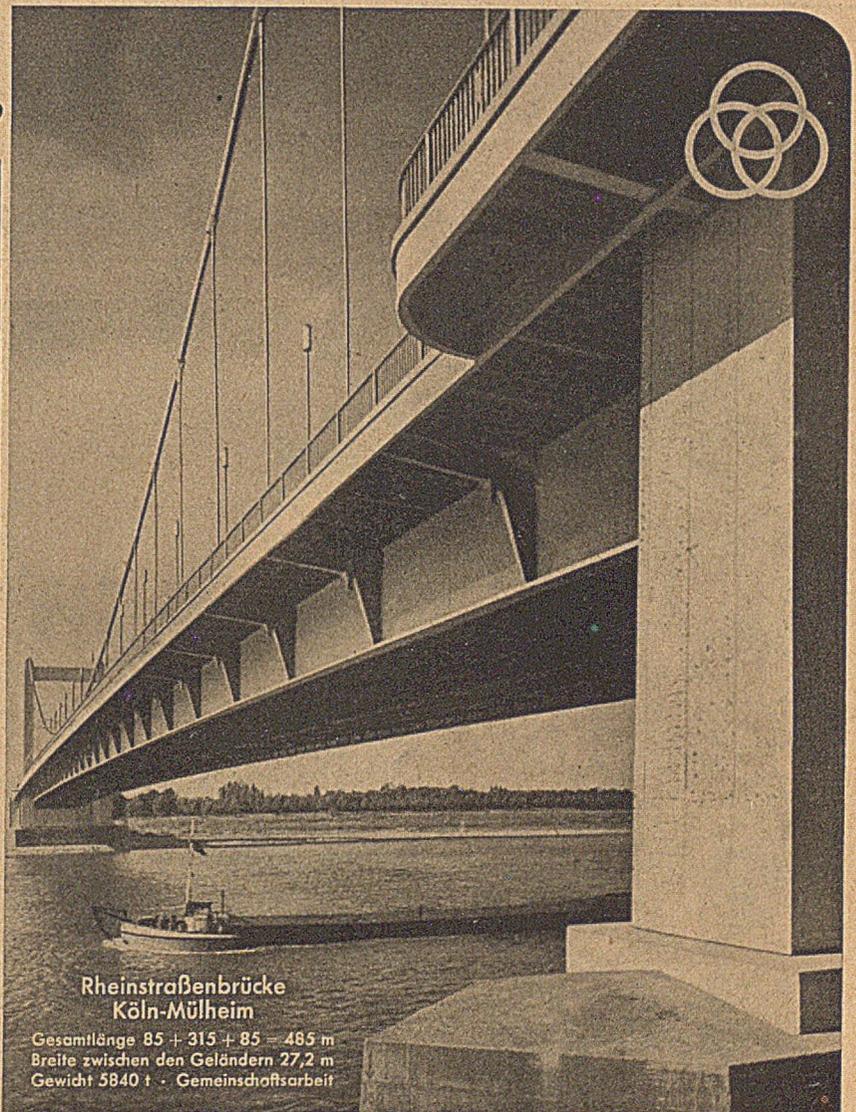
INHALT:

- Die Stahlkonstruktion der Westfalenhalle in Dortmund.
Von Dr.-Ing. H. P. Witt, Dortmund 109
- Berechnung der mehrstöckigen Rahmen in schrittweiser
Annäherung. Von Dipl.-Ing. Vladimir Schadoursky,
Beiruth, Libanon 113
- Der „Traxcavator“ als Universalgerät für Bau- und
Förderzwecke. Von Dr.-Ing. W. Franke, Frankfurt/M. 115
- Setzungsmessungen an den Flaktürmen in Berlin. Von
Dr.-Ing. Heinz Muhs, Deutsche Forschungsgesell-
schaft für Bodenmechanik (Degebo) Berlin 118
- Die Kabelschellen der neuen Hängebrücke über den
Rhein bei Köln-Mülheim. Von Dipl.-Ing. K. H.
Seegers, Gustavsburg 123

(Fortsetzung des Inhaltsverzeichnisses auf Seite II.)

Wir planen und bauen

Stahl-Brücken
Stahl-Hochbauten
Industrieanlagen
Stahl-Wasserbauten
Großfördergeräte
und Großtransportanlagen
Weichen, Drehscheiben,
Schiebebahnen
Aufbereitungsanlagen
für Kohle und Erze
Maschinen und Einrichtungen
für Zement-, Kalk-, Gipswerke
und verwandte Industrien
Kabel- und Verseilmaschinen
Zerkleinerungsanlagen
Apparate und Behälter
Bergbauzulieferungen



Rheinstraßenbrücke
Köln-Mülheim

Gesamtlänge 85 + 315 + 85 = 485 m
Breite zwischen den Geländern 27,2 m
Gewicht 5840 t · Gemeinschaftsarbeit

STAHLBAU RHEINHAUSEN

Fernsprechanhänge Duisburg 38 91 · Moers 27 42 · Rheinhausen 7 41 · Fernschreiber Duisburg 036 838 · Drahtwort Stahlbau Rheinhausen

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund, Plauener Straße 44,
Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. für die Schriftleitung werden erbeten an die Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“, Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, (21b) Dortmund, Plauener Straße 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anfordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Zeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskriptes erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet. Erscheinungsweise: Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 bis 40 Seiten.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 9,— (Einzelheft DM 3,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 7,20 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, im Bundesgebiet auch jedes Postamt, entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschauer 20, Westberlin, Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschauer 20,
Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 und 54 30.

Vertriebs-Vertretung im Ausland:

Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street,
London, W. C. 2.

Fortsetzung des Inhaltsverzeichnisses von Seite I.

Kurze Technische Berichte:

Sohlenwasserdruck bei Talsperren	127
Kraftwerksanlage und Zellenstaumauer Bau Mugeris (Sardinien)	129
Schrauben mit hoher Klemmkraft als Verbindungsmittel im Stahlbau	131

Die Staumauer von Aussois (Savoyen)	132
Die neue Tanker-Landeanlage in Fawley bei Southampton	134
Die Klockestrandsund-Brücke	136
Buchbesprechungen und Neuerscheinungen	137
Verschiedenes	138

**BLEICYANAMID
DK 825**

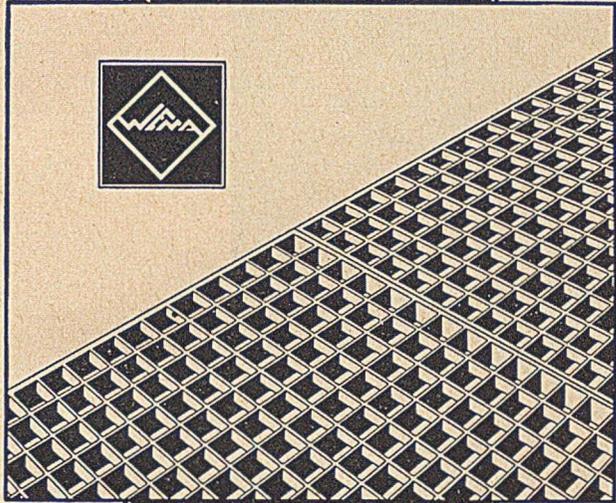
Es hat gut lachen!

Das neue Rostschutzmittel auf Bleibasis ist leicht verstreichbar, ergiebig, nicht eindickend, daher Arbeit und Material ersparend. Auskunft und technische Beratung durch den Hersteller des Pigmentes

Duisburger Kupferhütte
Duisburg

DUISBURGER KUPFERHÜTTE

WEMA
GITTERROSTE
begehbar und befahrbar

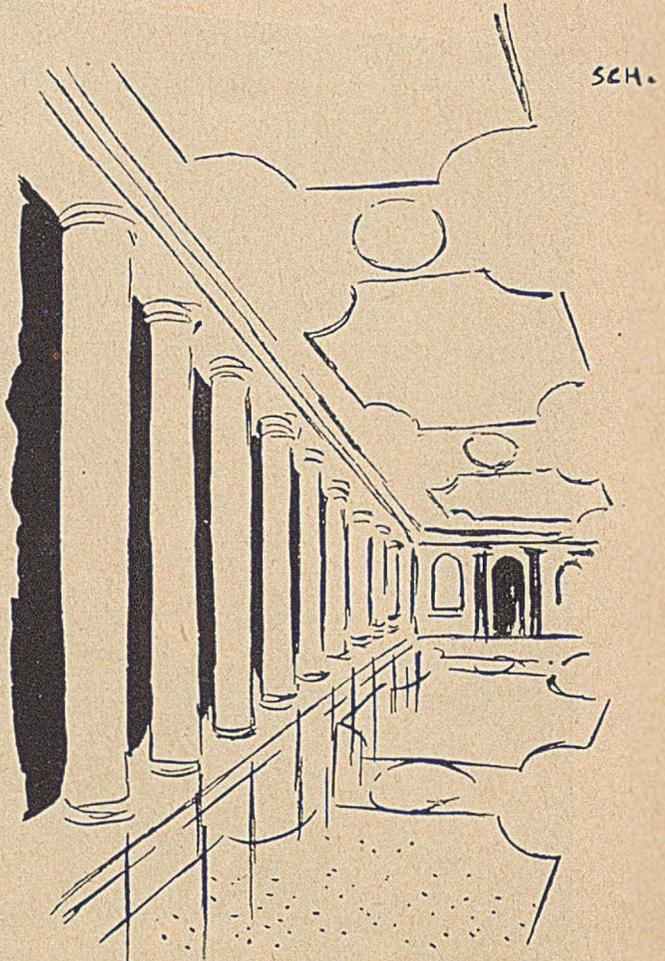


J. EBERSPÄCHER
ESSLINGEN/NECKAR

**GRUNDWASSER
ABSENKUNG**

JOHANN KELLER
GEGR. 1860

RENCHEN-BD. FRANKFURT-MAIN HAMBURG



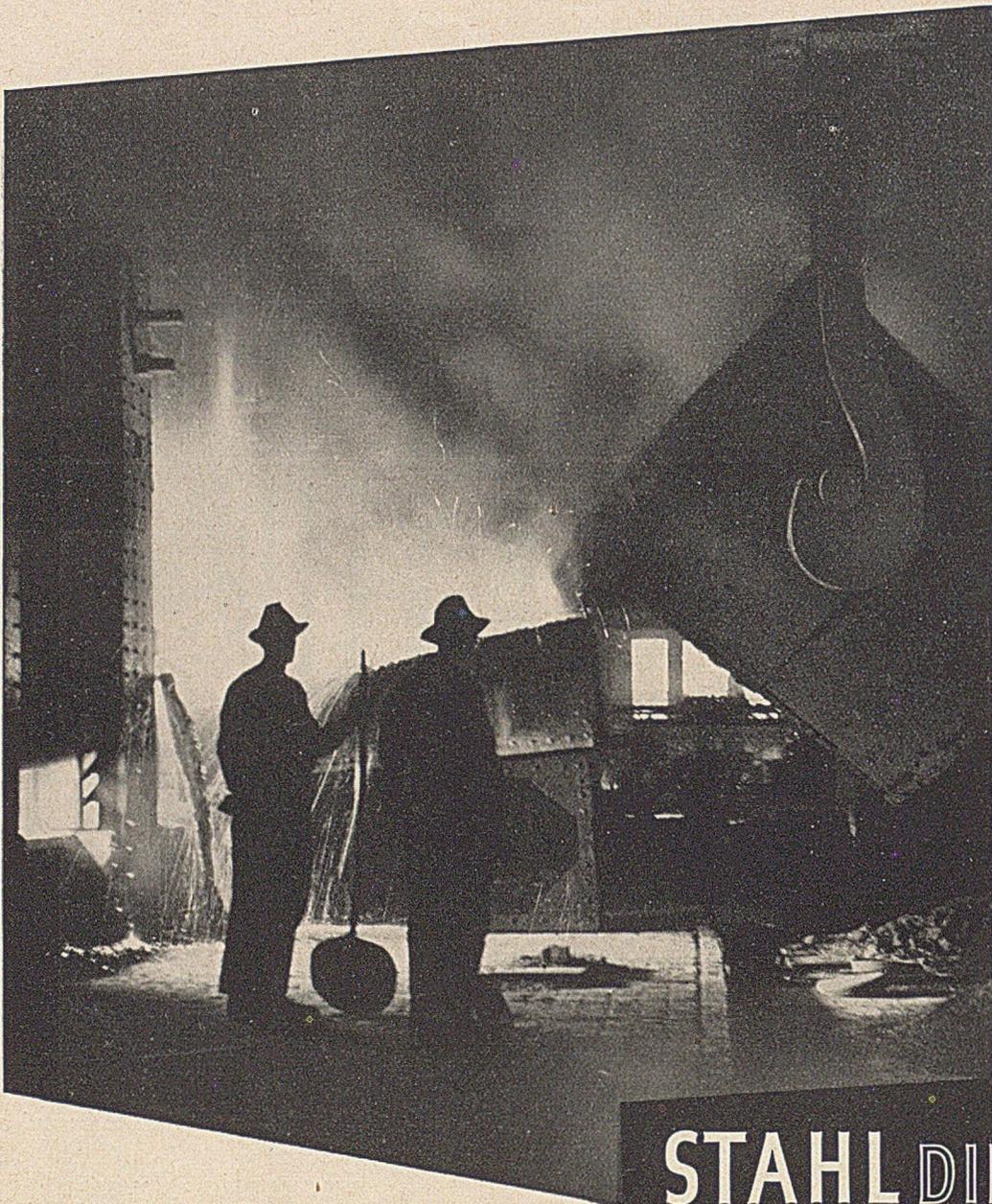
**KLASSISCHE BAUFORM,
HELLER TERRAZZO:
HARMONIE!**

Heller Terrazzo, also helle Gesteine,
gebunden mit
DYCKERHOFF-WEISS,
dem weißen Portland-Zement

verleiht schönen Räumen jenen
zauberhaften Effekt von Weiträumig-
keit und heiterer Würde, den man
als „klassisch“ . . . als „vollendet“
empfindet.

**DYCKERHOFF
WEISS**
DER WEISSE PORTLAND-ZEMENT

DYCKERHOFF
Portland-Zementwerke Aktiengesellschaft
Wiesbaden-Amöneburg



STAHL DIENT JEDERMANN

Wir beraten Sie

über die Verwendung von Stahl im Hoch- und Tiefbau, im Bergbau, im Maschinenbau, im Schiffbau, in der Chemie, im Gerätebau, im Fahrzeugbau, im Handwerk, in der Landwirtschaft...

Besuchen Sie unseren Informationsstand auf der Technischen Messe in Hannover in Halle 3 vom 27. April bis zum 6. Mai 1952.

Die Beratungsstelle für Stahlverwendung als Informationsstelle der Eisen- und Stahlindustrie wird auch Ihnen angesichts der vielen Stahlsorten und Verwendungszwecke vielfältig nützlich sein können, denn sie will

- den Stahlverbraucher kostenlos in allen Fragen der Stahlverwendung fachmännisch beraten;
- die Erfahrungen über Fortschritte in der Stahlverwendung in der ganzen Welt sammeln und den deutschen Stahlverbrauchern zur Verfügung stellen;
- die Fachwelt laufend über den Werkstoff Stahl und seinen Nutzen für jedermann unterrichten.



BERATUNGSSTELLE FÜR STAHLVERWENDUNG • DÜSSELDORF

Die Stahlkonstruktion der Westfalenhalle in Dortmund.

Von Dr.-Ing. H. P. Witt, Dortmund.

Auf Grund eines Vorentwurfes der Stadt Dortmund wurden mehrere Firmen zu einem Angebot aufgefordert. Es blieb den Firmen überlassen, durch eigene Vorschläge von den zur Verfügung gestellten Plänen abzuweichen. Über die Entwurfsarbeiten ist von anderer Seite eine Veröffentlichung geplant.

Der zur Ausführung kommende Entwurf schließt sich im wesentlichen dem Vorentwurf der Stadt Dortmund an.



Abb. 1. Außenperspektive, entworfen und gezeichnet von Arch. Rgbmstr. a. D. Karl Haberäcker nach Entwurf von Arch. Dipl.-Ing. W. Höltje.

Es wurden jedoch einzelne der vorgeschlagenen Änderungen berücksichtigt: Die Kuppel ist flacher gestaltet, die Binderanordnung gegenüber dem Vorentwurf geändert und eine zusätzliche Betriebsbühne in der Mitte der Halle angeordnet worden.

Durch die Wahl einer flacheren Kuppel verringerte man den umbauten Raum und damit die Baukosten. Ferner sind dadurch die Betriebskosten herabgesetzt, denn die Beheizung des kleineren Raumes erfordert eine kleinere Energiemenge. Der Nachhall bei hohen Kuppeln ist bekannt. Die geringere Kuppelhöhe ließ also eine Ver-



Abb. 2. Aufnahme während der Dacheindeckung.

besserung der Akustik erwarten. Nicht zuletzt sei aber auch auf einen ästhetischen Vorteil hingewiesen. Die hohe schwere Kuppel lastet unerfreulich drückend auf dem leicht- und lichtgebauten Unterbau, der mit seinen wenigen Stahlsprossen wie eine einzige hohe schwebende Glaswand wirkt. Die helle Freude, die die umschließende Wand ausstrahlt, wird durch eine leichte Kuppel unterstrichen. Sie darf durch einen unnatürlich hohen Aufbau nicht erschlagen werden.

Die im Vorentwurf angedeutete Binderanordnung erschien den Stahlbauunternehmen für ihren Baustoff nicht zweck-

mäßig. Mehrere Binder stießen spitzwinklig zusammen und gaben die von ihnen aufgenommenen Kräfte an einen Sammelbinder ab. Der Stahlbau schreckt vor spitzen Winkeln zurück. Sämtliche Binder wurden deshalb radial gestellt. Die Pfetten verlaufen dadurch nahezu rechtwinklig zu dem Binder. Ferner vermied man es, die Binder zusammenzuführen, um schwierige Anschließpunkte auszuschalten. Die genieteten Binder erreichen daher den Scheitel nicht, sondern sie enden an der Laterne, deren Dach durch geschweißte Balkenbinder getragen wird.

Die Betriebsbühne wurde in der Mitte der Halle unter der Kuppel hinzugefügt, um eine lotrechte Bestrahlung der Arena zu ermöglichen. Dieses ist für die Fahr- und Reitturniere eine unabdingbare Forderung, da die Pferde durch sichtbare Schatten beunruhigt würden.

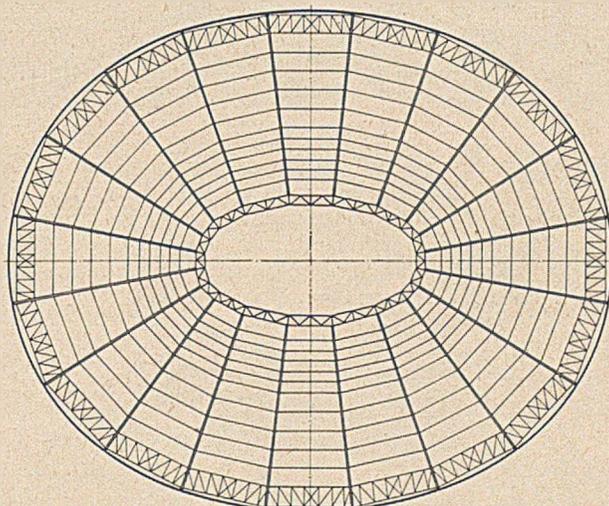


Abb. 3. Dachgrundriß mit Bindern, Pfetten und Verbänden. Längsachse 117,5 m; Breitenachse 97,8 m.

Grundriß.

Der Grundriß der Halle ist aus den Forderungen des Radsports entwickelt. Das Sechstagerennen erfordert eine langgestreckte, an den Enden abgerundete Bahn. Es ist die natürlichste Lösung, den Umriß des Gesamtgebäudes der Radrennbahn anzupassen. So entstand eine Grundrißfläche der Halle, die grob gesprochen eine Ellipse ist. Ihre Längsachse beträgt 117,500 m, ihre Breitenachse 97,800 m (Abb. 5).

Der Kuppelscheitel liegt 28 m über dem Gelände. Die Durcharbeitung der Stahlkonstruktion für eine elliptische Grundrißfläche wäre eine sehr mühevoll Arbeit gewesen. Es war daher zweckmäßig, die Ellipse durch Korbbojen zu ersetzen. In Frage kam statt der Viertelellipse 2, 3, 4 oder 5 Kreisbogen zu verwenden. Es ist selbstverständlich, daß die Bearbeitung um so einfacher wird, je weniger Bogen zur Bildung der Viertelellipse herangezogen werden. Bei 2 Bogen erwies sich jedoch der Krümmungssprung als zu hart, während schon bei 3 Bogen die Krümmungsänderung eine stetige schien. So wurde es über-

flüssig, mehr als 3 verschiedene Radien zu verwenden (Abb. 6).

Die Rechenarbeit blieb ohnehin sehr groß, weil nicht nur stetiger Übergang in Kurve und Tangente beim Sprung zweier Krümmungen verlangt werden mußte, son-

Nutzlasten.

Die Belastung des Daches durch Nutzlasten entspricht der üblichen Annahme einer Einzellast von 100 kg an beliebiger Stelle, sofern die Schneelasten keine größeren Wirkungen ergeben.

Interessant sind die Belastungsannahmen für die Beleuchterbühne. Es ist mit einer Höchstlast von 500 kg an jedem Träger beliebig angreifend gerechnet. Als gleichmäßig verteilte Belastung wurde für die Zwischen- und Querträger 250 kg/m² eingesetzt, soweit die Einzellast von 500 kg keine größere Wirkung ergab. Da die Hauptträger der Bühne eine größere Lasteingzugsfläche haben, wurde ihre Belastung mit nur 200 kg/m² angenommen, während die Bühnennutzlast für die ausgedehntere Belastungsfläche der Dachbinder mit nur 50 kg/m² eingesetzt wurde. Die m²-Belastung ist also zur Funktion der Größe des Lasteingzugsgebietes geworden, ein in diesem Falle durchaus angebrachter Ansatz, der wohl auch in vielen anderen Fällen angewendet werden wird.

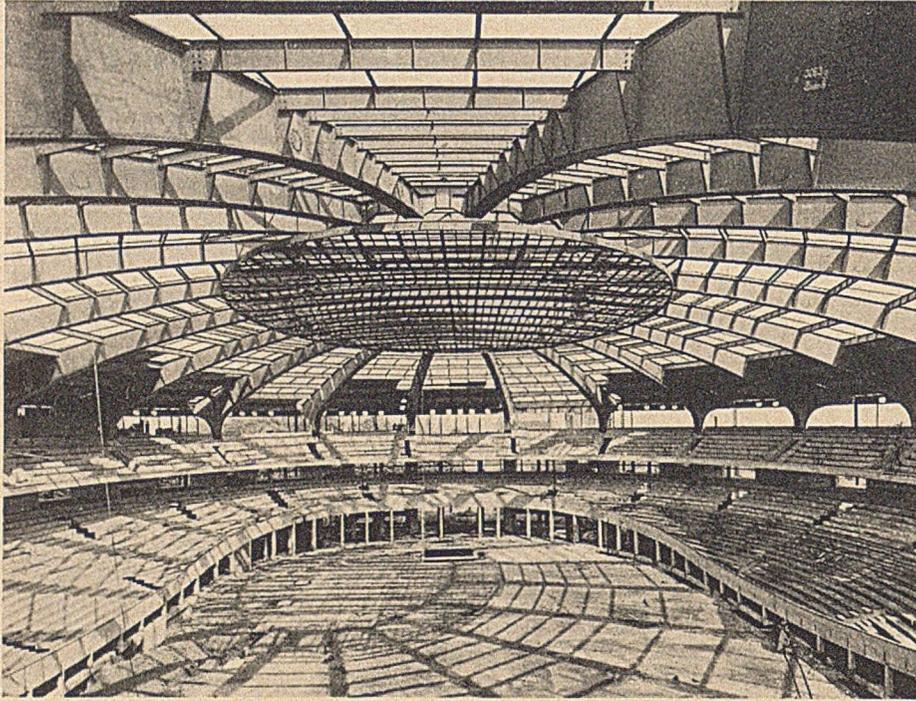


Abb. 4. Innenansicht der Halle mit aufgehängter Betriebsbühne.

dern außerdem noch an den Übergangsstellen jeweils ein Binder angeordnet werden sollte. Dadurch wurde vermieden, daß die Krümmung innerhalb eines Feldes wechselte. Leider war damit aber auch die zusätzliche Forderung verknüpft, daß die Bogenlängen ein vielfaches des Binderabstandes sein mußten.

Statisches System der Binder.

Jeder Binder ist ein einfacher Balken von 8 m Stützweite vom Druckauflager bis zu den Hängestangen. Der einseitige Kragarm hat 30 m Länge (Abb. 7). Wegen dieser gewaltigen Kragarmlänge erscheinen die Binder wie riesige, aus den Tribünen herausragende Rüssel. Sie tragen

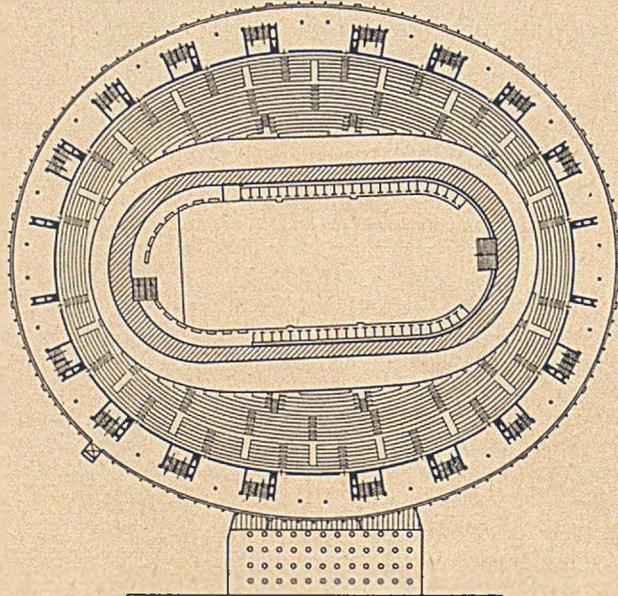


Abb. 5. Grundriß mit unterem Rang und Radrennbahn.

Zunächst wurde der Versuch gemacht, die Grundrißform aus den oben angegebenen Bedingungen nach der Regel der analytischen Geometrie zu bestimmen. Die Lösung der Gleichungen erwies sich aber als praktisch undurchführbar. So blieb nichts anderes übrig, als durch Versuchsrechnungen sich den gestellten Forderungen schrittweise anzunähern.

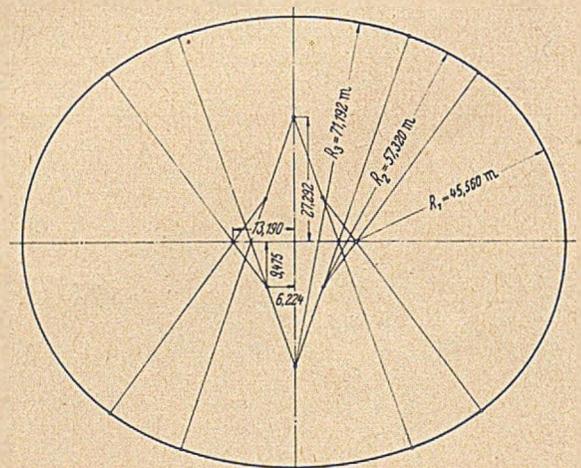


Abb. 6. System des Grundrisses.

leicht aufwärts geschwungen das gewaltige Dach. Um das Überkippen der Binder zu vermeiden, sind sie durch je 5 Hängestangen gehalten, die bei den schwächsten Bindern 55 mm, bei den stärksten 100 mm Durchmesser besitzen. Die 20 m langen Rückhaltanker sind also in ihren Querschnittsabmessungen den verschiedenen Belastungsbreiten der Binder angepaßt.

Die Anker wurden mit ihren unteren Hammerköpfen gegen Traversen gelegt, die ihrerseits gegen auskragende Fundamentenden drücken. Seitliche Ansätze an den Traversen lassen die Anordnung hydraulischer Pressen zu,

um die Binder während der Montage ausrichten zu können (Abb. 8).

Die langen Kragarme erfahren bedeutende Durchbiegungen. Bei den am stärksten belasteten Bindern beträgt die Durchbiegung am Kragende

aus dem Stahlgewicht	119 mm
aus der Eindeckung	90 mm
aus der Schneelast	62 mm
aus der Nutzlast	24 mm
aus der Temperatur	32 mm
aus dem Winddruck	28 mm
aus der Gesamtwirkung	355 mm

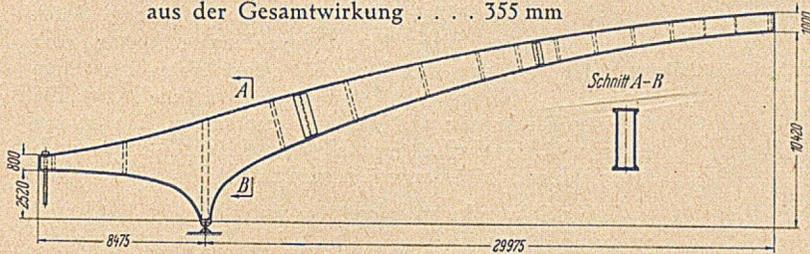


Abb. 7. Binderansicht und Querschnitt.

Der größte Teil der Durchbiegung entsteht durch die ständigen Lasten. Schneelasten und Nutzlasten ergeben zusammen nur 86 mm. Bei 30 m Kragarmlänge sind dies 1/350 der Kraglänge. Dies entspricht der Durchbiegung von 1/700 der Stützweite bei einem Balken auf 2 Stützen.

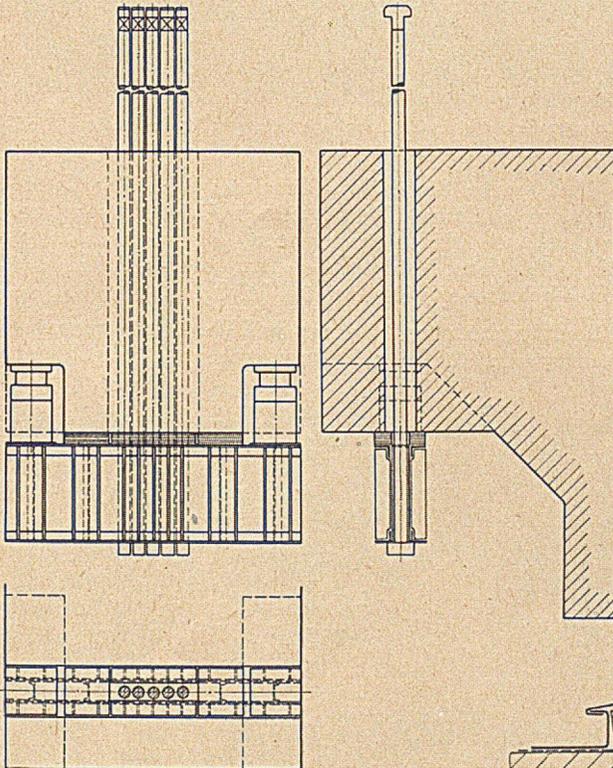


Abb. 8. Verankerung der Hängestangen.

Neigung, die die Binder zueinander haben. Sie beträgt im Höchstfalle 32 mm, im Kleinstfalle 21 mm (Abb. 9).

Eine elastische Stauchung der Pfetten um diese Maße ist nicht möglich. Sie müssen also durch Langlöcher an die Binder angeschlossen werden. Dieses ist längs des ganzen Kragarmes geschehen. Da die Binder durch die Pfetten nicht gegen Kippen gesichert sind, mußten sie torsionsfest, also zweiwandig ausgebildet werden.

b) In der ganzen Länge der Binder sind Dehnungsfugen angeordnet, damit die Dacheindeckung den Pfetten folgen kann, ohne daß sie über den Langlochanschlüssen

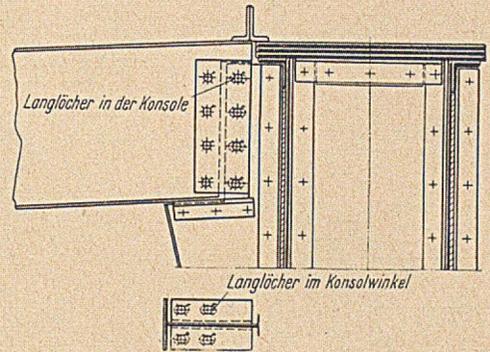


Abb. 9. Langlochanschluß der Pfetten.

zerreißt. Die Dehnfugen sind durch eine Aluminiumregenrinne ausgekleidet (Abb. 10).

c) Die Dacheindeckung erfolgt durch aufgelegte Bimsbetonplatten. Die vielen Fugen ermöglichen der Dacheindeckung den Bewegungen der Stahlkonstruktion zu folgen.

d) Zur Dichtung der Dachfläche ist das gesamte Dach, soweit es durch Betonplatten abgedeckt ist, außer mit Dachpappe mit einer durchgehenden 0,7 mm starken Aluminiumhaut versehen. Die Aluminiumbleche sind gefaltet, um allen Bewegungen des Daches folgen zu können.

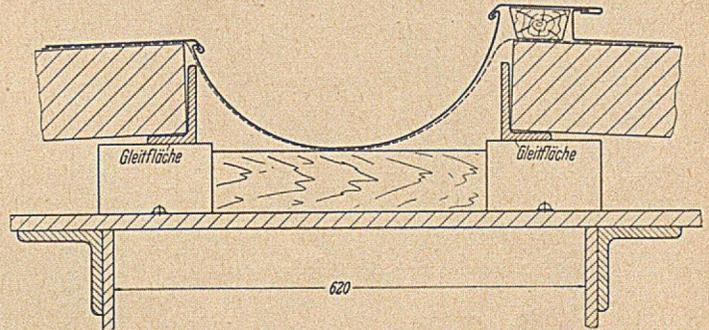


Abb. 10. Dehnfuge der Dacheindeckung mit Aluminiumregenrinne. Dacheindeckung entworfen und ausgeführt von Heinrich Kentzler, Metallbedachungen, Dortmund.

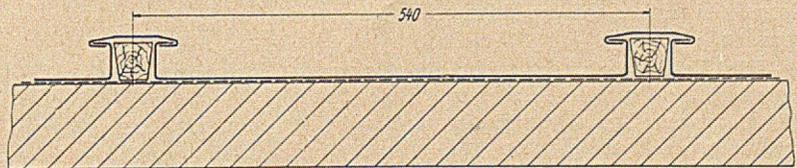


Abb. 11. Bimsbetonplatten mit Dachpappe, Holzleisten und Aluminiumhaut.

Die Durchbiegung erscheint durchaus zulässig und es wurden nur besondere Vorkehrungen getroffen, um die Wirkung der Durchbiegung auf die Dachkonstruktion unschädlich zu machen. Diese sind :

a) Langlochanschlüsse der Pfetten. Einer lotrechten Verschiebung der Binderspitzen von 355 mm entspricht eine waagrechte Verschiebung von 98 mm, gemessen in der Richtung der Binder. Bei der Radialstellung der Binder bringt die waagrechte Verschiebung eine Annäherung der Binderspitzen mit sich. Diese richtet sich nach der

nen, ohne daß Risse in der Abdeckung entstehen. Die Ausbildung des Leistendaches geht aus Abb. 11 hervor.

e) Im Oberlicht sind die Glasprismen in Winkelrahmen gelegt, die mit den Pfetten verbunden sind, und an den Bindern gleiten können. Die Lücken zwischen den Rahmen sind regensicher abgedeckt (Abb. 12).

Wandausbildung.

Die Stahlkonstruktion der umschließenden Glaswand ist an den Randpfetten aufgehängt. Das Gewicht der

Außenwand wird also ganz von der Stahlkonstruktion getragen. Diese Anordnung ist erforderlich gewesen, weil die Wände nicht bis zum Boden durchgehen, sondern in 5 m Höhe abgesetzt sind. Es entsteht dadurch ein überdachter Umgang.

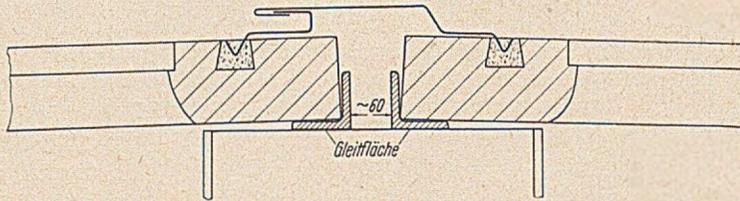


Abb. 12. Glasprismen und Betonrahmen mit Aluminiumdachabdeckung.

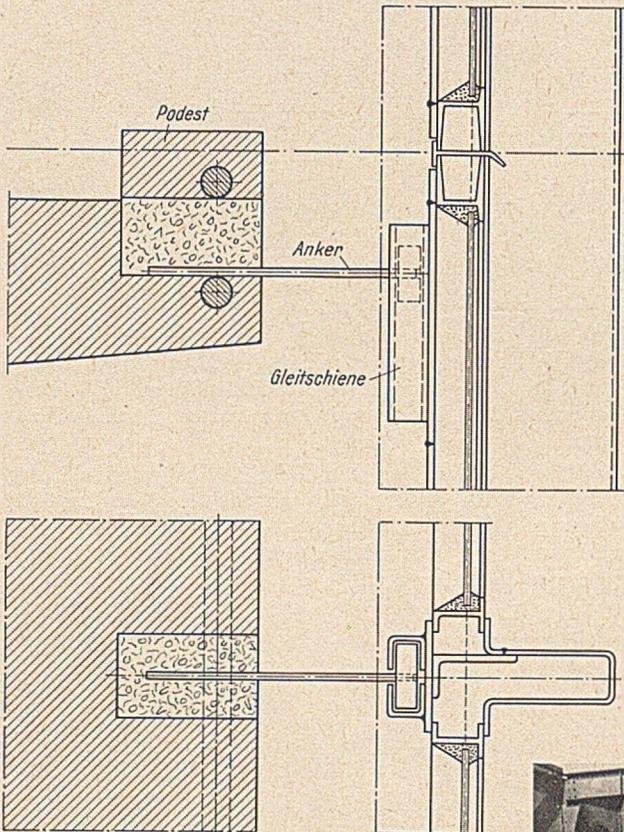


Abb. 13. Verankerung der Fensterpfosten.

Der Winddruck auf die Wand wird von den Bühnen der Umgänge aufgenommen. Wie aus Abb. 13 hervorgeht, können keine lotrechten Kräfte auf die Bühnen übertragen werden.

Die Fensterkonstruktion ist einfach und zweckmäßig. Da die Halle künstlich belüftet wird, hat man im allgemeinen von der Anordnung von Fensterflügeln Abstand genommen. Hinter den Hängestangen erhalten die Betonbühnen Kanäle, durch die Frischluft angesaugt wird. Bei kalter Witterung wird die Luft erwärmt und dem Innern der Halle zugeführt. Im Südteil des Gebäudes sind einige Kippflügel vorgesehen, um einen durch die Bewitterung möglicherweise entstehenden Überdruck hinauszulassen.

An jeder Bühne befindet sich im Abstand von 200 mm hinter der Glaswand eine Glasbrüstung. Zwischen diesem Geländer und der Außenwand entsteht eine Kaltluft-rinne. Sie führt die Luft zu den Kanälen in den Beton-

bühnen. Von hier aus wird sie mit der Frischluft durchmisch, erneut ins Innere der Halle gepumpt.

Montage.

Die Konstruktion wurde von den Stahlbauanstalten mit Spezialfahrzeugen zur Baustelle gefahren, dort mit einem Portalkran abgeladen und ins Innere der Halle gebracht (Abb. 14).

Die Montage selbst erfolgte durch zwei Stahlmaste, die jeweils eine Hälfte der Halle bedienten. Jeder Binder wurde in drei Teilen angeliefert, von denen das schwerste Stück 28 t wog. Die Schwenkmaste hatten eine Länge von 34 m. Sie ermöglichten eine Ausladung von 23 m und konnten somit die äußeren Binder Teile auf die Auflager setzen. Die beiden inneren Binderabschnitte wurden im freien Vorbau durch die gleichen Schwenkmaste angesetzt.

Jeder Schwenkmast montierte zunächst ein Binder teil an einer Längsseite der Halle. Beide Maste setzten dann

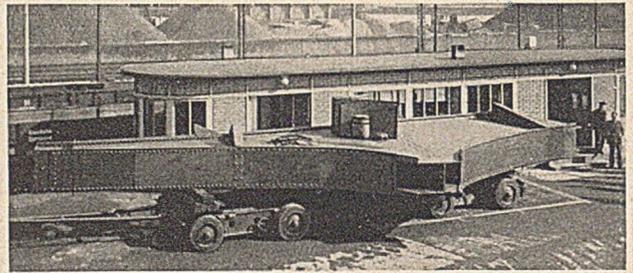


Abb. 14. Transport eines Binderauflagerteils vom Werk zur Baustelle.

die Montage im Sinne des Uhrzeigers fort. Zur Erzielung einer größeren Montagegeschwindigkeit waren an den Auslegern Hilfsarme angesetzt, durch die leichtere Teile, wie Pfetten, Träger der Betriebsbühne und der Laterne gehoben werden konnten (Abb. 15).

Zum Ausgleich von Montage- und Werkstattegenauigkeiten wurden 2 Paßfelder vorgesehen. Diese Felder

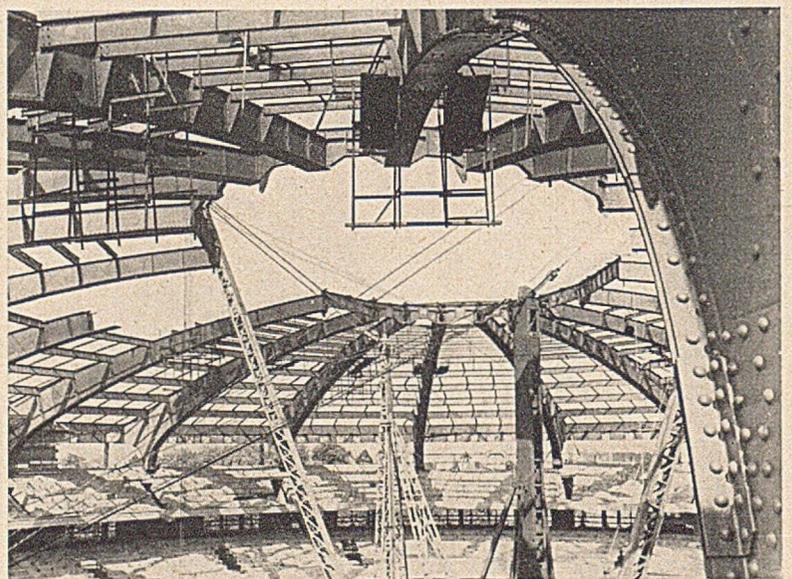


Abb. 15. Montage der Binder und Pfetten.

konnten aber genau nach der Zeichnung gebohrt werden. Durch sehr sorgfältige Vermessung vor Beginn und während der Montage wurde eine derartige Genauigkeit in der Aufstellung erzielt, daß auch beim Zusammenschluß

des Rundbaues Abweichungen von der gewollten Form nicht festgestellt werden konnten.

Termine.

Die Stahlkonstruktion wurde von den Firmen außerordentlich schnell geliefert und aufgestellt. Der Auftrag ist am 27. Dezember 1950 erteilt worden. Die Montage begann am 20. März 1951 und wurde am 22. Juni 1951 beendet. Der Bauherr ist die Westfalenhallen AG., Dort-

mund. Der Entwurf und die Ausführung lag in den Händen des Architekten Dipl.-Ing. W. H ö l t j e. Wesentlicher Mitarbeiter bei der Durchführung des Projektes war der Architekt Dipl.-Ing. H. R e t z k i. Bauleiter war der Ing. H. P u s c h. Die Ausführung der Stahlkonstruktion erfolgte durch eine Gemeinschaft der Firmen Dortmunder Union Brückenbau-AG., Aug. Klönne, C. H. Jucho, Heinrich Berghaus und Johs. Dörnen. Die Montage wurde von den zuerst genannten 3 Firmen durchgeführt.

Berechnung der mehrstöckigen Rahmen in schrittweiser Annäherung.

Von Dipl.-Ing. Vladimir Schadoursky, Beirut, Libanon.

Vorbemerkung des Herausgebers.

Es wäre eine lohnende Aufgabe, einmal näher zu verfolgen, wie die Entwicklung des Iterationsverfahrens in der Baustatik seit der klassischen Arbeit von O. M o h r über die Anwendung der Iteration zur Berechnung der Nebenspannung in Fachwerkträgern (Abh. Techn. Mechanik, Berlin 1906), verlaufen ist. Es sei hier erinnert an W. G e h l e r s „Nebenspannungen“, Berlin 1910. Es wäre weiter zu verweisen auf den bisher nur wenig beachteten Aufsatz von K. T s c h a l i s c h e v im Bauingenieur 3 (1922) S. 208 und 244. Es ist anzunehmen, daß eine dichte Reihe von Vorläufern des Verfahrens von dort führen würden zu der Methode des Momentenausgleichs in der heute üblichen Form.

Allgemeines.

Der Aufsatz befaßt sich mit den Bedingungen, die bei der Aufstellung der Verschiebungsgleichungen für mehrstöckige Rahmen erfüllt werden müssen, um die Auflösung des Gleichungssystems nach der Methode der schrittweisen Annäherung zu vereinfachen. Die Untersuchung wird auf den Sonderfall eines zweistieligen, durch Windknotenlasten beanspruchten Rahmens, beschränkt. Die Bezeichnungen und die Vorzeichenregeln folgen denen von R. G u l d a n [1].

Die Iteration wurde in den letzten Jahren ein wichtiges Mittel bei der Lösung verschiedener statischer Aufgaben. Die Anwendung dieses Verfahrens zur Berechnung der Stabwerke gestaltet sich besonders einfach und übersichtlich.

K. T s c h a l i s c h e v, dem wir die erste Veröffentlichung über das Momentenausgleichsverfahren verdanken [2], hat seine Methode bereits auf unverschiebliche wie auch auf verschiebliche Tragwerke angewandt.

Seitdem sind zahlreiche Arbeiten erschienen, die das Verfahren des Momentenausgleichs und die ihm verwandten Methoden ausführlich behandeln und weiter entwickelt haben. Aus dieser Literatur ist für die verschieblichen Tragwerke das „Festhaltekräfte-Verfahren“ bekannt, welches aber als nicht ganz zweckmäßig zu bezeichnen ist.

Das Festhaltekräfte-Verfahren.

Das Verfahren besteht bekanntlich darin, daß man den Einfluß der Verschiebungen einzelner Stockwerke auf das Kräftespiel im ganzen Tragwerk feststellt (die oberen Geschosse erfahren dabei jeweils eine parallele Verschiebung). Man bestimmt dann, mit welchen Vorzeichen die, zunächst für jedes Geschoß beliebig gewählten, Verschiebungen und die entsprechenden Momente und Querkräfte, angenommen werden müssen; man geht dazu von der Bedingung aus, daß die Festhaltekräfte, d. h. die Auflagerkräfte der fiktiven waagrechten Stützen, gleich Null sein müssen; es entsteht ein System von Elastizitätsgleichungen, deren Anzahl der Stockwerkzahl gleich ist.

Dieses Gleichungssystem ist nicht diagonalsymmetrisch; die Nebenglieder, die den Einfluß der benachbarten Geschosse ausdrücken, klingen im allgemeinen nicht ab, obwohl man, mit Rücksicht auf die dämpfende Wirkung der Riegel, das Gegenteil erwarten könnte. Der Grund für einen so ungünstigen Aufbau der Gleichungen, der ihre Auflösung recht umständlich machen kann, ist in der unzureichenden Auswahl der Verzerrungsgrößen und Kräfte zu suchen.

Verbesserungsvorschlag.

Zwei einfache Bedingungen sollen erfüllt werden:

I. Man verschiebt zuerst die einzelnen Stockwerke um dasselbe Maß; die Ausgangsmomente müssen also proportional $6EI/l^2$ bzw. zu den Verschiebungssteifigkeiten K/l sämtlicher Stiele gewählt werden. (Bei Stielen mit einem Gelenkanschluss sind die Ausgangsmomente halb so groß.)

II. Bei der Aufstellung der Verschiebungsgleichungen soll man von der Gleichgewichtsbedingung für die Querkräfte ($\Sigma H = 0$) an den oberen oder unteren Stielenden, und nicht wie üblich von der algebraischen Summe der Querkräfte zweier benachbarter Geschosse (d. h. von den Festhaltekräften) ausgehen.

Die Erfüllung dieser zwei Bedingungen bietet folgende Vorteile:

1. Auf Grund des B e t t i s c h e n Satzes wird das Gleichungssystem diagonalsymmetrisch, was seine Auflösung erleichtert und als Kontrolle dient.

2. Die Nebenglieder — links und rechts von der Hauptdiagonale — klingen sehr schnell ab, weil sich jede Gleichung nur auf ein Stockwerk und nicht gleichzeitig auf zwei Stockwerke bezieht. Das bedeutet eine weitere Vereinfachung.

Man gelangt in übersichtlicher Weise zu einer Näherungslösung, wenn man das erhaltene vollkommene Gleichungssystem durch ein unvollkommenes ersetzt. Es ist allerdings nicht möglich allgemein anzugeben, welche Nebenglieder vernachlässigt werden können: die Fehler hängen nicht nur von der aus der Gleichungsmatrix ersichtlichen Abklingung der Nebenglieder ab, sondern auch vom Größenverhältnis der Unbekannten, d. h. von der Verteilung der äußeren Belastungen. Praktisch ist der gegenseitige Einfluß der Verschiebungen der n -ten und $n \pm 3$ -ten, manchmal bereits der n -ten und $n \pm 2$ -ten Geschosse — bedeutungslos. Das vollkommene Gleichungssystem kann also in den meisten Fällen durch ein vier- oder dreigliedriges ersetzt werden.

Die Auflösung des Gleichungssystems.

Das vollkommene oder unvollkommene Gleichungssystem kann durch Elimination oder durch Iteration gelöst werden. Man kann diese mathematische Aufgabe auch auf eine statische zurückführen.

Die Hauptdiagonalglieder sind immer positiv und wesentlich größer als die Nebenglieder; diese sind immer alternierend negativ und positiv (was aus dem Momentenausgleich für jede einzelne Stockwerkverschiebung hervorgeht). Wenn man nun als Unbekannten $+x_1, -x_2, +x_3 \dots$ einsetzt, werden sämtliche Vorzeichen der Gleichungsmatrix positiv. Damit wird die Analogie des Gleichungssystems mit einem für ein unverschiebliches Stabwerk — nach dem Drehwinkelverfahren — vollkommen. Einem dreigliedrigen System entspricht z. B. ein unverschieblicher Durchlaufrahmen. Man kann dieses fiktive Tragwerk nach dem Drehwinkel-Ausgleichverfahren auflösen. Die so gefundenen „Drehwinkel“ sind nichts anderes als die gesuchten Unbekannten $+x_1, -x_2, +x_3 \dots$

Schlußbemerkung.

Der beschriebene Vorgang (so wie das Festhaltekräfte-Verfahren) bedeutet mathematisch, im Vergleich mit einer geschlossenen Lösung nach dem Drehwinkelverfahren — einen Umweg. Die Auflösung zerlegt sich jedoch in einzelne einfache, leicht kontrollierbare Operationen, die seine praktische Anwendung als berechtigt erweisen. Wichtig dabei ist die gute Konvergenz, die bei vielen Methoden, gerade im Falle verschieblicher Tragwerke oft fehlt.

Zahlenbeispiel. Berechnung eines zweistieligen symmetrischen, durch Windnotenlasten beanspruchten fünfstöckigen Rahmens (Abb. 1).

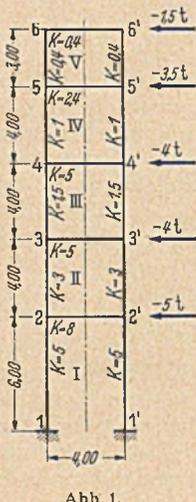


Abb. 1.

Tabelle 1.

Stab	$\frac{l}{l} = K$	l	$n \cdot \frac{K}{l}$
1-2	5	6	83,33
2-2'	8	4	
2-3	3	4	75,00
3-3'	5	4	
3-4	1,5	4	37,50
4-4'	5	4	
4-5	1	4	25,00
5-5'	2,4	4	
5-6	0,4	3	13,33
6-6'	0,4	4	

Gewählt: $n = 100$;
Die den einheitl. Verschiebungen zugeordneten Ausgangsmomente:

$$\begin{aligned} M_{1,2} &= M_{2,1} = + 83,33 \\ M_{2,3} &= M_{3,2} = + 75,00 \\ M_{3,4} &= M_{4,3} = + 37,50 \\ M_{4,5} &= M_{5,4} = + 25,00 \\ M_{5,6} &= M_{6,5} = + 13,33 \end{aligned}$$

Durch Momentenausgleich erhält man (Abb. 2):

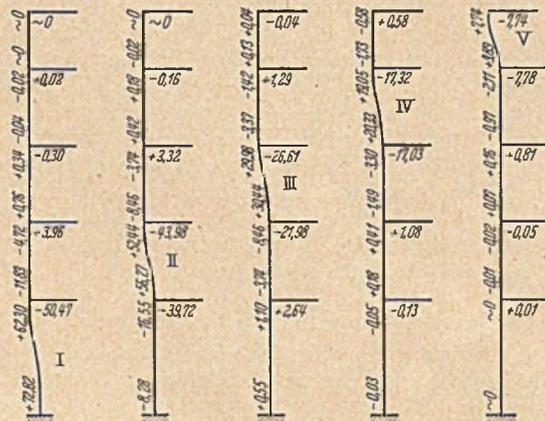


Abb. 2.

Damit lassen sich die diesem Zustande entsprechenden Querkräfte unterhalb der Riegel berechnen. Die Bedingung $\sum H = 0$ unterhalb der Riegel liefert das nachstehende Gleichungssystem:

Tabelle 2.

	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	Be-lastungs-glied
x_1	+45,04	- 8,28	+ 0,55	- 0,03	+ ~ 0	-18,00
x_2	- 8,28	+54,36	- 6,10	+ 0,30	- 0,01	-13,00
x_3	+ 0,55	- 6,10	+50,21	- 2,40	+ 0,11	- 9,00
x_4	- 0,03	+ 0,30	- 2,40	+19,69	- 1,54	- 5,00
x_5	+ ~ 0	- 0,01	+ 0,11	- 1,54	+11,75	- 1,50

Die Symmetrie zur Hauptdiagonale dient als Kontrolle. Die Nebenglieder klingen schnell ab. Das vollkommene System kann im vorliegenden Falle praktisch durch ein dreigliedriges ersetzt werden.

Die Auflösung (nach dem gekürzten Verfahren von Gauß) ergibt:

Tabelle 3.

	Voll-kommenes Gleichungssystem	Drei-gliedriges Gleichungssystem	Fehler %
$x_1 =$	+ 0,460	+ 0,465	+ 1,1
$x_2 =$	+ 0,350	+ 0,354	+ 1,1
$x_3 =$	+ 0,394	+ 0,394	+ 2,6
$x_4 =$	+ 0,309	+ 0,315	+ 1,9
$x_5 =$	+ 0,164	+ 0,168	+ 2,4



Abb. 3.

Die endgültigen Momente sind in Abb. 3 wiedergegeben.

Wenn man als Unbekannte $+x_1, -x_2, +x_3, -x_4, +x_5$ annimmt, so erhalten sämtliche Nebenglieder des Gleichungssystems der Tabelle 2 positives Zeichen. Es entsteht damit eine Analogie mit einer Matrix für ein unverschiebliches Tragwerk, z. B. bei Annahme eines dreigliedrigen Gleichungssystems — mit einer Matrix für einen unverschieblichen, durchlaufenden Rahmen nach Abb. 4.

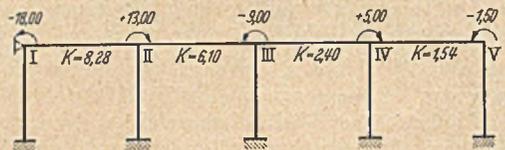


Abb. 4.

Die nach dem Drehwinkel-Ausgleichverfahren erhaltenen Knotendrehwinkel φ_I, φ_{II} usw., werden gleich den Unbekannten $x_1, -x_2, +x_3$ usw.

Wenn man nun die Aufgabe nach dem „Festhaltekräfte-Verfahren“ auflösen wollte, so müßte man in der Gleichungstabelle 2 von jeder Gleichung die nachstehende subtrahieren; das so entstandene Gleichungssystem verliert sämtliche die Auflösung erleichternde Eigenschaften. Die Umformung hat also keinen Sinn.

Literatur:

- [1] R. Guld an : Rahmentragwerke und Durchlaufträger, Wien, 1949.
- [2] K. Calisev (Tschalichev): Tehnicki List, Zagreb (1923) Nr. 17 bis 21. Vgl. auch Intern. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Abh., Bd. 4, Zürich, 1936.

Der „Traxcavator“ als Universalgerät für Bau- und Förderzwecke.

Von Dr.-Ing. W. Franke, Frankfurt/M.

Der Traxcavator, eine Wortzusammenziehung von Tractor (Schlepper) und Excavator (Bagger), zu deutsch etwa Schlepper-Bagger, hat sich in den letzten Jahren in Amerika als Universalgerät für zahlreiche Bau- und Förderzwecke eingeführt, und zwar als Maschinenkombination des Raupenschleppers mit einem baggerähnlich arbeitenden Auflader. Der dazu verwendete Raupenschlepper ist meist ein Erzeugnis der in Amerika sehr bekannten Caterpillar Tractor Co. (Peoria, Illinois), wäh-

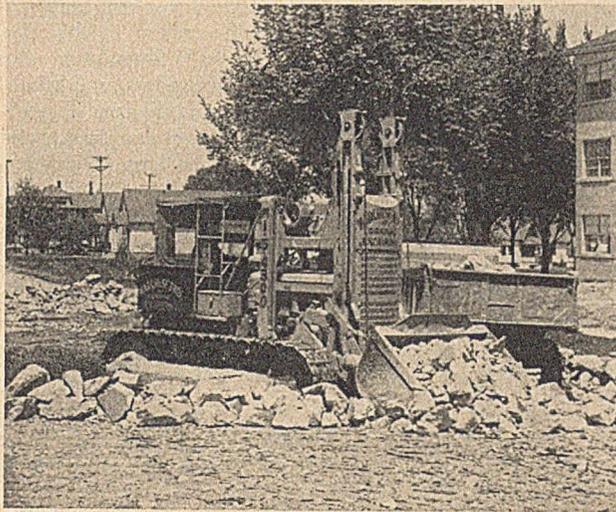


Abb. 1. Traxcavator („Schlepper-Bagger“), Modell T7 der Trackson Co., beim Lösen und Verladen von Betonstraßenbelag. — Raupenschlepper der Caterpillar Tractor Co.

rend die dazugehörige Baggerausrüstung (Führungsgerät mit Kübel, Seilantrieb usw.) von der Trackson Company (Milwaukee, Wisconsin)¹ in vier bzw. fünf verschiedenen nach Schlepper- und Kübelgröße unterteilten Modellen geliefert wird, wie aus Tabelle 1 ersichtlich.

Diese neuartige Maschinenzusammenstellung verkörpert ein Gerät, welches eine Anzahl von Baumaschinen z. T. ersetzen kann und daher wegen seiner Vielseitigkeit von kleineren Bauunternehmern bevorzugt wird, welche mit möglichst wenig, dabei aber rasch einsatzfähigen und leicht umstellbaren Maschinen auszukommen suchen, während sonst die großen Baufirmen bei umfangreicheren Bauvorhaben über zahlreiche Bagger und Spezialbaumaschinen aller Art, Rad- und Raupenschlepper usw. verfügen.

Der Traxcavator ist bei kleineren und kürzeren Einsätzen wirtschaftlich verwendbar, die nacheinander erledigt werden können. Dadurch wird naturgemäß der ganze Maschinenpark einschl. der Ersatzteilhaltung vereinfacht und besser ausgenutzt als bisher bei zahlreichen, selbständigen Maschinen; auch die technische Überwachung wird erheblich vereinfacht.

So kann der Traxcavator (Abb. 1—4) eine ganze Reihe von Bau- und Förderaufgaben durchführen, die sonst der Hochlöffelbagger übernimmt, und weiterhin kann er seine hohe Zug-, bzw. Schubkraft dadurch zur Geltung bringen, indem er die Arbeiten der Planierraupe oder die des normalen Raupenschleppers übernimmt.

Dieser kräftig gebaute und mit einer Bagger- oder Aufladevorrichtung ausgestattete Traxcavator dient zum Lösen und Laden von Schüttgütern aller Art wie Sand, Kohle, Kies usw., ist aber auch zum Baggern von mit Steinen durchsetztem Erdreich, Abheben von Straßenbelag und für ähnliche Baggerzwecke einsatzfähig, bei

welchen eine ziemlich hohe Reißkraft des Kübels, ähnlich wie beim Löffelbagger entwickelt werden muß (Abb. 1 und 2).

Als weitere Verwendungsbeispiele für Baggeraufgaben sind zu nennen: Das Lösen von schwerem oder gefrorenem Boden und Schiefergestein sowie vorgesprengetem Fels und Auskippen nach kurzer Fahrstrecke in Lastkraftwagen oder auf Halde; vielfach wird das geförderte Material auch zur Auffüllung und anschließenden Planierung oder zum Ausbreiten an anderen nahegelegenen Stellen verwandt oder gelegentlich zunächst zur Stapelung zwecks Wiederverwendung usw. Der Inhalt des Bagger- und Verladekübels beträgt bei den vier Haupttypen 0,38, 0,78, 1,15 oder 1,52 m³.

Weiterhin kann der Traxcavator zum Aushub von Fundamenten sowie zum Zufüllen von Gräben, Erweiterung von Böschungen, zum Herstellen von Wasser- oder Klärbecken verwandt werden und für sonstige Erdarbeiten, bei denen größere Erdmassen bewegt werden müssen. Durch seine rasche Wendigkeit, seinen geringen Platzbedarf und niedrige Bauhöhe ist der Traxcavator für Bauarbeiten in beengten Schuppen oder Gebäudeteilen bevorzugt geeignet, ebenso für Untergrund- und Tunnelbauarbeiten, wo z. B. der Löffelbagger wegen seiner größeren Bauhöhe nicht verwendet werden kann.

In seiner Eigenschaft als Raupenschlepper und Planierraupe (Bulldozer) — ohne Baggerzusatzrüstung — hat dieses Gerät schon während des Krieges, namentlich 1944/45 bei der Invasion in Europa mit einem Einsatz zu Tausenden einen sehr erheblichen Anteil an der Beschleunigung des Kriegsablaufes gehabt. Die Hauptaufgaben waren dabei: Rasche Beseitigung von Sperren und sonstigen Hindernissen aller Art, Freilegung von Zufahrtsstraßen in den zerstörten Städten und Dörfern durch Trümmerbeseitigung, Schleppen von schweren Geschützen, bzw. Abschleppen von beschädigten Panzern, Planieren neuer Flugplätze und alle nur möglichen Hilfszwecke des Baues, der Zerstörung und der Wieder-

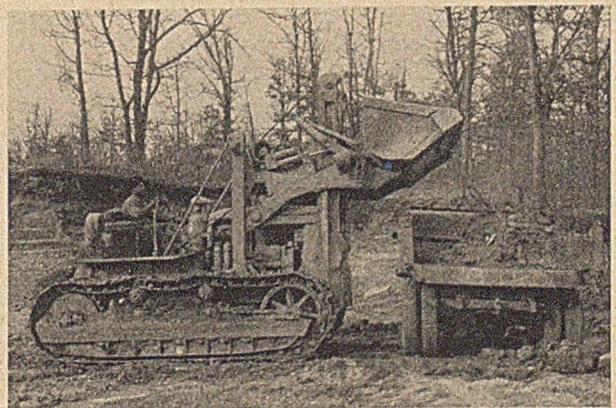


Abb. 2. Traxcavator (Modell T7) beim Lösen und Laden von Erdreich und Steinen (Kübelinhalt 1,5 m³).

herstellung der Ordnung. Gerade durch diesen Masseneinsatz und die im Kriege gesammelten Erfahrungen konnten laufend Werkstoffverbesserungen, konstruktive Änderungen von Einzelteilen usw. vorgenommen werden, auf denen dann in der Nachkriegszeit bei der Weiterentwicklung zum Traxcavator als Universalgerät aufgebaut werden konnte.

Weitere Anwendungsgebiete des Traxcavators liegen auf fast allen Zweigen des Baubetriebes, und zwar sowohl im Erd- und Straßenbau, Fluß- und Wasserbau als

¹ In Deutschland vertreten durch die Hengstl Traco K.-G., München 15.

auch für die Bewegung der Baustoffe auf Baustofflagern und den Baustelleneinrichtungen zur Stapelung von Sand, Kies, Steinschlag, Splitt usw., und zwar bei vielen kleineren oder mittleren Bauvorhaben, so daß heute fast keine Baustelle in Amerika ohne diese geländegängige und leichtbewegliche, rasch einsetzbare Universalbaumaschine denkbar ist. Auf einzelnen Lagerplätzen wird der Traxcavator auch vorübergehend nur als Verladegerät für Kies, Sand usw. auf Kraftfahrzeuge oder Schmalspurwagen benutzt, ebenso für die Rückverladung von der



Abb. 3. Hydraulisch betätigter Traxcavator (Model HT 4) beim Abtragen und Verladen von Erde und Sand (Kübelinhalt 1 m³).

Halde auf Transportbänder und andere Förderanlagen nach der Baustelle.

Im Gegensatz zu den Löffelbaggern und ähnlichen Geräten ist beim Traxcavator der Arbeitsgang so, daß nach dem Lösen des Baggergutes durch den Kübel nicht unmittelbar durch eine Schwenkbewegung des Auslegers eine Kipp- und Verladebewegung erfolgen kann, sondern der Schlepper muß dazu erst eine kurze Fahrbewegung mit oder ohne Schwenkung einschalten, ehe der gefüllte Kübel in bereitstehende Fahrzeuge ausgekippt werden kann, wodurch hinsichtlich der Verladeleistung eine beträchtliche Einschränkung verbunden ist. Aber immerhin wurden auf Hunderten von Baustellen, auf welchen Traxcavator-Universalgeräte eingesetzt wurden, bei verhältnismäßig niedrigen Betriebskosten und für die verschiedensten Verwendungszwecke ansehnliche Umschlagleistungen erzielt. So wurden z. B. auf einer Baustelle mit dem Modell T 4 stündlich über 100 m³ Kies verladen, d. h. in 25 Sek. ein Förderspiel erzielt. Dabei wurde der Kies im gehäuften Kübel von der Halde aufgenommen, anschließend eine kurze Fahrstrecke zurückgelegt und in Lastwagen gekippt und anschließend sofort die Rückfahrt angetreten.

Der Einsatz dieses Mehrzweckgerätes ist auch nicht an die Jahreszeiten gebunden, denn gerade im Winter bei gefrorenem Boden können Verladungen vorgenommen werden, während die Baggerarbeiten nur bis zu mäßiger Frosttiefe möglich sind. Bei starkem Schneefall bietet sich eine sehr günstige Anwendung bei der Schneebeseitigung auf Baustellen, Parkplätzen, Straßen usw.

Als sonstige weiter vorkommende normale Aufgaben wären noch zu ergänzen: Abreißen und Aufladen von Straßenbelag (Abb. 1) und Pflastersteinen, Beseitigung von Erdrutschmassen auf Gebirgsstraßen, Planierarbeiten beim Straßenbau, Ausschachtungen für Brücken und Unterführungen oder Hafenanlagen, Abräumen des Deckgebirges in Steinbrüchen und Kiesgruben (Abb. 2 u. 3). Verladung von Bruchsteinen und anderen Baustoffen usw. Die Seilwinde der Kübelhubvorrichtung wird durch Keilriemen von dem Dieselmotor des Caterpillar-Schleppers angetrieben und ist unabhängig von den Wetterbedingungen und den jeweiligen Temperaturen an den Einsatzstellen des Traxcavators. Der Kübel wird im Hubgerüst

beiderseits geführt und durch den Seilzug gehoben bzw. gesenkt. Der Baggerführer hat von seinem Sitzplatz einen ziemlich guten Ausblick rechts und links des Gerüsts; er kann das Anfüllen, Heben und Entleeren des Kübels während des gesamten Fördervorganges beim Lösen und Laden des Gutes beobachten. Die zur Maschinenausrüstung gehörenden, seitlich angeordneten Hubarme schwenken den Kübel während des ersten Teiles des Hubes um etwa 30° zurück und verhindern damit das Herausfallen des Fördergutes, begünstigen aber eine gute Kübelfüllung.

Die Einstellung der Kipphöhe des Kübels kann an einem beliebigen Punkte des Hubgestelles erfolgen. Wenn diese Höhe erreicht ist, wird die Hubkupplung automatisch betätigt. Zum Schutze der mechanischen Triebwerksteile sind zwischen den Säulen des Führungsgerüsts Stahlverbindungsplatten eingebaut, besonders um herabfallende Brocken des Fördergutes aufzuhalten. Außerdem können, falls nötig, die beiden Hubsäulen z. B. beim Transporte oder beim Passieren von niedrigen Einfahrten herabgeschwenkt werden. Die Steuerhebel für die einzelnen Kübelbewegungen, und zwar Heben, Senken und Auskippen, werden durch sogenannte Fingerdruckberührung ("Finger touch control") seitens des Baggerführers gesteuert und entlasten diesen von jeder körperlichen Anstrengung, so daß Ermüdungen desselben kaum zu befürchten sind. Auch wird er durch keinerlei bewegliche Maschinenteile innerhalb seines Arbeitsbereiches gestört.

Die große Spurweite des Raupenschleppers und die breiten Raupenbänder geben dem ganzen Gerät eine hohe Standfestigkeit auch bei schwierigen Betriebsbedingungen. Außerdem befindet sich der Kübel dicht am Schlepper und sichert damit den Gleichgewichtszustand, auch bei höchster Kübellage (Abb. 2). Alle Modelle des Traxcavators werden zunächst mit den normalen Baggerkübeln (Tab. 1) ausgerüstet, die für die meist vorherrschenden normalen Betriebsanforderungen und durchschnittliches Fördergut gut geeignet sind. Speziell können aber für besondere Einsatzfälle noch Spezialkübel oder Zusatzausrüstungen beigegeben werden.

So hat man für die Arbeitsweise, bei welcher der Kübel immer dicht entlang von Mauern, Straßenbordsteinen usw. fährt, eine breitere Kübellform vorgesehen, welche die gleiche Breite wie die äußeren Spurweiten der Raupenkettens besitzt, vorgesehen. Der Raupenschlepper folgt

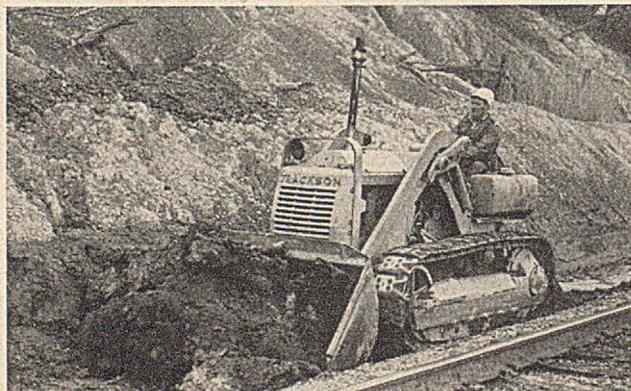


Abb. 4. Hydraulisch betriebener Traxcavator (HT 4) bei Erd- und Planierungsarbeiten längs der Eisenbahnstrecke.

dann beim Fortschreiten der Arbeiten genau der Randspur und erleichtert damit dem Baggerführer die Steuerbewegungen, um die Richtung einzuhalten. Die Kübel sind aus besonders zähen Stahlplatten, die an den Schneiden und Kanten noch verstärkt sind, gefertigt. Eine besonders schmale Bauart eines Sonderkübels wird angewandt, um bei schweren Baggerarbeiten die Grabkraft auf

ein konzentriertes Eindringen in Lehm, Ton usw. zu richten.

Baggerkübel für schweren Betrieb werden mitgeliefert beim Arbeiten in besonders schwerem und hartem Boden wie bei Schiefergestein und Felsschichten, ferner bei gefrorenem Boden oder zum Aufbrechen gefrorener Schüttgüter im Winter. Die Ausführung dieser Kübel ist schmaler als das Schlepperraupen-Außenmaß, auch sind

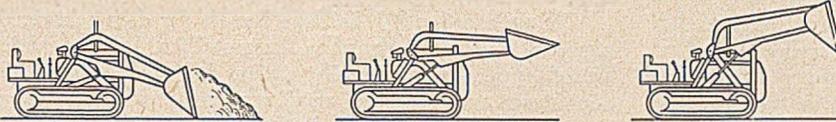


Abb. 5. Die drei verschiedenen Arbeitsstellungen des Traxcavators HT 4: 1. Vorschub und Füllung des Kübels. — 2. Angehobener Kübel bei der Fahrbewegung. — 3. Kippvorgang des Kübels.

sie mit auswechselbaren Reißzähnen versehen. Außerdem gibt es noch Steinbruchskübel zum Verladen von Steinen, gebrochenem Beton, Felsstücken usw., ebenso Leichtmetallkübel für Schnee- oder Kohlenverladung mit etwa doppelt so großem Fassungsvermögen wie die normale Kübelbauart.

Auf Wunsch kann auch ein Planierschild für den Betrieb als Planierraupe (Bulldozer) mitgeliefert werden, um Planierungen im Erd- und Straßenbau, Zufüllung von Gräben usw. schneller zu erledigen als mit dem Kübel, welcher innerhalb weniger Minuten ausgetauscht werden kann. Zur Verladung von Kisten, Betonplatten und anderen Stückgütern können für das Gerät passende Hubgabeln geliefert werden, welche die Arbeitsweise des Gabelstaplers ermöglichen.

Gegengewichte von 240 kg, bzw. 450 kg gehören zur Ausrüstung der Traxcavator-Modelle T2 und T4; sie werden auf der hinteren Seite des Raupenschleppers befestigt und geben der Maschine beim Graben und Verladen eine bessere Standsicherheit. Weitere Zubehörteile sind auswechselbare, gehärtete Reißzähne, Schutzbleche für das Kurbelarmgetriebe, außerdem Kupplungen zum Anhängen von Förderwagen, Tiefladewagen und ähnlichen fahrbaren Geräten.

Die neue Sondertypen HT 4 (Traxcavator) ist ebenfalls auf dem Caterpillar-Raupenschlepper (Abb. 3—5) D 4 aufgebaut, jedoch mit hydraulischem Antriebe der Hubbewegung ausgerüstet, so daß das sonst vorhandene lotrechte Hubgerüst in Wegfall kommt. Dadurch erhält auch der Baggerführer einen viel freieren Ausblick für alle Kübelbewegungen, die in Abb. 5 veranschaulicht sind.

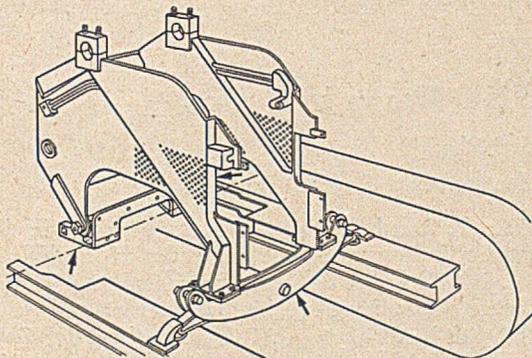


Abb. 6. Dreipunktlagerung des Maschinenrahmens des Raupenschleppers (International Harvester Co) durch Schwinghebel auf beiden Raupen zwecks gleichmäßiger Kräfteübertragung beim Fahren im Gelände.

In der ersten Stellung ist die vordere Kübelschneide heruntergeklappt und nach vorn geschoben, um eine gute Füllung zu erreichen. In der Mittelstellung wird der Kübel durch das Hebelgestänge etwas angehoben, damit das geförderte Gut sicher gehalten und verfahren werden kann und in der Kippstellung wird durch eine Kübelschwenkung von 66° selbst das klebrigste und nasse Fördergut

durch Stoß- und Schüttelwirkung vollkommen entleert. Die verschiedenen Kübelbewegungen werden durch die beiderseits des Schleppers angeordneten Ölzylinder durch den Geräteführer eingeleitet, die durch Einziehen bzw. Vorschieben der Kolbenstange das mit dem Kübel gelenkig verbundene Doppelgestänge vorwärts bzw. rückwärts bewegen, wodurch die jeweils gewünschte Förderbewegung ausgelöst wird.

Überdies ist die Maschineneinheit für alle extremen Kübelstellungen gut ausbalanciert, so daß seine Standsicherheit immer gewahrt bleibt. Die hydraulische Pumpen-Einheit sichert eine ständig verfügbare Kraft für Graben, Heben und den Kippvorgang. Wenn der Kübel bis auf den Boden herab-

gesenkt wird (Abb. 4), ist das Gerät zum Arbeiten in niedrigen Bauwerken und Tunnels besonders geeignet, wegen seiner geringen Bauhöhe von nur 1,8 m kann das Gerät auch niedrigere Durchfahrten usw. passieren.

Von dieser Traxcavator-Bauart etwas abweichend hat sich außerdem eine ähnliche Konstruktion der Bucyrus-Erie Co (Milwaukee, Wis.) unter der Bezeichnung: „Dozer-Shovel“ eingeführt, welche mit Raupenschleppern der International Harvester Company (Chicago, Ill.) in zwei Abstufungen: T-6 und T-9 ausgerüstet ist. In der

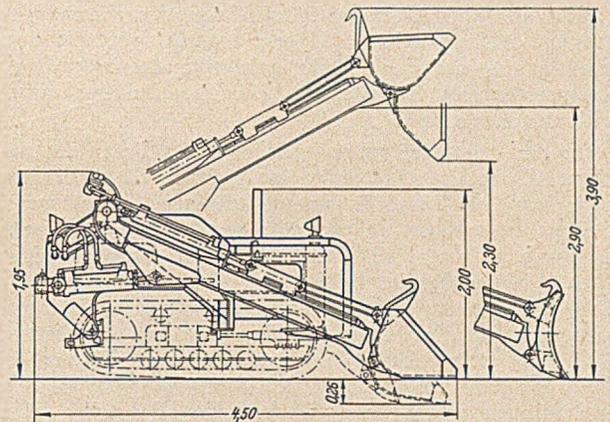


Abb. 7. Maßskizze des Bagger- und Fördergerätes („Dozer-Shovel“) der Bucyrus-Erie Co auf dem Raupenschlepper der International Harvester Co.

Arbeitsweise ähnelt diese Type derjenigen des hydraulisch angetriebenen Traxcavators (Modell HT 4); bemerkenswert ist, daß der Maschinenrahmen des Raupenschleppers durch Dreipunktlagerung (Abb. 6) auf den beiden Raupen abgestützt ist, wodurch sich bei vorkommenden Bodenunebenheiten durch Ausschwingen des beweglichen Verbindungsbalkens die Raupen besser an das Gelände anpassen können. Dadurch wird auch die Zugkraft des Schleppers wirksamer ausgenutzt, da größere Flächenteile der Raupen mit dem Boden in Berührung kommen können. Außerdem wird durch diese statisch bestimmte Kräfteübertragung eine Verwindung des Maschinenrahmens infolge ungleicher Belastung verhindert. — Diese Dreipunktverlagerung hat sich im amerikanischen Baggerbau auch bei den Löffelgroßbaggern schon seit 25 Jahren eingeführt, bei welcher es darauf ankommt, die großen Baggergewichte von 1000 bis 1600 t auf die 4 Doppelraupen [1] durch Schwinghebel zu übertragen und auch bei der Geländefahrt eine gleichmäßige Verteilung des Bodendruckes zu bewirken.

Der Baggerführer hat wie bei HT 4 die beiden sehr kräftigen Arme des Gerätes zu beiden Seiten seines Führerstandes; er kann zwischen diesen Armen uneingeschränkt hindurchsehen und die hydraulisch eingeleiteten Bewegungen steuern. Die verschiedenen Kübelstellungen und die Hauptmaße des Gerätes werden durch

Abb. 7 veranschaulicht. — Die hydraulischen Zylinder nebst der Anlage zur Drucklufterzeugung sind bei diesem Gerät seitlich und hinter dem Baggerführer angeordnet, wobei gleichzeitig damit ein guter Gewichtsausgleich geschaffen wird.

Am oberen Teil des Kübels ist ein kräftiger Haken (Abb. 7) vorgesehen, an welchem ein Ring mit Kette eingehängt werden kann. Dadurch kann im Bedarfsfalle das Gerät auch als Hebevorrückung benutzt werden, wenn diese Kette über eine an einem Gerüst usw. angebrachte Rolle gezogen wird und am anderen Kettenende eine Last befestigt wird. — Wenn der Raupenschlepper dann etwas zurückfährt, wird die Last gehoben; die maximale Hubkraft beträgt bei T-6 etwa 900 kg, bei T-9 etwa 1300 kg.

Die Einstellung von 5 verschiedenen Betriebsstellungen ermöglichen es dem Geräteführer, alle Bewegungen rasch durch die Kontrollhebel auszuführen. — Bei der Durchkonstruktion dieses Gerätes wurde besondere Aufmerksamkeit auf eine genaue Kontrolle der Kippbewegung des Kübels gelegt, da der Führer auch die Geschwindigkeit weitgehend regeln kann; so kann er z. B. bei Verladung in Eisenbahnwagen loses Fördergut in der höchsten Stellung rasch auskippen, während er andererseits schwere Bruchsteine in Lastwagen mit geringer Geschwindigkeit sanft umladen kann. Das Betriebsgewicht dieses Gerätes beträgt für Modell T-6 etwa 3,5 t, für T-9 etwa 5,0 t.

Ein ähnliches Gerät wird auch von der Firma: The Frank G. Hough Co in Libertyville, Illinois, mit dem Modell 9 A auf den Markt gebracht; der zugehörige Raupenschlepper ist ebenfalls ein Produkt der International Harvester Co.

Es gibt noch eine ganze Anzahl von ähnlichen Erzeugnissen dieser Universalgeräte in Amerika, die außerdem noch mit Kran- und Baggerausrüstungen (Löffelbagger, Eimerseilbagger usw.) ausgestattet werden und die bereits in einem früheren Berichte [2] erwähnt wurden. Alle diese Universalgeräte haben den Raupenschlepper als Ausgangselement, während die Bau- und Förderausrüstungen als Ergänzung geliefert werden. Außerdem sind auch einige dieser Maschinenkombinate in Verbindung mit Radschleppern auf den Markt gebracht worden und können daher beim Wechsel der Baustellen eine größere Fahrgeschwindigkeit auf der Straße entwickeln; sie werden daher von manchen Bauunternehmern bevorzugt.

Alle die erwähnten Zusammenstellungen von Bau- und Fördergeräten bieten den Baufirmen eine ungewöhn-

liche Vielzahl von Anwendungsfällen; auch in den Baustoff- und Hilfsindustrien usw. findet man sie im Betrieb, wie z. B. bei Asphalt-, Zement- und Kunststeinwerken, für Eisenbahn- und Flughäfenbau, Gießereien und Stahlwerke sowie in der Ölindustrie und beim Legen von Olleitungen, auf Holzplätzen und Parkplätzen und schließlich in den Maschinenparks der Stadtverwaltungen und anderen Körperschaften für Aufräumungs-, Reinigungs- und Instandhaltungsarbeiten.

Die außerordentlich kräftige Bauart der dazugehörigen, aus den besten Werkstoffen hergestellten Raupen- oder Radschlepper bieten Gewähr dafür, daß diese Geräte mit den Zusatzausrüstungen als Traxcavator und ähnlichen Zusammensetzungen den schwersten Betriebsbedingungen auf die Dauer gewachsen sind.

Tabelle 1.
Hauptmaße der Schlepper-Bagger (Traxcavator)
der Trackson Co.

	Modelle				
	T 2	T 4	T 6	T 7	HT 4*)
Hubhöhe (vom Erdboden bis Unterkante Kübelboden) m	2,6	2,75	3,05	3,05	2,9
Ausschütthöhe (vom Boden bis zum untersten Punkte des Kübels in Kippstellung) m	2,15	2,15	2,45	2,45	2,4
Kübelinhalt m ³	0,38	0,78	1,15	1,52	0,95
Kübelbreite m	1,6	1,9	2,4	2,4	2,0
Hubseildurchmesser mm	12	16	19	19	—
Grunddurchmesser der Seilumführungsrollen mm	230	270	310	310	—
Antriebskraft: Caterpillar Diesel-Raupenschlepper Modell:	D 2	D 4	D 6	D 7	D 4
Breite der Raupenbodenplatten mm	310	330	410	460	330
Ungefähre Schleppermaße:					
Höhe..... m	3,10	3,20	3,40	3,70	3,20
Länge..... m	4,10	4,50	5,30	6,00	4,50
Gesamtbreite m	1,65	1,95	2,25	2,30	1,95
Gesamtgewicht:					
Schlepper mit Kübel usw. t	5,1	7,5	12,1	17,0	8,1
Baggerausrüstung ohne Schlepper t	1,6	2,4	4,1	4,8	2,6
Kippwinkel des Kübels.....	30°	30°	30°	30°	66°

*) Sonderbauart mit hydraulischem Antrieb der Baggereinrichtung.

Literatur.

1. W. Franke: Der heutige Stand im Bau amerikanischer Löffelgroßbagger. Der Bauingenieur 18 (1937) S. 527—534.
2. W. Franke: Die Entwicklung amerikanischer Bau- und Fördergeräte zur Universalbaumaschine für Bauzwecke. Der Bauingenieur 26 (1951) S. 13—18.

Setzungsmessungen an den Flaktürmen in Berlin.

Von Dr.-Ing. Heinz Muhs,

Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo) Berlin.

Bei den Planungsarbeiten für die durch den früheren Generalbauinspektor von Berlin beabsichtigten Monumentalbauten tauchte wiederholt die Frage nach der Größe der Setzungen auf, die von Bauwerken auf außergewöhnlich großen Gründungsplatten (etwa 100 · 100 m) hervorgerufen werden. Neben der Größe der Setzung der Bauwerke selbst interessierte die Größe der durch das Bauwerk in seiner unmittelbaren Nachbarschaft hervorgerufenen Bodenbewegungen in Hinblick auf etwaige Anbauten und schon vorhandene Gebäude. Die Degebo regte deshalb an, beim Bau der drei großen Flaktürme und der zugehörigen Leittürme in Berlin (im Tiergarten, Friedrichshain und Humboldthain) auf Platten von 82 · 82 m (Flaktürme) bzw. von 33 · 60 m (Leittürme) die an und neben diesen Bauwerken auftretenden Setzungen zu messen.

Für die Durchführung der Messungen wurde das Institut für Vermessungskunde der Techn. Hochschule Berlin (Prof. Dr. B r e n n e c k e) hinzugezogen. Die hierbei entwickelten Gedankengänge sind bereits an anderer Stelle ausführlich beschrieben [1]. Zur Beurteilung der Genauigkeit sei darauf hingewiesen, daß die durch eiserne Höhenbolzen markierten Meßstellen bei jeder Beobachtung durch dreimaliges Feinnivellement eingemessen wurden.

1. Untergrundverhältnisse.

Im T i e r g a r t e n wurden zur Erschließung des Untergrundes 16 Bohrungen von 10 bis 15 m Tiefe und eine Bohrung bis in 25 m Tiefe angeordnet. Die Tiefe der Bohrlöcher war für Bauwerke mit den großen Abmessungen an sich unzureichend, wurde aber wegen des be-

kannten allgemeinen geologischen Aufbaues des Untergrundes für ausreichend angesehen.

Bei allen Bohrungen wurde nur Sand und stellenweise Kies angetroffen. Es handelt sich um Ablagerungen der diluvialen Schmelzwässer mit Korngrößen, die je nach deren Geschwindigkeit wechseln. Am Flakturm wurde fast ausschließlich Fein- und Mittelsand, am Leitturm vorwiegend Mittel- und Grobsand, z. T. kiesig, vorgefunden. Das Grundwasser lag in beiden Fällen in rd. 3 m Tiefe unter Gelände.

Im Friedrichshain wurde die Zahl der Bohrungen eingeschränkt, dafür aber eine größere Tiefe der Bohrungen veranlaßt, an den Ecken der Türme je eine Bohrung bis in 35 m Tiefe und in der Mitte des Flakturmes noch ein Wasserversorgungsbrunnen bis in 50 m Tiefe. Bei allen Bohrlöchern ergaben sich ungefähr gleiche Bodenverhältnisse. Nur in der Schichtstärke und in der Ausbildung der einzelnen Schichten bestehen Unterschiede.

Unter dem Mutterboden liegt beim Flakturm bis in etwa 10 m Tiefe unter Gelände, beim Leitturm bis in Tiefen von rd. 13 bis 17 m, mergeliger Sand von großer Ungleichförmigkeit, den man auch als sandigen oder stark sandigen Geschiebemergel bezeichnen könnte. Der Gehalt an bindigen Bestandteilen (Korngrößen $< 0,02$ mm) ist meist gering (Kornverteilungsband a in Abb. 1). Er beträgt selten mehr als 15 bis 20 % des Trockengewichtes. In dem mergeligen Sand sind stellenweise auch reine Sandlinsen eingelagert. Auf ihn folgt am Flakturm eine 1,0 bis 1,5 m mächtige stark schluffige Geschiebemergelschicht (Kornverteilungsband b in Abb. 1) mit einem Wasserzehrhalt von 12,5 % des Trockengewichtes und einer Steifezahl von rd. 65 · p.

Unter diesen beiden ungleichförmigen Schichten, von denen die zweite beim Leitturm fehlt, liegen stärkere gleichförmige Ablagerungen. Sie sind unregelmäßig ausgebildet (Kornverteilungsband c in Abb. 1), teilweise — bei 3 Bohrlöchern des Flakturmes — hauptsächlich als Schluff in fester Beschaffenheit (Wassergehalt je nach Kornaufbau 20 bis 30 %, Steifezahl rd. 60 bis 90 · p), teilweise — bei den übrigen 2 Bohrlöchern des Flakturmes und bei allen Bohrlöchern des Leitturmes — hauptsächlich als sehr feiner Sand.

Unter diesen zwischeneiszeitlichen Ablagerungen, die beim Flakturm bis in 15,5 bis 17,5 m, beim Leitturm in 20 bis 24 m Tiefe reichen, stehen diluviale Sandschichten verschiedener Korngröße an, vorwiegend Mittelsande, die in größerer Tiefe in Grobsande übergehen. Der Grundwasserspiegel wurde im oberen Horizont dieser Schicht, d. h. verhältnismäßig tief, angetroffen.

Im Humboldthain wurde an den 4 Ecken jedes Bauwerkes wieder je eine Bohrung bis in 35 m Tiefe niedergebracht; die Bohrungen, die später zur Wasserversorgung der Türme dienen sollten, wurden bis in 60 m Tiefe ausgedehnt. Die Stärke und die Beschaffenheit der Schichten wichen hier bei den einzelnen Bohrlöchern z. T. sehr stark voneinander ab.

Bei beiden Türmen wurde unter dem obenliegenden, oft schwach lehmigen Sand, der häufig von sehr feinen Sandschichten durchsetzt ist und in seiner Kornverteilung dem mergeligen Sand im Friedrichshain ähnelt, meist sandiger Geschiebemergel angetroffen. In ihn sind verschiedentlich Sandlinsen eingelagert. Die untere Begrenzung dieser Schicht liegt bei 3 der 4 Bohrlöcher des Flakturmes in 11,5 bis 13 m unter Gelände, bei dem vierten Bohrloch dagegen in 28,5 m unter Gelände. Beim Leitturm erreicht der von Sandeinlagerungen durchsetzte Geschiebemergel eine Stärke von rd. 22 bis 27 m. Die Möglichkeit plötzlicher Änderungen innerhalb des Geschiebemergels zeigte sich auch hier, wo bei einem Bohrloch von 10,5 m Tiefe unter Gelände ab an Stelle des bei den übrigen Bohrlöchern anstehenden Geschiebemergels eine fast 12 m starke Mittel- und Feinsandschicht gefunden

wurde. Auch hinsichtlich der Beschaffenheit des Geschiebemergels ergaben sich bei beiden Türmen trotz praktisch gleicher Kornverteilung Unterschiede. Beim Flakturm wurde der natürliche Wassergehalt zwischen 6,5 und 9 %, die Steifezahl zwischen 60 p und 95 p festgestellt. Demgegenüber beträgt der Wassergehalt des Geschiebemergels beim Leitturm 11,5 bis 14,5 %, die Steifezahl 50 p bis 55 p.

Unter dem Geschiebemergel stehen wieder reine Sande verschiedener Korngröße an, hauptsächlich Mittelsande. Beim Flakturm lag der Grundwasserspiegel am oberen Horizont dieser Schicht, d. h. in etwa 14 m Tiefe unter Gelände, beim Leitturm in der von Sandschichten durchsetzten Geschiebemergelablagerung in etwa 10 m unter Gelände.

2. Belastungsverhältnisse.

Die 6 Türme wurden in 3 bis 5 m Tiefe unter Gelände auf Platten von 3,25 m (Flakturm) und 2,8 m (Leitturm) Stärke gegründet. Die Bodenpressung durch das Eigengewicht der Türme betrug bei dem Flakturm im Tiergarten 2,95 kg/cm², bei dem Leitturm 2,85 kg/cm². Bei den Türmen im Friedrichshain und Humboldthain waren die Belastungen etwas höher: 3,2 kg/cm² bei den Flaktürmen

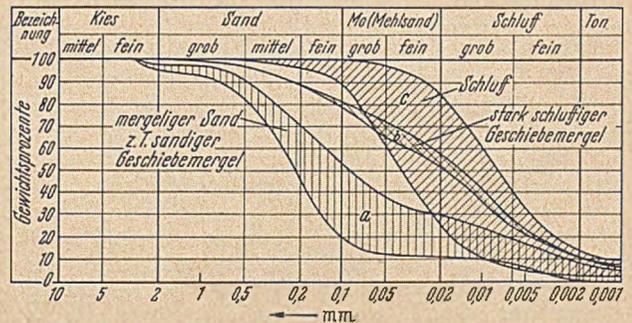


Abb. 1. Kornverteilungskurven.

und 2,9 kg/cm² bei den Leittürmen. Die Erhöhung der Bodenpressung durch die Nutzlasten kann nur annäherungsweise mit etwa 0,3 kg/cm² bei den Flaktürmen und mit etwa 0,15 kg/cm² bei den Leittürmen angegeben werden, so daß sich die Gesamtbelastung bei dem Flakturm im Tiergarten auf rd. 3,25 kg/cm², bei dem Flakturm im Friedrichshain auf rd. 3,5 kg/cm² und bei den Leittürmen auf rd. 3,0 kg/cm² belief. Bei den Türmen im Humboldthain wurden aus kriegsbedingten Gründen nur die durch das Eigengewicht der Türme hervorgerufenen Setzungen gemessen.

Bevor auf die aufgetretenen Setzungen eingegangen wird, muß auf die Belastungssteigerung eingegangen werden, die die Setzungen verursacht hat. Sie kann aus den im Bautagebuch festgehaltenen verarbeiteten Betonmengen an den verschiedenen Beobachtungsterminen ziemlich genau ermittelt werden. Am Flakturm im Tiergarten, wo die Messungen erst verhältnismäßig spät begannen, war bei der ersten Messung bereits eine Belastung von 1,95 kg/cm² vorhanden, so daß durch die Messungen nur die geringe Differenz bis zur Endbelastung von 3,25 kg/cm², also 1,30 kg/cm², erfaßt wurde. Ebenso verhielt es sich beim Leitturm im Tiergarten, wo die Belastungssteigerung von 1,95 auf 3,00 kg/cm², also von rd. 1,0 kg/cm², entsprechende Setzung gemessen wurde. Bei den Bauwerken im Friedrichshain setzten die Messungen früher ein. Die Anfangsbelastung betrug bei dem Flakturm 1,10 kg/cm², beim Leitturm 1,25 kg/cm². Die den gemessenen Setzungen zugrunde liegende Belastungssteigerung war also beim Flakturm 2,40 kg/cm², beim Leitturm 1,80 kg/cm². Bei den Türmen im Humboldthain wurde sofort nach Fertigstellung der Armierung für die Fundamentplatte in jeder Ecke ein I-Träger aufgestellt und die erste Messung hierdurch beim Leitturm schon vor dem Einbringen des Fundamentbetons, beim Flakturm

beim Betonieren der Fundamentplatte vorgenommen. Der Belastungsbereich für die gemessene Setzung umfaßt beim Leitturm also die gesamte Belastung des Bodens durch das Eigengewicht des Bauwerkes, d. h. $2,9 \text{ kg/cm}^2$, beim Flakturm nur die Belastungssteigerung von $0,4$ auf $3,20 \text{ kg/cm}^2$, also $2,8 \text{ kg/cm}^2$.

3. Ergebnisse der Setzungsmessungen.

a) Bauwerkssetzungen.

Der Flakturm im Tiergarten hat eine annähernd gleichmäßige Setzung durchgemacht: Die gemessene kleinste Setzung betrug $3,45 \text{ cm}$, die größte $4,27 \text{ cm}$, die mittlere Setzung aller Punkte $4,02 \text{ cm}$. An dem Leitturm im Tiergarten wurde dagegen eine etwas ungleichmäßige Setzung festgestellt: Während die eine Längsseite sich im Mittel um $1,8 \text{ cm}$ gesetzt hat, hat die andere Längsseite eine Setzung von im Mittel $2,5 \text{ cm}$ ausgeführt. Die mittlere Setzung betrug $2,16 \text{ cm}$. Sie ist also geringer als beim Flakturm. Da die Belastungssteigerung bei beiden Türmen sich nur wenig voneinander unterschied und da auch die Beobachtungszeiten und der Untergrund annähernd einander gleichen, sind die beobachteten Setzungsbeträge eine Bestätigung für das bekannte Gesetz, daß die Setzungen bei gleicher Bodenpressung von der Plattengröße abhängen und bei kleineren Plattenabmessungen niedriger als bei größeren Platten sind.

Die Setzung beider Türme erscheint bei dem ausschließlich sandigen Untergrund recht groß, wenn man berücksichtigt, daß die Belastung während des Zeitraumes, in dem die Messungen vorgenommen wurden, nur um $1,30$ bzw. rd. $1,0 \text{ kg/cm}^2$ gesteigert wurde. Es ist deshalb wahrscheinlich, daß in den Werten von $4,0$ bzw. $2,16 \text{ cm}$ auch der Einfluß der unmittelbar vor der ersten Beobachtung aufgetragenen Baugrundbelastung von $\sim 2 \text{ kg/cm}^2$ in größerem Umfange enthalten ist, entgegen der üblichen Ansicht, daß bei rein sandigem Untergrund die Setzungen immer sehr schnell, fast mit dem Aufbringen der Last, auftreten und nachträgliche Setzungen nicht zu erwarten sind. Die Vermutung, durch die Messung nicht unwesentliche Setzungen infolge früherer Belastungen mit erfaßt zu haben, wird durch größere Probelastungen im Sand gestützt, bei denen eine erhebliche nachträgliche Setzung gemessen wurde.

Die mittlere zusätzliche Setzung (nach Vollendung des Rohbaues) des Flakturmes betrug $0,69 \text{ cm}$, die mittlere zusätzliche Setzung des Leitturmes $0,27 \text{ cm}$.

Auch der Flakturm im Friedrichshain wies eine nahezu gleichmäßige Setzung auf: Die gemessenen Werte schwankten zwischen $2,59$ und $3,40 \text{ cm}$. Die mittlere Setzung betrug $2,91 \text{ cm}$. Ebenso hat sich der Leitturm im Friedrichshain gleichmäßig gesetzt: Die mittlere Setzung jeder Längsseite lag bei $1,13$ bzw. $1,32 \text{ cm}$, die mittlere Setzung des Bauwerkes bei $1,22 \text{ cm}$. Auch hier hat also das Bauwerk mit den kleineren Abmessungen eine geringere Setzung ausgeführt. Allerdings waren die Baugrundverhältnisse und die Belastungssteigerung hier nicht völlig gleich.

Die Setzung im Friedrichshain ist trotz der fast doppelt so hohen Belastungssteigerung wie im Tiergarten — $2,40$ bzw. $1,80 \text{ kg/cm}^2$ gegenüber $1,30$ bzw. $1,05 \text{ kg/cm}^2$ — wesentlich geringer als im Tiergarten. Die Erklärung hierfür liegt wohl darin, daß der mergelige Sand ein starres Korngerüst und dadurch einen ungefähr gleichen Reibungswinkel wie reiner Sand besitzt, außerdem aber Haftfestigkeit (Kohäsion), die — wenn sie auch nur gering ist — Fließbewegungen und den Zusammenfall labiler Korngruppen verhindert und dadurch die Tragfähigkeit erhöht.

Auch die nach Vollendung des Rohbaues noch eingetretene Setzung ist kleiner als im Tiergarten. Die zusätzliche Setzung betrug im Mittel beim Flakturm nur $0,45 \text{ cm}$, beim Leitturm nur $0,10 \text{ cm}$. Wegen des in bindigen Böden langsameren Verlaufes der Setzungen hätte man dies, zumindest beim Flakturm, wegen der dort vorhandenen Schluffschicht nicht erwartet.

Bei dem Flakturm im Humboldthain ergaben die Messungen an den Bolzen, die das Setzungsverhalten des Bauwerkes zwischen den Belastungen von $2,1 \text{ kg/cm}^2$ und $3,20 \text{ kg/cm}^2$ wiedergeben, Setzungen zwischen $1,56$ und $2,14 \text{ cm}$. Die mittlere Setzung betrug $1,78 \text{ cm}$. Zu dieser Setzung ist die infolge der Belastungssteigerung von $0,4 \text{ kg/cm}^2$ auf $2,1 \text{ kg/cm}^2$ hinzuzuzählen, die durch die erwähnten I-Träger gemessen wurde. Leider war von den vorgesehenen 4 Trägern nur 1 Träger immer zugänglich. Die Gesamtsetzung des Turmes für die Belastungssteigerung von $0,4$ auf $3,2 \text{ kg/cm}^2$ kann deshalb nur verhältnismäßig roh mit 4 bis $4\frac{1}{2} \text{ cm}$ angegeben werden.

Am Leitturm konnten die Messungen unbehelligt von den Bauarbeiten durchgeführt und ein einwandfreier Anschluß der Bolzenbeobachtung an die Trägerbeobachtung erreicht werden. Die Bolzenmessungen für die Belastungsstufe von $1,95$ auf $2,90 \text{ kg/cm}^2$ lassen eine etwas einseitige Setzung erkennen: $3,50$ bis $3,93 \text{ cm}$ auf der einen Längsseite gegenüber nur $2,31$ bis $2,76 \text{ cm}$ auf der anderen Längsseite. Auch die Messungen an den I-Trägern zwischen den Belastungsstufen 0 und $1,95 \text{ kg/cm}^2$ ergaben eine einseitige Setzung: rd. $2,5 \text{ cm}$ auf der einen und rd. $1,5 \text{ cm}$ auf der anderen Seite. Die Gesamtsetzung der einen Seite betrug demnach im Mittel $6,3 \text{ cm}$, die der anderen im Mittel $4,0 \text{ cm}$, die mittlere Setzung $5,15 \text{ cm}$.

Das auffallendste an den Ergebnissen am Leitturm ist neben der festgestellten Schiefstellung, die wohl durch die erwähnte fast 12 m starke Sandeinlagerung zu erklären ist, die Tatsache, daß er sich trotz seiner geringeren Abmessungen stärker gesetzt hat als der Flakturm. Die Erklärung hierfür liegt einerseits in der stärkeren Mächtigkeit des Geschiebemergels im Untergrund des Leitturmes und andererseits in seiner dort auch weicherer Ausbildung. Auf das damit verbundene voraussichtliche Auftreten größerer Setzungen beim Leitturm war auf Grund der bodenmechanischen Voruntersuchungen hingewiesen worden.

Bei der Betrachtung der an den verschiedenen Meßstellen der 6 Türme festgestellten Setzungsbeträge fällt auf, daß an allen Türmen die an den Ecken angebrachten Bolzen sich weniger gesetzt haben als die Bolzen in der Mitte der Seiten. Besonders deutlich zeigt sich diese Erscheinung bei den rechteckigen Fundamentplatten (Abb. 2). Die Differenz zwischen den Setzungen der in den Ecken und den in der Mitte der Turmseiten angebrachten Beobachtungsbolzen liegt zwischen rd. $\frac{1}{4}$ und rd. $\frac{3}{4} \text{ cm}$. Sie kann nur als Durchbiegung der Platte gedeutet werden.

Da der angegebene Wert von etwa $\frac{1}{2} \text{ cm}$ sich nur auf die verhältnismäßig geringe Laststeigerung von im allgemeinen rd. 2 auf 3 kg/cm^2 bezieht, muß die zu der Gesamtbelastung der Platten von 0 auf rd. 3 kg/cm^2 gehörige Gesamtdurchbiegung noch wesentlich größer sein. Berücksichtigt man die Stärke der Platten von $3,25 \text{ m}$ (Flaktürme) bzw. $2,80 \text{ m}$ (Leittürme), ihre außerordentlich starke Bewehrung und die ungewöhnliche Steifigkeit der dicken, hohen, stark bewehrten Wände, so erkennt man, daß es als völlig steif anzusehende Fundamentplatten praktisch nicht gibt. Auch die nach den üblichen Auffassungen als steif geltenden Platten biegen sich je nach der Größe ihres Widerstandsmomentes, den Angriffspunkten der auf sie einwirkenden Kräfte und der Elastizität des Untergrundes durch.

b) Geländesetzungen.

Die in den verschiedenen Entfernungen gemessenen Setzungen (Abb. 3) wurden auf die mittlere Setzung des

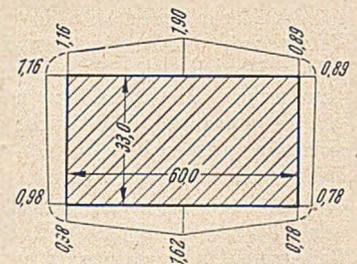


Abb. 2. Verteilung der Bauwerkssetzungen am Leitturm Friedrichshain bei einer Belastungssteigerung von $1,25 \text{ kg/cm}^2$ auf $3,05 \text{ kg/cm}^2$.

Bauwerkes bezogen und ihre Abhängigkeit von der Entfernung vom Bauwerk dargestellt (Abb. 4 a bis c). Auf der Abszissenachse sind hierzu die kürzesten Entfernungen der Meßpunkte von der nächstgelegenen Bauwerkskante im Verhältnis zur größten Plattenlänge aufgetragen. Die sich für die jeweils zusammengehörenden beiden Türme im Tiergarten, Friedrichshain und Humboldthain ergebenden Werte sind stets in einem Diagramm zusammengefaßt. Man erkennt, daß die gemeinsame Auftragung

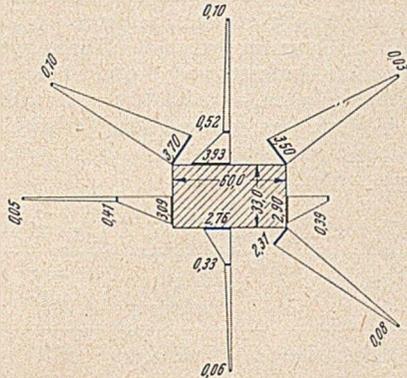


Abb. 3. Verteilung der Geländesetzungen beim Leitturm Humboldthain bei einer Belastungssteigerung von 1,95 kg/cm² auf 2,9 kg/cm².

der umgerechneten Meßwerte der Flaktürme und der zugehörigen Leittürme zu keinen Widersprüchen führt, da die Punkte der beiden Türme ineinander verstreut liegen und die durch die Punkte hindurchgelegte Kurve von den Punkten des einen Turmes nicht mehr als von denen des anderen abweicht.

Abb. 4 a zeigt für die beiden Türme im Tiergarten, daß schon in einer Entfernung von etwa dem 0,8fachen der Bauwerkslänge l keine Setzungen mehr aufgetreten sind. In einer Entfernung von 0,31 ist noch eine Setzung von etwa 10% der Gesamtsetzung vorhanden. Bei den Türmen im Friedrichshain (Abb. 4 b) dehnten sich die Setzungen wesentlich weiter aus. In einer Entfernung von 1,41 wurden hier noch Setzungen in einer Größe von etwa 5% festgestellt, und Setzungen von rd. 10% der Bauwerkssetzung traten noch in einer Entfernung zwischen rd. 0,5 und 1,01 auf. Der beobachtete Setzungstrichter der Türme im Humboldthain (Abb. 4 c) reichte etwa bis zu einer Entfernung von 1,0 bis 1,51. Eine Setzung von 10% der Gesamtsetzung wurde hier in einer Entfernung von etwa 0,51 gemessen. Die Auswirkungen der Bauwerke liegen hier also zwischen denen der Türme im Tiergarten und im Friedrichshain. Hiernach braucht bei den angetroffenen Bodenverhältnissen, die für Berlin und viele Teile Nord- und Mitteldeutschlands als charakteristisch gelten können, bei Platten Gründungen in keinem Fall in einem Abstand von 0,51 mit einer größeren Setzung als von 15 bis 20% der Gesamtsetzung gerechnet zu werden (s. [2]).

Die größere Reichweite der Setzungen bei den Türmen im Friedrichshain und im Humboldthain läßt sich durch das Vorhandensein der bindigen Böden unter diesen Bauwerken erklären. Bindige Böden besitzen Zugfestigkeit, die den im Untergrund liegenden bindigen Schichten gleichsam den Charakter einer elastischen Platte verleiht. Bei ihrer Belastung biegt sie sich durch und ruft dadurch eine weiter reichende Senkung des über ihr liegenden Bodens hervor als dort, wo lediglich nichtbindige Böden vorkommen, wo also keine lastverteilende Platte vorhanden ist. Mit anderen Worten bedeutet dies, daß in den bindigen Böden der Grenzwinkel für die Druckausbreitung größer ist als in den nichtbindigen Böden. Hierauf hat bereits Lorenz [3] auf Grund theoretischer Überlegungen hingewiesen. Da ein großer Ausbreitungswinkel eine große Fläche der Bauwerksspannungen im Boden mit entsprechend kleiner Ordinate in der Bauwerksachse bedingt, beweisen die vorliegenden Mes-

sungen an 6 sehr großen Bauwerken außerdem, daß in den bindigen Böden der Konzentrationsfaktor ν nach Fröhlich, der angibt, ob eine Konzentration der Spannungen im Bereich der Bauwerksachse vorhanden ist (ν groß) oder nicht (ν klein), kleiner angenommen werden muß als in den nichtbindigen Böden.

4. Aus den Messungen abgeleitete Bodenkennziffern.

Aus den Beobachtungen können die mittlere Bettungsziffer und die Steifzahl des Untergrundes berechnet werden (Tabelle 1).

Die Bettungsziffer gibt die Belastung für die Setzung von 1 cm an: $C = \frac{\Delta p}{\Delta s}$ (kg/cm³).

Tabelle 1. Bettungsziffer C.

Bauwerk	Δp (kg/cm ²)	Δs (cm)	C (kg/cm ³)
Tiergarten: Flakturm	1,30	4,02	0,323
Leitturm	1,05	2,16	0,486
Friedrichshain: Flakturm	2,40	2,91	0,825
Leitturm	1,80	1,22	1,475
Humboldthain: Flakturm	2,80	4,00	0,700
Leitturm	2,90	5,15	0,563

Die Bettungsziffern gelten nicht für eine einzige Schicht, sondern enthalten den Einfluß aller von den zusätzlichen Spannungen erfaßten Schichten. Sie erscheinen, wenn man sie mit den in Handbüchern enthaltenen Zah-

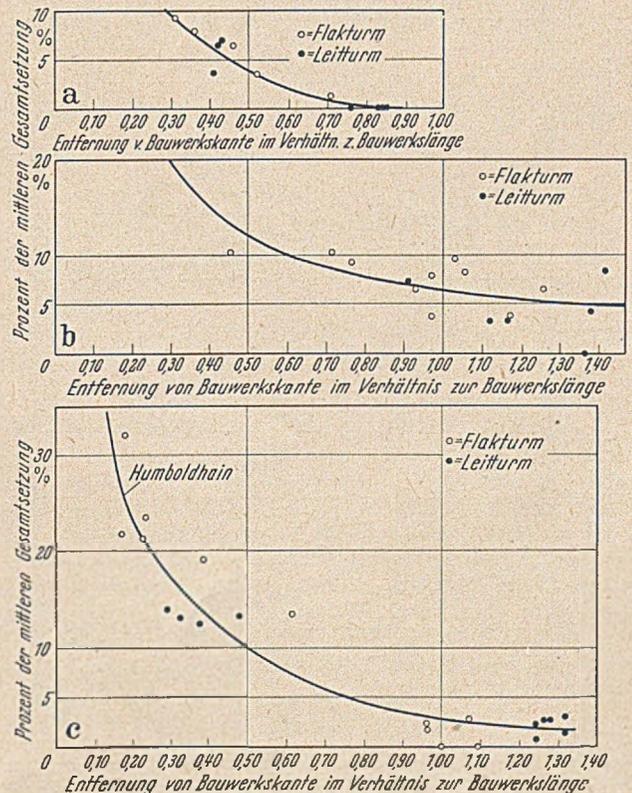


Abb. 4. Abnahme der gemessenen Geländesetzungen mit der Entfernung bei den Flak- und Leittürmen im Tiergarten (a), im Friedrichshain (b) und im Humboldthain (c).

len vergleicht, die meist von Messungen an kleinen Probekörpern stammen, sehr gering. Der Grund liegt darin, daß die Bettungsziffer keine Bodenkennzahl, sondern von der Größe und Form der Lastfläche abhängig ist. Nach Schleicher [4] ist z. B. für eine starre Kreisfläche:

$$C = 1,13 \frac{E}{\sqrt{F}}$$

Bei den quadratischen Flaktürmen, die in ihrem Verhalten einer Kreisplatte von gleichem Querschnitt etwa gleichkommen, ist $F = 8200^2 \text{ cm}^2$ und dadurch C sehr klein. Für Lastflächen, wie sie sonst bei Probelastungen vorkommen, z. B. mit $F = 82^2 \text{ cm}^2$, wäre die Bettungsziffer gemäß der obigen Gleichung gleich dem 10fachen Betrag

Die Steifzahl des Baugrundes kann nach Schleicher [4] aus

$$E = \omega \frac{\Delta p}{\Delta s} \sqrt{F} = \omega \cdot C \cdot \sqrt{F}$$

bestimmt werden. Der Koeffizient ω , der den für die Zusammendrückung einer unendlich tiefen gleichmäßigen Schicht maßgebenden mittleren Druck $\omega \cdot \Delta p$ innerhalb der Tiefe \sqrt{F} im Baugrund angibt, ist für das starre Kreisfundament = 0,89, für das schlaife Kreisfundament = 0,96. Der Einfluß der Steifigkeit der Lastplatte ist also nur gering. Für die als starr anzusehenden Türme wurden deshalb die in dem Aufsatz von Schleicher nur für schlaife Rechteckplatten verschiedenen Grundrisses angegebenen ω -Werte entsprechend dem Verhältnis 0,89/0,96 umgerechnet und mit ihnen gemäß obiger Gleichung die Steifzahlen ermittelt (Tabelle 2).

Tabelle 2. Steifzahl E (kg/cm²).

Tiergarten:	Flakturm	2345
	Leitturm	1860
Friedrichshain:	Flakturm	5930
	Leitturm	5630
Humboldthain:	Flakturm	5050
	Leitturm	2150

Die Steifzahlen beziehen sich auf alle durch die zusätzliche Belastung erfaßten Schichten. Versteht man unter $\omega \sqrt{F}$ die zu der Setzung Δs gehörige Länge der zusammendrückbaren Schicht, so entspricht die Gleichung von Schleicher dem Hookeschen Gesetz für den Elastizitätsmodul:

$$E = \frac{\Delta p}{\Delta s / \omega \cdot \sqrt{F}} = \frac{\Delta p}{\Delta l / l}$$

Hieraus folgt, daß die einem mittleren gleichmäßigen (rechteckigen) Druckzuwachs Δp entsprechende Tiefe $\omega \sqrt{F}$ bei den Flaktürmen gleich etwa 72 m, bei den Leittürmen gleich etwa 38 m ist. Bei der tatsächlich vorhandenen langsamen Abnahme der zusätzlichen Spannungen nach der Tiefe ist der Einflußbereich aber noch ganz erheblich größer. Hierin liegt eine Erklärung für die zum Teil sehr großen Werte von E . Es kann nicht — wie bei kleineren Lastflächen — angenommen werden, daß die Steifzahl über die Einflußtiefe des Bauwerkes hin unveränderlich ist, sondern es findet bei so großen Tiefen eine Zunahme von E statt.

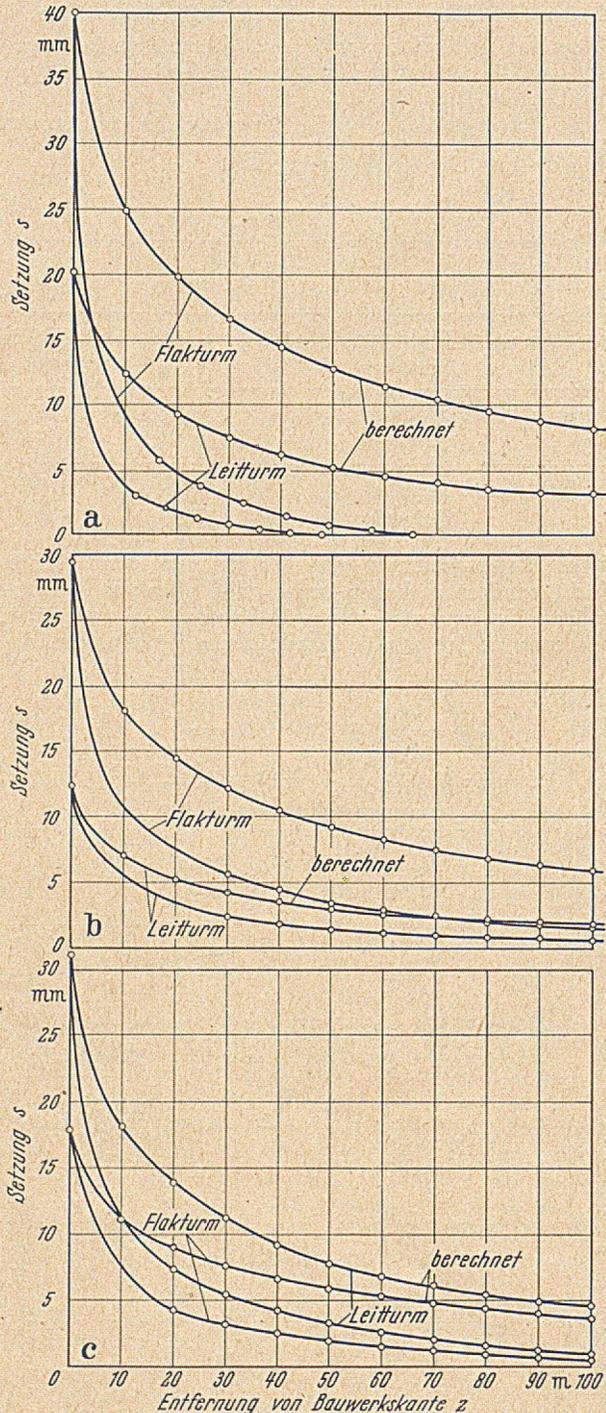


Abb. 5. Vergleich der gemessenen und berechneten Geländesetzungen bei den Bauwerken im Tiergarten (a), im Friedrichshain (b) und im Humboldthain (c).

der bei den Flaktürmen gemessenen Werte, d. h. etwa gleich 3 bis 15 kg/cm².

Bei den Türmen, wo gleiche Bodenverhältnisse vorhanden sind — bei den Türmen in Humboldthain ist dies nicht der Fall —, ist die Bettungsziffer des Flakturmes jeweils kleiner als die des zugehörigen Leitturmes. Auch dies entspricht dem Gesetz, wonach C proportional

$$\frac{1}{\sqrt{F}}$$

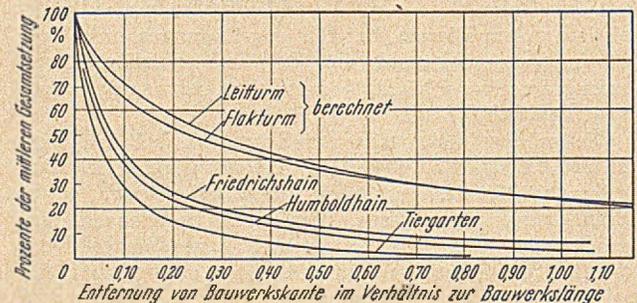


Abb. 6. Vergleich der gemessenen und berechneten Geländesetzungen.

Die Steifzahl der Flaktürme ist jeweils größer als die der Leittürme. Das entspricht der Gleichung für E . Stellt man bei den Türmen mit gleichen Bodenverhältnissen (Tiergarten bzw. Friedrichshain) das Modellgesetz für gleiches E und gleiches Δp gemäß dieser Gleichung auf, so ergibt sich:

$$\frac{\omega_1}{\omega_2} \cdot \frac{s_2}{s_1} = \sqrt{\frac{F_2}{F_1}}$$

Setzt man die Zahlenwerte für ω , s und F ein, so erhält man bei Berücksichtigung der geringen Unterschiede in den Belastungsintervallen Δp für die Türme im Tiergarten eine Abweichung von 26,5%, für die Türme im Friedrichshain eine Abweichung von 6%. In Anbetracht der großen Flächenunterschiede (6720 m² gegenüber 1800 m²) erscheint das Modellgesetz befriedigend erfüllt, wenn man berücksichtigt, daß sich die Ableitungen von Schleicher auf die Theorie und die Grundgleichungen von Boussinesq für den Idealfall des homogenen, isotropen und vollkommen elastischen Bodens (sog. elastischer Halbraum) stützen. Die Theorie setzt also ein Material voraus, das auch Zugspannungen aufnehmen kann, was im Erdreich in um so geringerem Maße der Fall ist, je weniger bindig es ist. Hierdurch kann die bei den Türmen im Tiergarten größere Abweichung vom Modellgesetz erklärt werden.

Schleicher hat in [4] auch Gleichungen über die Setzungen des Geländes im Abstand x außerhalb des Bauwerksgrundrisses für rechteckige (Seitenverhältnis $a : b$), quadratische und Kreisquerschnitte (Halbmesser r) angegeben (Gl. 16 und 12 b). Sie besitzen die Form:

$$s(x) = \frac{p}{\pi \cdot E} \cdot f(a, b, r, x).$$

In den Gleichungen sind alle Werte auf der rechten Seite bekannt. E ist für die Meßpunkte am Rand der Platten bestimmt worden. Für $x = a/2$ bzw. für $x = r$ muß s demnach jeweils gleich der gemessenen mittleren Setzung, die der Ermittlung von E zugrunde gelegt wurde, sein. Die Gleichungen erlauben also, die gemessenen Werte von dem gemeinsamen Ausgangspunkt am Plattenrand aus mit den Rechenwerten zu vergleichen (Abb. 5a bis 5c).

Die Auftragungen, bei denen als Meßkurven die Kurven aus Abb. 4a bis 4c verwandt wurden, zeigen, daß in allen Fällen die gemessenen Setzungen schneller abnehmen — in ganz besonderem Maße bei den Türmen auf nichtbindigem Untergrund im Tiergarten —, als es nach der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes der Fall sein müßte. Der Grund liegt zum Teil darin, daß die Theorie von Boussinesq mit einem Ausbreitungswinkel der Spannungen von 90° rechnet, so daß erst für $x = \infty$ die Setzung $s = 0$ wird. Ein Übereinstimmen der gerechneten und gemessenen Werte durfte also von vornherein nicht erwartet werden. Die Darstellungen zeigen aber, wie groß die Abweichungen bei großen Bauwerksflächen sind, und geben einen Anhalt zum Schätzen eines Setzungstrichters, den man mangels besserer Rechenverfahren mit den Schleicherschen Gleichungen zu berechnen versuchen muß. Abb. 6, in der als Ordinaten die gemessenen und berechneten Geländesetzungen wieder als Prozentanteil der jeweiligen Bauwerkssetzung und als Abszissen die Entfernungen im Verhältnis zur Bauwerkslänge aufgetragen sind, zeigt ferner, daß bei gleichem E und p der Unterschied der Kurven für den quadratischen und den rechteckigen Grundriß mit einem Seitenverhältnis 1 : 2 nur gering ist, daß es also berechtigt ist, auf der Abb. 4a bis 4c die Meßpunkte für den Flakturm und Leitturm durch eine gemeinsame Linie zu verbinden.

Literatur.

1. Brennecke-Ansorge: Meßtechnische Grundlagen bei Setzungsmessungen an großen Bauwerken. Bautechnik-Archiv Heft 3, S. 48. Berlin 1949.
2. Muhs: Der Bauingenieur 25 (1950) S. 450.
3. Lorenz: Bauplanung und Bautechnik 3 (1949) S. 109.
4. Schleicher: Der Bauingenieur 7 (1926) S. 931 und 949.

Die Kabelschellen der neuen Hängebrücke über den Rhein bei Köln—Mülheim.

Von Dipl.-Ing. K. H. Seegers, Gustavsburg.

Die Untersuchungen entstanden im Zusammenhang mit den Entwurfsarbeiten zum Wiederaufbau der Rheinbrücke Köln—Mülheim durch die Firmen Gutehoffnungshütte Werk Sterkrade — Klöckner-Humboldt-Deutz — Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Werk Gustavsburg — Stahlbau Rheinhausen — J. Gollnow und Sohn, Düsseldorf.

Die Kabelschellen der neuen Köln—Mülheimer Brücke [1], [2] entstanden durch Weiterentwicklung der Schellen, wie sie 1940 an der Köln—Rodenkirchener Autobahnbrücke ausgeführt wurden, vgl. Leonhardt und Maier [3]. Die dort geschilderten Vorteile einer runden Schelle im Vergleich mit einer sechseckigen sind so offensichtlich, daß über die Schellenform beim Entwurf von Köln—Mülheim von vornherein Klarheit herrschte. Die Ausfüllung des Raumes zwischen der zylindrischen Innenwand der Schelle und dem sechseckigen Kabel war auf Grund des außerordentlich günstigen Rodenkirchener Baustellenversuches (vergl. [3] S. 203) zunächst mit Beton vorgesehen. Ferner wurde erwogen, zur Erhöhung der Reibung zwischen den einzelnen Seillagen „feilenraue“ Dreikantleisten in die Zwickel zwischen den Seilen einzulegen.

Zur Klarstellung der hiermit in Zusammenhang stehenden Fragen führten die beteiligten Firmen in Zusammenarbeit mit dem Carlswerk der Firma Felten und Guillaume als Lieferantin der Kabel Versuche im Seilprüfraum der letztgenannten Firma und an der Baustelle durch.

Mit einer Versuchsschelle mit 7 Seilen durchgeführte Vorversuche, bei denen eine Schelle mit 6 Seilstücken über ein mit 100 t gespanntes Seil bei Messung der hierzu nötigen Kräfte verschoben wurde, ergaben, daß sowohl bei Betonauspressung als auch durch Einlegen von Dreikantleisten sich Druckringe im Innern der Schwelle bilden, die verhindern, daß die Kräfte der Schellenschrauben

wie vorgesehen auf das Innere des Seilbündels wirken. Abb. 1 zeigt die auf Grund verschiedener Versuche festgestellten Ergebnisse in schematischer Darstellung. Dreikantleisten wurden dann für die weiteren Überlegungen ausgeschieden. Mit Betonfüllung wurden jedoch noch Versuche angestellt, da man sich hierdurch eine besonders wirtschaftliche Schellenkonstruktion erhoffte.

Diese Versuche wurden mit einer aus den Trümmern der Rodenkirchener Rheinbrücke geborgenen Schelle mit 12 zweizölligen Schrauben und dazugehörigen 61 Seilstücken von 65,5 mm Durchmesser durchgeführt. Eine Prüfmaschine (s. [3] Abb. 20), die es gestattete, die Schelle auf einem Kabelstück zu verschieben, stand nicht zur Verfügung. Es wurden daher 6 Seilstücke mit Seilköpfen zum Herausziehen versehen und durch Messung der dazu erforderlichen Kräfte P auf die Reibung zwischen Kabel und Schelle geschlossen. Eine exakte Berechnung ist auf diesem Wege nicht möglich; das Ergebnis hängt von Annahmen über die Reibungswerte μ ab, läuft also auf eine Abschätzung hinaus.

Radial oder — was keinen wesentlichen Unterschied macht — normal zu den Kabelseitenflächen auf die Außenseile wirkende Kräfte R verteilen sich nach Abb. 2 auf die Innenseile. Die bei den im Endzustand ziemlich unnachgiebigen Seilen der Kabelseiten auftretende Keilwirkung wird durch Reibungskräfte praktisch aufgehoben, so daß die Klemmkraft Kl also hier etwa gleich der Summe der Radialkräfte ist. μ_a sei der Reibungskoeffizient zwischen Beton und Seilaußenlage. μ_i derjenige zwischen den Seilen und L die zwischen Kabel und Schelle größtmögliche Längskraft. Wenn man annimmt, daß $\mu_a = 0,3 - 0,5$ und entsprechend den Rodenkirchener Versuchen $\mu_i = 0,10 -$

0,12 ist, kann man zwei Grenzwerte ermitteln, und zwar für:

$$\mu_a = 0,5; \mu_i = 0,10 \left(\frac{\mu_a}{\mu_i} = 5 \right); \Sigma P = Kl (0,5 + 0,10) \quad (1)$$

$$= Kl \cdot 0,60; L = Kl \cdot 0,5 = \Sigma P \cdot 0,83.$$

$$\mu_a = 0,3; \mu_i = 0,12 \left(\frac{\mu_a}{\mu_i} = 2,5 \right); \Sigma P = Kl (0,3 + 0,12) \quad (2)$$

$$= Kl \cdot 0,42; L = Kl \cdot 0,3 = \Sigma P \cdot 0,72.$$

Bei einem ersten Versuch wurde die Schelle mit Beton ausgepreßt; nach dem Erhärten wurden die Schellen-schrauben angezogen und ihre Kräfte durch Messung der

Die Grenzwerte L/Z sind nicht ungünstig (s. [3] Abb. 33), die Werte für Kl/Z (s. [3] Abb. 4) liegen jedoch weit von dem zu erwartenden Wert $Kl/Z \approx 3$ entfernt.

Das Verhältnis Kl/Z und die ungleichmäßige Verteilung der P -Werte auf die Außenlage — so entfallen bei 24 Seilen auf die beiden Eckseile an der Schellenfuge, auf die sich der Druckring abstützt, je rd. 10% von ΣP — zeigen, daß der Betondruckring einen wesentlichen Anteil der Schraubenkräfte aufzehrt. Hier wirkt auch — wie weiter unten erläutert — der Einfluß der Reibung der Schellenwandung am Beton beim Anziehen der Schrauben mit.

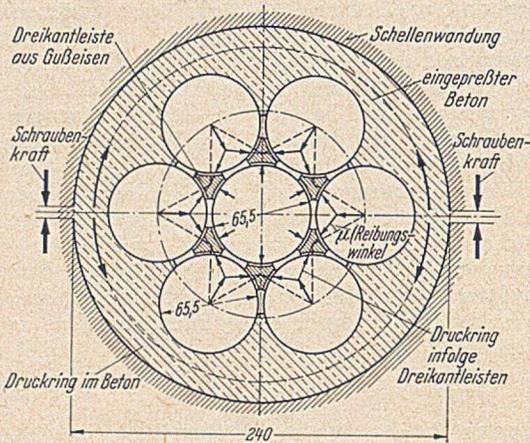


Abb. 1. Druckringbildung durch Beton bzw. Dreikantleisten.

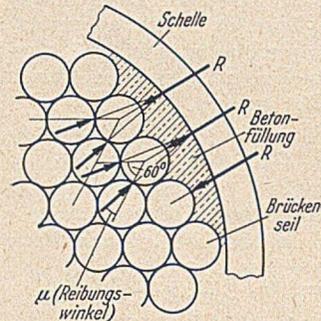


Abb. 2. Druckverteilung der Radialkräfte (bzw. der Kräfte senkrecht zur Kabelseite) auf die Brückenseile.

Verlängerung der Schrauben bestimmt. Es ergab sich ihre Summe $Z = 363$ t. Die beim Herausziehen gemessenen Kräfte sind in Abb. 3 eingetragen und unterstrichen; symmetrische Kräfte wurden ergänzt, andere entsprechend interpoliert. ΣP ergab sich so zu 302 t. Mit diesen Werten für Z und ΣP wird für:

$$\mu_a = 0,5; \mu_i = 0,10 \quad L = 302 \cdot 0,83 = 250 \text{ t};$$

$$\frac{L}{Z} = \frac{250}{363} = 0,69; \quad \frac{Kl}{Z} = \frac{302}{0,6 \cdot 363} = 1,39. \quad (1)$$

$$\mu_a = 0,3; \mu_i = 0,12 \quad L = 302 \cdot 0,72 = 218 \text{ t};$$

$$\frac{L}{Z} = \frac{218}{363} = 0,60; \quad \frac{Kl}{Z} = \frac{302}{0,42 \cdot 363} = 1,98. \quad (2)$$

Der Druckring wurde bei dem folgenden Versuch durch eingelegte Weichholzleisten unterbrochen. Da unbelastete Seile sich quer leicht verformen lassen, während unter Spannung stehende nur wenig nachgeben, wurden, um die Quersteifigkeit des Seilbündels zu vergrößern, 14 Seile durch Wellenstücke gleichen Durchmessers ersetzt. Die wie beim vorhergehenden Versuch festgestellten P -Werte sind gleichmäßiger über den Umfang verteilt und die Kraft zum Herausziehen des Mittelseiles ist von 4,9 t auf 12,1 t gewachsen (Abb. 4); die Druckringwirkung ist also weitgehend aufgehoben. Infolge der Wandreibung des Betons kann jedoch trotzdem keine gleichmäßige Ringspannung in der Schelle sein. Denn bei einer in einer Schraubenreihe eingeleiteten Kraft K_1 , ist in einem um $\frac{\pi}{2}$ versetzten Schnitt durch die Schelle diese Kraft nur noch $K_2 = K_1 \cdot e^{-\mu_a \cdot \frac{\pi}{2}}$. Für $\mu_a = 0,5$ ist dann $K_2 = 0,46 \cdot K_1$;

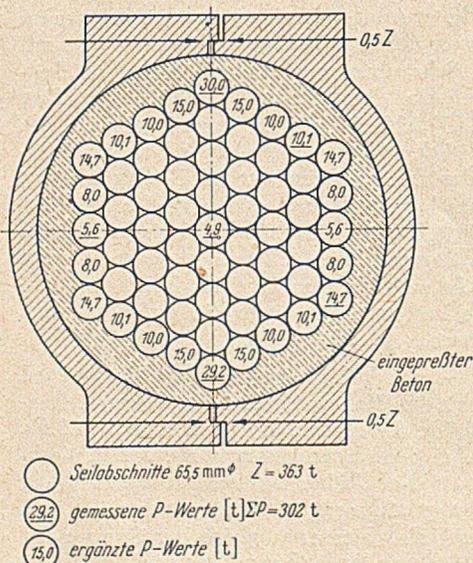


Abb. 3. Seilkräfte bei mit Beton angepreßter Schelle.

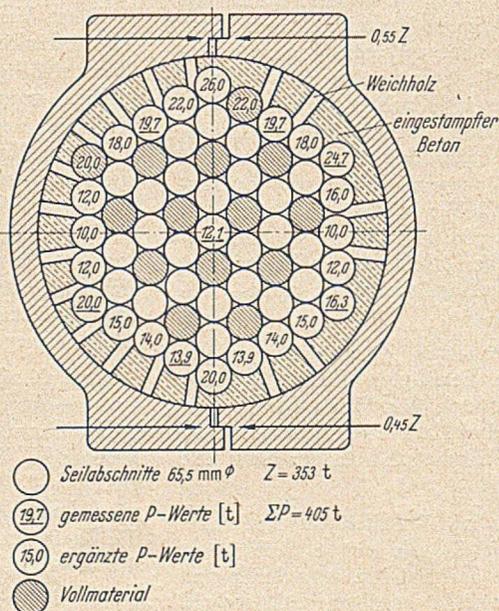


Abb. 4. Seilkräfte bei durch Holz unterbrochenem Druckring.

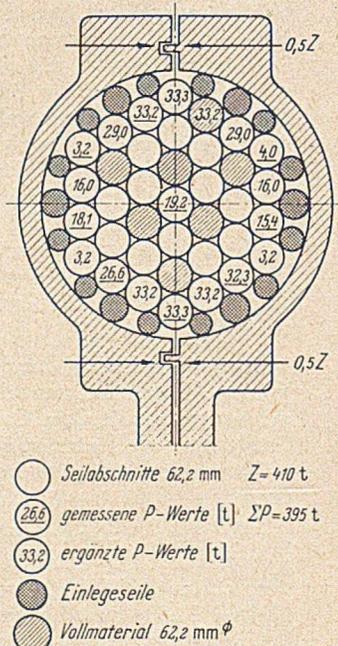


Abb. 5. Seilkräfte bei eingelegten Spiralseilen (Ausführungsform).

bei $\mu_a = 0,3$ wird $K_a = 0,63 K_1$. Die mittlere Kraft in der Schellenwandung ist daher von K_1 auf $\frac{1+0,46}{2} \cdot K_1 = 0,73 K_1$, bzw. $\frac{1+0,63}{2} \cdot K_1 = 0,815 K_1$ abgesunken. Statt des Größtwertes $Kl/Z = 3$, können daher über $0,73 \cdot 3 =$

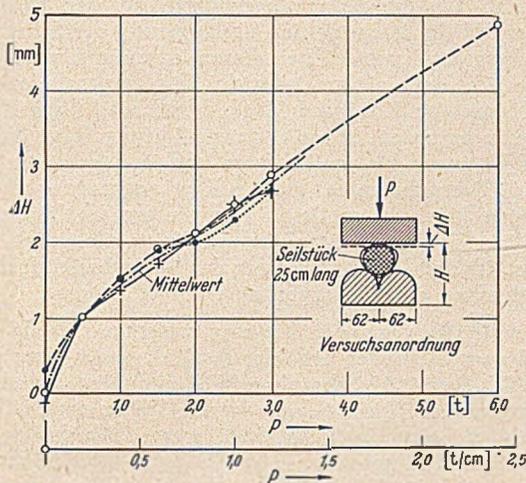


Abb. 6. Zusammendrückung der Einlegeseile.

2,19 bzw. $0,815 \cdot 3 = 2,45$ liegende Werte nicht erwartet werden. Die in Kabellängsrichtung willkommene hohe Reibung wirkt sich also senkrecht dazu unangenehm durch Verringerung der wirksamen Klemmkraft aus.

Auf die gleiche Weise wie beim ersten Versuch errechnet, ergibt sich für

$$\mu_a = 0,5; \mu_i = 0,10; \frac{L}{Z} = \frac{405 \cdot 0,83}{353} = 0,95;$$

$$\frac{Kl}{Z} = \frac{405}{0,6 \cdot 353} = 1,91$$

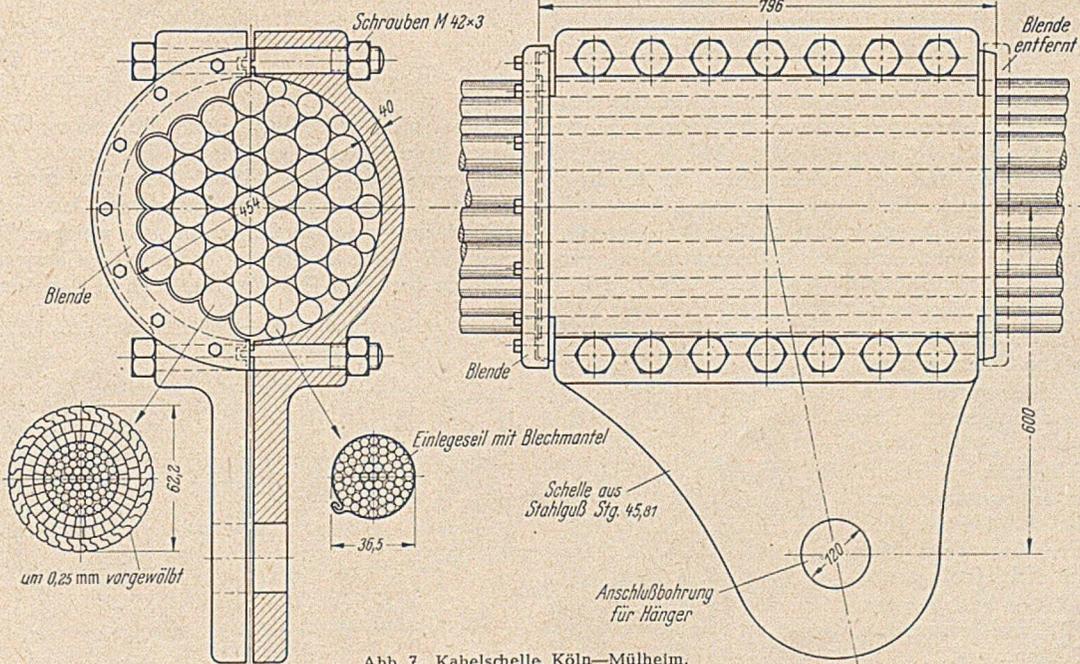


Abb. 7. Kabelschelle Köln—Mülheim.

$$\mu_a = 0,3; \mu_i = 0,12; \frac{L}{Z} = \frac{405 \cdot 0,72}{353} = 0,83;$$

$$\frac{Kl}{Z} = \frac{405}{0,42 \cdot 353} = 2,73.$$

Das Verhältnis L/Z ist weiter gewachsen; aus den Verhältnissen Kl/Z läßt sich durch Interpolation folgern, daß

ein Wert $\mu_a = 0,4$ den wahren Verhältnissen ziemlich nahe kommen wird — soweit aus einem einzelnen Versuch überhaupt Schlüsse möglich sind.

Das gute Ergebnis des Rodenkirchener Baustellenversuchs erklärt sich so, daß das Kabel beim Einpressen des Betons schon unter Spannung stand, die Querkontraktion schon stattgefunden hatte, beim Anziehen der Schellenschrauben kein großer Weg zurückzulegen und infolgedessen auch keine nennenswerte Druckringbildung möglich war. Für Schellen, die an ein fast spannungsloses Kabel angebracht und beim Anziehen um einige Millimeter zusammengezogen werden müssen, scheidet Auspressen mit Beton daher aus. Wenn das Kabel sich später unter der Wirkung der Längskräfte in Querrichtung zusammenzieht, besteht die Gefahr, daß die Seile sich vom Beton lösen und der Verbund zwischen Kabel und Schelle verloren geht. Von der Lösung mit den Druckring unterbrechenden Leisten wurde, trotz der nicht ungünstigen Versuchsergebnisse, abgesehen, da das Einstampfen des erdfeuchten Betons auf einem Kabelsteg in die nur 4—5 cm breiten Räume zwischen den Leisten nicht so einwandfrei möglich ist, daß er zur Kraftübertragung herangezogen werden kann und weil die Leisten nicht dieselbe Lebensdauer wie die anderen Teile der Brücke haben.

Auf Grund weiterer Versuche und Überlegungen wurden für die Ausführung mit einem Blechmantel umkleidete Spiralseile in den Raum zwischen Schelle und Kabel eingelegt (Abb.7). Diese nachgiebigen und doch widerstandsfähigen Elemente keilen sich beim Anziehen der Schellenschrauben in die Zwischenräume zwischen den Sei-

len der Außenlage ein. Durch eine unebene Ausbildung der Oberflächen der verschlossenen Brückenseile und der Schelleninnenwand drücken sich die Einlegeseile in die Vertiefungen ein und statt von Reibungskräften, kann man eher von Haftkräften sprechen. Um diese unebenen Oberflächen zu erzielen, wurden die Außenseiten der Z-Drähte der letzten Lage der verschlossenen Seile um

0,25 mm vorgewölbt und die Innenseite der Schelle mit einem spitzen Stahl ausgedreht.

Die Ummantelung mit Blech hat den Zweck das Aufgehen der Einlegeselle beim Ablängen und bei der Beanspruchung in der Schelle zu verhindern. Der Blechmantel ist bei jedem Seil an zwei Stellen unterbrochen, damit bei der Montage Band Eisen zum Halten um die an das Kabel gelegten Einlegeselle gelegt werden konnten.

Die 37 Brückenseile wurden mit einem mittleren Durchmesser von 62,24 mm bei + 0,11 und - 0,14 mm als größte Abweichungen (meist wesentlich kleiner) hergestellt. Bei

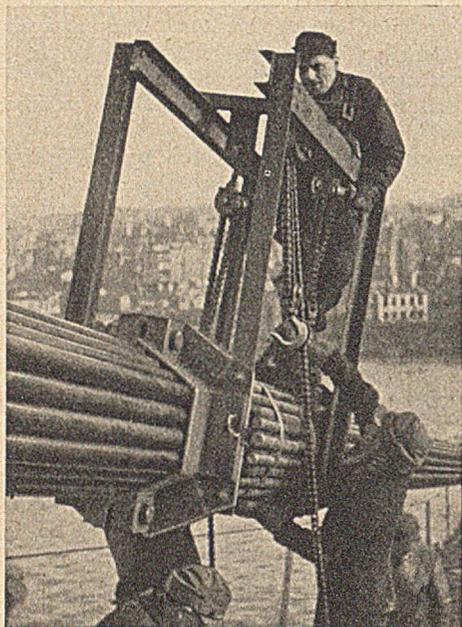


Abb. 8. Anbringen der Einlegeselle am Kabel.

einer Spannung von 3,12 t/cm² — entsprechend der ständigen Last — wird jedes Seil infolge Querkontraktion und Querverföderung der Drahtlagen um rd. 0,06 mm dünner (vgl. [4]).

Die erforderlichen Durchmesser der Einlegeselle wurden durch Feststellung der Zusammendrückung infolge von quer wirkenden Kräften ermittelt. Abb. 6 zeigt die Versuchsanordnung und die Abhängigkeit der Eindrückung von der Kraft. Nach etwa 0,25 t/cm Querdruck, d. h. nachdem die nicht ganz fest aneinander liegenden Drähte und das Mantelblech überall Kontakt haben, verlaufen die Formänderungen in gradliniger Abhängigkeit von der Kraft. Hierbei wurden, um Zufälligkeiten der Ausgangsform auszuschalten, die Verschiebungen bei 0,25 t/cm gleich gesetzt. Der Anpreßdruck beträgt später in der Schelle 0,5—0,6 t/cm. Bei einem Innendurchmesser der Schelle von 454 mm sind nach diesen Versuchen 36,5 und 45 mm dicke Einlegeselle erforderlich. Sie bestehen aus 61 bzw. 91 Einzeldrähten von 4,1 mm Durchmesser.

Bei den Schellenschrauben (Feingewinde - Dreieckform M 42 und M 45) wurde versucht, von der Feststellung der Schraubenkräfte durch Messung der Verlängerung der Schraube abzukommen und dafür die einfachere Messung des Schraubenan-

zugsmomentes zu benutzen. Messungen mit Setzdehnungsmessern an in ein festes Druckstück eingesetzten und mit den auf der Baustelle zur Verfügung stehenden Schlüsseln angezogenen Schrauben ergaben jedoch, daß — offenbar infolge nicht gleichmäßiger Reibung und Ungenauigkeiten bei Einleitung des Moments — die Ergebnisse so streuten, daß für die Kontrollmessungen an der Baustelle wieder auf die Messung der Verlängerung der Schrauben zurückgegriffen wurde. Bei diesen Spannungsmessungen zeigte sich, daß infolge der nicht absolut parallelen Anlageflächen von Kopf und Mutter recht beachtliche Biegemomente auftraten. Für die Bauausführung folgt daraus, daß stets nur in kleinen Schritten und in der unteren und oberen Schraubenreihe gleichmäßig angezogen werden darf, um keine zu großen Biegungen zu erhalten, denn wenn ein Teil des Schraubenquerschnitts plastiziert worden ist, ist auch die Bestimmung der Schraubenkraft durch die Messung der Verlängerung unzuverlässig.

Zur Feststellung der Haftung zwischen Schelle und Kabel wurden wieder Seile der Außenlage aus einem von einer Schelle mit 12 Schrauben M 42 umfaßten Seilbündel herausgezogen. Diese Schelle wurde später am Punkt 22 der Brücke eingebaut, die Seile waren Abschnitte der endgültigen Brückenseile. 9 der 37 Seile wurden herausgezogen und die Kräfte gemessen. Die Kräfte der nicht geprüften Seile wurden wie bei den Vorversuchen durch Symmetrie ergänzt bzw. interpoliert. Durchgeführt wurden 3 Versuche; ein typisches Ergebnis zeigt Abb. 5. Die Spannungsverteilung auf die Seile der Kabelseite ist ziemlich gleichmäßig, die Eckseile allerdings sind nicht sehr fest gefaßt. Der Druck pflanzt sich, wie die Kraft für das Mittelseil zeigt, gut nach innen fort. Bei Betrachtung des Ergebnisses ist zu berücksichtigen, daß es sich bei den Rodenkirchener Seilen um alte, leicht angerostete Seile mit größerer Oberflächenreibung als bei den hier verwendeten neuen Seilen handelte. ΣP ist 395 t, $Z = 410$ t. Bei $\mu_a = 0,18$ und $\mu_i = 0,12$ ergibt sich

$$\Sigma P = Kl(0,18 + 0,12) = Kl \cdot 0,30; \quad \frac{Kl}{Z} = \frac{395}{410 \cdot 0,30} = 3,20$$

$$L = Kl \cdot 0,18 = \frac{395}{0,30} \cdot 0,18 = 237 \text{ t}; \quad \frac{L}{Z} = \frac{237}{410} = 0,58.$$

Der Wert Kl/Z liegt etwas über dem Wert 3. Da kaum höhere Reibungswerte als 0,18 bzw. 0,12 angenommen werden können — bei kleineren wird Kl/Z noch größer — werden eine Erhöhung der Klemmkräfte durch Keilwirkung und ein Verkrallen der weichen Einlegeselle mit den Brückenseilen und der Schellenwandung die Gründe für diese Erhöhung sein. Eine Verringerung der

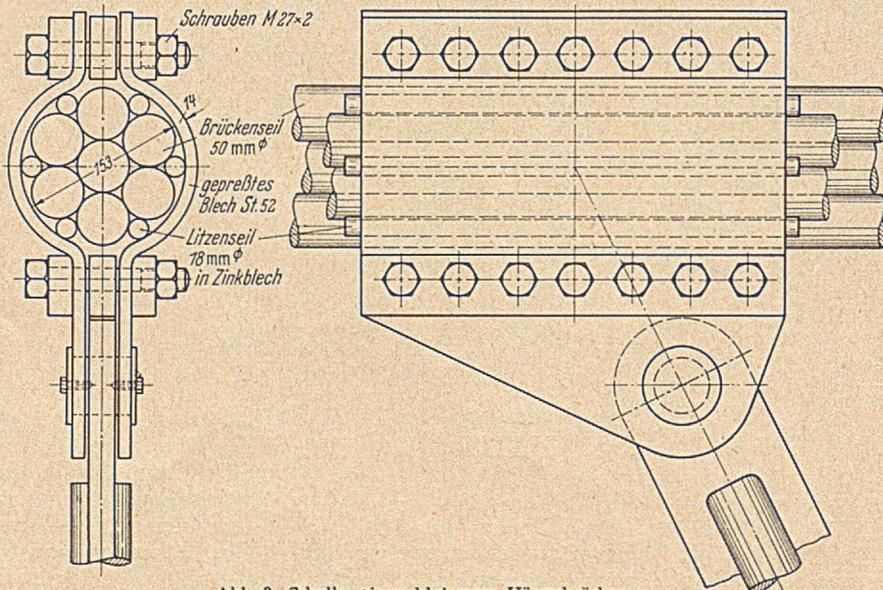


Abb. 9. Schelle einer kleineren Hängebrücke.

Ringkräfte in der Schelle durch Reibung wie bei Beton braucht kaum angenommen zu werden, da bei einer beim Anziehen der Schellenschrauben eintretenden Verschiebung der Schellenwandung die Einlegeseile sich ohne großen Kraftaufwand entsprechend verdrehen werden.

Die Versuche mußten mangels passenden Materials für die Einlegeseile z. T. mit ausgeglühten Stahlseilen durchgeführt werden; für die endgültige Ausführung wurden jedoch aus Gründen der Korrosionsbeständigkeit im unzugänglichen Schelleninneren Einlegeseile und Mantelbleche aus Armcoeisen ausgeführt. Außerdem wurden nach Aufbringen der ganzen ständigen Last die Zwischenräume mit Beton ausgegossen — dies ist dann möglich, da die Schellenschrauben nicht mehr nachgezogen werden und ein Druckring sich daher nicht mehr bilden kann. Die Schellenenden wurden dann durch Blenden verschlossen und alle Fugen ausgekittet oder mit Bleiwolle verstemmt. Die Konstruktion der Schelle zeigt Abb. 7.

Die Anbringung der Einlegeseile am Kabel vor der Montage der Schellen ging ohne Schwierigkeiten vor sich; es mußten lediglich die den Fugen am nächsten liegenden Einlegeseile in einem Gesenk etwas vorverformt werden, um die Schellenhälften überschieben zu können. Abb. 8 zeigt die Montage auf dem Kabelsteg — die Bänder sind deutlich zu erkennen.

Um ein abschließendes Bild von der Haftfestigkeit der Schellen zu erhalten, wurden mit einer Schelle mit 22 Schrauben M 45 an der Baustelle Verschiebungsversuche ohne Betonausfüllung vorgenommen. Die Pressen waren dabei gegen eine mit Holz ausgefüllte Rodenkirchener Schelle und außerdem mittels längs des Kabels liegender U-Stähle gegen die nächste Schelle der Brücke abgesteift. Die 11 Schrauben der unteren Reihe waren auf im Mittel 1,65 t/cm² angezogen, woraus sich $Z_1 = 286$ t ergibt, in der oberen Reihe war $Z_2 = 332$ t bei 1,91 t/cm². Bei einem ersten Versuch verschob sich die Schelle bei 240 t Längskraft um 0,2 mm. Da die Pressen keinen höheren Druck abgaben, wurden stärkere eingebaut und der Versuch wiederholt. Bei 400 t mußte auch dieser

Versuch mangels ausreichender Preßkörper abgebrochen werden, ohne daß sich die Schelle weiter verschoben hatte. Es ergab sich demnach $\frac{L}{Z} > \frac{400}{286 + 332} = 0,65$, (der entsprechende Wert bei Rodenkirchen ist 0,54, vgl. [3] S. 203). Da die größte Abtriebskraft unter Verkehr an dieser Schelle etwa 54 t ist, ist wahrscheinlich mehr als achtfache Gleitsicherheit vorhanden. Durch das Ausgießen mit Beton wird dieser Wert sich noch erhöhen. Das bessere Ergebnis des Baustellenversuchs gegenüber den Vorversuchen erklärt sich dadurch, daß die Brückenseile nicht absolut gerade sind, sondern kleine Knicke haben, die auch unter Spannung nicht ganz verschwinden und die die Haftung der ganzen Schelle an den steifen Brückenseilen vergrößern, während das bei den vorhergehenden Versuchen einzeln herausgezogene weiche Seil diesen Unebenheiten durch geringe Verbiegungen ausweichen kann. Eine ähnliche Erscheinung wird auch das günstige Ergebnis der Rodenkirchener Baustellenversuche mit verursacht haben.

Die in Köln—Mülheim entwickelte Konstruktion ist inzwischen bei einer von der MAN-Gustavsburg gelieferten kleineren Hängebrücke für Südamerika wieder angewandt worden. Die sehr einfache Schelle zeigt die Abb. 9. Die Einlegeseile sind Litzenseile, die aus Gründen der Korrosionsbeständigkeit im Zinkblech eingelötet sind. Aus dem gleichen Grunde wurde die Innenseite der Schelle spritzverzinkt.

Die geschilderte Bauweise dürfte auch „wandersicher“ sein [5], da die zwischen dem Dehnungen unterworfenen Kabel und der starren Schelle eingeschalteten auch in der Längsrichtung etwas nachgiebigen Einlegeseile es verhindern werden, daß bei wiederholten Kabeldehnungen die Schelle am Kabel nach unten wandert.

Literatur:

1. Köln—Mülheim 1951: Festschrift zur Einweihung der Brücke.
2. Schüller-Pelikan: Stahlbau 20 (1951) S. 141.
3. Leonhardt-Maier: Bauingenieur 26 (1951) S. 44, 72, 132 und 201.
4. Schleicher: Bauingenieur 24 (1949) S. 52 und 81.
5. Witt-Cichocki: Stahlbau 16 (1943) S. 39.

Kurze Technische Berichte.

Sohlenwasserdruck bei Talsperren.

Die Frage des Sohlenwasserdruckes bei Beton-Gewichtsmauern ist Gegenstand einer eingehenden Diskussion im amerikanischen Fachschrifttum gewesen, bei der vor allem auf die seit 1926 laufenden Messungen an den Sperren

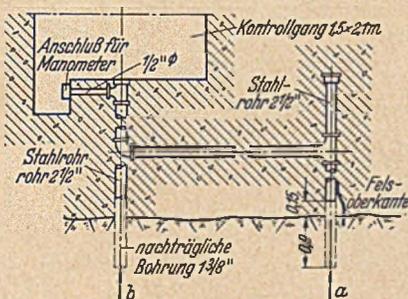


Abb. 1. Typische Anordnung der Meßrohre für den Sohlenwasserdruck (Hungry Horse-Sperre).

- a) Meßrohr außerhalb des Kontrollganges,
- b) Meßrohr im Kontrollgang.

des Bureau of Reclamation (USBR) und auf Beobachtungen an einigen Staumauern der Tennessee Valley Authority (TVA) zurückgegriffen wurde. Alle diese Sperren sind gekennzeichnet durch eine in der Nähe der Wasserseite angeordnete Injektions-Schürze (Dichtungsschleier) und durch ein flußabwärts hiervon liegendes Entwässerungssystem von Sohlendrainagen zur Beseiti-

gung von Sickerwasser und damit zur Reduktion des Sohlenwasserdruckes.

Bei der Berechnung der Sperren des USBR wurde der Sohlenwasserdruck von 100 % an der Wasserseite geradlinig zur Unterwasserhöhe verlaufend und auf $\frac{2}{3}$ der Fundamentfläche wirkend angenommen oder, was das gleiche ist, der Sohlenwasserdruck wirkt auf die ganze Gründungsfläche und beträgt an der Wasserseite 66,7 % und an der Luftseite Null. Bei einigen Sperren der TVA hat man den Sohlenwasserdruck von 100 % an der Wasserseite auf 50 % in der Ebene des Dichtungsschleiers und von da auf Null an der Luftseite sinken lassen und den Druck auf die gesamte Sohlenfläche wirkend angenommen.

Zweck der Sohlendruckmessungen war nun 1. einen über die Rechnungsannahmen ansteigenden Sohlenwasserdruck rechtzeitig zu erkennen, um die dann erforderlichen zusätzlichen Entwässerungs- und Dichtungsmaßnahmen einzuleiten zu können, 2. Unterlagen zu beschaffen für den beim Entwurf von Beton-Gewichtsmauern anzunehmenden Sohlenwasserdruck.

Die Anordnung der Meßrohre bei den USBR-Sperren wird am Beispiel der Hungry Horse-Mauer in Abb. 1

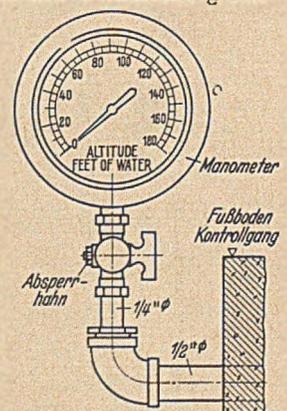


Abb. 2. Anordnung der Meßrohre für den Sohlenwasserdruck.

gezeigt. Nach dem Reinigen der Felssohle wird ein Rohr von 2 1/2" ø durch Verschweißen mit einem im Fels verankerten Rundstahlstück so festgelegt, daß seine Unterkante 0,15 m über dem Fels liegt. Soll das Beobachtungsrohr in einem Kontrollgang liegen, so erhält es nach Abb. 1 a an seinem oberen Ende ein I-Stück, an das ein

kurzes waagrechtes Rohr anschließt und in eine seitliche Rinne im Kontrollgang ausmündet. Beobachtungsrohre außerhalb des Ganges müssen nach Abb. 1 b in diesen übergeführt werden. Vor dem Betonieren erhalten die Rohre Schraubkappen. Dann wird der Beton bis zu den Rohroberkanten hochgeführt. Nach dem Abbinden werden diese Verschlüsse wieder entfernt, und durch die Rohre hindurch werden Bohrlöcher 1 3/8" durch die Betonsohle bis 0,9 m in den Gründungsfels niedergebracht. Beim Weiterbetonieren werden dann die Rohre oben wiederum verschlossen. Die Messung des Sohlenwasserdruckes geschieht an dem horizontalen Ansatzrohr der Abb. 1 im Kontrollgang, wobei die aus Abb. 2 ersichtliche Manometereinrichtung verwendet wird. Wo die Drucklinie unter dem Manometerhorizont bleibt, wird die Spiegellage im Rohr mittels Brunnenpfeife festgestellt, vorausgesetzt, daß das betreffende Rohr in vertikaler Richtung zugänglich ist (Rohre im Kontrollgang). — Die Beobachtungsbrunnen sind auf Querprofilen normal zur Sperrachse so angeordnet, daß alle örtlichen, insbesondere geologischen, Besonderheiten erfaßt werden und

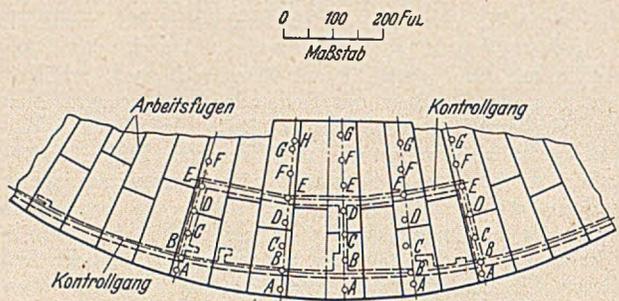


Abb. 3. Grundrißverteilung der Meßstellen an der Hungry Horse-Sperre.

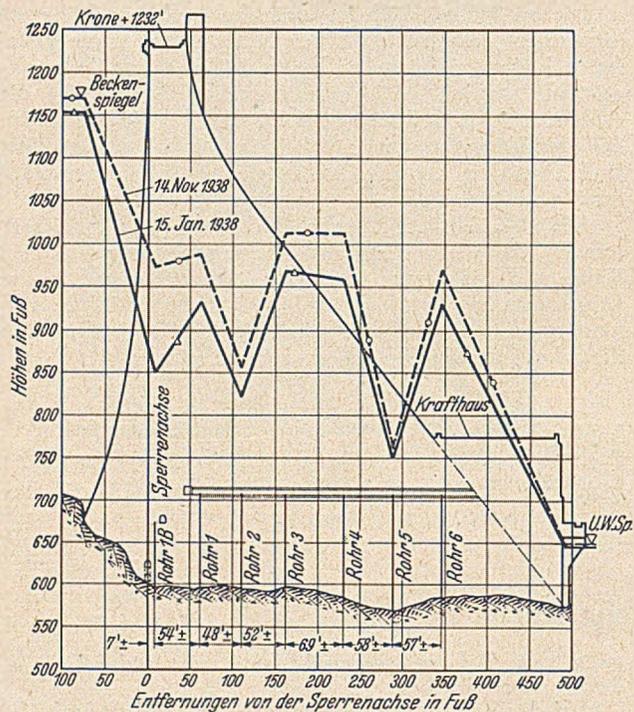


Abb. 4a. Sohlenwasserdrücke in Profil B der Hoover-Sperre vor den zusätzlichen Dichtungs- und Entwässerungsarbeiten.

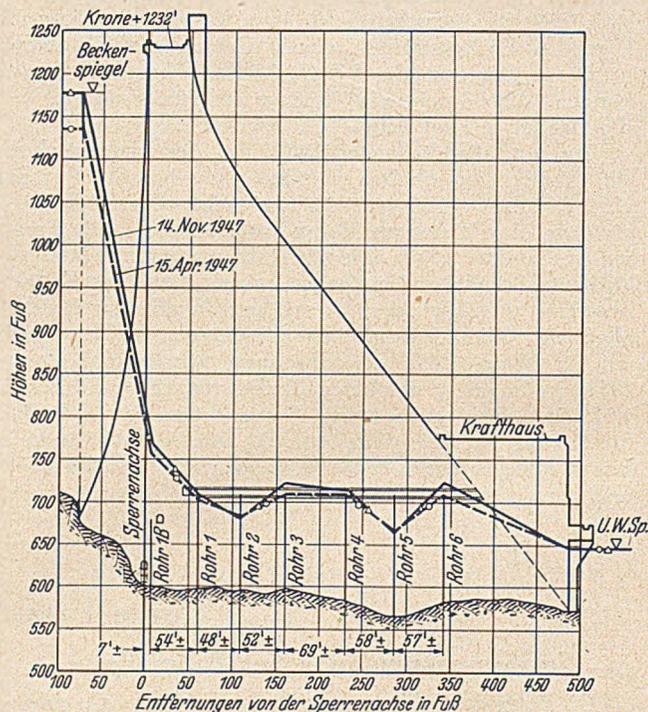


Abb. 4b. Sohlenwasserdrücke in Profil B der Hoover-Sperre nach den zusätzlichen Dichtungs- und Entwässerungsarbeiten.

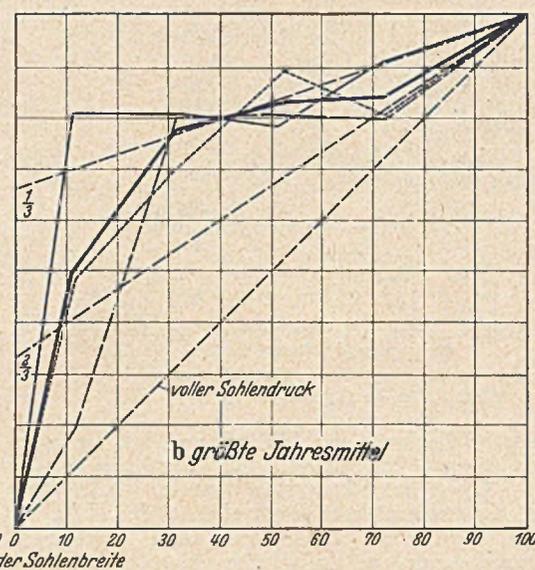
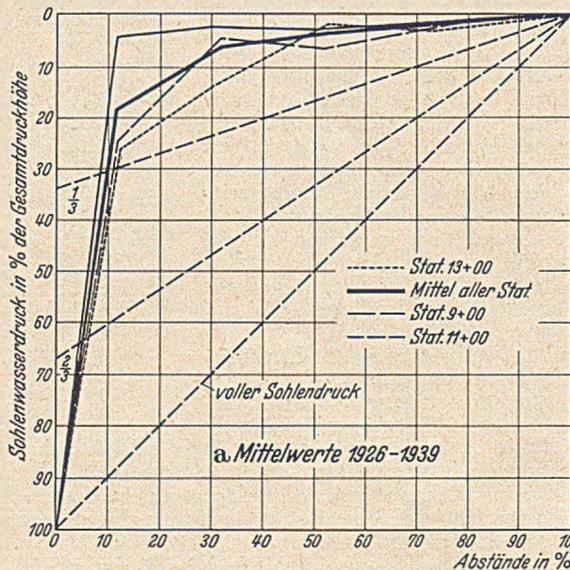


Abb. 5. Sohlenwasserdrücke an der American Falls-Sperre.

außerdem eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Meßstellen vorliegt. Es wurden zwischen 6 (Olympus-Sperre) und 60 (Marshall Ford-Sperre) Beobachtungsstellen, im Mittel aller Sperren je 24 Stück eingebaut. Für die Hungry Horse-Sperre ist in Abb. 3 ein Grundriß mit den Meßstellen gegeben.

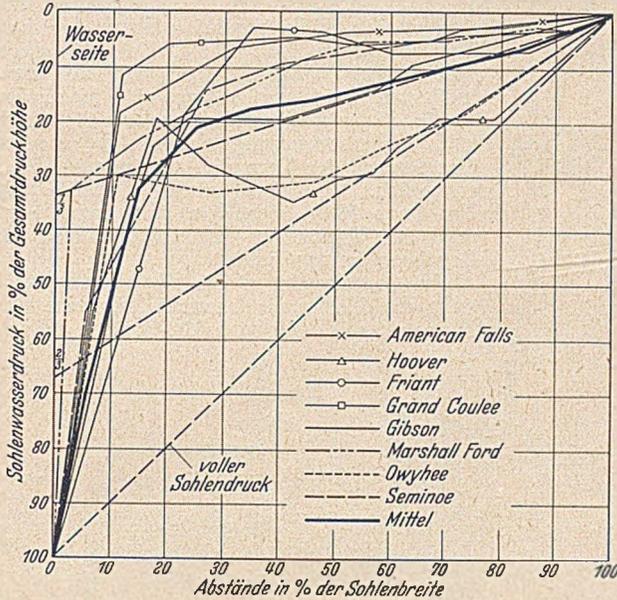


Abb. 6. Mittlere Sohlenwasserdrücke für verschiedene Sperren des USBR.

Vor der ersten Messung wurde das noch vom Bau her in den Rohren vorhandene Wasser abgepumpt. Dann wurden die Manometer aufgesetzt und die Verbindungshähne etwa 2 Wochen offen gelassen. Erst dann wurde der Druck gemessen und aufgezeichnet. Nach der Ablesung hat man ursprünglich auch den Ausfluß festgestellt. Später ist man aber davon abgekommen, offenbar weil Bedenken bestanden, ob sich der durch den freien Ausfluß bei der Wassermessung künstlich reduzierte Druck bis zur nächsten Messung wieder auf seine eigentliche Höhe einstellt. — Die Ablesungen wurden in den ersten 6 Monaten alle 2 Wochen, später alle Monate durchgeführt. Die erhaltenen Druckwerte wurden nach Art der Abb. 4 a und b (Hooversperre) in den einzelnen Querschnitten graphisch aufgetragen. Die Ordinaten (Drücke) und die Abszissen (Entfernungen von der Wasserseite) wurden weiterhin in Prozenten der Gesamtdruckhöhe

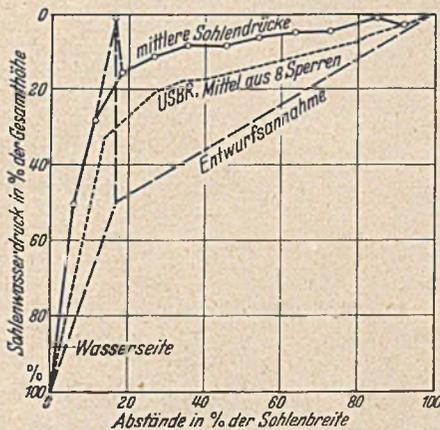


Abb. 7. Mittlere Sohlenwasserdrücke für 4 Sperren der TVA (Fontana, Hiwassee, Cherokee, Douglas).

jedes Profils und der Basisbreite ausgedrückt. Eine Mittelung dieser Verhältniszahlen für alle Profile einer bestimmten Sperre ergab schließlich eine „mittlere“ Sohlendruckkurve, wie sie z. B. aus Abb. 5 für die American Falls-Sperre zu ersehen ist. Diese Abbildung enthält neben den Mittelwerten auch die Mittel der Größtwerte, die in den einzelnen Abszissen beobachtet worden sind. — Dieser Vorgang führt schließlich zur Darstellung

Abb. 6, die für 8 Sperrmauern die Kurven der mittleren Sohlenwasserdrücke und das Mittel aller Sperren zusammen angibt. Abb. 7 zeigt die entsprechenden Werte für einige Sperren der TVA.

Bei Benutzung der Mittelkurven von Abb. 6 und 7 darf nicht vergessen werden, daß sie durch mehrfache Mittelbildung entstanden sind. Örtliche Drücke können also sehr wohl wesentlich über den Kurvenwerten liegen. Es zeigt sich aber doch 1. daß der Dichtungsvorhang die von 100% an der Wasserseite ausgehende Drucklinie sehr stark herabdrückt, 2. daß die unterhalb gelegenen Fundamenteile nur geringe Bruchteile der gesamten statischen Druckhöhe aufzunehmen haben.

Die bei den amerikanischen Sperren bisher üblichen Annahmen für den Sohlenwasserdruck haben sich nach den Messungen als vollkommen ausreichend erwiesen, sie werden sogar von verschiedenen Seiten als zu vorsichtig bezeichnet, um so mehr, als man jederzeit in der Lage ist, allzu große Sohlenwasserdrücke auf die erwähnte Weise zu beseitigen, wie es etwa bei der Hoover-Sperre (Abb. 4 a und b) geschehen ist.

Die Veröffentlichung umfaßt auch Messungen des Porenwasserdruckes. Vom USBR sind solche an der Hoover- und an der Gibson-Sperre ausgeführt worden. Sie lieferten aber kein Ergebnis und wurden nach mehreren Jahren eingestellt. Ähnlich verhielt es sich bei der Norris-Sperre der TVA. — Die Messungen an der Hiwassee-Sperre, bei denen man eine Art Goldbeckzelle verwendete (Näheres hierüber in Huggenberger: Talsperren-Meßtechnik, Berlin-Göttingen-Heidelberg 1951), haben dagegen die in Abb. 8 dargestellten Ergebnisse gezeigt. Die Meßzellen waren dabei bis zu 5 m von der Wasserseite entfernt. Auch weiter flußabwärts waren noch Meßzellen eingebaut, sie haben aber keinen Porenwasserdruck angezeigt. — Weitere Beobachtungen sind an der Fontana-Sperre gemacht worden. Hier wurde zum Teil

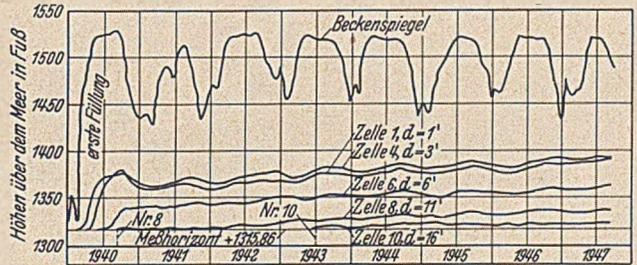


Abb. 8. Porenwasserdruckmessungen an der Hiwassee-Sperre (d = Höhenlage der Meßzellen bezüglich des Meßhorizontes).

mit den vorgenannten Meßzellen gearbeitet, zum Teil mit Piezometerzellen und mit einer Carlson-Terzaghi-Zelle. Die ermittelten Porenwasserdrücke liegen höher als bei der Hiwassee-Sperre, was offenbar auf den durchlässigeren Beton der Fontana-Sperre zurückzuführen ist. Bei beiden Sperren folgt der Porenwasserdruck dem zeitlichen Verlauf des Wasserspiegels im Staubecken. Bei der Hiwassee-Sperre ist zudem festzustellen, daß der Anstieg des Porenwasserdruckes während der wiedergegebenen Beobachtungsperiode noch nicht zu Stillstand gekommen ist. [Nach K. B. Keener in Proc. Am. Soc. Civ. Engr. Juni 1950. Hierzu 8 Diskussionsbeiträge in Proc. Am. Soc. Civ. Engr. Juni 1951.] Josef Frank, Erlangen.

Kraftwerksanlage und Zellenstaumauer Bau Muggieris (Sardinien).

Die Niederschlagsverhältnisse Sardinien sind durch gewaltige Hochwässer von November bis März und fast völlige Trockenheit in der übrigen Zeit des Jahres gekennzeichnet. In Südostsardinien kommt beispielsweise auf einen mittleren Jahresabfluß von 20 l/s und km² ein höchstes Hochwasser von 33 000 l/s und km². (Dieses Hochwasser erstreckte sich über eine Fläche von 21 km² und hielt zwei Tage an.) Selbst auf größere Bereiche in der Größenordnung von 100 km² sind die Hochwasser ungewöhnlich hoch, im Jahre 1940 beispielsweise 15 000 l/s und km². Zum Vergleich mit den Verhältnissen in Westdeutschland sei bemerkt, daß z. B. in dem äußerst wasser-

reichen Wuppergebiet Höchstabflüsse in der Größenordnung von 1500 l/s und km², d. h. von nur einem Zehntel der sardinischen Höchstabflüsse gemessen werden.

Die Folgeerscheinungen so unausgeglichener klimatischer Verhältnisse sind Malariaherde auf der einen Seite und Versteppungserscheinungen auf der anderen.

wässerungszwecke abgeben sollen, lassen sich landeskulturelle und kraftwirtschaftliche Aufgaben hier in idealer Weise miteinander verbinden.

Die Arbeiten wurden seinerzeit in Westsardinien mit dem Bau der insgesamt 620 Mio. m³ fassenden Talsperren von Tirso und Coghinas und einem Kraftwerk mit 60 Mio. kWh Jahreserzeugung begonnen und sind nun in Südostsardinien durch den Bau der Talsperren Bau Mela, Bau Mandera, Bau Muggerris und Sa Teula mit insgesamt 65 Mio. m³ Speichervermögen und durch den Bau eines dreistufigen Kraftwerks mit 130 Mio. kWh Jahreserzeugung fortgesetzt worden. Das Schema der Gesamtanlage ist aus Abb. 1 ersichtlich. Von der letzten Stufe, deren Krafthaus 68 m über dem Mittelmeer liegt, wird das Wasser der Ebene von Tortoli zur Bewässerung zugeführt.

Im Mittelpunkt dieser Mehrzweckanlage steht die 58 Mio. m³ fassende Talsperre Bau Muggerris mit ihrer von Dr.-Ing. Cl. Mar-

Die einst als Kornkammer berühmten Niederungen sind versumpft und liegen öde und verlassen da: So rächt sich die Natur, wenn der menschliche Unverstand durch Abholzen der Wälder frevelnd in ihren Kreislauf eingreift.

Italien ist nun seit mehr als 30 Jahren bemüht, diese Schäden, soweit dies mit technischen Mitteln möglich ist, zu mildern, die Ebenen wieder der Bebauung zuzuleiten und eine allmähliche klimatische Gesundung Sardinien herbeizuführen. Zur Finanzierung dieser gewaltigen landeskulturellen Arbeiten werden diese als Mehrzweckprojekte durchgeführt und mit dem kraftwirtschaftlichen Ausbau der Gefällstufen gekoppelt. Da die Talsperren fast reine Hochwasserauffangsperrern darstellen, die ihr Wasser vom Frühling bis zum Herbst allmählich für Be-

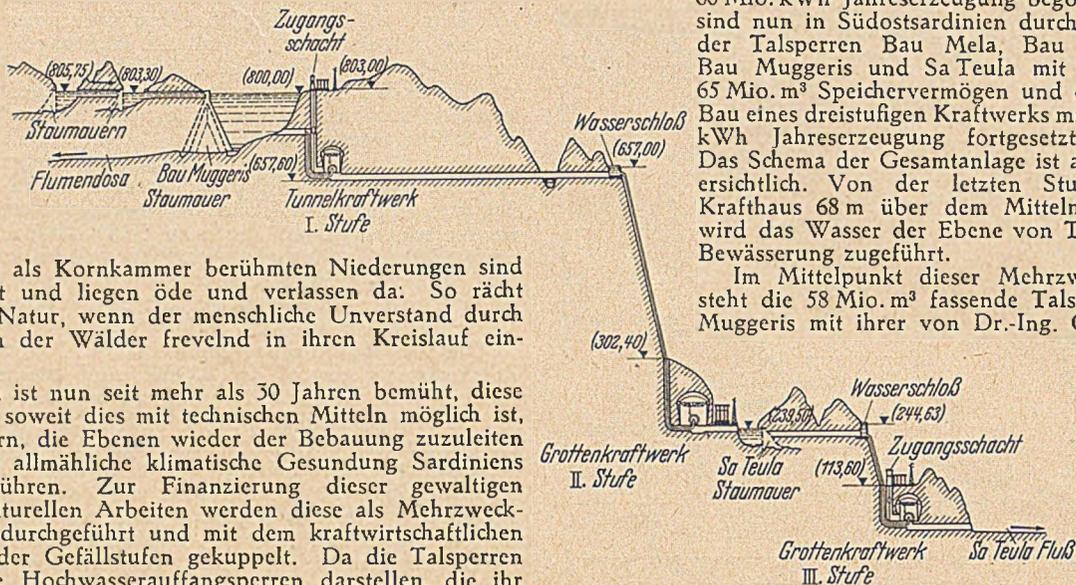


Abb. 1. Kraftwerkskette Flumendosa.

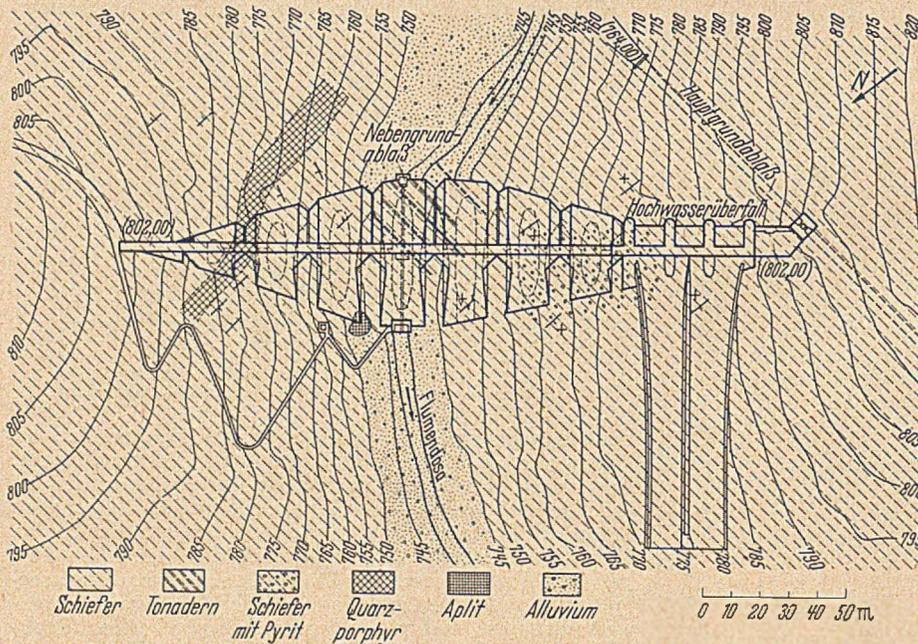


Abb. 2. Staumauer Bau Muggerris. Grundriß und Gesteinsinformation.

cello entworfenen, 66 m hohen Zellenmauer, deren Gestaltung aus Abb. 2 bis 4 ersichtlich ist. Das Neuartige an dieser Mauer ist die gleiche Neigung von Wasser- und Luftseite der Mauerblöcke, durch welche relativ steile Neigungsverhältnisse 1:0,45 erzielt werden konnten. Hierdurch ist einmal die Herstellung nicht unbeträchtlich vereinfacht worden, und zum anderen haben sich auch relativ niedrige Hauptspannungen in der Größenordnung von 21 kg/cm² ergeben. Im übrigen trägt die Gestaltung die üblichen Merkmale der Zellenmauern mit aufgelöster Luftseite. Sehr beachtenswert ist die meisterhaft durchgebildete Fugendichtung (Abb. 5).

Wie bei den meisten Talsperren, so fehlte es auch hier nicht an der schwachen Stelle des Gründungsfelsens. Es

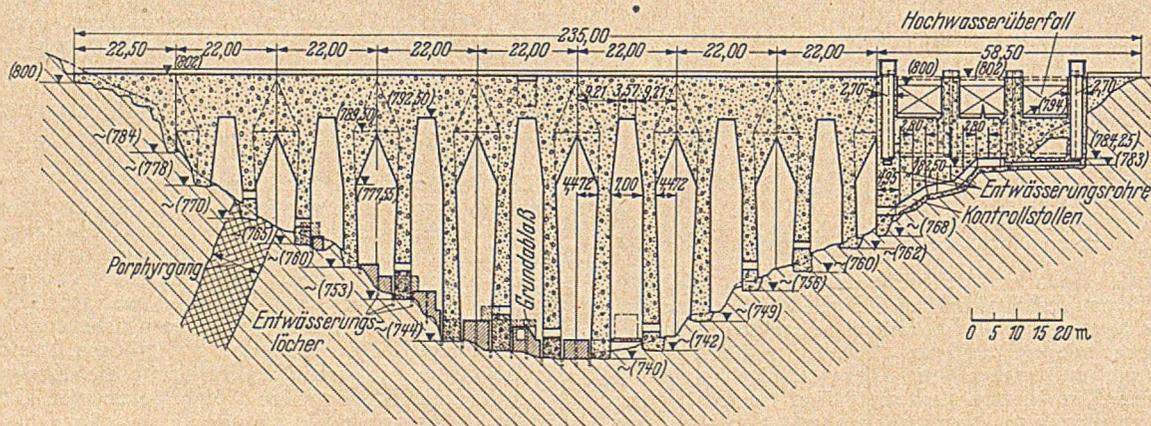


Abb. 3. Staumauer Bau Muggerris. Längsschnitt.

nietete und geschraubte Verbindungen, die von amerikanischen Forschungsinstituten vor etwa 4 Jahren begonnen wurden. Da die hohe Pressung zwischen den zu verbindenden Bauteilen ein Gleiten ausschließt, werden die Schraubenbolzen, die einen geringen Spielraum in den Löchern haben, nicht auf Abscheren und Biegung beansprucht, sie erhalten vielmehr in allen vorkommenden Belastungsfällen, also auch bei dynamischer Beanspruchung, nur eine statische Zugbelastung. Nach den Ergebnissen der bisherigen Untersuchungen haben sich diese Zugschrauben in dauerbeanspruchten Baugliedern besonders gut bewährt. Bei 2 000 000 Lastwechseln wurden durch Versuche vergleichsweise folgende Wechselstetigkeiten festgestellt:

- bei kalt geschlagenen Niete 1034 kg/cm²,
- bei warm geschlagenen Niete 1112 kg/cm²,
- bei Schrauben mit hoher Klemmkraft 1209 kg/cm².

Hierbei zeigte sich, daß der Dauerbruch in den durch Zugschrauben verbundenen Laschen nicht in dem durch die Löcher geschwächten, sondern im vollen Querschnitt außerhalb der Löcher auftrat. Parallel zu den Versuchen wurden in verschiedenen Brücken Niete, die sich infolge dynamischer Beanspruchung besonders häufig gelockert hatten, durch zugbeanspruchte Schrauben ersetzt. Nachdem diese Schrauben genügend fest angezogen und an Kopf und Mutter mit Unterlegscheiben versehen waren, haben sie in jahrelangem Betrieb ihre Bewährungsprobe bestanden. Weder im Dauerversuch noch in fertigen Bauwerken haben sich die Schraubenmutter selbstständig gelöst, obgleich keine besonderen Maßnahmen getroffen waren, um das zu verhindern.

Unter Auswertung der bisherigen Ergebnisse werden für den Entwurf folgende vorläufige Regeln empfohlen, die zunächst noch auf der sicheren Seite liegen:

1. Die Anzahl der Schrauben ist dieselbe, wie sie sich für Niete gleichen Durchmessers nach den einschlägigen Vorschriften ergibt.
2. Die Löcher sind $\frac{1}{16}$ " größer als die Durchmesser der Schraubenbolzen auszuführen.
3. Die Schrauben, deren Schäfte unbearbeitet sind, müssen den üblichen Bestimmungen genügen. Da die Muttern so fest anzuziehen sind, daß die Schraubenzugkraft 90 % der elastischen Höchstlast beträgt, soll der Ausrundungshalbmesser am Schraubenkopf für Schrauben von $\frac{5}{8}$ bis 1" Durchmesser mindestens $\frac{1}{32}$ " und für Schrauben von 1" aufwärts mindestens $\frac{3}{64}$ " betragen. An Kopf und Mutter ist je eine gehärtete Unterlegscheibe anzuordnen.

Die weiteren Erfahrungen werden zeigen, ob es zweckmäßiger ist, die Schraubenzugkraft bzw. das beim Anziehen der Mutter aufzuwendende Drehmoment durch Meßvorrichtungen zu kontrollieren oder die Arbeiter an Modellen mit Meßgeräten solange üben zu lassen, bis sie bei Anwendung von sowohl handbedienten als auch preßluftbetriebenen Schraubenschlüsseln das Gefühl für die aufzubringende Klemmkraft haben.

Im Stahlskelettbau wurden Zugschrauben bereits mehrfach verwendet. Für einen achtgeschossigen Hochbau ergaben Kostenvergleiche, daß bei selbst günstigen Voraussetzungen für genietete Bauweise Zugschrauben wettbewerbsfähig sind, da die höheren Herstellungskosten der Schrauben durch Vereinfachungen in der Montage mehr als ausgeglichen werden. Diese Ersparnis in der Montage, die gegenüber anderen Verbindungsmitteln zu 11 % errechnet ist, wird dadurch erreicht, daß beim Einbau sofort die endgültigen Schrauben eingezogen werden, so daß ein späteres Auswechseln der provisorischen gegen die endgültigen Verbindungsmittel entfällt, daß ferner Nieteinrichtungen nicht gebraucht werden und daß zum Anbringen der Schrauben ausgebildete Mannschaften von je 2 Mann eingesetzt werden, deren Tagesleistung 400 Schrauben beträgt. [Nach T. R. Higgins in Steel

Construction Digest 8 (1951) Nr. 3, Juli 1951, S. 3—5 und Engineering News Record 147 (1951) Nr. 5 vom 2. 8. 1951, S. 35—36.]
R. Barbré, Dortmund.

Die Staumauer von Aussois (Savoyen).

Im Zuge des Großausbaus der französischen Wasserkräfte ist kürzlich mit der Stauanlage von Aussois ein weiteres Großkraftwerk in Betrieb genommen worden, das mit einem Bruttogefälle von 860 m und einer installierten Leistung von 123 000 PS eine mittlere Jahresproduktion von 317 Mio. kWh erwarten läßt. Das zwischen 2000 m und 3300 m gelegene und 157 km² fassende Einzugsgebiet (davon 20 % in Gletschern) wird durch einen 22 km langen Hangstollen unterhalb des Vanoise-Gletschers in 11 Wasserfassungen fast restlos erfaßt. Am Ende des Stollens befindet sich die rund 4 Mio. m³ fassende und 2000 m hoch gelegene Talsperre von Aussois, durch welche

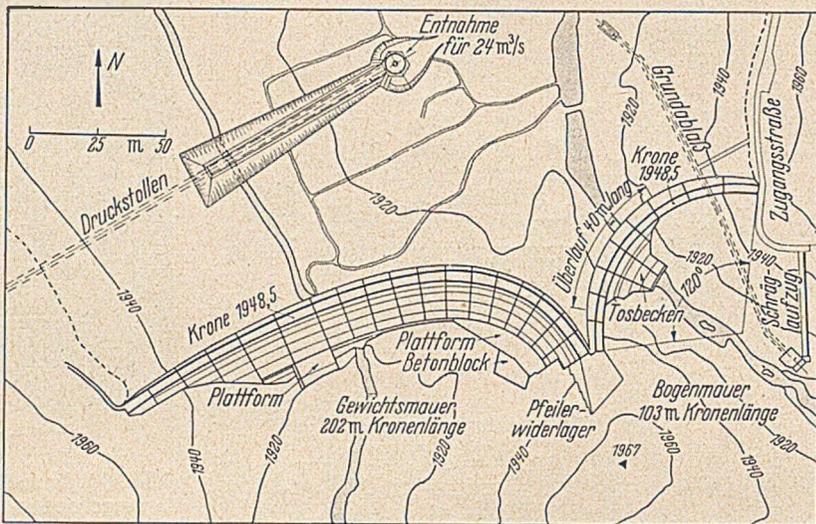


Abb. 1. Aussois-Staumauern. Grundriß.

die Ausnutzung der Energie als hochwertige Spitzenkraft ermöglicht wird. Das Kraftwerk ist im Endausbau auf eine Schluckfähigkeit der Turbinen von 24 m³/s abgestellt; hiervon sind zunächst 12 m³/s ausgebaut worden. Die hiermit erzielbare Leistung reicht gerade aus, um den neben dem Kraftwerk gelegenen Großwindkanal des

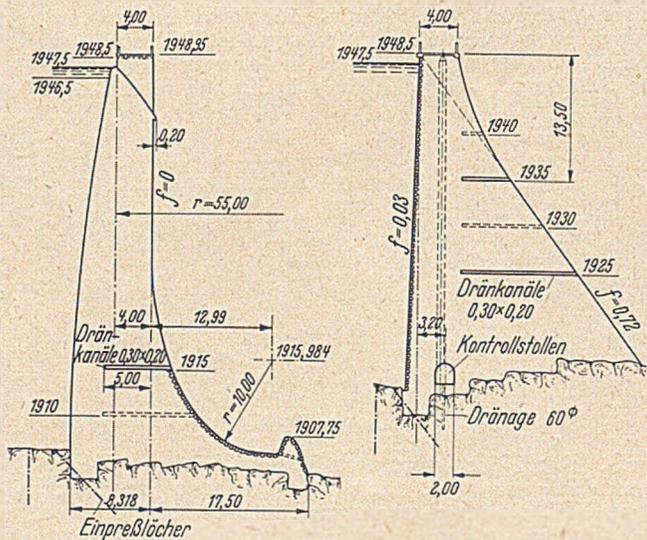


Abb. 2. Querschnitte der Aussois-Staumauern.

Office National d'Etudes et Recherches Aeronautiques in Avrieux zu betreiben.

Das Bemerkenswerteste an dieser Hochgebirgsanlage ist die Talsperre (Abb. 1), die durch eine Doppelmauer — eine 202 m lange und 37 m hohe Gewichtsmauer und eine 103 m lange und 45 m hohe kreiszylindrische Bogenmauer — mit dazwischenliegendem gemeinsamen Pfeiler-

widerlager geschaffen wurde. Die Querschnitte dieser beiden Mauern sind aus Abb. 2 ersichtlich.

Im Hinblick auf den kleinen Radius von 55 m ist die Bogenmauer verhältnismäßig dick. Maßgebend hierfür dürften die sehr harten klimatischen Bedingungen gewesen sein, auf die auch die Quadersteinverkleidung der Gewichtsmauer zurückzuführen ist. Bei dem relativ

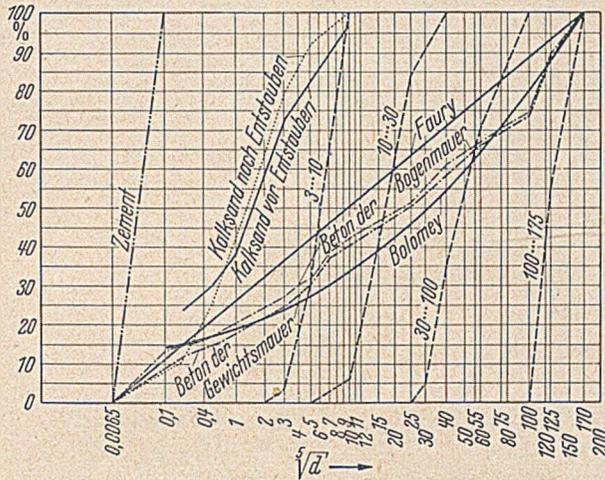


Abb. 3. Aussois-Staumauern. Betonzusammensetzung.

großen alpinen Einzugsgebiet und der praktisch bedeutungslosen Retensionskraft der Talsperre überrascht der nur für 89 m/s ausgebaute Überlauf, der bei 40 m freier Überfalllänge für eine Überfallhöhe von 1,0 m ausgelegt wurde. Der tief heruntergezogene Überfallrücken sollte den Freifallstrahl so verkürzen, daß die Rückstauammer für das Tosbecken und dieses selbst noch eine statische Einheit mit der Bogenmauer bilden konnte.

Bemerkenswert an beiden Staumauern sind die waagrecht bzw. mit 3% fallenden Entwässerungskanälchen.

der Bildung von Poren- und Sohlenwasserdruck immer noch sehr hoch einschätzt.

Für das Fehlen eines Kontroll- und Injektionsstollens in der Bogenmauer mag der Umstand maßgebend gewesen sein, daß das kleine Becken von nur 4 Mio. m³ bei der relativ großen Grundablaßleistung von 25 m³/s kurzzeitig entleert werden kann, so daß nachträgliche Verpressungen an der Wasserseite leicht möglich sind.

In betontechnischer Hinsicht zählen die Aussois-Mauern zu den besten ihrer Art. Als Zement wurde Lafarge-Zement 250/315 verwendet. Der Beton war ein sehr grober Rüttelgröb beton, dessen Zusammensetzung sowohl insgesamt als auch bezüglich seiner Komponenten aus Abb. 3 ersichtlich ist. Wird noch die Hälfte der Kieskomponente ³/₁₀ zum Sand geschlagen, so konnte in der Gewichtsmauer der Mörtelanteil auf 32% und in der

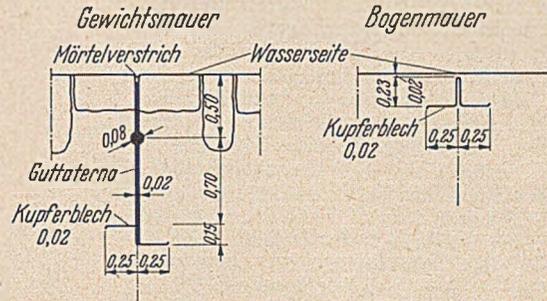


Abb. 5. Aussois-Staumauern. Fugenausbildung.

Bogenmauer auf 34% reduziert werden. Bei Zementdosierungen von 215 kg/m³ im Falle der Gewichtsmauer und von 285 kg/m³ im Falle der Bogenmauer ergaben sich Wasserzementfaktoren von beziehungsweise 0,60 und 0,50. In der Bogenmauer wurden 180-Tage-Festigkeiten von durchschnittlich 550 bis 600 kg/cm² erreicht, was Jahresfestigkeiten von 600 bis 650 kg/cm² entsprechen dürfte.

Es war für die Verarbeitbarkeit offenbar sehr wesentlich, daß das Quarzgestein nur für die Grobzuschläge ver-

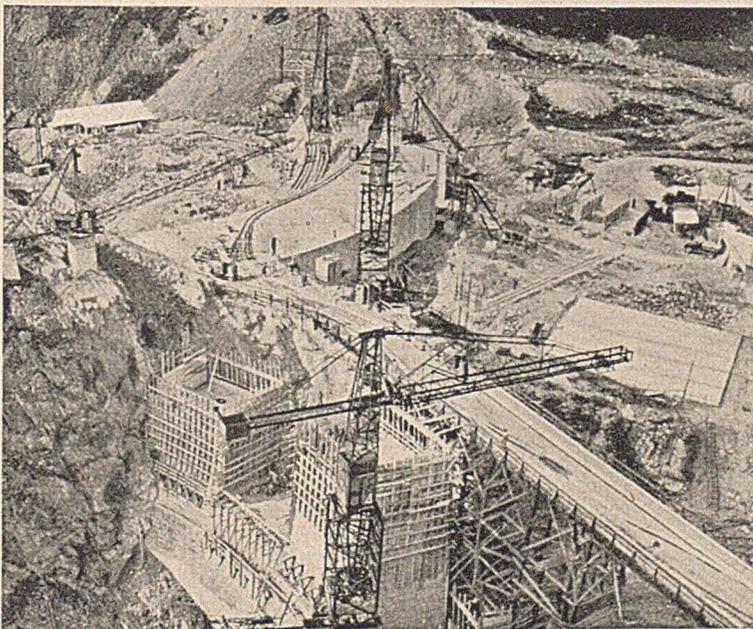


Abb. 4. Aussois-Staumauern. Bauherstellung.

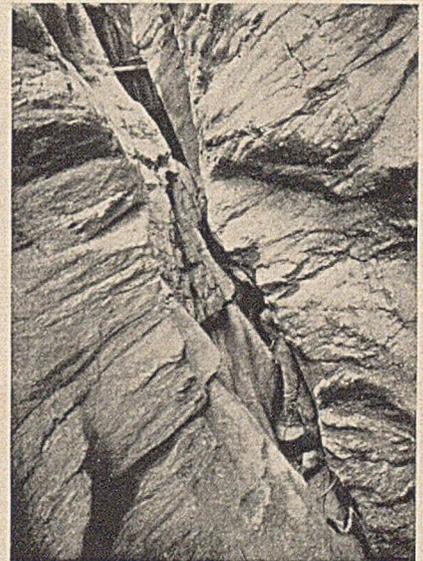


Abb. 6. Aussois-Staumauern. Erosionsrinne.

30 cm hoch und 20 cm breit, die in lotrechter Richtung alle 5 m und in waagrecht alle 3,5 m angeordnet sind. Dazu kommen für die Gewichtsmauer noch lotrechte Entwässerungsröhre von 40 cm Durchmesser, die entsprechend dem sehr kleinen Fugenabstand von 10 m ebenfalls alle 10 m, und zwar jeweils in Blockmitte, angeordnet sind.

Aus diesen sehr weitgehenden, auch auf die Bogenmauer ausgedehnten Dränungsmaßnahmen muß man schließen, daß man in Frankreich trotz wesentlich verbesserter Betongüte und Felsabdichtung die Möglichkeit

wendet wurde. Der Sand wurde aus Kalksteinen hergestellt, die, auf 80 mm vorgebrochen, in Kugelmöhlen auf 3 mm Höchst Korn zerkleinert wurden. Die Korngrößen unter 0,2 mm wurden abgesiebt und ausgeschieden. Weiterhin wurden zur Erhöhung der Verarbeitbarkeit 0,55% des Zementes in Gestalt eines Luftblasenerzeugers zugesetzt. Hierdurch entstanden mindestens 3% und höchstens 4% Luftporen. Auf Grund von Versuchen wurde festgestellt, daß eine Luftblasenerzeugung über 4% hinaus einen Festigkeitsabfall nach sich zieht. Bezogen auf

gleiche Verarbeitbarkeit konnten 30 Liter pro Charge (1,5 m³-Mischer) an Anmachwasser gespart werden.

Im Gegensatz zu vielen Bogenmauern in der Schweiz und Italien wurde hier auf Kühlspalte verzichtet (Abb. 4). Zum Ausgleich wurden die Fugenabstände mit 10 m ungewöhnlich klein gewählt und die Blöcke alternierend hochgeführt. Erst wenn die erste Blockreihe an der Krone angekommen war, wurden die Zwischenblöcke aufbetoniert. Wie Abb. 4 anschaulich zeigt, erfolgte die Herstellung durch Turmdrehkrane mit sehr großer Ausladung.

Die Fugenausbildung für die nicht verpreßte Gewichtsmauer und die verpreßte Bogenmauer zeigt Abb. 5 in vergleichender Gegenüberstellung. Bei den Fugen der Gewichtsmauer wurde wasserseitig vor dem z-förmigen Dichtungskupferblech der zuerst hochgeführte Block mit 2 cm starken Tafeln von Guttatarna überzogen, bevor der Zwischenblock gegenbetoniert wurde. Außerdem wurde noch ein kreisrunder Dichtungsstab von 8 cm Durchmesser eingeschoben. Den wasserseitigen Abschluß bildete eine Mörtelverstreichung. Luftseitig vom z-Blech blieb der nach dem Schwinden sich einstellende Spalt offen.

Bei der Bogenmauer war man sehr darauf bedacht, daß die tragende Fläche durch die Dichtung nicht vermindert wurde. Dementsprechend geht das V-förmige Kupferblech bis auf 2 cm an die Wasserseite heran. Die im übrigen glatte Fuge des zuerst hergestellten Blockes wurde vor dem Anbetonieren des Zwischenblockes durch Abspritzen des Betons angeraut. Für das Auspressen genügte ein einziges Auspreßrohr von 8 cm Durchmesser je Fuge, das etwas unterhalb des V-Blechens in die Fuge eingesetzt wurde.

Wie bei den meisten Talsperren, so fehlte es auch hier nicht an unerwarteten Gründungsschwierigkeiten. Beim Aushub für die Gewichtsmauer wurde am rechten Hang eine 22 m tiefe Spalte entdeckt, deren Streichen etwa parallel zum Tal verlief. Abb. 6 zeigt die beträchtlichen Abmessungen der Spalte nach dem Ausräumen und Reinigen, inmitten der dickbankigen Schiefer des Gründungsfelsens. [Nach La Technique des Travaux 27 (1951) S. 89 bis 103.]

F. Tölke, Karlsruhe.

Die neue Tanker-Landanlage in Fawley bei Southampton.

Im Zuge einer aus übergeordneten Gründen notwendigen Rückverlegung großer Erdölraffinerien aus dem Mittleren Osten in das britische Mutterland ist in wenigen Jahren in Fawley, etwa 8 km südwestlich von Southampton, eine großzügige Erweiterung der dort befindlichen Esso-Anlagen durchgeführt worden. Zur Versorgung mit überseeischem Rohöl ist der Löschiefer mit

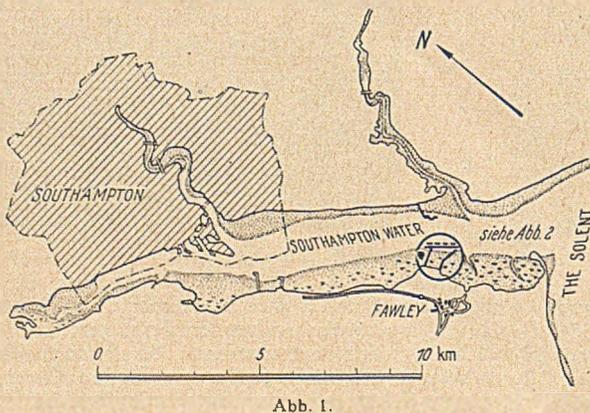


Abb. 1.

nur einem Schiffs- und Liegeplatz durch eine weitere sehr großzügig geplante Anlage für vier gleichzeitig löschende größte Tankmotorschiffe und einige Küstenfahrzeuge ergänzt worden.

Die Hafeneinfahrt nach Southampton bietet bekanntlich gute nautische Vorbedingungen für das Manövrieren der noch an Größe zunehmenden Tanker zu jeder Tages- und Nachtzeit. Geringe Strömung, mittlerer Tidehub (rund 4,0 m) und die günstige Lage am Südufer dieser rd. 800 m breiten Wasserstraße ohne störende Nachbarschaft werden als beachtliche Sicherheitsfaktoren ge-

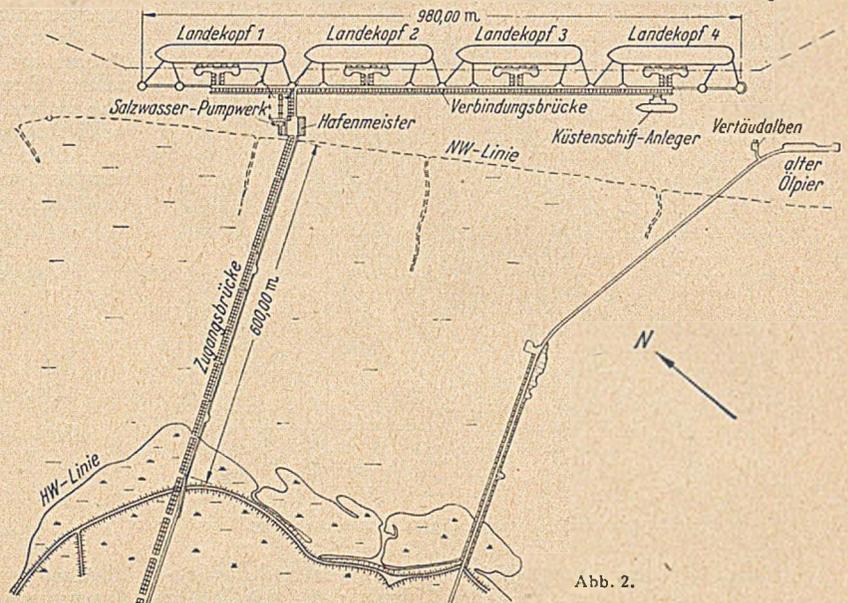


Abb. 2.

wertet. Außerdem hält man diesen Standort zur Versorgung Mittelenglands und insbesondere des wichtigen Verkehrszentrums Groß-London für vorteilhaft. Allgemein — hafentechnisch wie auch für die Konstruktion — bietet der neue Tankerlandeplatz mancherlei bemerkenswerte Einzelheiten. Zunächst zeigt der Lageplan Abb. 1 die geographische Situation. Abb. 2 bietet dann einen technischen Gesamtgrundriß der alten und neuen Pieranlage.

Das durch seine Größe und konstruktive Eigenart bemerkenswerte Bauwerk besteht im wesentlichen aus drei in ihren Funktionen unterschiedlichen Teilen:

1. Den 4 Landeköpfen am seeschiff-tiefen Wasser für Tankschiffe bis zu 39 000 BRT (gegenseitiger Abstand rund 240 m, Baulänge im einzelnen 70 m),
2. einer Pierverbindungsbrücke als Rückgrat der ganzen Anlage in einer Länge von 980 m, deren feste Punkte mit Pollern versehen sind und zur Vertäuerung der Schiffe an den Landeköpfen dienen, einschließlich eines Küstenschiffs- und Liegeplatzes und dreier Barkassen-anlegestellen,
3. einer Zugangsbrücke, rund 600 m lang, zur Überwindung der dem Ufer vorgelagerten Wattfläche; dazu gehört eine Salzwasser-Pumpstation für das Kühlwasser der Ölraffinerie.

Die Landeköpfe sind nur so lang, wie es zur sicheren Führung der Schiffe und zur Aufnahme der Verkehrsfläche und Rohrleitungen nötig ist. Sie tragen die zahlreichen Transportleitungen für Rohöl, Leichtöle, Wasser- und Dampfversorgung nebst ihren Anschlußstützen, Bedienungsgänge und die Verkehrsstraße. Sie bestehen — konstruktiv gesehen — aus zwei außenliegenden schweren dalbenartigen Senkkasten in Stahlbeton von 12 m Durchmesser in rund 58 m Entfernung. Diese als zylindrische Schwimmkasten in mehreren Etappen hergestellten Hohlkörper wurden an Ort und Stelle abgesetzt, mit Sand gefüllt und einem doppeldeckartigen Überbau versehen. Das Oberdeck liegt in Höhe der Straßenplattform, die die beiden Endalben verbindet, den Verkehr aufnimmt und nach hinten zur Pierverbindungsbrücke ableitet (Abb. 3 u. 4).

Die Fahrbahnplatte übernimmt daneben eine zweite Funktion als waagrecht liegender Träger. Die Schiffsstöße werden von der wasserseitig angeordneten Fenderkonstruktion nur teilweise aufgefangen, darüber hinaus mit sehr kräftigen Pufferfedern auf die Platte übertragen,

die ihrerseits auf etwa 50 m Stützweite die Kräfte in die Enddauben leitet. Die Platte, wie überhaupt die gesamte Fahrbahnausbildung der Verbindungs- und Landzugangsbrücke, ruht auf einem größtenteils mit Stahlbetonfertigteilen hergestellten Rahmenunterbau. Dieser ist jochartig

kräfte aus der Fahrbahntafel und als Pollerfundament dienen, da man der aufgelösten Jochkonstruktion die schweren Schiffstrossenzüge nicht zumuten kann. Ebenso hielt man es für erforderlich, die Wasserseite der Anlegeköpfe in voller Länge gegenüber Schiffsberührung zu schützen. Es handelt sich um stählerne Rahmen mit aufgebolzten Fenderhölzern, die an elastischen Stahlpfählen (60x30 cm) aufgehängt sind und sich oben mittels Pufferfedern gegen die tragende Fahrbahntafel lehnen. Ein allzu großes örtliches Arbeitsvermögen besitzt diese Konstruktion nicht, wenn sie auch in ihrer Gesamtlänge ein weiches Anlegen der Schiffe garantiert. Das Gewicht je Fenderrahmen mit 55 t und der Pfähle zu je 7 t beweist, daß man bei der Ausrüstung des Löschpiers für die Schifffahrt ebenfalls nicht gespart hat (Abb. 5 u. 8).

Sehr beachtenswert sind ferner die vorbildlich leistungsfähige Baustelleneinrichtung und der große Einsatz von Maschinen. Die Senkkästen wurden in 5 Etappen nach und nach hochbetoniert und mit Ballast an Ort und Stelle eingeschwommen. Das Absetzen auf ein vorbereitetes Planum war nicht einfach infolge starken Schlickfalles, zu dessen Beseitigung besondere Schlickförderpumpen nach dem Mammuth-Prinzip gebraucht wurden. Infolge der eigenartigen Tideverhältnisse im Bereich der Isle of Wight (doppelte HW-Zeit) mußte man das fast 3 Stunden dauernde

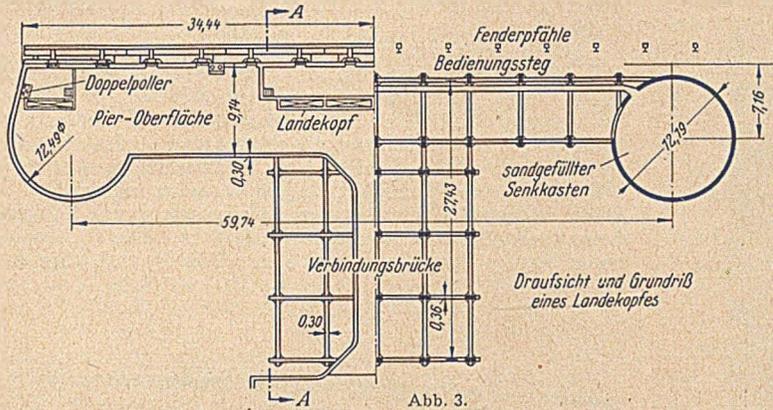
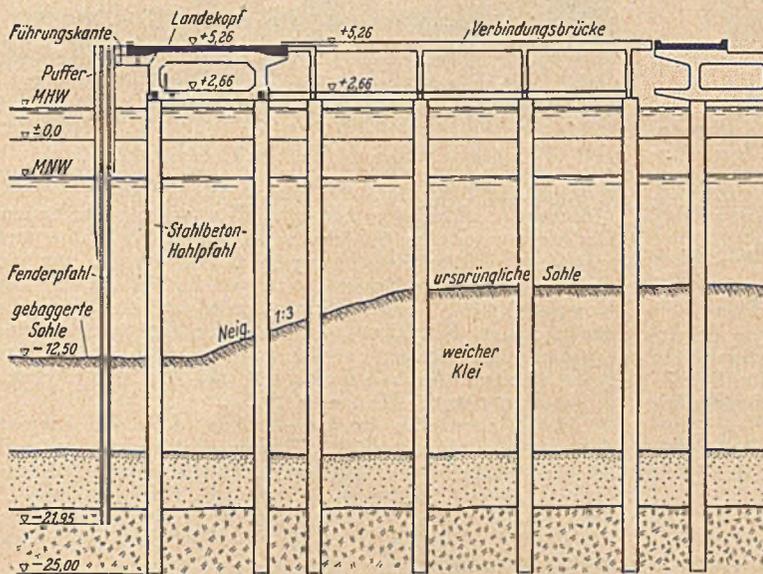
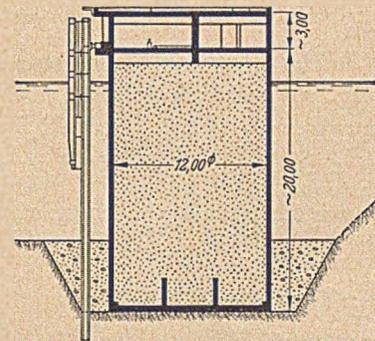


Abb. 3.



Schnitt A-A durch den Landekopf

Abb. 4.



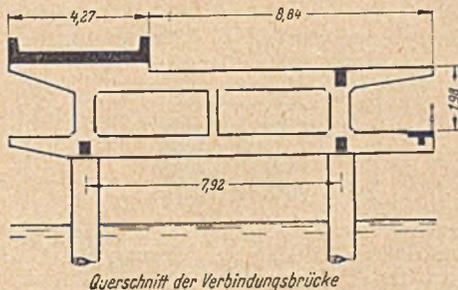
Querschnitt eines Senkkastens der Landeköpfe

Abb. 5.

angeordnet und wird durch Stahlbeton-Längsträger verbunden, soweit nicht die Platte selbst als Längsträger dient und die Windkräfte und Seitenstöße aufnimmt. Das Ganze ruht im Tiefwasserbereich auf schweren Stahlbeton-Hohlpfählen (bei den Zufahrtsbrücken auf normalen Stahlbetonpfählen). Ihr äußerer Durchmesser beträgt 82 cm, der innere 52 cm (Wandstärke also 15 cm); ihre Länge ergibt sich aus der jeweils erforderlichen

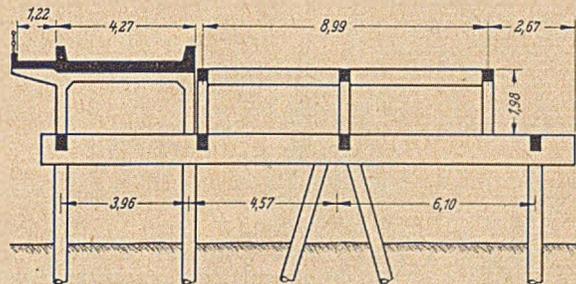
HW-Stauwasser zum Absenken benutzen, da bei NW hierfür die Zeit nicht reicht.

Die Rammarbeiten für die schweren Stahlbeton-Hohlpfähle (Gewicht bis zu 20 t) wurden mittels zweier Schwimmrammen aus Rotterdam von 28 m Höhe und 8,5 t Bärge wicht durchgeführt. Eigenartigerweise empfahl es sich nicht, sie als unten offene Röhren zu schlagen,



Querschnitt der Verbindungsbrücke

Abb. 6.



Querschnitt des Landzuganges

Abb. 7.

Rammtiefe (siehe Abb. 4) bis zu 27,5 m. Die zulässige Tragkraft beträgt 100 t je Pfahl.

Die Reihe der Pfahljoche unter der Pierverbindungsbrücke wird unterbrochen bzw. ergänzt durch eine Anzahl ähnlicher zylindrischer Schwimmkästen, die gemäß Abb. 2 als feste Punkte für die Aufnahme der Horizontal-

sondern man ging dazu über, das untere Ende vorher mit einem Betonpropfen auszufüllen. Nach dem Kappen der Pfahlköpfe wurden diese mit stählernen Hauben versehen. Diese sollten zunächst eine Arbeitsbühne tragen, sodann als Schaltung dienen für den Beton, der die aufgesetzten Fertigerahmen mit den Pfählen verbindet und

schließlich diese selbst bis zur vollen Erhärtung des Füllbetons unterstützen. Zur Montage der 10 bis 18 t schweren Rahmen dienten je ein 30 t- und 3 t-Schwimmkran; dieser hatte außerdem die Längsträger zu heben und in die vorbereiteten Aussparungen der Rahmen einzusetzen. Eine

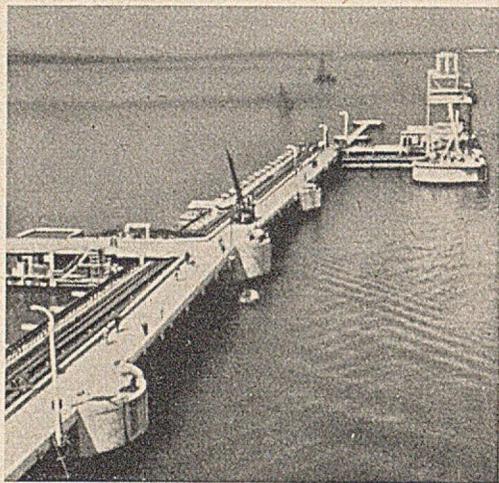


Abb. 8. Blick auf das Nordende der Pieranlage.

große und eine kleine schwimmende Betonieranlage vervollständigten die sehr moderne Baustelleneinrichtung, mit deren Hilfe eine unerwartet schnelle Baufertigung der Pieranlage zusammen mit der Erdölraffinerie in weniger als zwei Jahren erzielt wurde. [Nach The Dock & Harbour Authority 32 (1951) Nr. 372 S. 169.]

Dr.-Ing. K. F örster, Hamburg.

Die Klockestrandsund-Brücke.

Von dem großzügigen Straßenzug über den Angermannelf bei den Inseln Killingholmen und Sandö in Nordschweden entfallen 813 m Länge auf die Sandö-Brücke und 341 m auf die Klockestrandsund-Brücke als Stahlbetonbalkenbrücke.

Die erstere ist in der Literatur rühmlich bekannt als die weitestgespannte Stahlbetonbogenbrücke der Welt

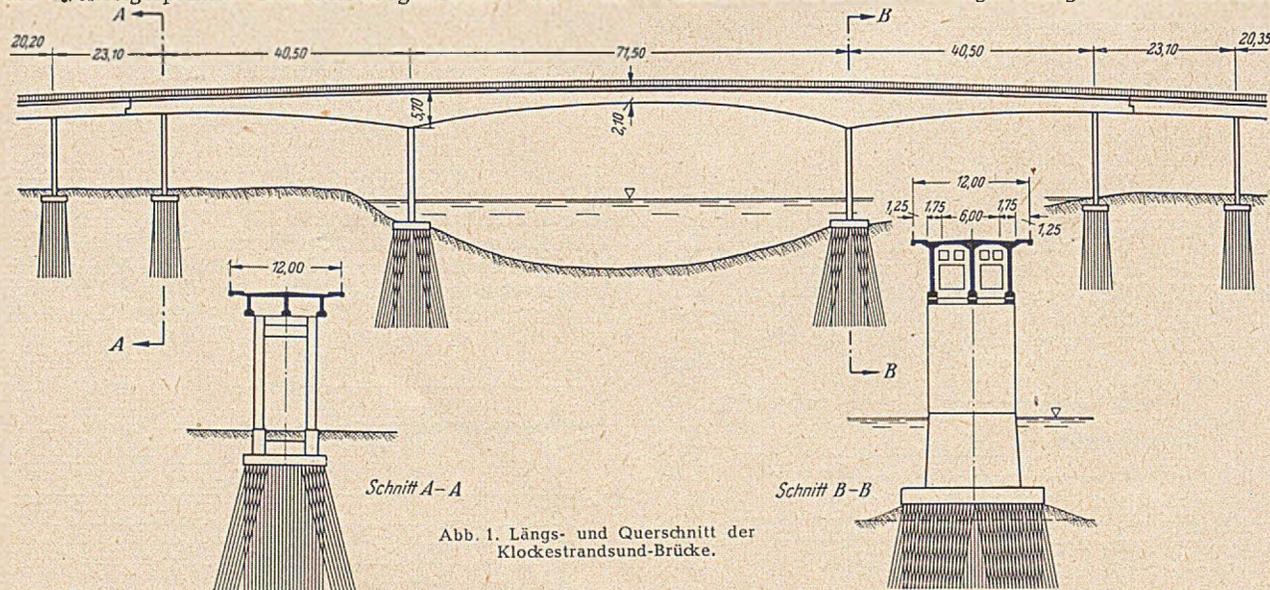


Abb. 1. Längs- und Querschnitt der Klockestrandsund-Brücke.

($l = 264$ m) [1], allerdings auch durch den schweren Einsturz des ersten und freitragenden, genagelten Lehrgerüsts [2]. Im Schatten dieser Ereignisse ist über die ebenfalls bedeutende Balkenbrücke nach ihrer Ausführung in Deutschland nichts mehr bekannt geworden. Auch gelegentliche Erwähnung in Tabellen [3] zeigen nur die früher geplanten Abmessungen [4]. Entgegen dieser Planung mit $48 + 70 + 48$ m Spannweite und einem Einhängeträger von $l = 23$ m wurden die großen Öffnungen mit $40,5 + 71,5 + 40,5$ m ausgeführt [5]. Auch entfiel der Einhängeträger und die Konstruktion wurde in einen

Durchlaufträger über 3 Felder mit Teilvorspannung umgeändert.

Der mit 3 Hauptträgern von rd. 4 m Abstand und 45 cm Balkenbreite ausgebildete Brückenquerschnitt zeigt über den Stützen an der großen Öffnung 5,70 m Trägerhöhe, in Feldmitte 2,10 m, bei 12,00 m Brückenbreite (Abb. 1).

Neben der normalen Bewehrung, ϕ 50 mm, aus Rundstahl St 37, geht über die drei Felder eine freiliegende 153 m lange, geradlinige, vorgespannte Bewehrung 88 ϕ 30 mm, aus St 52 durch. Sie ist mit Schraubmuffen aus 25 m langen Stücken zusammengesetzt und läuft durch die im Querschnitt B—B der Abb. 1 dargestellten oberen 4 Löcher in den Querträgern. Die Verankerung der Stahlstäbe erfolgte in gemeinsamer Ankerplatte durch Schraubenmuttern in schweren Endquerträgern. Die Vorspannung beträgt dem Stahl gemäß nur 1800 kg/cm^2 . Sie er-



Abb. 2. Ansicht der Brücke.

zeugt im Feld ein negatives und an den Stützen positive Momente, welche die Eigengewichtsmomente aufheben. Dadurch erzielte man kleinere Hauptträgergewichte und geringere schlaffe Bewehrung in ihnen, welche nur für die Verkehrslasten bemessen zu werden brauchte. Die Vorspannkraft der Bewehrung kann, da sie über die ganze Länge frei hängt, an der Durchbiegung geprüft werden. Ein Nachspannen ist leicht möglich. Die Stäbe selbst sind mit Asphalt ummantelt und das sehr trockene Klima bringt wenig Rostgefahr.

Abb. 2 zeigt eine Ansicht der ansprechenden Formen der großen Öffnungen. Die Pfeiler sind äußerst schmale Stahlbetonwände auf Pfahlgründungen. Die Brücken-

lager bestehen aus Stahlguß. An den Seiten schließen sich noch 4 bzw. 5 kleinere Öffnungen mit 23,10 bis 19,63 m an. Ihre Pfeiler werden aus je 2 Rundsäulen, verbunden durch einen oberen Querriegel, gebildet, in der gleichen Art wie an dem naheliegenden Lügnsvik-Viadukt und an der Sandö-Brücke.

W. Herberg, Bensheim a. d. Bergstr.

Literatur.

1. Bauingenieur 20 (1939) S. 130.
2. Beton u. Eisen 41 (1942) S. 209.
3. Beton u. Stahlbetonbau 45 (1950) S. 284.
4. Vgl. [1] u. Beton, (1938) S. 61.
5. Beton Technik (1945) Nr. 4, S. 151.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Troche, Alfred, Dr.-Ing., o. Prof. Techn. Hochschule Hannover, Grundlagen für den Ingenieur — Holzbau (Bemessungen und Konstruktionen). 147 S., Gr. 16·23 cm, mit 12 Tafeln, 124 Abb. u. Anhang (DIN 1052), Darmstadt-Hannover-Boppard: Hermann Schroedler Verlag K.G., 1951. Preis brosch. 8,— DM, geb. 10.— DM.

Der erste Teil des Buches behandelt auf 27 Seiten nach einem kurzen geschichtlichen und wirtschaftlichen Überblick die Abmessungen und Gütevorschriften des Bauholzes, seine Festigkeitseigenschaften, zulässigen Spannungen sowie die Bemessung der Querschnitte. Der 2. Teil (112 Seiten) gliedert sich in die Abschnitte Leimverbindungen, Nagelbau, Bolzenverbindungen, Verbundbalken (verdübelt Balken), neuzeitliche Dübelverbindungen, Versatzungen, Kopfbänder und Buggpfeifen, Stab- und Knotenverformungen. Dabei wird von den derzeitigen deutschen Holzbauvorschriften, vor allem DIN 1052, ausgegangen, DIN 1052 selbst ist im Anhang auszugsweise wiedergegeben. Ein Verzeichnis des wichtigsten Schrifttums bildet den Abschluß.

Das Buch ist geeignet ausgestattet, es wendet sich in erster Linie an Studierende der Techn. Hochschulen, aber auch an die in der Praxis stehenden Ingenieure. Wo es der Stoff erfordert, wird auch schwierigen mathematischen Entwicklungen nicht ausgewichen, ohne daß jedoch dadurch der Wert des Buches für mathematisch weniger Bewanderte beeinträchtigt wird. Der Verfasser hat, wie von ihm nicht anders zu erwarten, eine gründliche, klare und sorgfältige Arbeit auf knappen Raum geschaffen, der eine weite Verbreitung sehr zu wünschen ist.

Dr.-Ing. Hugo Seitz, Stuttgart-W.

Pucher, Adolf, Dipl.-Ing. Prof. Dr. techn., Graz, Einflußfelder elastischer Platten. VIII u. 13 S., Gr. 23,5 · 31,5 cm mit 10 Textabbildungen und 52 Tafeln, Wien: Springer-Verlag, 1951, Preis geb. 27,70 DM.

Die Sammlung bringt in 52 Tafeln die Einflußfelder für Feld- und Stützmomente und auch Querkkräfte der wichtigsten, für die Praxis im allgemeinen in Frage kommenden Fälle von Plattenstreifen und Rechteckplatten mit verschiedenen Randbedingungen und Seitenverhältnissen. Besonders vorteilhaft ist bei der Darstellung der singulären Punkte der Einflußfelder, daß die Schichtlinien in einer so ausreichenden Zahl aufgezeichnet sind, so daß der Inhalt des nicht mehr dargestellten Teiles vernachlässigbar klein ist.

In den durch vier Beispiele ergänzten einleitenden Abschnitten wird neben einer kurzen Übersicht über die theoretische Grundlage die Auswertung erläutert. Ein besonderer Abschnitt ist der Genauigkeitsbetrachtung und der erweiterten Anwendung für abweichende Platten-seitenverhältnisse und Stützbedingungen gewidmet. Der Ermittlung der Einflußflächen liegt zwar die Querdrehungszahl $\mu = 0$ zugrunde, jedoch ist in der Anleitung erläutert, wie jeder beliebige Wert von μ auf einfache Weise berücksichtigt werden kann.

Das vorliegende Werk dürfte eine begrüßenswerte Bereicherung der Hilfsmittel für die schnelle Berechnung von isotropen Platten sein und wird u. a. bei der nach der neuen DIN 1075 geforderten Berechnung von Fahrbahnplatten nach der Plattentheorie wertvolle Dienste leisten. Das gut ausgestattete Buch kann daher bestens empfohlen werden.

H. Fröhlich, Dortmund.

Stahlbau-Tagung Karlsruhe 1951 (= Abhandlungen aus dem Stahlbau. Herausgegeben von D. St. V. Köln, Heft 10), 148 S., Gr. DIN A 5, Bremen-Horn, Industrie- und Handelsverlag, Walter Dorn G. m. b. H., 1951.

Das Heft enthält die anlässlich der ersten Tagung des neuerstandenen Deutschen Stahlbau-Verbandes gehaltenen Ansprachen und Vorträge.

Von den technischen Ausführungen seien die folgenden besonders erwähnt. W. Wolf: Strukturwandlungen der Stahlbautechnik, F. W. Walting: Schwingungen

von Hängebrücken unter Windeinwirkung, O. Steinhart: Die Entwicklung des Stahlbaus im Spiegel der amtlichen Bestimmungen, O. Graf: Über Versuche mit Verbundträgern, H. Ebner: Dehnungs- und Schwingungsmessungen an Brücken, F. Schleicher: Über die Grundlagen der Plastizitätstheorie und des plastischen Knickens. Den Abschluß bilden einige kurze Angaben von einer Besichtigung der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine an der TH. Karlsruhe.

Das Heft vermittelt ein lebendiges Bild der Arbeit des deutschen Stahlbaus in der Nachkriegszeit. Es wird nicht nur von den Teilnehmern der Tagung, sondern ebenso sehr von den Fachleuten, die dieser nicht anwohnen konnten, begrüßt werden.

F. Schleicher, Dortmund.

Denkschrift zum Wiederaufbau der Rheinbrücke Düsseldorf-Neuß 1950—1951. Herausgegeben von der Stadt Düsseldorf. 90 Seiten, Din A 4, mit 118 Abbildungen. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1951. Preis geb. DM 18,—.

Es ist dankbar zu begrüßen, daß die Stadt Düsseldorf anlässlich der Vollendung des Neubaus der Straßenbrücke Düsseldorf-Neuß eine Denkschrift herausgegeben hat, die durch eine eingehende Beschreibung des Bauwerks die technische Leistung würdigt.

Einleitend wird von Prof. Tamm nach einem kurzen Abriss der Geschichte der Rheinbrücken die Entwicklung der Brücken im Düsseldorfer Raum, insbesondere die Vorgeschichte der Düsseldorf-Neuß Straßenbrücke dargestellt. Planung und Ausführung werden sodann in getrennten Abschnitten behandelt. Zunächst berichtet Beigeordneter Dr. Schreier, Düsseldorf, über die allgemeinen Voraussetzungen der Planung und über die Finanzierung. Der Ausschreibung lag ein Entwurf der Stadtverwaltung zugrunde. Den anbietenden Firmen wurde noch je ein Sonderentwurf zugestanden. Der Verwaltungsentwurf und die angebotenen Sonderentwürfe sind von Prof. Schaechterle und Dipl.-Ing. Wintergerst beschrieben, die der Verwaltung beratend zur Seite standen. Der Hauptteil des Abschnittes über die Ausführung bezieht sich auf die Beschreibung der neuen Strombrücke von Direktor Harhoff mit einer besonders bemerkenswerten Darstellung der Werkstatarbeiten. Die umfangreichen Arbeiten zur Instandsetzung der Flut- und Deichbrücken schildert Obering. Reisdorf. Über den Umfang der Tiefbauarbeiten unterrichtet Dipl.-Ing. Erbe und Obering. Harenbrock. Am Schluß machen Stadtbau- und Direktor Auberlen und Mitarbeiter in ihrem Bericht über die Bauleitung u. a. Angaben über rechnerische und am Bauwerk gemessene Spannungen, sowie über Leistungen, Stahlgewichte und Kosten.

Ph. Stein, Aachen.

Stadtreinigung von Prof. H. Kohlschütter, Prof. W. Schwenke, Baurat a. D. H. Stahlkopf, Bauing. K. Kickbusch, Dipl.-Ing. E. Iwanoff und Ing. K. Holler. Lose-Blatt-Sammlung, DIN A 4, in Mappen mit Stellungmechanik. Verlag für Technik und Kultur, Berlin-Charlottenburg 9, 1951. Zuerst ausgeliefert wird Teil C. „Reinigung und Verwertung der Abwasser“, der wie folgt aufgliedert ist: CA. Untersuchung der Abwasser DM 8,—; CB. Mechanische Reinigung DM 16,—; CC. Biologische Reinigung, Teil I. bis III. DM 13,80, Teil IV. DM 8,—; CD. Schlammbehandlungsanlagen DM 12,80; CE. Beispiele ausgeführter Kläranlagen DM 18,—.

Solle, Gerhard, Prof. Dr., Frankfurt a. M.: Geologie, Paläomorphologie und Hydrologie der Main-Ebene östlich von Frankfurt am Main. Abhandl. Nr. 485 der Senckenbergischen Naturforschenden Gesellschaft S. 122—219, Gr. DIN A 4, mit 3 Karten, 52 Tafeln u. 7 Abb., Frankfurt a. M., 1951. Durch 800 Bohrprofile und die Karten, besonders die Grundwasserkarte, die auch die höchstmöglichen Wasserstände enthält, eine recht vollständige Baugrundunterlage des bearbeiteten Gebietes.

Stahlbau-Bericht. Herausgegeben vom Verband Schweizerischer Brückenbau- und Stahlhochbau-Unternehmungen. Sekretariat: Zürich, Freigutstr. 15. Erscheint monatlich. 1952 (7. Jahrg.).

Eisenbahntechnische Rundschau. Zeitschrift für die gesamte Eisenbahntechnik. Herausgeber: Dr.-Ing. E. h. Gerteis, Offenbach/Main, Prof. Dr.-Ing. Raab, Karlsruhe. Schriftleiter: Dr.-Ing. A. Baumann, Karlsruhe. Carl Röhrig-Verlag oHG., Köln-Darmstadt, 1952. Monatl. 1 Heft. Viertelj.-Abonnement DM 10,20.

Verschiedenes.

H. Hoebel 75 Jahre alt.

Am 4. April vollendete Ministerialdirektor i. R. Dr.-Ing. E. h. Hans Hoebel das 75. Lebensjahr.

Als Sohn einer alteingesessenen und angesehenen niedersächsischen Familie in Lüneburg geboren, besuchte er dort das humanistische Gymnasium „Johanneum“ und wandte sich Ostern 1896 dem Studium des Bauingenieur-faches an der Techn. Hochschule München und anschließend in Hannover zu. Er bestand das Diplom-Examen mit Auszeichnung und verbrachte seine Ausbildungszeit als Regierungsbauführer in Harburg, Wilhelmshaven, Kassel und Hannover. Nach glänzendem Baumeisterexamen wurde er 1905 in die Preußische Wasserbauverwaltung übernommen. Zunächst war er als Hilfsarbeiter bei der Weserstrombau-direktion in Hannover tätig, dann bei der Kanalbau-direktion Essen und anschließend als Vorstand des Neubauamtes für den Bau der Mainkanalisierung in Hanau.



Bereits 1920 wurde Hoebel in Anerkennung seiner hervorragenden Fähigkeiten in das Ministerium der öffentlichen Arbeiten berufen. Ein Jahr später ging er als Ministerialrat in die Abteilung Wasserstraßen des neugebildeten Reichsverkehrsministeriums über, wo er Referent für die Stromgebiete des Rheins und der Donau wurde. Diese Stellung brachte eine Fülle von wasserbautechnischen, verkehrswirtschaftlichen und politischen Fragen mit sich. Der Rhein und die Donau waren internationalisiert, und die auf das Reich übergegangenen süddeutschen Wasserstraßen mußten in das gesamte deutsche Wasserstraßennetz eingegliedert werden.

Trotz der schwierigen Verhältnisse gelang es Hoebel in kurzer Zeit, ein enges Vertrauensverhältnis zwischen den süddeutschen Behörden und der Berliner Zentrale herzustellen. Der Erfolg blieb nicht aus. Auf allen süddeutschen Wasserstraßen entfaltete sich eine rege Bautätigkeit, die insbesondere dem Ausbau des Mains und des Neckars, der Lahn, Mosel und Saar galt. Auch die österreichische Donau und der Südflügel des Oder-Donau-Kanals standen während der Eingliederung Österreichs unter seiner Leitung. Als führendes deutsches Mitglied in der Internationalen Kommission für die Rheinschiffahrt sowie als Mitglied der Internationalen Kommission für den Ausbau des Rheins von Straßburg bis zum Bodensee vertrat H. die deutschen Interessen.

Nach dem Zusammenbruch wurde Hoebel im April 1946 in die neuerrichtete Generaldirektion für Wasserstraßen und Binnenschiffahrt nach Bielefeld einberufen. Die Umorganisation dieser Behörde brachte ihn als Abteilungsleiter an die Spitze der Abteilung Wasserstraßen bei der Verwaltung für Verkehr des Vereinigten Wirtschaftsgebietes. Unter seiner gestaltenden und verantwortlichen Leitung entstand eine technische Hoheitsverwaltung an den Wasserstraßen der Westzonen, die nach der Errichtung der Bundesrepublik Deutschland in den Geschäftsbereich des Bundesministeriums für Verkehr übernommen wurde.

Als Hoebel am 30. Juni 1949 im Alter von 73 Jahren in den Ruhestand versetzt wurde, stand fest, daß sich in seiner Person die ganze Geschichte der deutschen Wasserstraßenverwaltung widerspiegelte. Er war nach Sympher in der Wasserstraßenverwaltung unzweifelhaft die bedeutendste Persönlichkeit, dessen Lebensarbeit zunächst durch das Referat für die Stromgebiete des Rheins und der Donau und dann nach dem Zusammenbruch durch den Wiederaufbau der Wasserstraßenverwaltung gekennzeichnet war.

In Würdigung seiner hervorragenden Verdienste für die Wasserstraßenverwaltung und die Entwicklung des Wasserbauwesens wurden Hoebel in reichem Maße Anerkennungen zuteil; die Verleihung der Würde eines Dr.-Ing. E. h. durch die Techn. Hochschule München sei besonders hervorgehoben.

Hoebel galt nicht allein als ein hervorragender Fachmann und geschickter Verhandlungsleiter; im besten Sinne des Wortes war und blieb er immer Mensch, der sich bei einer außerordentlichen persönlichen Bescheidenheit stets für andere uneigennützig und hilfsbereit einsetzte. Seine optimistische Lebensauffassung verband sich mit einem gütigen und warmherzigen Wesen. Wo er hinkam, schlug ihm unbegrenztes Vertrauen entgegen; ein Zusammensein mit H., ob in dienstlichem oder privatem Kreise, war immer ein unvergeßliches Erlebnis.

Auch nach seiner Zuruhesetzung stellte Hoebel seine unermüdliche Schaffenskraft weiterhin in den Dienst der Wasserbauverwaltung. Noch heute ist er Mitglied in den Aufsichtsräten der Rhein-Main-Donau-A.-G. und der Neckar-A.-G. Außerdem ist er Leiter der Abteilung II des Oberprüfungsamtes für die höheren technischen Verwaltungsbeamten und ferner Hauptschriftleiter der Zeitschrift „Die Wasserwirtschaft“, die er nach dem Zusammenbruch wieder neu ins Leben gerufen hat.

Keiner, der mit Hoebel dienstlich oder privat zusammengekommen ist, ist ohne wertvolle Anregungen von ihm fortgegangen. Mögen dem Jubilar seine frohe Natur und seine Schaffenskraft in körperlicher und geistiger Frische noch viele Jahre erhalten bleiben.

Tode, Bonn.

H. Hummel, Nürnberg, 65 Jahre alt.

Der Seniorchef der Baufirma Hummel & Baumann in Nürnberg, Herr Baumeister Hans Hummel, hat am 27. Februar 1952 sein 65. Lebensjahr vollendet.

Landesberufsverband Bayern der Architekten und Bauingenieure.

Der 1949 gegründete Landesberufsverband der Architekten und Bauingenieure, Geschäftsstelle München, Ottostraße 3, hielt am 23. und 24. 2. 1952 seine 3. Mitgliederversammlung ab. Zum Präsidenten des Verbandes wurde gewählt Rgbmst. L. Haberäcker, München, zum 2. Vorsitzenden Prof. K. Pfeiffer-Haardt, Bayreuth, zum 3. Vorsitzenden Rgbmst. H. Günthner, Regensburg. Im LBAB. sind jetzt 8 bayerische berufsständische Vereinigungen zusammengeschlossen.

Zuschrift

zu dem Aufsatz M. Eßlinger: Schwinden und Kriechen bei Verbundträgern. Der Bauingenieur 27 (1952) S. 20.

Exakte Berechnungsformeln für Verbundträger — einschließlich des Einflusses des Schwindens und Kriechens des Betons — sind von Busmann [Der Bauingenieur 25 (1950) S. 418] und Klöppel [Der Stahlbau 20 (1951), S. 17] entwickelt worden, nachdem Fröhlich eine genaue Untersuchung des Kriecheinflusses durchgeführt hatte [Der Bauingenieur 24 (1949), S. 300].

Eine weitere derartige Untersuchung legt nunmehr M. Eßlinger vor, wobei sich jedoch einige Unstimmigkeiten ergeben. Zunächst einmal wird im 4. Absatz der Einleitung behauptet, daß die Formeln nach Fritz für die Längskräfte und damit auch für das Biegemoment im Stahlträger exakt seien; daß sich jedoch für das Biegemoment im Beton erhebliche Abweichungen gegenüber den exakten Berechnungen herausstellen. Hierzu ist zu sagen, daß dieser Satz einen Widerspruch enthält, da bei exakter Bestimmung von $N_{St} = N_b$ und M_{St} sich M_b aus der Gleichgewichtsbedingung ohne weiteres ergäbe; in Wirklichkeit ist jedoch auch bei exakter Ermittlung der Normalkraft N nur die Summe der Teilmomente $M_{St} + M_b$ gegeben, während das Verhältnis M_{St}/M_b unbekannt bleibt. Daraus ergibt sich, daß nur bei sehr geringer Steifigkeit der Betonplatte ($M_b \approx 0$) das Stahlträgermoment genau genug ermittelt werden kann. Der Fehler des Näherungsverfahrens nach Fritz wächst also mit zunehmender Steifigkeit der Betonplatte.

Eine genaue Überprüfung der Ableitungen unter III (S. 23) ist an Hand der hier vorliegenden Veröffentlichung kaum durchzuführen, jedoch zeigt sich für den Lastfall „Schwinden mit Kriechen“ bei einem Vergleich der Ergebnisse des Zahlenbeispiels unter II mit den exakten Berechnungsweisen nach Busmann und Klöppel — sowie auch gemäß der Näherungsberechnung nach

Fritz — besonders bezüglich der Biegebeanspruchung der Betonplatte eine sehr unwahrscheinliche Abweichung, die u. E. Aufklärung verlangt (vgl. nachstehende Tabelle).

	Eßlinger	Busemann	Klöppel	Fritz
M_b (tcm)	+4,48	+24,0	+24,0	+30,1
M_{St} (tcm)	+2192	+2240	+2240	+2256
N (t)	-31,36	-32,4	-32,4	-32,7

Prof. Dr.-Ing. O. Steinhardt
und Dipl.-Ing. A. Hoischen.

Erwiderung.

Ich danke Herrn Prof. Steinhardt für seinen Einwand, der mich veranlaßt hat, meine Formeln zu verbessern.

In Gl. (26) ist die Reihe, die die Summe des Klammersdruckes Gl. (25) bildet, zu bald abgebrochen. Ausführlich geschrieben muß es heißen

$$\sum M_i = M \cdot e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E} \left(1 + \frac{\lambda_1 \cdot \varphi_E}{2!} + \frac{(\lambda_1 \cdot \varphi_E)^2}{3!} + \frac{(\lambda_1 \cdot \varphi_E)^3}{4!} \dots \right) \quad (26 \text{ neu})$$

Mit Hilfe der Reihe für die e -Funktion kann man dafür kürzer schreiben

$$\sum M_i = M \cdot \frac{1 - e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E}}{\lambda_1 \cdot \varphi_E}$$

Unter Benutzung dieser Summenformel bekommt man für die inneren Kräfte aus Schwinden mit Kriechen im Zeitpunkt t

$$M_b = \varepsilon_s \cdot E_b \cdot \frac{s_c \cdot F_e}{J_v} \cdot J_b \left[\frac{n \cdot J_e}{F_b (a^2 + i_b^2 + i_e^2)} \cdot \frac{1 - e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_t}}{\lambda_1 \cdot \varphi_E} + \left(1 + \frac{n \cdot J_e}{F_b (a^2 + i_b^2 + i_e^2)} \right) \frac{1 - e^{-\lambda_2 \cdot \varphi_t}}{\lambda_2 \cdot \varphi_E} \right]$$

$$M_e = \varepsilon_e \cdot E_b \cdot \frac{s_c \cdot F_e}{J_v} \cdot n \cdot J_e \cdot \frac{1 - e^{-\lambda_1 \cdot \varphi_E}}{\lambda_1 \cdot \varphi_E} \quad (4 \text{ neu})$$

$$N = - \frac{M_b + M_e}{a}$$

Diese Formeln ergeben mit den Zahlenwerten des Beispiels und $\varphi_t = \varphi_E$

$$M_b = 23,91 \text{ tcm}, M_e = 2237 \text{ tcm}, N = -32,3 \text{ t.}$$

Außerdem ist ein Rechenfehler des Zahlenbeispiels zu verbessern: $e^{-\lambda_2 \cdot \varphi_E}$ ist nicht 0,0788, sondern 0,0932.

Maria Eßlinger.

Baugrundtagung 1952 in Essen.

Die Baugrundtagung 1952, die von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau und der Arbeitsgruppe „Baugrund“ im Fachnormenausschuß Bauwesen im Deutschen Normenausschuß veranstaltet wurde, fand vom 30. Januar bis 2. Februar 1952 in Essen statt. In seiner Begrüßungsansprache wies der Vorsitzende, Oberbaudir. a. D. Dr.-Ing. Lohmeyer, auf den Zweck der Tagung hin, den er in dem Kontakt der Versuchsanstalten und Erdbaulaboratorien mit den in der Praxis stehenden Bauingenieuren sah. Um diese Zusammenarbeit zu fördern, ist im Jahre 1948 der Baugrundausschuß im Normenausschuß neugegründet und im Jahre 1950 in Karlsruhe die Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau gebildet worden.

Die Tagung begann mit den Sitzungen der Arbeitsausschüsse, der Arbeitsgruppe Baugrund und der Arbeitskreise der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau. Am zweiten und dritten Tage wurden Fachvorträge deutscher und ausländischer Kollegen gehalten, an die sich kurze Aussprachen anschlossen. Am letzten Tage fanden noch einige Sitzungen der Arbeitsgruppen und -kreise statt; außerdem wurde Gelegenheit zu einer Besichtigung des Tagebaues der Grube Fortuna gegeben.

Im einzelnen wurden folgende Vorträge gehalten, die einen guten Querschnitt der vielfältigen Zusammenarbeit zwischen den Versuchsanstalten und Erdbaulaboratorien einerseits und den Bauausführenden, Behörden, Unternehmen usw. andererseits gaben.

Carp: Deichbauten im Emschergebiet.

In seinem Vortrag berichtete Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Carp über die Schwierigkeit von Deichbauten

im Emschergebiet und zeigte an Hand von zahlreichen Lichtbildern auf, wie und aus welchem Material die Deiche zur Zeit gebaut werden. Die Schwierigkeiten liegen in der Beschaffung des notwendigen Deichmaterials. Hinzukommt, daß die Deiche wegen der Bergsenkungen ständig erhöht werden müssen und so die für den Deichbau erforderlichen Materialmengen in außerordentlich starkem Maße wachsen. Es wird im Emschergebiet auf die dort zahlreich vorhandenen Berghalden zurückgegriffen. Die durchlässigen Haldenmassen werden für die Stützkörper der Deiche und die weniger wasserdurchlässigen, wie z. B. verwitterte Tonschiefer, für die Dichtung benutzt. Neuere Untersuchungen haben gezeigt, daß auch Rückstände von bestimmten Kläranlagen als Dichtung gebraucht werden können. Soweit Haldenmassen verwandt werden, die wegen ihres Gehaltes an Kohle zur Selbstentzündung neigen, müssen sie mit Mutterboden oder Sand abgedeckt werden. C. schilderte sehr anschaulich diese im Bergbaugebiet besonders schwierigen Verhältnisse und die in Betracht kommenden praktischen Maßnahmen.

Schmidbauer: Die Standsicherheit von Berghalden.

Dr.-Ing. Schmidbauer zeigte an zwei Beispielen von Haldenrutschungen, daß unter besonders ungünstigen Verhältnissen die Standsicherheit der im allgemeinen als standfest geltenden Halden nicht gewährleistet ist. Bei der einen Rutschung einer 90 m hohen Halde lag die Ursache in der ungenügenden Scherfestigkeit des Untergrundes, der hier aus einer 10 m mächtigen Lößschicht bestand. Im anderen Falle war eine 3 m hohe Anschüttung auf einer alten Halde auf dem darunter liegenden Ton abgerutscht, da der Böschungsfuß durch starken Regen aufgeweicht worden war. Die Standsicherheit der Böschungen läßt sich nach vorhergehenden Bodenuntersuchungen im voraus ermitteln. Der Vortragende ging dann auf einige bauliche Maßnahmen ein, durch die in besonders gelagerten Fällen die Sicherung der Berghalden zu erreichen ist.

Ohde: Berechnung der Standsicherheit von Böschungen und Staudämmen.

Prof. Ohde entwickelte in seinem Vortrag ein neues Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Standsicherheit von Dämmen, bei dem der durch eine schnelle Belastungsänderung entstehende Porenwasserdruck berücksichtigt werden kann. Es wurde dabei zwischen jungen Ablagerungen unterschieden, die noch im ersten Belastungszustand sind, und wassergesättigten Tonen mit größerer geologischer Vorbelastung, als sie die derzeitige Erdauflast darstellt. Der Vortragende hat mit Hilfe dieses Verfahrens mehrere Böschungsrutschungen, so auch den im September 1950 eingetretenen Böschungsrutsch bei Göteborg, eingehend untersucht und mit seiner Theorie einwandfrei erklären können. Mit dieser Berechnungsart ist die Ermittlung einer genauen Standsicherheit von Dämmen und Böschungen möglich, die zu einer exakteren Erfassung des Standsicherheitsfaktors führt. Der für die Sicherheit erforderliche Winkel der inneren Reibung ist nach dem neuen Verfahren größer als nach dem bisher üblichen.

Auberlen: Dichtung von Rohr- und Kanalgräben in Stadtstraßen.

Stadtbaudirektor Auberlen berichtete zunächst über den Umfang der Straßenaufbrüche in Düsseldorf, die durch Wiederherstellungsarbeiten oder Ergänzungen der städtischen Versorgungsleitungen, wie Gas, Wasser, Strom, Kanalisation usw., bedingt sind. Insgesamt wurden 1951 im Stadtgebiet 135 km Leitungsgräben gezogen, während sich die Aufgrabungen auf rd. 18 000 Einzelstellen verteilten. (Also nebenbei eine gute Gelegenheit zur Aufstellung einer sogenannten Baugrundkarte. Anm. d. Verf.) Alle Aufbrüche müssen nach der Verfüllung zwei Jahre liegen bleiben, bevor eine endgültige Straßendecke aufgebracht werden kann, da sonst durch evtl. auftretende Setzungen die Decke beschädigt werden könnte. Diese Wartezeit könnte abgekürzt werden, wenn das Verfüllungsmaterial ohne Beschädigung der Versorgungsleitungen so verdichtet werden könnte, daß keine nennenswerten Setzungen mehr zu erwarten sind. In Düsseldorf wurden daher in drei Versuchsfeldern Großversuche mit verschiedenen Verdichtungsgeräten (Rüttelgeräte und Stampfer) bei sandigem und lehmigem Verfüllungsmaterial

durchgeführt. Diese Versuche, die noch nicht abgeschlossen sind und weiter durchgeführt werden sollen, ergaben, daß Verdichtungen von Schüttungen über Kabelkanälen unbedenklich sind. Dasselbe gilt auch für Rohrverbindungen, mit Ausnahme der Stemm-Muffenverbindungen.

Siedek: Über Messungen des Porenwasserüberdruckes.

Regierungsbaurat **Siedek** sprach in einem Kurzvortrag über Messungen von Porenwasserdrücken, die durch den Bau zweier großer Ölbehälter in einem sehr weichen Schluffuntergrund bewirkt wurden. Die Meßeinrichtung war einfach gehalten und bestand aus einem Rohr $\frac{3}{8}$ " \varnothing , das mit seiner filterartig gebildeten Spitze in der Schluffsicht bis zu verschiedenen Tiefen gerammt war. Das Rohr wurde mit Wasser gefüllt. In seinem (oben angebrachten) Manometer konnte der entstehende Porenwasserdruck abgelesen werden. Durch laufende Beobachtungen beim Bau und beim Verfüllen konnte vor allem die Füllgeschwindigkeit der Behälter so bestimmt werden, daß keine Überschreitung der zulässigen Tragfähigkeit des weichen Untergrundes auftrat.

Tschebotarioff: Der Einfluß der Gewölbebildung auf die Erddruckverteilung.

Prof. **Tschebotarioff** von der Princeton-University USA. berichtete über seine Untersuchungen zur Ermittlung der Größe und Verteilung des Erddruckes bei Auftreten echter Gewölbebildung. An Hand von Lichtbildern und sehr instruktiven Filmstreifen zeigte er die Entstehung der Gewölbe durch fortschreitende Verspannung der Bodenteilchen. Die Möglichkeit solcher Gewölbebildung ist danach nur in Böden vorhanden, die aus Einzelkörnern aufgebaut sind, und auch nur unter ganz besonderen Voraussetzungen, wie z. B. bei unnachgiebigen Wänden.

König: Neue Bauweisen durch Einsatz von Großrüttlern.

Bauassessor **König** berichtete über die Versuche mit Großrüttlern und über die Anwendung dieser Geräte bei der Schüttung eines Dammes unter Wasser im Stausee der Möhnetalsperre. Die Großrüttler, die von der Firma Johann Keller entwickelt worden sind, können zur Herstellung von Massenbeton (Bruchsteinbeton), bei der Verdichtung von großkörnigen Schüttmassen und bei der Herstellung von Dichtungskörpern aus Bruchsteinen mit dazwischen gelagertem Beton und Lehm verwendet werden. Diese letztgenannte Steingerüstbetonbauweise, bei der Beton und Steine getrennt eingebracht und soweit gerüttelt werden, bis sich Stein auf Stein abstützt, bringt den Vorteil eines kleinen Bedarfs an dichtendem Beton und gestattet den Bau von Steinschüttungen höherer Standfestigkeit. Der Vortragende beschrieb den Einsatz der Geräte an einem praktischen Beispiel bei der Verdichtung eines bis zu 30 m hohen Dammes unter Wasser.

van Bruggen: Holländische Anschauungen über die Tragfähigkeit gerammter Pfähle.

Generaldirektor **van Bruggen** schilderte die Verhältnisse bei holländischen Pfahlgründungen und ging dann auf die Ermittlung der Tragfähigkeit von Einzelpfählen ein. Da in Holland die Pfähle meist durch eine sehr weiche 8—15 m mächtige Schicht in den darunter anstehenden Sand gerammt werden müssen, tragen die Pfähle hauptsächlich durch Spitzenwiderstand. Die Tragfähigkeit wird durch Probebelastungen an Einzelpfählen oder durch Messungen mit Sonden bestimmt. Rammformeln haben dafür wenig Wert. Interessant sind die in Holland verwendeten Stahlbetonpfähle mit verbreiteter Spitze, die gegenüber glatten Pfählen wirtschaftlicher sind, da ja die Pfahllast im wesentlichen von der Spitze aufgenommen wird. Der Vortragende wies am Schluß auf das noch offene Problem der Tragfähigkeit von Pfahlgruppen hin.

Kahl: Untersuchungen des Baugrundes mit einer Spitzendrucksonde.

Dipl.-Ing. **Kahl** berichtete über die verschiedenen Versuche mit einer von der Firma Maihak neu entwickelten Spitzendrucksonde MDS 73 (\varnothing 36 mm). Mit dieser Sonde kann der Spitzendruck äußerst genau gemessen werden. Bei den Versuchen wurden in verschieden dicht gelagertem Sand der Verformungsbereich und die in dem Boden auftretenden Spannungen gemessen. Durch diese Versuche wurde eine Beziehung zwischen der Sondiermessung und dem Lagerungsverhältnis abgeleitet.

Knop: Biegebeanspruchung von Rammpfählen (Baustellenversuche) und Vorspannung von Spundwandverankerungen.

In dem ersten Kurzvortrag sprach Rgbm. Dr.-Ing. **Knop** Versuche mit gerammten Kastenprofilen, die an ihrem Kopf seitlich gezogen wurden. Gemessen wurde dabei die Verformung in verschiedenen Höhenlagen. Mit zunehmender Belastung verschob sich der Drehpunkt der Pfähle nach unten. Die Widerstandsziffern nehmen nach diesen Versuchen mit der Tiefe zu und sind nicht nur abhängig von der Bodenart usw., sondern auch eine Funktion der Last.

Der zweite Vortrag brachte ein Beispiel für die praktische Anwendung der Vorspannung einer Spundwand mit hydraulischen Pressen und nannte eine Reihe wesentlicher Vorteile, die sich in einer wirtschaftlicheren Dimensionierung der Spundwand auswirken.

Lohmeyer: Staudämme aus Steinschüttungen mit Asphaltabdichtung.

Oberbaudirektor a. D. Dr.-Ing. **Lohmeyer** berichtete an Hand von Lichtbildern über den Bau des Steindammes der Genkel-Talsperre und sprach über den vorgesehenen Einbau einer Asphaltbetondecke, die aus zwei Deckenlagen mit dazwischen liegendem Schotter bestehen soll. Auf Grund von Versuchen mit Asphaltdecken, die in der Versuchsanstalt Oberrach seit 1929 durchgeführt worden sind, und ausgehend von deutschen und ausländischen Erfahrungen (z. B. Staudämme in Algerien) hat man sich auch bei der Genkel-Talsperre für eine Asphaltabdichtung entschieden.

Schultze: Bodenmechanische Probleme im Bergbau.

Prof. Dr.-Ing. **Schultze** gab in seinem Vortrag einen allgemeinen Überblick über einige Probleme im Bergbau. Er behandelte dabei Fragen, die beim Kippen großer Abraummassen des Braunkohlentagebaues auftreten — insbesondere Standsicherheitsfragen — und ging dann auf den Stand der Erforschung des Gebirgsdruckes ein. Hierbei nannte er verschiedene Untersuchungsmethoden, wie z. B. die Ermittlung der Festigkeit des Gesteins durch dreiaxiale Druckgeräte und durch optische Spannungsmessungen.

Lorenz: Erdwiderstand an starren Spundwänden.

An Stelle des zunächst vorgesehenen Vortrages über „Erfahrungen mit thixotropen Flüssigkeiten“ sprach Prof. Dr.-Ing. **Lorenz** über neuere Berechnungsverfahren von starren Spundwänden, die von einer Einzellast beansprucht werden. Dieses Verfahren, das insbesondere für die Berechnung von Mastfundamenten angewendet werden kann, berücksichtigt den mit dem Wandweg anwachsenden Erdwiderstand. Durch Versuche hat der Vortragende die Berechnungsverfahren bestätigt gefunden und auch die Berechnungsbeiwerte ermittelt.

Bernatzik: Anheben des abgesunkenen Kraftwerkes Heggheim durch Zementunterpressungen.

Prof. Dr.-Ing. **Bernatzik** sprach über einen besonders interessanten Fall: die Hebung des Kraftwerkes Heggheim am Neckar, das an der am stärksten abgesunkenen Ecke 17 cm und an der am wenigsten abgesunkenen 7 cm gehoben werden mußte. Bei diesen Arbeiten, die unter der persönlichen Leitung des Vortragenden durch die Frankipfahl-Baugesellschaft durchgeführt wurden, wurde unter der Sohle des vorher mit Spundwand eingefassten Bauwerks eine thixotrope Zement-schlamm eingepreßt und so das Bauwerk in die alte Lage gebracht. Man entnahm aus diesem Vortrag nicht nur die technischen Einzelheiten der Hebung, sondern erkannte auch, wie hier nach einer sorgfältigen Vorarbeit letzten Endes der persönliche Einsatz für den Erfolg ausschlaggebend war. Ein besonderer Vorteil der Sanierungsmaßnahme ist die Möglichkeit, bei allenfalls neu auftretenden Setzungen weitere Hebungsarbeiten mit geringen Kosten und Betriebsunterbrechungen durchzuführen. Die Kosten der „Justierung“ waren im ganzen genommen nicht höher als die einer ausgesprochenen Tiefgründung, die von Beginn ab angeordnet worden wäre.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Tagung, mit ihren vielseitigen, durch die Vorträge dargestellten Beispielen, reiche Anregungen für eine mögliche nützliche Zusammenarbeit zwischen den Vertretern der verschiedenen Gebiete der Praxis und den heranzuziehenden Baugrundfachleuten vermittelte.

W. L o o s, Karlsruhe.

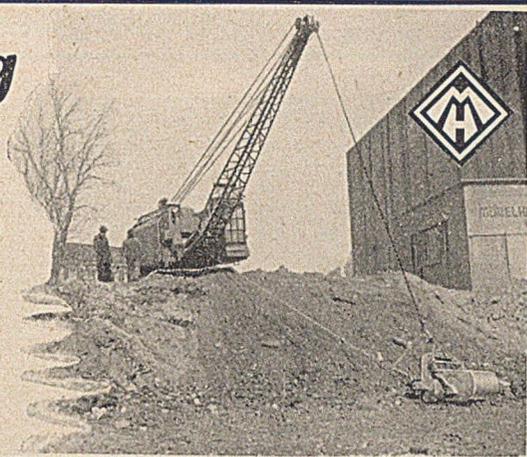
MENCK - Mitteilung

Hamburg-Altona, April 1952

Großflächige Baugruben werden vom Eimerseilbagger wirtschaftlicher ausgehoben als vom Greifbagger. Das Bild zeigt ein Menck-Zehnfachgerät M 75 mit 0,75-cbm-Eimer beim Ausheben einer Baugrube von 4 m Tiefe in mittlerem bis schwerem Lehmboden. Zum Beladen eines LKW mit 12 cbm Fassungsvermögen benötigt der Bagger je nach Schwenkwinkel 6—7 Minuten.

Ein Bagger von vielen der

MENCK & HAMBROCK-GMBH



Großfabrikation von

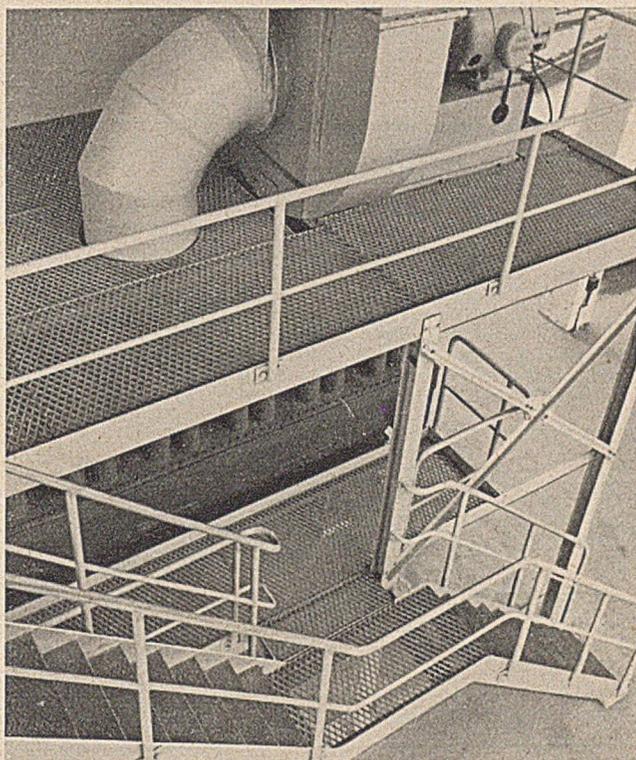
Bleimennige
für Grundanstrich

Bleiweiß „Marke Wartburg“
in gar. reinem Leinöl anger.
für Deckanstrich

Alle **Buntfarben** trocken
für Innen und Außen

G. SIEGLE & CO GM
BH.

Farbenfabriken · Stuttgart-Feuerbach 363



Sieg-Stahl-Diagonal **Gitterroste**

Wilhelm Hähn Ferndorf (Krs. Siegen)

Roste- und Apparatebau

Gegr. 1875

Konservierung

von

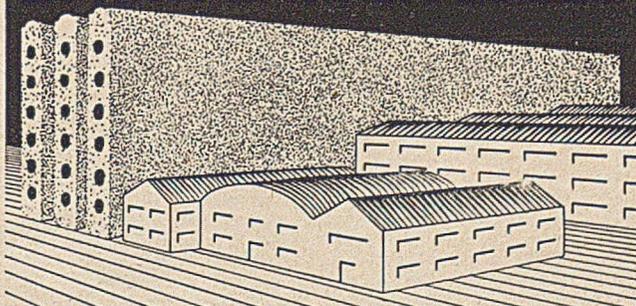
Stahlwasserbauten

im Spezial-Heißenstrichverfahren
mit „Tenax“-Lösung schwarz
und „Ferroid“-Bitumen-Emaille

C. FR. DUNCKER & CO.

HAMBURG 1, Mönckebergstr. 31, Telefon 32 07 03

DACHPLATTEN AUS
NATURBIMS



HEIMBACHWERKE GEGR. 1898
BIMSBAUSTOFF-GESELLSCHAFT M.B.H. NEUWIED

STELLENANGEBOTE

Großes westdeutsches Industrieunternehmen **sucht** zum möglichst sofortigen Eintritt für das Kalkulationsbüro tüchtigen u. erfahrenen

Kalkulator**(Bautechniker)**

der die Preiskalkulation für das gesamte Bauwesen (Hoch-, Tief- und Stahlbetonbau) vollkommen beherrscht und nach vorgelegten Zeichnungen selbständig arbeiten kann.

Erstklassige Fachkräfte, welche einwandfreie Referenzen, mehrjährige Erfahrungen, die geforderte Selbständigkeit und den Abschluß einer HTL nachweisen können, wollen ihre Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild richten unter „Der Bauingenieur 464“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

Tiefbauingenieur

für Projektierung, Bauleitung und Abrechnung von Fluß- und Wasserkraftbauten sowie allg. Hochbauten von Oberlandwerk in

leitende Stellung gesucht.

Es kommen nur Herren mit nachweisbar langjährigen, vielseitigen, praktischen Erfahrungen und Unternehmerpraxis auf diesem Fachgebiet in Betracht.

Bewerbungen mit handschriftl. Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften und Referenzen unter „Der Bauingenieur 476“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabtlg., Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Norddeutscher Stahlbaubetrieb sucht mehrere

Stahlbau-Konstrukteure

zum baldigen Eintritt.

Bewerbungen mit Lebenslauf und Zeugnisabschriften erbeten unter „Der Bauingenieur 474“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Für unsere Abteilung Vacuum-Concrete-Verfahren suchen wir

Bauingenieur (T. H. oder H. T. L.)

für Werbung und Vorführung. Praktische Kenntnisse im Betonbau und gute französische Sprachkenntnisse erforderlich.

Handschriftliche Angebote erbeten an:

Plastiment GmbH., Karlsruhe, Postfach 200

Bau-Ingenieur

möglichst Dipl.-Ing., für die Leitung der Niederlassung in Schleswig-Holstein eines bedeutenden Stahlbeton- und Tiefbau-Unternehmens gesucht. Verlangt wird vielseitige Unternehmer-Praxis, wenn mögl. in Schleswig-Holstein, gewandtes und sicheres Auftreten, Erfahrung in Kalkulation und Bauausführung, nur erste Kraft mit Empfehlungen.

Bewerbungen mit handgeschrieb. Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild, Referenzen u. Gehaltsansprüchen erbeten unter „Der Bauingenieur 453“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

GROSSES INGENIEURBÜRO

im Rheinland

sucht für sofortigen oder späteren Eintritt

2 leitende Ingenieure

zur selbständigen Führung von Außenstellen und damit verbundener selbständiger Entwurfsbearbeitung und Bauleitung für Hoch- und Tiefbau

Nur erstklassige Kräfte mit langjähriger Erfahrung kommen in Betracht. — Angebote unter A 3452 an Ann.-Exped. Junk, Koblenz

Sofort gesucht
erstklassiger

Dipl.-Ingenieur

mit langjähriger Unternehmerpraxis, besonders erfahren in Groß-erdbewegungen u. Massenbeton, mit perf. französ. Sprachkenntnissen. Eilangebote mit Gehaltsansprüchen unter „Der Bauingenieur 484“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

STELLENGESUCHE

Dipl.-Ingenieur (Bauingenieur)

26 Jahre, ledig, sucht Anfangsstellung bei größerer Baufirma. Besonderes Interesse für Statik, Stahlbeton und Vorspannung. Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur 468“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Diplom-Ingenieur (Bauing.)

27 Jahre, ledig, mit guten Abschlußzeugnissen, sucht Anfangsstellung auf größerer Baustelle.

Angebote unter „Der Bauingenieur 475“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Diplom-Ingenieur

27 Jahre, ledig, mit mehrjähriger Praxis in Statik, Stahlbeton und Holzbau einschl. Bauoberleitung z. T. als Geschäftsführer in ungekündigter Stellung, sucht sich in Dauerstellung zu verändern. Führerschein Kl. II und III.

Angebote unter „Der Bauingenieur 466“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

**Schleusen-
und Hafenausrüstungen**

Wir liefern nach eigenen Konstruktionen und Patenten:

Haltekreuze für Betonschleusen, 3/30 t Trossenzug,

Haltekreuze für Spundwandschleusen,

Halteringe bis 30 t Trossenzug,

Haltepoller, Schwimmpoller, Steigeleitern, Kantenschutzseisen.

Allein von den Haltekreuzen Bauart „Oblonga“ (DRP) wurden bis jetzt über 5000 Stück eingebaut. Fordern Sie bitte Prospekt und Preise an. — Zahlreiche Referenzen stehen zur Verfügung.

G. L. REXROTH

Lohr/Main, Lohrer Eisenwerk G.m.b.H.

Lieferfirmen der Bauindustrie

Wirtschaftliches
Betonieren mit:

CEROC **NOVOC**
BETON-
BELÜFTUNGSMITTEL
BETON-
VERFLÜSSIGER

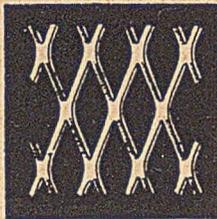


WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH UNNA

Technische Messe Hannover: Halle 14, Stand 717

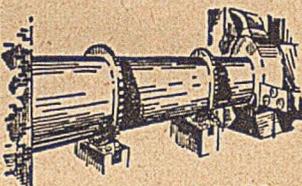
Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651



Drehofen-
Gips
Gebr.
Knauf
Westdeutsche Gipswerke Jnhofen.

Tricosal NORMAL

Flüssig und in Pulverform. Mörtel
und Beton wird plastisch, leicht
verarbeitbar, wasserdicht.

Tricosal S III
reguliert Abbindezeit, ergibt öl-
und wasserdichten Mörtel
von höchster Festigkeit.

Chemische Fabrik Grünau A.G.
Jberfissen/Bayern

ÜBER 50 **STOHR** JAHRE TRANSPORTANLAGEN ALLER ART



FÜR ALLE INDUSTRIEZWEIGE UND JEDES FÖRDERGUT

Bis 80% der Produktionskosten
fallen auf den Transport.
Lassen Sie sich von uns beraten —
senken Sie Ihre Unkosten —
rationalisieren Sie Ihren Betrieb!

Wir stellen aus:

Technische Messe Hannover
Freigelände-West, Block B, Stand 83

Achema X-Frankfurt a. M.
Halle VIa — Stand J8

WILHELM STOHR OFFENBACH-M

SPEZIALFABRIK FÜR TRANSPORTANLAGEN UND AUZÜGE

Spremlinger Landstraße 115 · Telefon: Sa.-Nr. 83141



J. Ferbeck & Cie., Industriebau

Aachen Lemgo (Lippe) Mülheim (Ruhr)
Wallstr. 23 Am Wasserturm Ruhrorter Str. 122

Schornsteinbau, Kesseleinmauerungen
Feuerungsbau, Eisenbetonbau

WERNER BEHM

Bauunternehmung

Gründungsarbeiten · Wasserbauten

HAMBURG 24

DUISBURG-RUHRORT

Schramm **FAKTOL** ROSTSCHUTZ-FARBEN

Bisher „ESOFAKT“-Rostschutzfarben

Verlangen Sie bitte BROSCHÜRE SF 152

Schramm LACK- UND FARBENFABRIKEN AG. OFFENBACH-MAIN

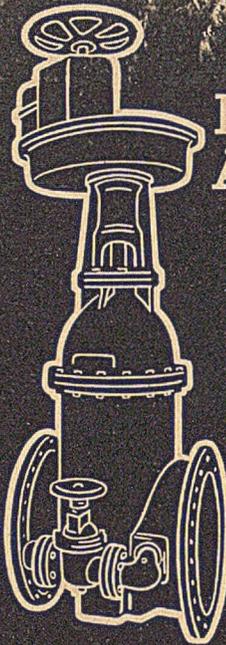


**DER
FACHMANN
NIMMT ...**

**PLASTIMENT
PLASTOCRETE
B I N D A
BETOWA**

Die unentbehrlichen Zusatzstoffe
für
BETON u. MÖRTEL

PLASTIMENT^{GMBH}
KARLSRUHE



**ERHARD
ARMATUREN**
Seit 80 Jahren

Wir liefern Armaturen für:

- Wasser
- Gas
- Dampf
- Heizung
- Öl
- Säure
- Turbinenschieber
- Meßbringschieber
- Talsperrenschieber



DER SCHLÜSSEL ZUR BETRIEBSSICHERHEIT
Johannes Erhard · Inh. H. Waldenmaier · Südd. Armaturenfabrik · Heidenheim/Brönz

STAHLBAU HUMBOLDT

Eisenbahn- und Straßenbrücken

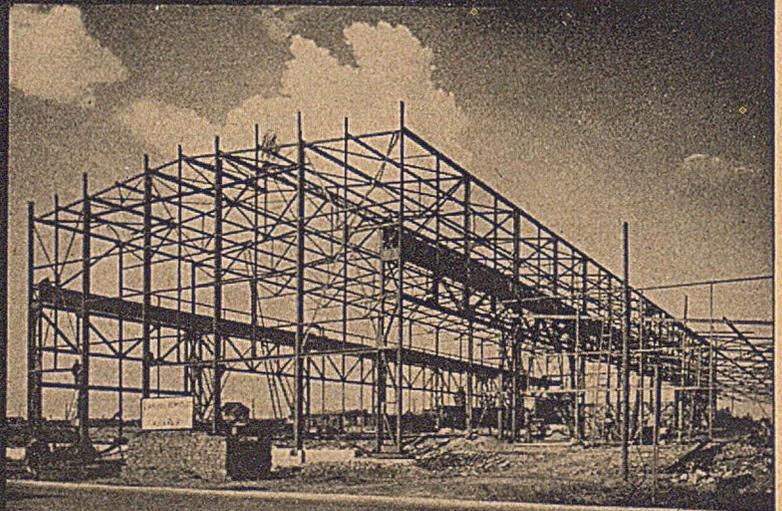
Stahlskelette für Wohn-
und Geschäftshäuser

Industriebauten aller Art

Behälter - Bunker - Silos

Walzwerkshallen - Schachthallen

Fördergerüste



KLÖCKNER · HUMBOLDT · DEUTZAG · KÖLN