

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

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

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

25. JAHRGANG

JUNI 1950

HEFT 6

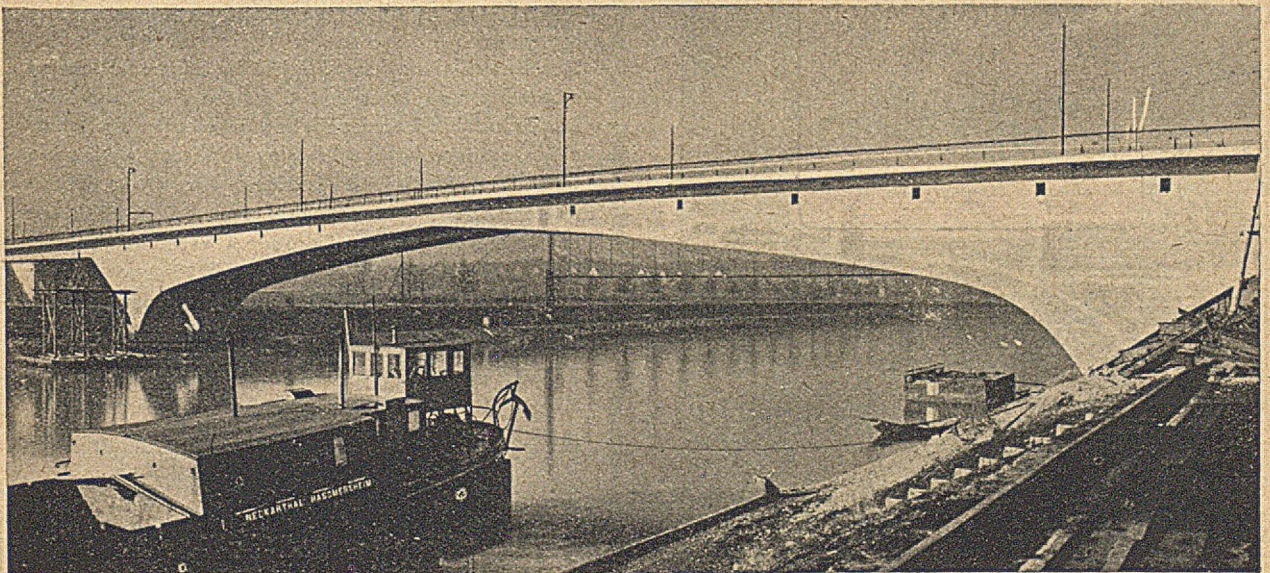
INHALT:

Grundelemente des Hafenausbaus. Von Baudirektor Dr.-Ing. Arved Bolle, Hamburg	185	Erhöhung der Lages-Staumauer bei Rio de Janeiro	216
Betrachtungen über neuere Fahrbahntafeln für Straßenbrücken. Von Prof. Dr.-Ing. habil. Kurt Hirschfeld, Aachen, Technische Hochschule	191	Eisbeton an der Fort Gibson-Talsperre	218
Bauliche Einzelheiten und Betriebsvorgänge bei Schwungschleusen. Von Professor H. Proctel, Aachen	201	Bau eines Tunnels in Pittsburgh	219
Praktische Berechnung der Eigenfrequenzen von Hängebrücken. Von Prof. Dr.-Ing. habil. Friedr.-Wilh. Waltking, Düsseldorf	208	Geschweißte Brücken in Neu Südwest (Australien)	220
Kurze Technische Berichte:		Eine bemerkenswerte Verladebrücke	221
Schönheitswettbewerb für Stahlbrücken	216	Vollwandige Balkenbrücken in England	222
Der Delaware-Aquädukt zur Wasserversorgung New Yorks	216	Hängebrücken sind wieder sicher	223
		Überprüfung der Feuerschutzbestimmungen in den USA	223
		Probebelastung eines vorgespannten Trägers	224
		Geschweißter Dreigurtträger in Italien	224
		Die Arpád-Brücke in Budapest	225
		Buchbesprechungen	226
		Verschiedenes	228

75 JAHRE WAYSS & FREYTAG AG.

NIEDERLASSUNGEN

FRANKFURT a. M. · BERLIN · BREMEN · DÜSSELDORF · ESSEN · HAMBURG · HANNOVER · HEILBRONN
KARLSRUHE · KIEL · MANNHEIM · MÜNCHEN · NEUSTADT a. d. HARDT · NÜRNBERG · STUTTGART



„Neue Kanalhafenbrücke Heilbronn“

Ausführungsjahr 1949. Vorgespannte Dreigelenkbogenscheibe mit 112,80 m Spannweite und 13,70 m Pfeilhöhe; Pfeilverhältnis 1 : 8,25.

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,
(22a) Düsseldorf, Grunerstraße 32;
Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“,
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, (22a) Düsseldorf, Grunerstraße 32.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden 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, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 Seiten.

Bezugspreis:

Vierteljährlich DMark 9,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. 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, in den Westzonen auch jedes Postamt, entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschauer 20, Westberlin, Fernsprecher Sammelnummer 91 03 46) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

Heidelberg

Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40 u. 54 30.

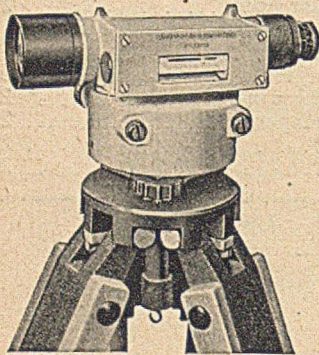
SPRINGER-VERLAG

Berlin-Charlottenburg 2

Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70 u. 32 64 46.

Vertriebs-Vertretungen des Verlages im Ausland:

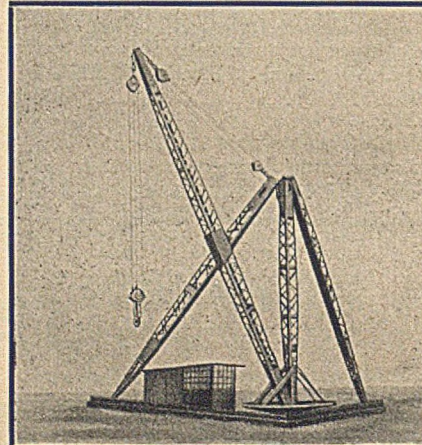
Schweiz: Lange, Maxwell & Springer A. G., Basel 15, Neuweiler Straße 53. — Frankreich: Lange, Maxwell Springer S. A., 24, Rue des Ecoles, Paris (V^c). — England, U.S.A. und das übrige Ausland: Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street, London, W. C. 2.



**Nivellier-
Instrumente**
und
Kleintheodolite
modernster Bauweise

Druckschriften
auf Wunsch!

ASKANIA-WERKE AG., Berlin-Friedenau



**Schmidt-
Tyksen**

**Derrick-
Kranbau**

Hamburg 24 B

Für jeden Bedarf -
für jeden Geschmack -
der Fachmann wählt
gern

**MICHAEL
Lack**

**Spezial-Lacke aller Art
für jede industrielle und
handwerkliche Fertigung**

von

BÖHME & MICHAEL
Chem. techn. Werke - Lack- u. Farbenfabrik
OBERLICHTENAU BEZ. CHEMNITZ

Am 1. Mai entschlief im 76. Lebensjahre der frühere
Oberingenieur und langjährige Leiter des Technischen
Büros für Hüttenwerksbau unseres Werkes Sterkrade

Herr Heinrich Hütter

Der Entschlafene hat 35 Jahre in unseren Diensten
gestanden und lebte seit 8 Jahren im Ruhestand.
Mit Heinrich Hütter ist ein hervorragender Techniker
dahingegangen, der sein ganzes Wissen und seine
wertvolle Arbeitskraft jederzeit für unser Unter-
nehmen eingesetzt und sich um die Entwicklung
des Hüttenwerksbaues besonders verdient gemacht
hat. Die von ihm gestalteten Bauwerke im In-
und Auslande sind Zeugen seines Könnens.

Wir betrauern das Ableben dieses verdienten Mannes.
Er war uns ein geschätzter Freund und Berater,
dessen Hinscheiden wir schmerzlich bedauern.

Die dankbare Erinnerung an den Verstorbenen wird
bei uns immer fortleben.

Gutehoffnungshütte
Oberhausen Aktiengesellschaft



Geld im Schlaf verdienen ...
heißt
Wärmesperre Gohlke
verwenden
Ersparnis bis **15%**
im Kesselhaus

HERRMANN & VOIGTMANN · CHEMNITZ

Niederlassung: Lüneburg, Reichenbachstraße 4

STATIKER

älterer, mit großer Erfahrung in Projekt und Kalk. Stahlhoch- und Brückenbau, selbst. zuverlässige Kraft sucht sich zu verändern. West- oder Süddeutschland bevorzugt.

Offerten erbeten unter „Der Bauingenieur 121“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20



MATH.-
INSTRUMENTE
GEOD.

DENNERT & PAPE, HAMBURG-ALTONA

Diplom-Bauingenieur

seit einigen Jahren als Statiker tätig (Ostzone), mit besonderer Neigung für wissenschaftliche Arbeiten, sucht entsprechende Tätigkeit.

Angebote erbeten unter „DD 13 104 Bauingenieur“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabtlg., Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Größeres Industrieunternehmen in Niedersachsen sucht einen **ERSTEN STATIKER**, möglichst Dipl.-Ing.

sowie Konstrukteure für die Abtl. Stahl-, Hoch- und Brückenbau mit umfassenden Kenntnissen und Erfahrungen auf diesen Gebieten. Wohnungen werden in Aussicht gestellt.

Offerten mit Lichtbild, Lebenslauf und Zeugnisabschriften erbeten unter „Der Bauingenieur 109“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Stahlbaufachmann

(Dipl.-Ing.)

mit vieljähriger Erfahrung als Direktor in Gesamtleitung und Verkauf

sucht

verantwortungsvollen Wirkungskreis im **Stahl- und Brückenbau** auch Leitung eines Außenbüros in Großstadt West- oder Süddeutschlands.

Angebote unter „Der Bauingenieur 111“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

TRANSPORTANLAGEN UND AUFZÜGE

FÜR ALLE
INDUSTRIEZWEIGE
UND JEDES
FÖRDERGUT



VERLANGEN SIE BERATUNG DURCH UNSERE
SPEZIAL-INGENIEURE

Über
50
Jahre

WILHELM STÖHR OFFENBACH·M
SPEZIALFABRIK FÜR FÖRDERANLAGEN UND AUFZÜGE

Erfahrener Diplom-Ingenieur (Industriebau)

41 Jahre alt, verheiratet, z. Z. im Ausland tätig, sucht bei Rückkehr im Oktober 1950 geeignete Stellung als

Bauleiter oder Projektant

Bisherige Tätigkeit: Industriebau, Brückenbau, Talsperrenbau. Beste Referenz.

Zuschriften unt. „Der Bauingenieur 231 108“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabt., Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Erstklassiger Statiker für Stahlhochbau

mit mindestens 5 jähriger Erfahrung im Berechnen von Stahlhochbauten von größerer Stahlbau-firma in Nordrhein sofort gesucht.

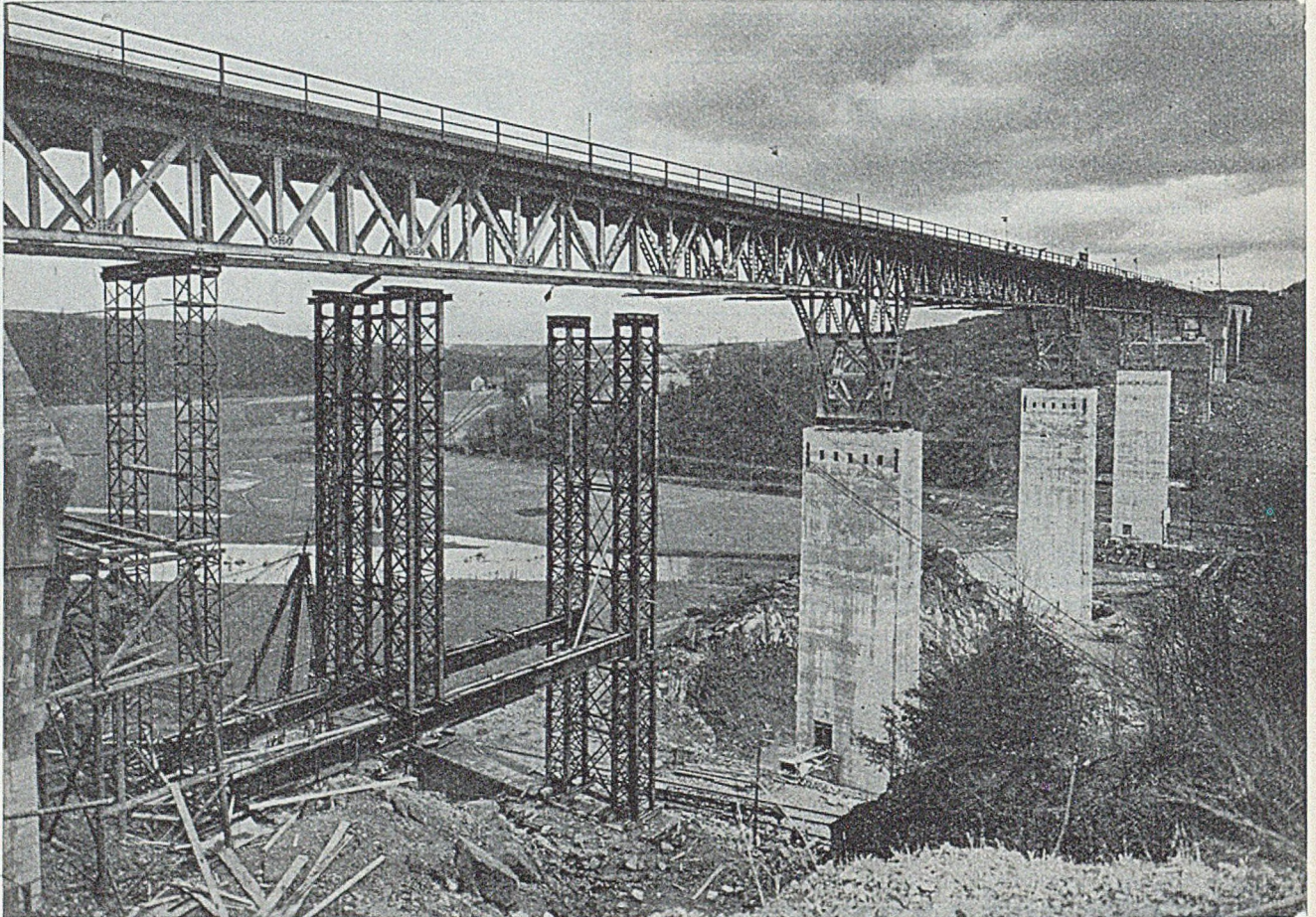
Es kommen nur Bewerber in Frage, die mit allen Problemen der Statik einschl. statisch unbestimmter Systeme u. mod. Berechnungsverfahren vertraut sind.

Angebote mit Zeugnisabschriften sowie Angabe der Gehaltsansprüche erbeten unter **C. P. 5370** an

SCHATZANNONCEN, DUISBURG, Hindenburgstr. 28

Unser Fertigungsprogramm:

Stahl-Brückenbau · Stahl-Hochbau · Stahl-Wohnungsbau · Stahl-Wasserbau
 Apparate- und Behälterbau · Bergbauzulieferungen · Weichenbau · Baggerbau
 Aufbereitung für Kohle und Erze · Maschinen und Einrichtungen für Zement-,
 Kalk-, Gipswerke und verwandte Industrien · Zerkleinerung

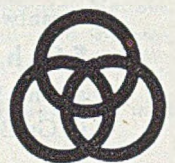


Brücke über das Wiedbachtal bei Neustadt im Zuge der Autobahn Köln—Frankfurt am Main
 300 Meter lang, 60 Meter über Talsohle

Entwurf und Führung: Stahlbau Rheinhausen
 Montagezeit 8 Wochen bei unfallfreiem Verlauf unter Mitbeteiligung einer örtlichen Firma



STAHLBAU RHEINHAUSEN



DRAHTWORT: STAHLBAU RHEINHAUSEN - FERNSCHREIBER: 035 838
 FERNSPRECHER: DUISBURG 343 41, MÖRS 27 42, RHEINHAUSEN 270, 271, 272

Grundelemente des Hafenbaus.

Von Baudirektor Dr.-Ing. Arved Bolle, Hamburg.

Die nachstehend dargestellten Tatbestände sind den zünftigen Hafenbauern bekannt. Eine kurze Darstellung der grundsätzlichen Zusammenhänge wird trotzdem vielen Lesern erwünscht sein, insbesondere wird sie dem Nachwuchs, den Studierenden und den jungen, in die Praxis tretenden Ingenieuren des Wasserbaues nützlich sein können. Ein ausführliches Literaturverzeichnis soll die weitere Vertiefung auf dem Gebiete des neuzeitlichen Hafenbaues erleichtern.

Inhaltsübersicht.

- Fahrwasser und Hafentiefen.
- Hafenbecken.
- Sonstige Wasserflächen für See- und Binnenschiffe.
- Landflächen für Stückgutumschlag.
- Gleise und Straßen.
- Hochbauten (Schuppen, Speicher und sonstige Gebäude).
- Kaikräne.
- Anlagen für den Umschlag von Massengut.
- Allgemeine Planungsgesichtspunkte.

Regelfrachtschiffes des Weltverkehrs erreicht heute schon nahezu 9,0 m, wobei ein Anwachsen auf 10,0 m durchaus in den Bereich der Möglichkeiten gezogen werden muß. Die modernen amerikanischen 30 000 t-Tanker mit 185 m Länge und 25 m Breite haben 10 m Tiefgang. Bei den Fahrgastschiffen dürften Abmessungen wie die der Queen Mary mit 81 235 BRT, 297 m Länge, 36 m Breite und

Zum Hafenbau rechnen Bauwerke wie Wellenbrecher, Molen, Leitdämme und Seezeichen, die eine gesicherte Abfertigung der Schiffe ermöglichen, ferner Bauten wie Kai-

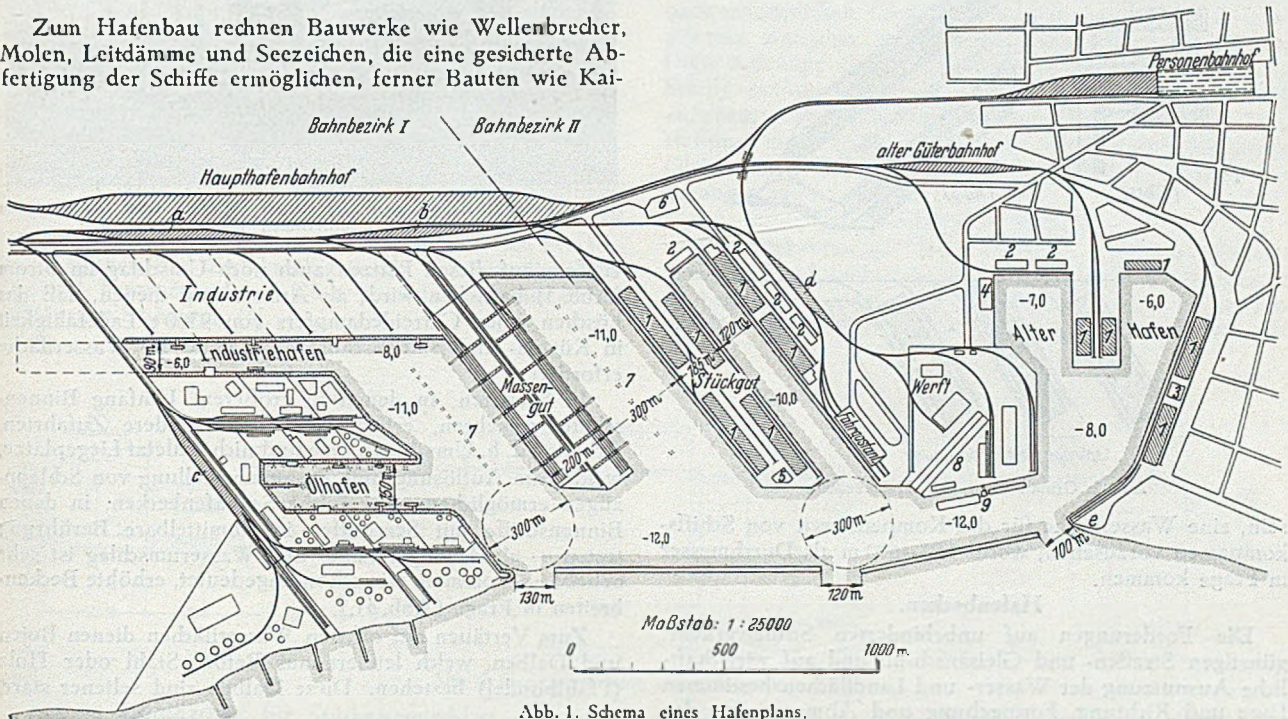


Abb. 1. Schema eines Hafenplans.

(Die Abbildungen geben eine schematische Zusammenstellung der wichtigsten Bauwerke, die in einem Hafengrundriß möglichst sinnvoll einzuordnen sind.) Hafenbauten: 1 Umschlagschuppen, 2 Lagerspeicher, 3 Getreidelagerhaus, 4 Kühlhaus, 5 Hafenverwaltung, 6 Feuerwache, 7 Liegeplätze für Umschlag von Schiff zu Schiff, 8 Heiliganlage, 9 Schwimmdocks. Bahnanlagen (schematisch): a Bezirksbahnhof I, b Bezirksbahnhof II, c Bezirksbahnhof Ölhafen, d Unterbezirk Werft, e Freiladeanlage.

mauern, Schuppen, Speicher, Eisenbahn- und Straßenanlagen u. a., die dem Betrieb dienen. Von den Hafenschutzwerken soll hier nicht gesprochen werden, ebenso sollen die Probleme der offenen Häfen und Schleusenhäfen¹ unerörtert bleiben, es wird vielmehr vorausgesetzt, daß, sei es unmittelbar an der Küste, sei es mehr oder weniger landeinwärts an einem Fluß oder Seckanal, ein geräumiges, für die Anlage von Seehäfen geeignetes Areal zur Verfügung steht (Abb. 1). Eine weitere Beschränkung ist insoweit vorgenommen, als Seehafenverhältnisse zugrundegelegt worden sind, wobei jedoch auch Nutzungen für Binnenhäfen gezogen werden können (vgl. auch Literaturverzeichnis).

Fahrwasser und Hafentiefen.

Wir beginnen mit der Zufahrt bzw. den Einfahrten zu den Hafenbecken, wobei Schiffsgrößen (vgl. Tabelle 1) eine maßgebliche Rolle spielen. Der Tiefgang des

11,89 m Tiefgang als Höhepunkt zu werten sein. Neubauten weisen erheblich geringere Abmessungen auf, wobei die Konkurrenz des Flugzeuges im Passagierverkehr

Tabelle 1.
Anwachsen der Schiffsgrößen seit 1900.

	Länge m	Breite m	Tiefgang		BRT
			m	Fuß	
Regelfrachtschiff 1900	124	14,6	6,86	22' 6"	4504
Regelfrachtschiff 1920	130	16,5	7,32	24'	5627
Regelfrachtschiff 1943	143	19,2	8,38	27' 6"	6165
amerik. C 2-Typ 1949	135	17,4	8,45	27' 9"	7176

eine Rolle spielt. Die unter Zugrundelegung von MNW für die Zufahrt erforderliche Tiefe ergibt sich a) aus dem Tiefgang des größten im Hafen zu erwartenden Schiffes, b) einem evtl. Zuschlag von 0,15 m für Süßwasserfahrt, c) einem Wasserpolster unter dem Kiel von zwischen 0,6 und 1,0 m Stärke (abhängig von örtlichen Verhältnissen)

¹ Jede Schleusung bedeutet Zeit- und Kostenverlust, daher sollten Schleusenhäfen nur in wirklich zwingenden Fällen zur Anwendung kommen.

sowie d) aus einer nicht zu klein zu bemessenden Reserve für wachsende Schiffsgrößen. In den Hafenbecken braucht für a) nur ein Tiefgang des dort zur Abfertigung vorgesehenen Schiffstyps zugrunde gelegt zu werden. Die nach a) bis d) errechneten Tiefen brauchen meist nicht sofort erstellt zu werden, es genügt, wenn die angrenzenden Bauwerke entsprechend tief gegründet werden. Um die Zufahrten weniger kostspielig zu gestalten, wird man, sofern die räumlichen Verhältnisse das gestatten, Abfertigungsanlagen für Fahrgastschiffe und Tanker so legen, daß sie auf dem kürzesten Wege von See her zu erreichen sind.

Die Breite der Zufahrten (120—400 m) richtet sich nach Anzahl und Größe der verkehrenden Schiffe, wobei man zweckmäßig vergleichbare andere Hafenplätze als Beispiele heranzieht. Die Schiffsgröße bestimmt auch die Durchmesser der in Verbindung mit den Beckeneinfahrten vorzusehenden Wendebecken; ein gängiges Maß sind 300 m. In den meisten Häfen wird es auch notwendig

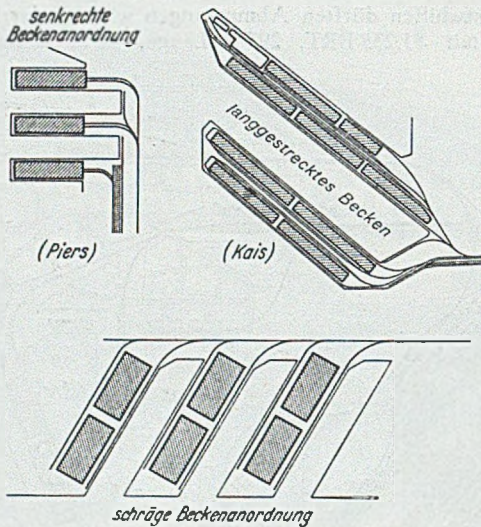


Abb. 2. Grundformen von Hafenbecken.

sein, eine Wasserfläche für das Kompensieren von Schiffskompassen vorzusehen, wofür 450—600 m als Durchmesser in Frage kommen.

Hafenbecken.

Die Forderungen auf unbehinderten Schiffsverkehr, günstigen Straßen- und Gleisanschluß und auf wirtschaftliche Ausnutzung der Wasser- und Landflächen bestimmen Lage und Richtung, Formgebung und Abmessungen der Hafenbecken, wobei jedoch zumeist die Natur gewisse Entwicklungen erzwingt; Abb. 2 zeigt Grundformen von senkrecht, parallel oder schräg zum Ufer angeordneten Hafenbecken. Häufig macht es Schwierigkeiten, die richtige Lage eines Hafenbeckenzugangs festzulegen. Der Ingenieur muß dann den Rat von Lotsen, Hafenkapitänen, Reedern, Schuppenvorstehern, Barkassenführern u. a. in Anspruch nehmen. Das Resultat wird zumeist ein Kompromiß sein, wobei jedoch die Sicherheit der Schifffahrt unter allen Umständen den Vorrang hat.

Das Für und Wider der verschiedenen Grundformen zu erörtern, würde hier zu weit führen, zumal darüber die Handbücher des Hafenbaus erschöpfend Auskunft geben. Es liegt aber auf der Hand, daß in nautischer Beziehung und hinsichtlich des Gleisanschlusses bei senkrechter Beckenanordnung (Piers) die Probleme erheblich schwieriger liegen als bei schrägen Beckenanordnungen. Als Mindestlänge wählt man ein bis zwei Schiffslängen, die Maximallänge ergibt sich meist aus eisenbahntechnischen Rücksichten (vgl. Abschn. Gleise und Straßen). Für die Festlegung der Breite ist die Sicherheit der Durchfahrt zum hinteren Beckenteil maßgebend. Man wählt mindestens drei bis vier Schiffsbreiten. Je nach Größe der zu berücksichtigenden Schiffe ergeben sich dann Beckenbreiten zwischen 80 und 170 m. Bei Wasserumschlag im Becken sind

für die Breite Zuschläge für beiderseits neben den Seeschiffen liegende schwimmende Hebezeuge und Binnenschiffe zu machen; man kann dann auf Beckenbreiten bis zu 300 m kommen.

Sonstige Wasserflächen für See- und Binnenschifffahrt.

In den meisten Häfen sind außer den eigentlichen Hafenbecken noch Wasserflächen mit Einrichtungen zum Festmachen von Schiffen (Pfahlbündeln oder Bojen) vorzusehen, die zeitweilig unbeschäftigten oder auf einen Platz am Kai wartenden Schiffen zur Verfügung stehen, wobei

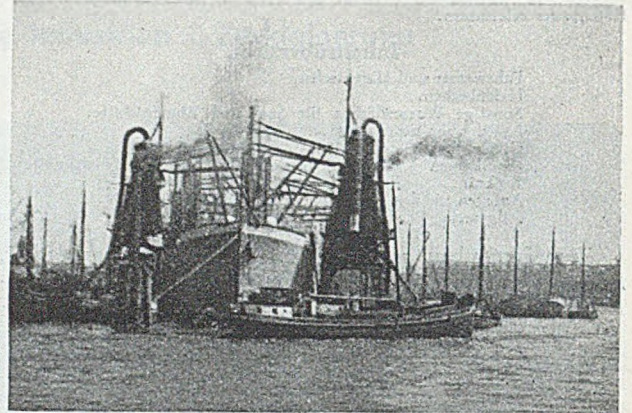


Abb. 3. Getreidedampfer wird im Strom entlöst (man beachte den Umfang der erforderlichen Wasserfläche).

vielfach auf diesen Plätzen auch noch Umschlag im Strom (Abb. 3) betrieben wird; als Anhalt mag dienen, daß das Löschen eines Getreidedampfers von 9300 t Ladefähigkeit in Küsten- und Binnenschiffe etwa 19 000 m² Wasserfläche erfordert.

In Seehäfen, in denen in größerem Umfang Binnenschiffe verkehren, erfordern diese besondere Zufahrten, Arbeits-, d. h. Umschlagplätze und nicht zuletzt Liegeplätze, welche die Auflösung und Zusammenstellung von Schleppzügen ermöglichen. Für solche Seehafenbecken, in denen Binnenschiffe mit Seeschiffen in unmittelbare Berührung treten — gleichzeitiger Land- und Wasserumschlag ist sehr beliebt —, kommen, wie schon angedeutet, erhöhte Beckenbreiten in Frage (Abb. 4).

Zum Vertäuen auf offenen Wasserflächen dienen Bojen und Dalben, welche letztere aus Beton, Stahl oder Holz (Pfahlbündel) bestehen. Diese Dalben sind seltener starr,



Abb. 4. Ein großer Seedampfer lädt gleichzeitig zum Kai und in einen Küstendampfer (kombinierter Kai- und Strombetrieb).

in der Mehrzahl elastisch nachgebend konstruiert, damit Schiffsstöße abgebremst werden. Bei den elastisch nachgebenden Ausführungen haben sich Pfahlbündel aus Holz mit als gewissermaßen halbstarr anzusehenden Zimmermannsverbänden seit Jahrzehnten bestens bewährt. Holzdalben charakterisieren sich i. a. durch Schrägstellung der Pfähle, weil damit eine für die Gesamtwirkung des Dal-

bens günstige Bockwirkung erzielt wird. Das Streben nach einer langen Lebensdauer der Pfahlwerke, nicht zuletzt aber der Holzangel in einzelnen Ländern, wozu seit dem letzten Krieg Deutschland in besonderem Maß rechnet, haben zur Entwicklung von Dalben aus Stahl geführt. Bei diesen kommt es auf Grund der im Vergleich zu Holz geringen Elastizität des Stahles darauf an, ein Höchstmaß an Elastizität im Sinne der Gesamtwirkung des Dalbens herauszuholen. Man verwendet daher bei Stahldalben an Stelle an sich naheliegender rahmenförmiger Verbände gelenkige Verbindungen zwecks Erzielung günstiger Bremswege. Dem Stahldalben ist zweifellos eine große Zukunft beschieden, jedoch ist hinsichtlich seiner zweckmäßigsten Gestaltung noch alles im Fluß, und es wer-

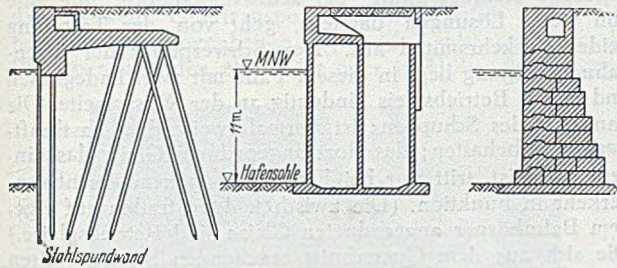


Abb. 5. Grundformen neuer Kaimauern.

den noch Jahre vergehen, bis man auf allgemeingültigen Feststellungen fußen kann. Inzwischen muß man versuchen, sich aus hier und da von einzelnen Häfen gemachten Angaben das Zweckmäßigste für den jeweiligen Bedarfsfall herauszusuchen. Über Dückdalben und Reibepfähle aus Stahl vgl. [1].

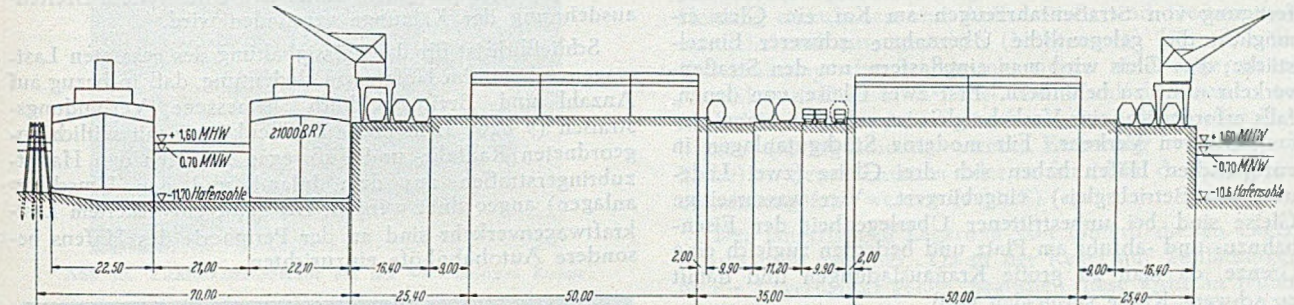


Abb. 6. Querschnitt durch eine Stückgutkaizunge.

Landflächen für Stückgutumschlag.

Die dem Hafenbetrieb dienenden Landflächen sind hochwasserfrei anzulegen. Beim Vorliegen einfacher Verhältnisse genügen als Einfassung geböschte Ufer mit Anlegemöglichkeiten (Brücken, Dalben); die Regel sind jedoch Kaimauern.

Abb. 5 zeigt drei für tiefe Kais gebräuchliche Grundformen (Pfahlrost-, Senkkasten- und Blockbauweise). Bei der Auswahl spielen die zur Verfügung stehenden Baustoffe, die Art des Untergrundes und örtliche Besonderheiten oder auch Gewohnheiten und nicht zuletzt wirtschaftliche Erwägungen eine Rolle. Wichtiges Bauelement der Pfahlrostbauweise ist die Stahlspundwand, für die von den verschiedenen Herstellern immer günstigere Profile bei vergleichsweise geringem Materialaufwand herausgebracht werden; günstig lassen sich auch Kombinationen von Stahlrammpfählen mit Stahlspundbohlen anwenden. Hinzuweisen ist auf die noch häufig unterschätzte Korrosionsgefahr, der durch Kupferzusätze und entsprechende Stärkebemessung zu begegnen ist. Ebenso mannigfaltig wie die Kaibauweise ist auch die Ausrüstung der Mauern mit Polern, Fendern, Streichpfählen, Steigeleitern in den einzelnen Häfen. Besonders hinsichtlich der Notwendigkeit von Reibeschutzpfählen weichen die Anschauungen stark voneinander ab. In Deutschland tritt neuerdings auf Grund des nach dem Kriege eingetretenen Holz Mangels häufiger

der Stahlpfahl an die Stelle des hölzernen Reibepfahls. Ausrüstung der Uferneigungen in Seehäfen vgl. Baumeister [2].

Die Ausdehnung und Ausstattung der den Kailiegeplätzen zugeordneten Landflächen richten sich nach dem Verwendungszweck. Nach einer Angabe des Herrn Chester H. Marshall vor der American Association of Port Authorities (1943) benötigt ein Schiff von 6165 BRT und 145 m Länge eine Landfläche von 61 m Tiefe, um seine Ladung ausbreiten zu können, wobei mit einer Stauhöhe bis zu 3 m und den erforderlichen Wegen zwischen den Warenstapeln gerechnet ist. Das ist natürlich nur eine überschlägliche Angabe, die aber immerhin einen Begriff über die Größe der den Schiffs- und Liegeplätzen zuzumessenden Landstreifen gibt. Normalerweise — sei es an einem ausgebauten Flußufer oder an einer Kaizunge — sind mehrere Liegeplätze hintereinandergeschaltet. Man findet Kailängen zwischen 150 m und 1000 m, aber auch noch längere Kais (vgl. Abschn. Gleise und Straßen). Hinsichtlich der Querschnittsaufteilung gibt Abb. 6 ein Beispiel für eine nach neueren Gesichtspunkten für größte Schiffe ausgebauten Kaizunge mit beiderseitigem Stückgutumschlag. Diese Kaizunge erreicht eine Breite von 186 m; für kleinere Schiffe genügen geringere Zungenbreiten etwa von 75 m aufwärts. Abb. 6 gibt zugleich einen Begriff von der Ausstattung einer Stückgutkaizunge mit Kränen, Schuppen, Gleisen und Straßen, worauf im folgenden näher eingegangen wird.

Gleise und Straßen.

Die Verkehrswege des Zubringer- und Verteilerverkehrs zu Land sind Gleisanlagen und Straßen. Sie müssen so bemessen werden, daß die Güter in dem Umfang angeliefert bzw. abtransportiert werden können, den die

Umschlagsleistung am Kai bestimmt. Die Überführung der Hafenbahnwaggons aus dem Inland und ihre Verteilung im Hafen sowie umgekehrt die Sammlung und Rückführung der Waggons sind die betriebstechnischen Aufgaben eines Hafenbahnsystems (Abb. 7). Ihre Durch-

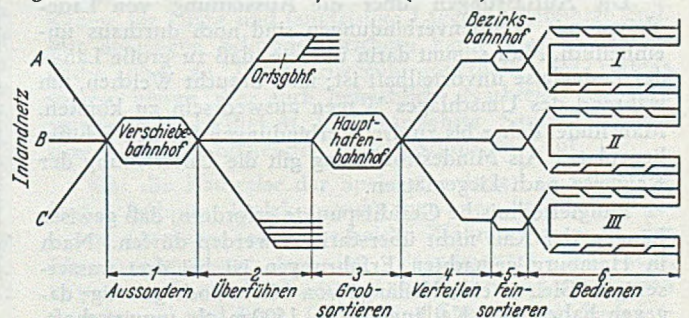


Abb. 7. Schema eines Hafenbahnsystems.

führung erfolgt nacheinander auf dem Rangierbahnhof der Staatsbahn, dem Haupthafenbahnhof, den Bezirksbahnhöfen (ggf. Unterbezirksbahnhöfen) und schließlich den Ladegleisen bzw. umgekehrt. Für die zügige Bedienung der Ladegleise am Kai kommt dem Bezirksbahnhof besondere Bedeutung zu. Ist der Bezirksbahnhof zu weit vom Kai entfernt oder aus irgendwelchen Gründen über-

haupt nicht vorhanden, so ist zur kurzfristigen Bedienung häufig die Anordnung eines Unterbezirksbahnhofs, der sog. Kaigruppe, erforderlich. Diese Gleisgruppe wird zweckmäßig vor Kopf, falls dies nicht möglich ist, auf der Landseite der Kaizunge angeordnet.

Für die Anordnung der Gleise auf den Stückgutkais ist der Anteil der Eisenbahn, Binnenschiffe und Kraftwagen als Zubringer bzw. Verteiler zu klären. Überwiegt der Anteil der Eisenbahn oder ist mit einem stärkeren Direktverkehr zwischen Schiff und Eisenbahn zu rechnen, dann konzentriert man die Gleise an der Wasserseite. Zu wenige Ladegleise an der Wasserseite der Schuppen können bei stärkerem Direktverkehr Verzögerungen in der Schiffsabfertigung bewirken. Die Gleiszahl an der Wasserseite

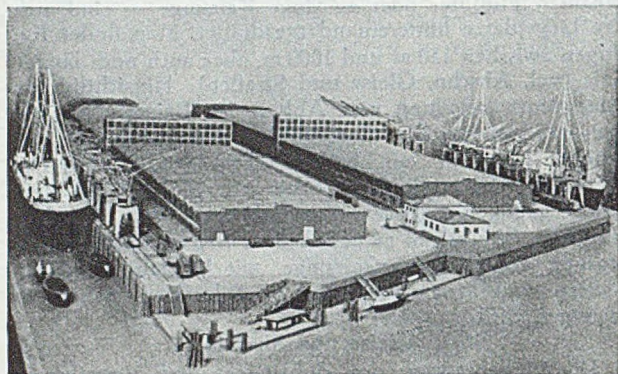


Abb. 8. Modell einer neuzeitlichen Stückgut-Umschlaganlage.

der Kaischuppen schwankt zwischen 0 und 4. Kein Gleis am Wasser (i. a. nur in alten Hafenteilen) bedeutet Abfertigung von Straßenfahrzeugen am Kai, ein Gleis ermöglicht die gelegentliche Übernahme schwerer Einzelstücke; dies Gleis wird man einpflastern, um den Straßenverkehr nicht zu behindern. Erst zwei Gleise, von denen, falls erforderlich, eins Verkehrsgleis ist, erlauben einen umfangreicheren Verkehr. Für moderne Stückgutanlagen in europäischen Häfen haben sich drei Gleise (zwei Lade- und ein Betriebsgleis) eingebürgert. Vier wasserseitige Gleise sind bei unbestrittener Überlegenheit der Eisenbahnzu- und -abfuhr am Platz und bedeuten zugleich eine Grenze, da man zu große Kranausladungen und damit zu schwere Kräne vermeiden muß.

An der Landseite der Kaischuppen sind nur zwei Ladegleise möglich, da ein Durchladen über zwei und mehr Gleise in Deutschland nicht üblich ist. Alle weiteren landseitigen Gleise sind Durchlauf-, Wechsel- oder Aufstellgleise. Letztere wird man aber, um an Kaibreite zu sparen, nach Möglichkeit vor der Wurzel der Kaizunge anordnen.

Die Auffassungen über die Ausstattung von Ladegleisen mit Weichenverbindungen sind noch durchaus uneinheitlich. Man stimmt darin überein, daß zu große Länge der Ladegleise unvorteilhaft ist; man braucht Weichen, um während des Umschlages Wagen auswechseln zu können. Man findet daher bis zu drei Verbindungen für den Schiffs-liegeplatz. Als Mindestforderung gilt die Unterteilung der Kaigleise nach Liegeplätzen.

Rangiertechnische Gesichtspunkte erfordern, daß gewisse Längen der Kais nicht überschritten werden dürfen. Nach in Hamburg gemachten Erfahrungen ist bei drei wasserseitigen Gleisen eine Kailänge von 800 m noch günstig; dagegen haben sich Kailängen von 1500 m als unwirtschaftlich erwiesen.

Der Bau der Gleisanlagen im einzelnen richtet sich nach üblichen eisenbahn- und betriebstechnischen Vorschriften. Bei Zugrundelegung deutscher Verhältnisse sind die Mindestgleisabstände mit 4,50 m, die Abstände von den Rampen mit 1,70 m und die Krümmungshalbmesser nicht unter 180 m zu wählen; Drehscheibenanschlüsse sind zu vermeiden. Neben dem Eisenbahnwagen fordert das Straßenfahrzeug Platz am Kaischuppen. Obwohl der Last-

kraftwagen i. a. nur eine Ergänzung der übrigen Verkehrsmittel bildet, drängt er dennoch auf schnellste Abfertigung. Jede Überlagerung der Abfertigung von Eisenbahn und Kraftfahrzeug stört empfindlich den Eisenbahnbetrieb, das Ziel weitgehendster Trennung beider Verkehrsmittel darf daher nie aus dem Auge verloren werden.

Eine grundsätzliche Trennung beider Verkehrsmittel ist möglich bei unmittelbarer Abfertigung der Lastkraftwagen in den Schuppen (im Auslande vielfach üblich), oder wenn die Verhältnisse eine gleislose Straße am Kai zulassen. In der Regel aber sind Gleisanlagen an der Land- und Wasserseite der Schuppen nötig, und man muß die von der Eisenbahn weniger benutzte Seite einpflastern. Der in Abb. 6 gegebene Kaiquerschnitt, der selbstverständlich nur eine von vielen Lösungen darstellt, geht von der Trennung beider Verkehrsmittel aus. Der Schwerpunkt der Eisenbahnabfertigung liegt in diesem Falle mit zwei Ladegleisen und einem Betriebsgleis eindeutig an der Wasserseite. Die Landseite des Schuppens ist normalerweise dem Lastkraftwagen vorbehalten; das dort angeordnete Gleis, das eingepflastert ist, tritt nur bei besonders starkem Eisenbahnverkehr in Funktion. (Die zwischen den Straßen auf eigenem Bahnkörper angeordneten Gleise sind Betriebsgleise.) Die sich aus dem Querschnitt ergebenden Straßenbreiten von 9,90 m (je 3,0 m für zwei Verkehrsspuren und 3,90 m für ein eingepflastertes Gleis) sind auf einen vergleichsweise starken Lastwagenverkehr, wie ihn die Abfertigung großer Schiffe mit sich bringt, abgestellt. Trotzdem sind diese Flächen nur für an- und abfahrende sowie in der Be- und Entladung begriffene Fahrzeuge gedacht. Für wartende Fahrzeuge sind zusätzlich Aufstellplätze notwendig, die aber innerhalb der gesamten Kaizunge (etwa vor Kopf) so einzuordnen sind, daß eine weitere Breitenausdehnung der Kaizunge vermieden wird.

Schließlich ist für die Flüssighaltung des gesamten Lastwagenverkehrs im Hafen von Bedeutung, daß in bezug auf Anzahl und Breite reichlich bemessene Verbindungsstraßen (9 bzw. 12 m breite Straßenkörper mit seitlich angeordneten Radfahr- und Fußwegen zwischen den Hauptzubringerstraßen aus dem Inland und den Umschlaganlagen) angeordnet werden. Bei stark entwickeltem Lastkraftwagenverkehr sind an der Peripherie des Hafens besondere Autobahnhöfe einzurichten.



Abb. 9. Transitschuppen in Betrieb.

Hochbauten (Schuppen, Speicher und sonstige Gebäude).

Die wichtigsten Hochbauten eines Stückguthafens sind die Kaischuppen (im Auslande als Transitschuppen bezeichnet) (vgl. Abb. 8–10). Im Schuppen wird Ware aus Seeschiffen, Binnenschiffen, Hafenfahrzeugen, Eisenbahnwaggons und Lastwagen aufgenommen. Die Ware bleibt im Schuppen nur so lange, bis sie nach Sortierung und sonstiger kaufmännischer Behandlung von einem der genannten Verkehrsmittel wieder übernommen wird. Die

Ware muß in Bewegung gehalten werden, deshalb sind einer zu hohen Stapelung Grenzen gesetzt. Bei der Flächenbemessung ist zu berücksichtigen, daß außer dem Platz für die ausgebreitete Ladung eines Seeschiffes noch Fläche für anrollende Exportgüter zur Verfügung stehen muß. Zwecks flüssiger Verkarrung der Güter sind ausreichende Karrwege freizuhalten und möglichst wenig Pfeiler anzuordnen (Weiträumigkeitsmaß 400—470 m²). Die Länge der Schuppen (bis zu 400 m) richtet sich nach der charakteristischen Schiffstypen (Unterteilung durch über das Dach hochgeführte Brandmauern nach feuerwehrtechnischen Gesichtspunkten). Breiten liegen zwischen 30 und 60 m; die optimale Breite (nach Auffassung des Verf. 45 m) kann nur nach örtlichen Erfahrungen bestimmt werden, verschieden nach Art der Güter und dem Gesichtspunkt, daß zu weite Quertransporte unwirtschaftlich sind. Von örtlichen Gepflogenheiten ist auch abhängig, ob der Schuppenfußboden ebenerdig oder in Höhe der Waggon-

bis zu 50 v. H. erreichbar, mehr ist durch sich nach oben öffnende Hub- oder Rolltore zu erzielen. Landseitig genügen i. a. Tore in jedem Binderfeld. Die Schuppenhöhe (zugleich auch Lüftungsfrage) ist abhängig von dem Maß der beabsichtigten Stapelhöhe. Für europäische Verhältnisse reichen 4—6 m aus, in USA. wendet man vielfach mechanische Hochstapelung an. Belichtung, die für reibungsloses Funktionieren des Schuppenbetriebes von ausschlaggebender Bedeutung ist, erfolgt entweder durch seitliche Fensterbänder oder auch durch Oberlichter, dazu tritt künstliche Beleuchtung, wobei es heutzutage möglich ist, eine hohe und zugleich gleichmäßige Bodenelligkeit zu erzielen [4]. Die Dacheindeckung erfolgt in Holz mit Dachpappe oder mit Hilfe von Leichtbetonplatten. An die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit des Fußbodens werden hohe Anforderungen gestellt. Verschiedene Belastung ergibt sich je nach Benutzung nur durch Flurfördergerät oder auch Lastkraftwagen, ferner daraus, ob die Böden unmittelbar auf dem Boden aufgelagert sind oder besondere Gründung besitzen. In Deutschland (keine Lastwagenbeanspruchung) haben sich Beläge aus 5—7 cm starken hölzernen Bohlen (am besten Hartholz) sowohl statisch als auch als Unterlage für die Ware (u. a. gute Wärmedämmung) bestens bewährt; infolge Holzknappheit hat man sich jetzt Belägen aus Stahlbeton (Großplatten mit Stahlkanteneinfassung sowie Kleinplatten) zugewandt. Im Auslande sind diese Beläge schon lange im Gebrauch.

Was die Wahl des Grundbaustoffes für Schuppen anlangt, so haben nach dem Krieg veranstaltete Wettbewerbe erwiesen, daß man in Stahlbeton, Stahl und Holz zu annähernd gleichen Preisen bauen kann. Für die Auswahl sind demnach örtliche Erfahrungen oder Baustoffbeschaffungsfragen maßgebend. Sollen in einem Schuppen zur Hauptsache Südfrüchte umgeschlagen werden, so ist eine Heizung einzubauen und Außenwände und Decken sind wärmehaltend auszugestalten (Näheres vgl. [5]). Für die Durchführung des Schuppenbetriebes sind eine ganze Anzahl von Dienst-, Arbeits- und Wohlfahrtsräumen erforderlich, die zweckmäßig in besonderen Vor- oder Einbauten (mehrgeschossig zwecks Ersparung von Grundfläche) an den Stirnseiten oder in der Mitte der Schuppen zusammengefaßt werden (Abb. 8).

Der langfristigen Lagerung von Gütern dienen Lagerhäuser oder Speicher. Da in der Regel nur Teilladungen an die Lagerhäuser gehen, brauchen diese nicht an teuren seeschiffstiefen Kais zu liegen; je nach örtlichen Verhältnissen erhalten sie jedoch Straßen- und Bahnanschluß und müssen vielfach auch für Binnenschiffe bzw. Hafenfahrzeuge erreichbar sein; in großen Häfen kann die Zusammenfassung der Speicher in einem besonderen Viertel nützlich sein.

In vielen Fällen sind Gebäude zweckmäßig, in denen Räume für kurze und langfristige Lagerung vereinigt sind. Mit derartigen Schuppenspeichern kann man an Hafensfläche und an Transportwegen innerhalb des Hafens sparen, nimmt aber auch betriebliche Nachteile, wie z. B. verminderte Helligkeit und vermehrte Säulen in dem dem Umschlag dienenden Untergeschoß, in Kauf.

Was die Bauweise der Speicher anlangt, so ist an die Stelle früherer Holzkonstruktionen der Stahlbeton getreten (größere Feuersicherheit). Während man in der Längsentwicklung frei ist (Brandmauern vorsehen), bewegen sich mit Rücksicht auf die Belichtung die Breiten zwischen 20 und 30 m. Üblich sind Speicher mit 5—6 Geschossen, von Nutzen ist ein Keller für in Fässern befindliche, kühl aufzubewahrende Waren; die Nutzlast liegt je nach Geschoßlage zwischen 1,5—2,0 t/m². Als Spezialbauwerke sind noch Kühltpeicher zu erwähnen.

Außer Schuppen und Speichern fallen im Hafen noch zahlreiche andere Hochbauten an, die der reibungslosen Abwicklung des Hafenbetriebes dienen, die hier nur aufgezählt werden können. Zu diesen Gebäuden, deren



Abb. 10. Elektrokarrenverkehr auf der wasserseitigen Rampe.

plattform angelegt wird. Der ebenerdige Schuppen ermöglicht die Abfertigung von Landfahrzeugen im Schuppen, erfordert aber erhebliche Breitenentwicklung, und die Lasten müssen zu den Wagenplattformen gehoben werden; gelegentlich wird zu dem Kompromiß gegriffen, daß der Schuppenfußboden nach der Landseite hin ansteigt und in einer Rampe endet. Bei hochliegenden Fußböden gibt man der wasserseitigen Rampe häufig eine große Breite. Das in Abb. 6 gewählte Maß von 9,0 m gestattet nicht nur einen guten Elektrokarrenverkehr (Längsverkehr), sondern auch ein zeitweiliges Stapeln aus dem Schiff kommender Waren, die nicht in den Schuppen befördert werden können oder sollen oder auch sofort wieder in Eisenbahnwaggons zum Verladen kommen. Landseitig reichen Rampen bis zu 2,0 m Breite aus.

Viel umstritten ist die Frage, ob die vorerwähnten Aufgaben besser durch ein- oder zwei- (bzw. mehr-) geschossige Schuppen gelöst werden, zumal bei zweigeschossiger Bauweise an Kaizungenbreite gespart werden kann. Die Erörterung der Vor- und Nachteile würde hier zu weit führen. Die Mehrgeschossigkeit zeitigt aber doch so erhebliche betriebliche Schwierigkeiten, daß sofern man nicht Umschlag und Lagerung in einem Bauwerk vereinigen will (vgl. unten „Schuppenspeicher“) die eingeschossigen Ausführungen überwiegen. Spezialliteratur vgl. [3].

Bauliche Einzelheiten eingeschossiger Schuppen: Toranordnung an der Wasserseite, so daß man möglichst viel Vorderfront freimachen kann. Mit Schiebetoren ist dies

richtige Lage innerhalb des Hafengebiets jeweils sehr sorgfältig bestimmt werden muß, gehören: Verwaltungsgebäude der Betriebs- und Bauverwaltung, Zollgebäude mit Einrichtungen für die Abfertigung (u. a. Einfriedigungen für Freigeiete), Polizeiwachen, Feuerwachen, Speisehallen und sonstige Wohlfahrtsgebäude für Hafenarbeiter, Werkstätten verschiedenster Art sowie Kraftwerke.

In Häfen, die von reinen Passagierdampfern angefahren werden, sind für die Abfertigung der Fahrgäste besondere Kaianlagen und Hochbauten erforderlich. Ein Fahrgastkai muß für größte Dampfer jederzeit zugänglich sein und muß Eisenbahn- und Straßenanschluß haben. Das Empfangsgebäude (häufig mit einem Bahnhof kombiniert) muß Warte-, Restaurations- und Abfertigungsräume enthalten. Auf die Abfertigung von Fahrgästen von Frachtdampfern in Verbindung mit Kaischuppen war schon hingewiesen.

Kaikrane.

Grundsätzlich rechnet zum Hafenausbau auch die Ausstattung der Anlagen mit mechanischen Fördergeräten. Dieses Gebiet ist aber so spezialisiert und so umfangreich, daß selbst eine Behandlung in großen Zügen den Rahmen der Abhandlung sprengen würde. Andererseits beeinflussen Art und Größe der Umschlaggeräte so maßgebend die Gestaltung der Gleis- und Straßenanlagen sowie der Schuppen, daß aus diesem Grunde einige Anmerkungen über Kräne erforderlich werden.

Mit Ausnahme einer Anzahl nordamerikanischer Häfen, wo aber besondere Verhältnisse vorliegen, ist der Voll- oder Halbportalkran wichtiges Element des Stückgutkais. Art der Kräne (neuerdings fast nur Wippkransysteme), Tragfähigkeit (zwischen 2 und 5 t, im Regelfall 3 t) und Zahl (ein Kran auf etwa 20 lfdm Kai) sind von örtlichen Gegebenheiten abhängig; sofern über das Seeschiff hinweg in Binnenschiffe geladen wird, sind große Ausladungen (max. bis 35 m, normal 20 m) erforderlich. Der Halbportalkran stützt sich wasserseitig auf die Kai-mauer und landseitig auf den Schuppen. Er überspannt unter Ersparung von Kaibreite Gleise und Rampe ohne Sichtbehinderung für die Eisenbahn; lästige Kreuzungen zwischen Kranschienen und Gleisverbindungen werden vermieden. Die Stützung auf zwei Bauwerke ist jedoch für den recht häufigen Fall, daß sich diese verschieden setzen, mit erheblichen Instandsetzungen verbunden. Ein weiterer Nachteil liegt darin, daß die Ladegleise und die Rampe von den Portalen überschattet werden, sofern mehrere Kräne dicht nebeneinander arbeiten². Schließlich ist die Möglichkeit, die Kräne untereinander auszutauschen oder evtl. auch bei Bedarf zu massieren, auf Kaistrecken mit gleicher Querschnittsgestaltung an der Wasserseite beschränkt.

Anlagen für den Umschlag von Massengut³.

Die Massengut (Erz, Kohle, Phosphate, Holz, Getreide, Kali und Öl) befördernden Seeschiffe müssen schnellstens abgefertigt werden, der Zu- und Abtransport ist meist weniger eilig. Es ist zu unterscheiden zwischen Überladung im Strom oder unter Zuhilfenahme von Landanlagen. Für Strombetrieb, der mittels schwimmender Geräte (Elevatoren, Becherwerke, Kohlen- und Getreideheber sowie Greiferkräne) erfolgt, sind, wie schon erwähnt, weiträumige Wasserflächen zur Verfügung zu stellen. Beim Umschlag von Massengütern vom Schiff auf Kai benötigt man je nach den besonderen Verhältnissen eine Uferneinfassung, mechanische Umschlag- und Fördergeräte, Gleisanlagen, Ladestraßen, sowie Möglichkeiten zur Lagerung (offene Lagerplätze, Hallen, Silos oder Tanks). Bei Kohle und Erz kommen Nutzlasten

zwischen 10 und 15 t und Verladebrücken bis 100 m Stützweite in Frage, woraus sich starke Uferneinfassungen ergeben. Über die Ausdehnung von Kohlen- und Erzumschlagplätzen läßt sich kaum mehr sagen, als daß in der Regel große Räume in Frage kommen. Lediglich ein Beispiel zu geben, mag erwähnt werden, daß ein dem Verfasser bekannter Erzumschlagplatz 600 m Länge und 100 m Tiefe aufweist. Hiervon werden 40 000 m² Ladefläche von Ladebrücken mit 54 m Spannweite bestrichen; unter den Brücken befinden sich 11 und hinter den Brücken weitere drei Gleise. Holzumschlag benötigt ebenfalls viel Platz wegen der zumeist damit verbundenen umfangreichen Sortierungen; auch zusätzliche Wasserfläche wird benötigt, wenn das Holz in Flößen gelagert wird. Getreideumschlaganlagen können parallel zum Ufer oder in Pierform angeordnet werden. Das Löschen erfolgt im Regelfall mit Saugluftanlagen, die Beladung durch Fallrohre, das Getreide ist gelagert in Bodenspeichern oder Silos. Kali muß ebenfalls in gedeckten Räumen gelagert werden, die Förderung erfolgt durch Spezialgeräte.

Öl wird in Tankschiffen befördert, deren Abmessungen noch in ständigem Steigen begriffen sind. Dieser Umstand sowie die Feuergefährlichkeit sind von großer Bedeutung bei der Wahl der Umschlagplätze; der Umschlag erfolgt durch Pumpen. An Stelle eines festen Kais benötigt man nur Anlegebrücken. Die Lagerung erfolgt in Tanks, die aus Stahl, bei unterirdischer Anordnung (Luftschutz) aus Beton oder Stahlbeton bestehen. Stahltanks haben bis zu 40 m Durchmesser, bei 10–15 m Höhe; sie werden aus Gründen der Feuersicherheit in Gruppen angeordnet, wobei zum Schutz gegen Ausfließen des Öls die einzelnen Gruppen mit Mauern oder Wällen umgeben werden. Häufig wird mit der Lagerung eine industrielle Verarbeitung des Öls verbunden (Raffinerien). Der Platzbedarf derartiger Anlagen ist sehr groß. Da Öl gepumpt werden kann, ist es nicht unbedingt erforderlich, daß die Betriebe unmittelbar an das Wasser stoßen. Es genügt eine Rohrleitung zu einem Schiffs-liegeplatz. Bei der Anlage von Ölhäfen kann daher die gesamte zur Verfügung stehende Wasserfront günstig ausgenutzt werden, wenn man durch geschickte Aufteilung des Hinterlandes dafür sorgt, daß jedem Schiffs-liegeplatz ein Betrieb zugeordnet wird.

Allgemeine Planungsgesichtspunkte.

Planung und Entwurf eines Hafens werden durch natürliche örtliche Gegebenheiten sowie durch das Hinterland bestimmt; ein besonderer Aktivposten ist ein Freihafenrecht⁴. Die Entwicklung des Hafens hängt in erster Linie von der Betätigung der Kaufleute ab. Der Handel schafft die Ware heran; die Anlagen für ihren Umschlag zu planen und zu erstellen, ist Sache der Hafenausbauingenieure. Dabei müssen diese die verschiedensten Forderungen des See-, Binnen- und Hafenschiffes, der Eisenbahn, des Kraftwagens, ferner des Nautikers, des Betriebsmannes, des Lagerhalters, der Industriellen und noch andere sinnvoll auf einen Nenner bringen. Im allgemeinen wird die technisch vollkommenste auch die wirtschaftlich günstigste Lösung sein.

Die Liegeplätze in einem Hafen sind entweder nach dem Prinzip der ununterbrochenen Fluchlinie oder auch als Hafenzungen gestaltet. Bei beschränkter Lage der Wasserfront und beschränkter Landweite können ausreichende Umschlagplätze nur durch Schaffung von Hafenzungen ins Wasser hinaus geschaffen werden. Es kommt häufig vor, daß in Hafenteilen, die ursprünglich nach dem Prinzip der ununterbrochenen Fluchlinie gebaut sind, später Hafenzungen eingebaut werden. Die Tiefwasserfront eines Hafens ist ein so wertvolles Gut,

² Um die Überschattung abzumildern, laufen in Bremen Versuche mit Dreiradportalen (nur 1 Laufrad auf der Schuppenkranbahn). Vgl. Naß: Schiff und Hafen 1 (1949) S. 22.

³ Der Massengutumschlag ist so weitgehend spezialisiert, daß er hier nur in groben Umrissen behandelt werden kann.

⁴ Der Wert von Freibezirken oder Freihäfen (mit Veredelungsindustrie) liegt in der Möglichkeit der Schaffung von Stapelplätzen, von denen die Waren wieder nach allen Richtungen ausgeführt werden können, ohne verzollt zu werden.

Keller, Waschküchen, Kanäle, Kabel- und Aufzugschächte,

kurz, alle Räume, in denen sich Grundwasser sammelt, wo Hochwasser einbrechen kann, wo viel Wasser verbraucht wird, müssen trocken gehalten werden. Kann man das Wasser nicht durch Kanalisation abführen, dann hilft nur unsere

Keller-Entwässerungspumpe „ROBOTER“ MK 1 $\frac{1}{4}$

„ROBOTER“

ist eine stets einsatzbereite, sich automatisch selbst ein- und ausschaltende Kreiselpumpe mit Schwimmerschalter.

„ROBOTER“

saugt selbst an und ist unempfindlich gegen Sand und leichte Verunreinigungen des Wassers.

„ROBOTER“

entleert sich selbst und kann so im Winter nicht einfrieren.

„ROBOTER“

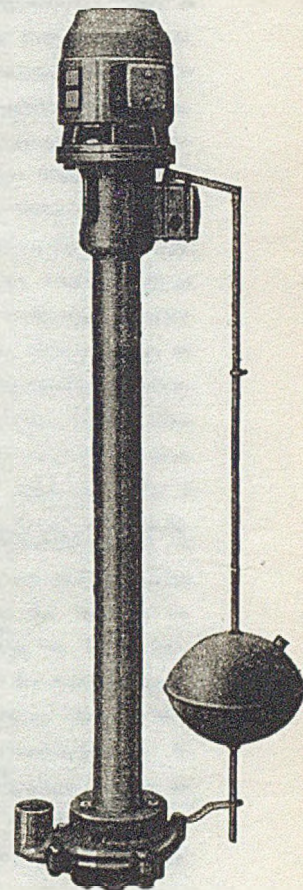
hat einen gegen Feuchtigkeit geschützten, gekapselten Motor, der in genügendem Abstand vom höchsten Wasserstand angeordnet ist.

„ROBOTER“

mit Schwimmerschalter ist ein organisches Ganzes, das leicht einzubauen oder auch zu versetzen ist.

„ROBOTER“

MK 1 $\frac{1}{4}$ ist die ideale automatische Entwässerungs-Anlage, die Ihre Räume trocken hält und das im Haus unerwünschte Wasser zu nutzbringender Verwendung im Garten etc. abführt.



Die Pumpe ist vielseitig in Industrie, Gewerbe und Bauhandwerk verwendbar.

Sie ist ab Lager, zumindest wenige Tage nach Bestellung lieferbar.

Preis: Roboter MK 1 $\frac{1}{4}$ mit vertikalem Drehstrommotor 0,5 PS, 2800 UpM., angebaute Schwimmerschalter, Schwimmer und Gestänge (jedoch ohne Druckleitung) ca. 33 kg DM 270.—

Mehrpreise: MK 1 $\frac{1}{4}$ mit Einphasen-Wechselstrommotor 220 oder 110 Volt mit Fliehkraftregler DM 30.—

MK 1 $\frac{1}{4}$ mit Gleichstrommotor, tropfwassergeschützt DM 120.—

1 Motorschutzschalter mit Überstromauslösung und Netzschutz DM 45.—

Leistung:

Fördermenge cbm/std.	2	4	6	8	10	11
Förderhöhe m	15	13	12	10	8	7
Druckrohranschluß	1 $\frac{1}{4}$ "					



Amag-Hilpert-Pegnitzhütte AG Pegnitz/Ofr.

Firma
AMAG-HILPERT-PEGNITZHÜTTE AG
Pegnitz / Ofr.

Ich bestelle auf Grund der Beilage in der Zeitschrift
1 Keller-Entwässerungspumpe „ROBOTER“ MK 1 $\frac{1}{4}$, für Dreh-, Wechsel-
Gleichstrom, Volt Spannung und bitte um Auftragsbestätigung und
Angabe der Lieferzeit.

Name:

Ort: Straße:

daß es notwendig ist, soviel Landfläche wie möglich von einer möglichst kleinen Wasserfront aus zu bedienen.

Die Anlagen eines Hafens sind mit der allgemeinen Bebauung der Stadt aufs engste verbunden. Der Generalplan des Hafens ist ein Teil des großen Bebauungsplanes der Stadt. Im Generalplan, mit dessen Hilfe sich der Hafen auch seine weitere Entwicklung sichert, trifft man aktuelle und vorausschauende Festlegungen, wo Umschlag und hafengebundene Industrie, Sonderanlagen (etwa Fischereihafen), wo Wasserstraßen, Eisenbahnen und sonstige Hauptverkehrsanlagen und wo Wohnungen für die im und am Hafen beschäftigte Bevölkerung angeordnet werden sollen. Keinesfalls darf vergessen werden, daß zur Hafenfunktion auch Werften gehören. Für Küstenverkehr, Fahrgastabfertigung, Lagereibetriebe und bis zum gewissen Grade auch Stückgutumschlag ist Stadtnähe erwünscht; umgekehrt kann Massengut (Öl aus Sicherheitsgründen) an der Peripherie des Hafens abgefertigt werden. Industrie wird man an seeschifftiefem Wasser nur dann unterbringen, wenn auch laufend Seeschiffe an der betreffenden Anlage zur Abfertigung kommen. Ist das nicht der Fall, müssen sich die Betriebe an weniger tiefem Wasser und einem Zwischentransport mit Leichtern abfinden.

Der Ruf eines Hafens hängt von seiner Leistungsfähigkeit ab, für die aber durchaus nicht seine Größe maßgebend ist. Anhalte für die Leistungsfähigkeit ergeben sich u. a. aus:

- a) der durchschnittlichen Dauer des Hafenaufenthalts der Schiffe,
- b) dem Jahresumschlag je Längeneinheit der Kais,
- c) dem Jahresumschlag je Flächeneinheit der Transitschuppen.

Für Entwürfe von Stückgutkais kann man, sofern nicht örtliche Erfahrungen zugrunde zu legen sind, den Umschlag je lfdm. Kai mit 500 t im Jahre (b), und die Ausnutzung der Schuppenfläche je Quadratmeter und Jahr (c) mit 10 t ansetzen.

Vorrang im Hafen hat das Seeschiff, dessen Hafenzeit auf ein Minimum zu beschränken ist. Verdient wird durch Fahren und nicht durch Stilliegen. Glücklicherweise bietet in dieser Hinsicht das Gebiet des mechanischen Hafenumschlages, das hier nur andeutungsweise behandelt werden konnte, viele und ständig sich steigernde Möglichkeiten. Der Hafengebauer muß sich aber bewußt bleiben, daß alle seine Mühen unvollkommen bleiben, wenn seine Maßnahmen nicht durch eine zweckmäßige Organisation des Hafens und einen sinnvollen Einsatz der Menschenkraft ergänzt werden.

Literatur.

1. Z. VDI 90 (1948) S. 274 sowie Bauingenieur 24 (1949) S. 35.
2. Jb. Hafenbautechn. Ges. (1934/35) S. 238.
3. Jb. Hafenbautechn. Ges. 9, (19) S. 194, sowie Jb. Hafenbautechn. Ges. 12 (19) S. 15.
4. Schiff und Hafen 1 (1949) S. 195.
5. Schiff und Hafen 1 (1949) S. 153.

Zur Vertiefung und Ausweitung der obigen Darlegungen können folgende Veröffentlichungen dienen:

a) Handbücher des Hafenbaus:

- Proetel: See und Seehafenbau. Berlin 1921.
Schulze, F. W. O.: Seehafenbau, Bd. 1, Berlin 1911; Bd. 2, Berlin 1937; Bd. 3, Berlin 1936.
Wundram, O.: Mechanische Hafenausrüstungen. Berlin 1939.
Bolte, A.: Hafenanlagen für Stückgutumschlag. Berlin 1941.
Agatz, A.: Seeverkehrswasserbau in Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, S. 1031, Neudruck Berlin 1949.
Jahrbücher der Hafenbautechnischen Gesellschaft. Hamburg-Berlin.

b) Auswahl nach 1945 erschienener hafengebauter Veröffentlichungen:

- Agatz, A.: Grundlagen der zukünftigen Hafengestaltung. Hansa 86 (1949) S. 319.
Agatz, A.: Die Aufgaben der Hafenbau- und Hafenbetriebstechnik. Schiff und Hafen 1 (1949) S. 144.
Agatz, A.: Europäische Wasserstraßen und deutsche Seehäfen. Bremen-Horn 1949.
Bolte, A.: Gesichtspunkte für den Wiederaufbau von Seehäfen. Z. VDI 90 (1948) S. 271.
Bolte, A.: Konstruktive Gesichtspunkte beim Wiederaufbau des Hamburger Hafens. Bauingenieur 24 (1949) S. 33.
Bolte, A.: Die neuen Kaianlagen im Hamburger Hafen. Hansa 86 (1949) S. 325.
Bolte, A.: Südfruchtumschlag im Hamburger Hafen. Schiff und Hafen 1 (1949) S. 155.
Bumm, H.: Die technische Ausstattung der Duisburg-Ruhrorter Häfen. Hansa 86 (1949) S. 329.
Bumm, H.: Umschlaganlagen in den Binnenhäfen. Schiff und Hafen 1 (1949) S. 26.
Krauß, G.: Die Eisenbahnausrüstung von Stückgutkais. Unveröffentlichte Dissertation, Braunschweig 1948.
Lutz, R.: Neuer Hafenschuppen im Oberseehafen Bremen. Hansa 86 (1949) S. 327.
Berghaus, B.: Kritische Betrachtung zur Umschlagtechnik im Stückgut-Seehafen. Hansa 86 (1949) S. 920.
Mühlradt, F.: Der Wiederaufbau des Hamburger Hafens. Bauwundschau (1947) S. 477.
Mühlradt, F.: Gedanken und Überlegungen eines Hafengebäuers. Hansa 96 (1949) S. 27.
Mühlradt, F.: Luftfahrt und Seeschiffahrt. Schiff und Hafen 1 (1949) S. 37.
Naß, E.: Das Problem der Kaienkrane. Schiff und Hafen 1 (1949) S. 22.
Neumann, H.: Die Entwicklung der Kaischuppenbeleuchtung in Hamburg. Schiff und Hafen 1 (1949) S. 159.
Neumann, H.: Mechanische Ausrüstungen für den Stückgutumschlag im Seehafen. Hansa 86 (1949) S. 915.
Pohle, W.: Versuche mit Fußbodenbelägen in den Schuppen des Hamburger Hafens. Bauingenieur 24 (1949) S. 95.
Schulze, E.: Erfahrungswerte für die Planung von Binnenhäfen. Bauingenieur 24 (1949) S. 257.
Schulze, E.: Forschungen und Fortschritte in der Hafenbautechnik. Bautechnik 26 (1949) S. 226.
Schulze, E.: Der Ausbau der portugiesischen Häfen. Bauingenieur 24 (1949) S. 8.
Schulze, E.: Verkehrsrechnung und Umschlagsleistung in Binnenhäfen. Strom und See, Basel, 1948, S. 75.
Wundram, O.: Moderne mechanische Umschlaganlagen. Hansa 86 (1949) S. 221.
Wundram, O.: Entwicklungseinrichtungen in der Umschlagtechnik. Hansa 86 (1949) S. 752.
Wundram, O.: Die Mechanisierung des Hafenumschlages im Ausland. Schiff und Hafen 1 (1949) S. 72.

Betrachtungen über neuere Fahrbahntafeln für Straßenbrücken.

Von Prof. Dr.-Ing. habil. Kurt Hirschfeld, Aachen, Technische Hochschule.

In dem Bestreben, die Bauten immer kühner und wirtschaftlicher zu gestalten, ist der Ingenieur ständig auf der Suche nach neuartigen Konstruktionen. Ein erfolgversprechender Weg ist dann gegeben, wenn es gelingt, durch eine geeignete Wahl des statischen Systems nicht nur die Größe der Schnittkräfte zu ermäßigen, sondern durch die Verwendung von Baustoffen, für die höhere Spannungen zugelassen werden können, auch die Abmessungen zu verringern. Da bekanntlich das Eigengewicht auf die Spannungen einen großen Einfluß ausübt, so liegt hier der gegebene Ansatzpunkt. Ein neuer Weg, der in der jüngsten Zeit öfter besprochen worden ist, besteht in der Anwendung einer Bauweise, die gemeinsam Stahl und Stahlbeton zum Tragen heranzieht und nicht ganz glücklich als „Verbundbauweise“ bezeichnet wird. Um eine Verwechslung mit der Verbundbauweise „Stahlbeton“ zu vermeiden, würde es sich vielleicht empfehlen, sie anders zu benennen. Besonders bei Brücken ist man mehrfach

dazu übergegangen, die Tragkonstruktion in Stahl auszuführen und die Stahlbeton-Fahrbahnplatte auf den Obergurt, das zum Hauptträgerquerschnitt gerechnete Flachblech, oder auf Tonnen- und Buckelblechplatten aufzubringen. Um zwischen beiden Baustoffen den erforderlichen Zusammenhang zu erzielen, wird eine Anzahl zickzackförmig verlaufender Bewehrungsstäbe auf das Gurtblech aufgeschweißt (Abb. 1). Die Kräfte in der Fuge zwischen Stahlblech und Beton sind den Schweißnähten zuzuweisen, obwohl diese Kräfte auch bis zu einem gewissen Teil von den zwischen beiden Stoffen auftretenden unkontrollierbaren Adhäsionskräften aufgenommen werden.

Diese sog. „Verbundbauweise“ ist bisher in zwei verschiedenen Ausführungsarten angewendet worden:

- a) Die Stahlbetonplatte ist ein Bauglied für sich und dient nur als Fahrbahntafel für die Aufnahme der äußeren Lasten,

b) sie ist Bestandteil des gesamten Tragwerkes und demzufolge als mitwirkende Druckplatte in Rechnung zu stellen.

Im folgenden soll gezeigt werden, daß bei derartigen kombinierten Bauweisen noch zusätzliche Spannungen auftreten, die keinesfalls übersehen werden dürfen.

Ein wesentlicher Faktor des Zusammenwirkens von Stahl und Beton ist der annähernd gleichgroße lineare Wärmeausdehnungskoeffizient, der bei Stahl $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ und bei Beton $\alpha = 10^{-5}$ beträgt. Der Unterschied wird vernachlässigt und der Stahlbeton in seiner Wirkung und Berechnung als homogener Baustoff angesehen. Bei kombinierten Tragwerken tritt jedoch ein neues Moment insofern hinzu, als nunmehr neben der Wärmeausdehnung

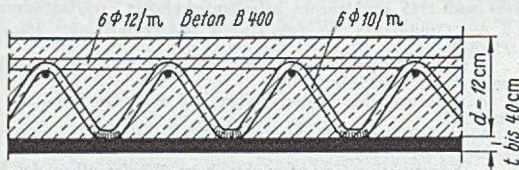


Abb 1. Schnitt durch die Fahrbahnplatte mit dem Stahlblech.

auch der Wärmeleitung eine größere Bedeutung zukommt. Die Wärmeleitfähigkeit des Betons ist von der des Stahls sehr verschieden und beträgt ohne Berücksichtigung der Bewehrung für Beton in den hier in Frage kommenden Abmessungen etwa

$$\lambda = 1,0 \left[\frac{\text{kcal}}{\text{m h } ^\circ\text{C}} \right] \text{ und für Stahl } \lambda = 50 \left[\frac{\text{kcal}}{\text{m h } ^\circ\text{C}} \right].$$

Das bedeutet mit anderen Worten, daß der Stahl, ohne auf die Strahlung einzugehen, sofort die Temperatur der Luft mit der Wärmeleitfähigkeit $\lambda = 0,02$ annimmt. Beim Beton geht diese Angleichung viel langsamer vor sich. Die Temperaturbelastung tritt nicht in konstanter Größe auf, sondern äußert sich als periodische klimatische Schwankung, entweder sich über den Tagesverlauf erstreckend oder in jahreszeitlicher Periodizität verlaufend.

Der Wärmeausgleich in der Betonplatte wird gegenüber dem im Stahlträger mit einer Phasenverschiebung vor sich gehen, so daß sich zwischen beiden Baustoffen ganz verschiedene Wärmedehnungen einstellen werden. Ebenso werden die plastischen Dehnungen, aus Schwinden und Kriechen bestehend, sich der Wirkung aus einer Temperaturzunahme entgegenstellen. Dadurch treten Spannungen auf, die die Haftung zwischen Gurtblech und Beton überschreiten können, der Beton wird sich von der Stahlfläche lösen, und lediglich den Schweißstellen verbleibt dann die Aufnahme der auftretenden Schubkräfte. In jedem Falle ist nachzuweisen, ob die Schweißstellen in der Lage sind, diese Spannungen aufzunehmen und das Abreißen zu verhindern.

Ein Konstruktionsnachteil ist darin zu sehen, daß die Betonplatte den Formänderungen des Gesamttragwerkes nur unter zusätzlichen Zwangungen folgen kann, da der Elastizitätsmodul des Betons nur ein Zehntel desjenigen für Stahl beträgt. Die Betonplatte wird bei nicht genügender Bewehrung reißen, und es sei daher empfohlen, wenn man auf die Verwendung der Vorspannung verzichtet, die Fahrbahntafel nur bei Brücken mit kleinerer Stützweite als mitwirkende Druckplatte heranzuziehen. Auch sei darauf hingewiesen, daß bei Kastenträgern an der Unterseite des oberen stählernen Gurtbleches eine Schwitzwasserbildung auftritt, die bei unsachgemäßer Unterhaltung leicht zu Korrosionserscheinungen führen kann.

Im folgenden sollen diese Einflüsse näher untersucht werden.

1. Einfluß aus der Belastung.

Für den Fall, daß der Beton unmittelbar auf das Gurtblech aufgebracht wurde, entstehen aus der Wirkung des Eigengewichts keine Spannungen. Einen Spannungsbeitrag liefert lediglich die Verkehrslast. Unter der Voraussetzung einer schubfesten Verbindung zwischen der Betontafel und

der stählernen Gurtplatte darf das Gurtblech zur Aufnahme der Zugkräfte herangezogen werden, so daß die gesamte Dicke der Betonplatte (d) einschließlich der halben Gurtplattenstärke (t) als statische Höhe $h = d + t/2$ zur Verfügung steht.

2. Einfluß aus den Schwingungen des Systems.

Die dynamischen Einflüsse aus der Verkehrslast werden entsprechend den Forderungen in DIN 1075 mit Hilfe eines Stoßwertes in eine statische Belastung umgeformt. Diese Bestimmungen beziehen sich auf solche Brücken in Stahl oder Stahlbeton, deren elastisches Verhalten den bisherigen Ausführungen entsprach. Für die neuartigen Brückenkonstruktionen fehlen jedoch noch Erfahrungswerte der Stoßziffern aus Meßergebnissen, und es würde sich empfehlen, die Umordnung eines dynamischen Lastfalles in einen gleichartigen statischen Lastfall schwingungstechnisch etwas genauer zu untersuchen.

Durchbiegung und Frequenz stehen miteinander in Zusammenhang. Wie auch die Schwingung ausgelöst sein mag, die Frequenz wird immer von der Masse und der Federzahl des Schwingers bestimmt und ist nur von den Konstanten des Schwingers und nicht von den Anfangsbedingungen abhängig. Setzt man eine harmonische Schwingung $y = y_0 \cos \omega t$ voraus — eine Annahme, die genügend genau ist und deren Richtigkeit sich durch Messungen am fertiggestellten Bauwerk leicht beweisen läßt —, ergibt sich die Eigenschwelle oder Kreisfrequenz zu

$$\omega = 2\pi n = \frac{2\pi}{T}$$

oder in anderer Form

$$\omega = \sqrt{\frac{G}{ym}} = \sqrt{\frac{g}{y}} = \sqrt{\frac{c}{m}}$$

wobei y das Maß der Durchbiegung des statischen Anteils und c die Federkonstante bedeuten. Aus der Gleichung $y\omega^2 = g = \text{const} \approx 1000 \text{ [cm/sec}^2\text{]}$

folgt, daß Bauglieder mit übereinstimmender Durchbiegung mit gleicher Frequenz schwingen, unabhängig von der Art des Baustoffes und des statischen Systems. Je mehr sich also eine Last dem Auflager nähert, desto kleiner wird sich die Durchbiegung und desto größer demzufolge die Eigenfrequenz einstellen.

In Anlehnung an die vorstehende Bedingungsgleichung ergeben sich somit für einige gewählte Durchbiegungen die in der folgenden Zahlentafel enthaltenen Werte der Kreis- und Eigenfrequenz, die auf den jeweilig vorliegenden Fall erweitert werden können.

y	$\omega \text{ [sec}^{-1}\text{]}$	$n \text{ [Hz]}$
100 cm	$\sqrt{10}$	0,5
10 "	$\sqrt{10^2}$	1,6
1 "	$\sqrt{10^3}$	5
1 mm	$\sqrt{10^4}$	16
0,1 "	$\sqrt{10^5}$	50
0,01 "	$\sqrt{10^6}$	160

Es bereitet somit keine Schwierigkeiten, nach Kenntnis der Durchbiegung auch die Schwingungsbeanspruchung vorgespannter Konstruktionen zu ermitteln. In Abhängigkeit von der geringen Durchbiegung solcher Systeme wird sich demzufolge eine höhere Schwingungszahl einstellen, die einen anderen Stoßwert erforderlich macht.

Handelt es sich um Brückenbalken mit veränderlichem Trägheitsmoment der Hauptträger, so werden gedämpfte Schwingungen auftreten, deren Dehnungswiderstand sich in dimensionsloser Form durch die Kugelanalyse (vergleiche Schleicher [1] u. Tölke [2])

$$D = \sum_0^{\infty} D_n \left(\frac{v}{v_0} \right)^n$$

beschreiben läßt. Nimmt man eine lineare oder Geschwindigkeitsdämpfung an, so lautet die dafür gültige Differentialgleichung mit $n = 1$

$$\frac{d^2 y}{dt^2} + \frac{D_1}{m v_0} \frac{dy}{dt} + \frac{c}{m} y = \sum_0^{\infty} \frac{A_n}{m} \sin(\omega_n t - \alpha_n).$$

Mit dem Lösungsansatz für die homogene Gleichung

$$y_h = \bar{c} e^{kt}$$

ergibt sich mit

$$k = -\frac{D_1}{2m v_0} \pm \sqrt{-\frac{c}{m} + \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2}$$

nach einigen Zwischenrechnungen die Lösung

$$y_h = C_1 e^{\left[-\frac{D_1}{2m v_0} + \sqrt{-\frac{c}{m} + \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2}\right] t} + C_2 e^{\left[-\frac{D_1}{2m v_0} - \sqrt{-\frac{c}{m} + \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2}\right] t}.$$

Dabei lassen sich die drei Fälle unterscheiden:

a) $\left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2 > \frac{c}{m}$. (Abb. 2)

Der Wurzelwert von k ist immer positiv, der Schwingungsverlauf geht ständig nach Null. Es liegt eine aperiodische Schwingung oder Kriechbewegung vor.

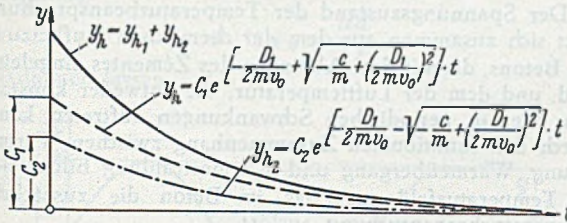


Abb. 2.

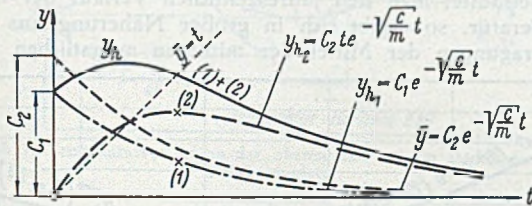


Abb. 3.

b) $-\frac{c}{m} + \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2 = 0$. (Abb. 3.)

Beide Lösungen sind gleich und arten in eine Lösung aus, die die letzte Kriechbewegung darstellt. Für die allgemeine Lösung hat man demzufolge noch eine zweite zu suchen, die sich zu

$$y_h = C_1 e^{-\frac{D_1}{2m v_0} t} + C_2 t e^{-\frac{D_1}{2m v_0} t} = C_1 e^{-\sqrt{\frac{c}{m}} t} + C_2 e^{-\sqrt{\frac{c}{m}} t}$$

ergibt. Die Schwingung dieses aperiodischen Grenzfallcs hängt nicht mehr von der Dämpfung ab, sondern nur von

den Amplituden und dem Wert $\sqrt{\frac{c}{m}}$. Sie schaukelt sich bis zum Maximum auf und geht dann in langsames Kriechen über.

c) $-\frac{c}{m} + \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2 < 0$. (Abb. 4.)

Die Wurzeln sind hierbei imaginär. Schreibt man sie um in

$$\sqrt{-\frac{c}{m} + \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2} = i \sqrt{\frac{c}{m} - \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2},$$

so lautet die Lösung

$$y_h = C_1 e^{-\frac{D_1}{2m v_0} t} e^{\sqrt{\frac{c}{m} - \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2} i t} + C_2 e^{-\frac{D_1}{2m v_0} t} e^{-\sqrt{\frac{c}{m} - \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2} i t}$$

oder

$$y_h = (C_1 + C_2) e^{-\frac{D_1}{2m v_0} t} \cos t \sqrt{\frac{c}{m} - \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2} + i (C_1 - C_2) e^{-\frac{D_1}{2m v_0} t} \sin t \sqrt{\frac{c}{m} - \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2}.$$

bzw.

$$y_h = K_1 e^{-\frac{D_1}{2m v_0} t} \cos t \sqrt{\frac{c}{m} - \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2} + K_2 e^{-\frac{D_1}{2m v_0} t} \sin t \sqrt{\frac{c}{m} - \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2}.$$

Die Konstanten C_1 und C_2 können beliebig komplex sein, während K_1 und K_2 Sinn nur für reelle Werte haben.

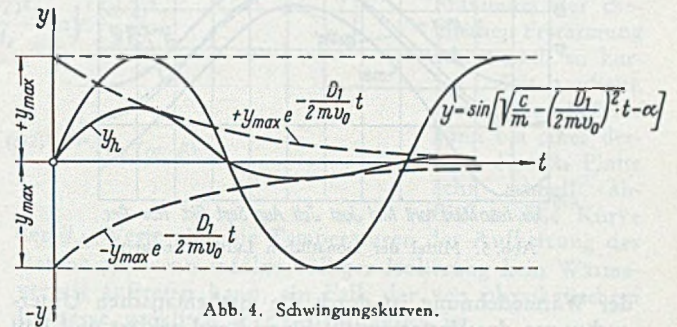


Abb. 4. Schwingungskurven.

Nach Auflösung der beiden simultanen Gleichungen lautet die Lösung in eine für die Schwingungslehre geeigneter Form umgeschrieben

$$y_h = y_{\max} e^{-\frac{D_1}{2m v_0} t} \sin \left[\sqrt{\frac{c}{m} - \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2} t - \alpha \right].$$

Die Kreisfrequenz ω ist nicht mehr von $\sqrt{\frac{c}{m}}$, sondern von $\sqrt{\frac{c}{m} - \left(\frac{D_1}{2m v_0}\right)^2}$ abhängig, und die Schwingung voll-

zieht sich jetzt zwischen $\pm y_{\max} e^{-\frac{D_1}{2m v_0} t}$.

Diese Biegeschwingungen liefern zwar den Hauptanteil, werden aber noch durch andere Schwingungsformen überlagert, von denen besonders die Torsionsschwingungen hervorgehoben sein mögen. Auch mit der Möglichkeit des Schwingens der Hauptträger in Gegenphase muß gerechnet werden. Die gesamte rechnerische Verfolgung ist sehr schwierig und zeitraubend, so daß für die Praxis allein der Weg der Schwingungsmessung mit der Feststellung eines entsprechenden dynamischen Faktors weiter beschritten werden müßte. Doch wäre es nötig, die in DIN 1075 verankerten Stoßwerte für diese neue Art der Straßenbrücken durch Großzahlforschung einer meßtechnischen Kontrolle zu unterziehen bzw. neu festzusetzen.

3. Einfluß aus Schwinden und Kriechen des Betons.

Nach den Bestimmungen DIN 1045 wird das Schwinden einfach einer Temperaturabnahme von 15 bzw. 20°C gleichgesetzt. Diese Berechnungsweise ist sehr überschlägig und bedarf dringend einer eingehenderen Untersuchung, denn es sind dabei keinerlei Unterschiede gemacht worden hinsichtlich der verwendeten Betongüte, der Zementart oder der Nachbehandlung des Betons.

Eine genauere Betrachtung des Schwindvorganges zeigt, daß sich die Schwinddehnung aus den beiden Teileinflüssen der Schrumpfdehnung und der Wärmedehnung zusammensetzt. Dabei wird bei dünnen Platten die erstere und bei dicken Platten die letztere vorherrschend sein. Versuche ergaben und auch die Anschauung lehrt, daß zementreicher Beton mehr schwindet als zementarmer Beton, und daß sich bei einem erhöhten Wasserzusatz größere Schwinddehnungen einstellen. Neben der Betonart übt auch die Schalung einen Einfluß auf das Schwinden

aus. So läßt z. B. trockene und nicht gespundete Holzschalung einen Teil des im Frischbeton enthaltenen Wassers entweichen, wodurch der Beton gegenüber dem in Stahlschalung hergestellten entsprechend größere Dehnungen erwarten läßt. Durch eine sinnvolle Nachbehandlung, worunter man im wesentlichen das längere Feuchthalten nach dem Betonierungsvorgang versteht, lassen sich aber die Dehnungsmaße herabmindern.

Das Gesetz für die Schrumpfdehnung läßt sich empirisch finden, indem man eine Reihe Versuchsergebnisse von verschiedenartigsten Prüfkörpern auswertet. Das Gesetz

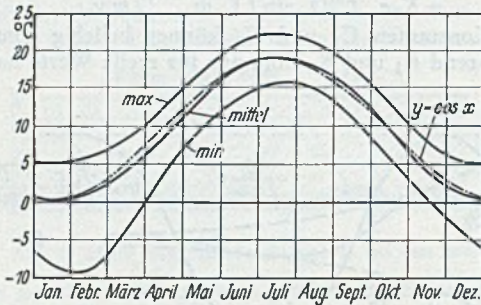


Abb. 5. Mittel der monatlichen Lufttemperaturen.

der Wärmedehnung ist durch die mathematischen Untersuchungen des Verfassers [2] hinreichend geklärt und läßt sich für diesen zweiten Teileinfluß des Schwindens mit

$$\vartheta_{ch} = \vartheta_{ch}^{max} \left(1 - e^{-\frac{t}{t_0}}\right)$$

ohne weiteres in die dafür gültige Differentialgleichung einbauen.

Zu diesen vorstehend geschilderten Wirkungen addiert sich noch die des Kriecheinflusses. Auch das Kriechen ist wie das Schwinden einer Zeitfunktion und wird durch eine anhaltende Druckbeanspruchung ausgelöst. Im einzelnen sei auf die Arbeiten von Dischinger [3] verwiesen, mit deren Ergebnissen sich das Problem vollkommen bewältigen läßt.

Bei der Fahrbahnausführung der als Beispiel gewählten Köln-Deutzer Brücke sind die plastischen Formänderungen allerdings nicht so groß, da der Beton nach seiner unteren Seite hin durch das Stahlblech abgeschlossen und dem Beton nach hier keine Verdunstungsmöglichkeit gegeben ist. An der oberen Deckfläche wurde die Betonplatte längere Zeit mit einer feuchten Kiesschüttung abgedeckt und so der direkten Sonnenbestrahlung und Austrocknung entzogen.

Um eine Druckvorspannung der Stahlbetonplatte im Bereich der negativen Momente des Hauptträgers zu erreichen, ist eine besondere Reihenfolge der Betonierungsabschnitte mit zusätzlichen Montagemaßnahmen gewählt worden. Durch diese Druckvorspannung wird ein erhöhtes Kriechen verursacht, was wiederum zur Verminderung der anfänglichen Vorspannung führt. Die Abnahme kann solche Werte annehmen, daß die Überlagerung der Spannungen aus Eigengewicht, Verkehr, Temperatur, Schwinden und Kriechen im Endergebnis in der Betonplatte Zugspannungen ergibt.

Durch den Kriechvorgang wird im Laufe der Zeit ein Teil der Last P_t vom Beton auf die Bewehrungsstäbe übertragen.

Nimmt man an, daß das Schwinden proportional dem Kriechen verläuft, und der federnde Elastizitätsmodul E_0 mit der Zeit konstant bleibt, so beträgt die eine elastische Längung erzeugende Umlagerungskraft

$$P_t = P_{ob} \left[1 + \frac{\alpha_\vartheta \vartheta E_0}{m \sigma_{ob}} \right] (1 - e^{-\mu m}).$$

Hierin bedeuten

$$\alpha_\vartheta \vartheta \text{ die Schwindverkürzung} = 10^{-5} \cdot 15$$

$$E_0 = 2,1 \cdot 10^6,$$

$$\mu = \frac{D_e}{D_e + D_b},$$

wobei D die Dehnungssteifigkeiten

$$\text{für Stahl } D_e = E_e F_e$$

$$\text{„ Beton } D_b = E_b F_b$$

darstellen. Unter m versteht man das Kriechmaß, das hier mit etwa $m = 2$ eingesetzt werden kann. Die vor dem Kriechen im Beton vorhandene Kraft folgt aus

$$P_{ob} = -(\text{Vorspannung} \cdot F_c) + [\text{Normalkraft} \cdot (1 - \mu)].$$

In dieser Weise lassen sich die durch das Kriechen hervorgerufenen Spannungen leicht berechnen. Im übrigen sei auf Dischinger [3] verwiesen.

4. Einfluß der Temperatur.

Der Spannungszustand der Temperaturbeanspruchung setzt sich zusammen aus dem der chemischen Aufheizung des Betons, die mit dem Abbinden des Zementes eingeleitet wird, und dem der Lufttemperatur, die entweder konstant sein oder in periodischen Schwankungen auftreten kann. Durch den funktionalen Zusammenhang zwischen Wärmeleitung, Wärmeübergang und Wärmestrahlung bildet sich ein Temperaturfeld aus, das im Beton die zusätzliche Temperaturbeanspruchung auslöst.

Betrachtet man den jahreszeitlichen Verlauf der Lufttemperatur, so ergibt sich in großer Näherung aus den Auftragungen der Mittel der mittleren monatlichen und

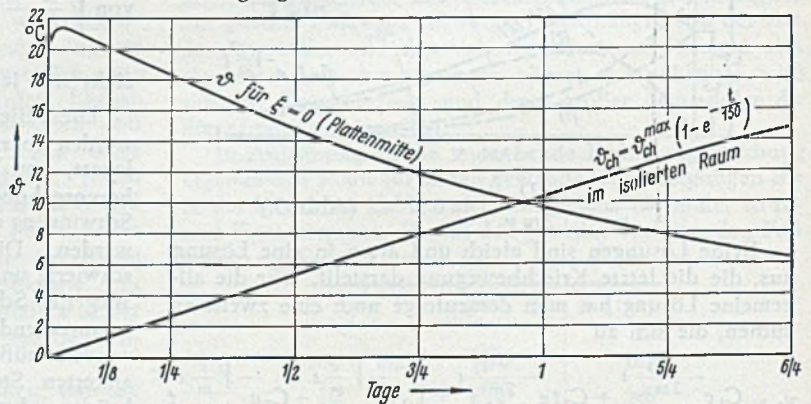


Abb. 6. Temperaturverlauf infolge chemischer Erwärmung des Betons bei $\vartheta_{ch}^{max} = 70^\circ \text{ C}$ u. $\vartheta_{ii} = 20^\circ$.

fünftägigen Temperaturaufzeichnungen der letzten 80 Jahre eine Kosinusschwingung mit einer Amplitude von etwa 10° C (Abb. 5). Über den Tag gesehen, also über eine Schwingungsweite von $T = \frac{2\pi}{\omega} = 24 \text{ h}$, ist das Bild nicht gleichartig, jedoch kann man auch hier der Rechnung mit genügender Genauigkeit einen kosinusförmigen Temperaturverlauf mit einem Schwingungsaussschlag von etwa 10° C zugrunde legen.

a) Temperaturfeld aus der chemischen Abbindewärme des Betons unter Berücksichtigung einer konstanten Über-temperatur der die Platte umgebenden Luft.

Für den Beton der Fahrbahnplatte wurden rd. 350 kg Dyckerhoff-Portland-Zement je m^3 feste Masse verarbeitet, was bei der Wärmetönung dieses Zements einer Aufheizung im adiabatischen Raum von etwa 70° C entsprechen dürfte.

Mit der Differentialgleichung der Wärme für das linearisierte Problem (für die Entwicklung dieser und der unter Abschnitt c u. d. gebrachten Gleichungen vgl. K. Hirschfeld [4])

$$\frac{\partial \vartheta}{\partial t} = a \Delta \vartheta + \frac{W}{c\gamma}$$

ergibt sich mit der Wärmeerzeugungsfunktion

$$W(t) = c\gamma \frac{\partial \vartheta_{ch}}{\partial t} = \frac{c\gamma}{t_0} \vartheta_{ch}^{max} e^{-\frac{t}{t_0}} = W_{max} e^{-\frac{t}{t_0}}$$

unter Mitberücksichtigung einer Übertemperatur $\vartheta_{\bar{u}}$ das Temperaturfeld

$$\vartheta(\xi, t) = \vartheta_{ch}^{max} e^{-\frac{t}{t_0}} \left[-1 + \frac{\alpha(d/2)}{\lambda} \frac{\alpha(d/2)}{\lambda} \cos \sqrt{\frac{(d/2)^2}{at_0}} - \sqrt{\frac{(d/2)^2}{at_0}} \sin \sqrt{\frac{(d/2)^2}{at_0}} \right] \cos \left(\xi \sqrt{\frac{(d/2)^2}{at_0}} \right) + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\left(\frac{\vartheta_{\bar{u}} + \vartheta_{ch}^{max}}{\varphi_n^2} + \frac{\vartheta_{ch}^{max}}{\frac{(d/2)^2}{at_0} - \varphi_n^2} \right) \varphi_n \sin \varphi_n}{\frac{1}{2} \left(1 + \frac{\sin 2\varphi_n}{2\varphi_n} \right)} e^{-\frac{at}{(d/2)^2 \varphi_n^2}} \cos(\varphi_n \xi),$$

wobei sich die Eigenwerte φ_n aus der transzendenten Gleichung

$$\varphi_n \operatorname{tg} \varphi_n = \frac{\alpha d}{2\lambda}$$

bestimmen lassen.

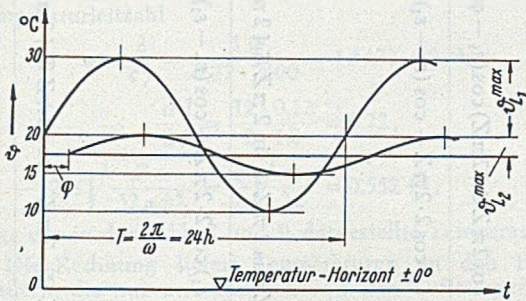


Abb. 7. Temperaturverlauf an der oberen und unteren Deckfläche der Stahlbetonplatte.

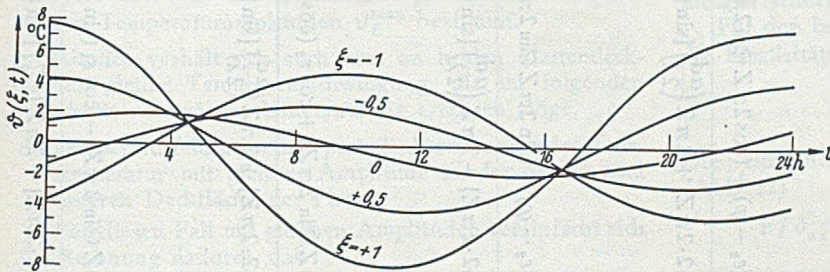


Abb. 8. Temperaturverlauf bei verschiedenen Amplituden an den beiden Deckflächen der Platte $\vartheta_{L_1}^{max} = 10^\circ\text{C}$; $\vartheta_{L_2}^{max} = 2,5^\circ\text{C}$; $\varphi = \frac{1}{12}$.

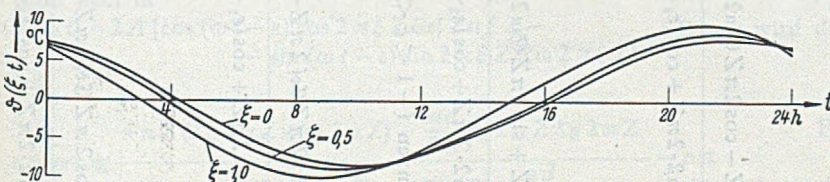


Abb. 10. Temperaturverlauf bei gleicher Amplitude $\vartheta_{L_1}^{max} = 10^\circ\text{C}$ an den beiden Deckflächen der Platte.

Für eine Plattendicke $d = 10\text{ cm}$ ergibt sich mit
 Raumbgewicht des Betons $\gamma = 2400 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right]$,
 Wärmeleitzahl $\lambda = 1,0 \left[\frac{\text{kcal}}{\text{m h }^\circ\text{C}} \right]$,
 spezifische Wärme des Betons $c = 0,27 \left[\frac{\text{kcal}}{\text{kg }^\circ\text{C}} \right]$.

Wärmeübergangszahl $\alpha = 12 \left[\frac{\text{kcal}}{\text{m}^2 \text{h }^\circ\text{C}} \right]$,

Temperaturleitzahl des Betons

$$a = \frac{\lambda}{c\gamma} = \frac{1,0}{0,27 \cdot 2400} = 1,5432 \cdot 10^{-3} \left[\frac{\text{m}^2}{\text{h}} \right],$$

maximale chemische Aufheizung im isolierten Raum

$$\vartheta_{ch}^{max} = 70^\circ\text{C},$$

Übertemperatur der Umgebung zur Zeit des Betonierens

$$\vartheta_{\bar{u}} = 20^\circ\text{C}$$

der in Abb. 6 wiedergegebene Temperaturverlauf. Es ist dabei nicht verwunderlich, daß das Maximum der chemischen Erwärmung schon nach so kurzer Zeit auftritt, denn die Wärme kann bei einer derartig dünnen Platte sehr schnell abfließen. Die Kurve der ϑ_{ch} -Werte gibt die Temperaturen der Aufheizung des Betons an, wenn infolge völliger Isolierung kein Wärmeverlust auftreten kann, ein Fall, der von physikalischem Interesse, praktisch aber bedeutungslos ist.

Auf den endgültigen Spannungszustand der Platte hat die chemische Erwärmung des Betons keinen Einfluß mehr, denn unter dem Eigengewicht ist die hier betrachtete Platte spannungslos, und zum Zeitpunkt des Auftretens der Verkehrslast ist die Aufheizungstemperatur längst abgeklingen. Anders liegen die Verhältnisse allerdings bei starken Platten, die aber hier nicht behandelt werden sollen.

b) Temperaturfeld aus einer periodisch schwankenden Lufttemperatur mit verschieden großer Amplitude an der oberen und unteren Deckfläche der Platte.

Zur Durchführung der Rechnung ist es erforderlich, sich die Belastungsfunktionen in ihrem Verlauf und den möglichen Werten zu vergegenwärtigen. Das Tragwerk der Brücke besteht aus einem kastenförmigen Stahlträger, der gegen die Luft allseitig abgeschlossen ist. Es ist anzunehmen,

daß im Sommer während der Tageszeit die Luft oberhalb der Platte und an den Seiten des Trägers wärmer ist als im Kasten, der im Schatten liegt. Nachts dürfte der umgekehrte Fall eintreten. Entsprechend wird auch der Wärmestrom verlaufen, tagsüber von außen nach innen, nachts entgegengesetzt gerichtet. Im Winter liegen die Verhältnisse ebenso.

Abb. 9. Temperaturverlauf über die Plattendicke bei verschiedenen Amplituden an den Deckflächen der Platte $\vartheta_{L_1}^{max} = 10^\circ\text{C}$; $\vartheta_{L_2}^{max} = 2,5^\circ\text{C}$; $\varphi = \frac{1}{12}$.

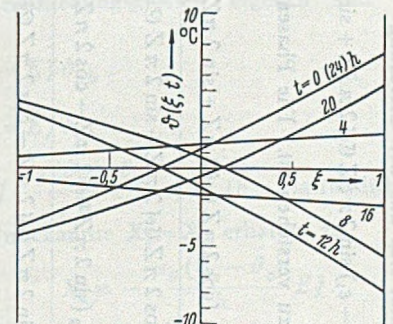


Abb. 9. Temperaturverlauf über die Plattendicke bei verschiedenen Amplituden an den Deckflächen der Platte $\vartheta_{L_1}^{max} = 10^\circ\text{C}$; $\vartheta_{L_2}^{max} = 2,5^\circ\text{C}$; $\varphi = \frac{1}{12}$.

Das Temperaturfeld bestimmt sich aus der Gleichung

$$\vartheta(\xi, t) = A [\cos(\omega t - \varepsilon_1) \sin 2\pi\xi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi\xi Z + \sin(\omega t - \varepsilon_1) \cos 2\pi\xi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi\xi Z] + B [\cos(\omega t - \varepsilon_2) \cos 2\pi\xi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi\xi Z - \sin(\omega t - \varepsilon_2) \sin 2\pi\xi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi\xi Z],$$

wobei unter $Z = \sqrt{\frac{d^2 \omega}{32 a \pi^2}}$ zu verstehen ist. Die Phasenverschiebungen ε_1 bzw. ε_2 ergeben sich nach längerer Zwischenrechnung zu

$$\varepsilon_1 = \arctg \frac{2\pi Z [Q_1 (\cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z + \sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z) + (\sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z - \cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z)] - \frac{ad}{2\lambda} (Q_1 \sin 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z - \cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z)}{2\pi Z [(\cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z + \sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z) - Q_1 (\sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z - \cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z)] - \frac{ad}{2\lambda} (\sin 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z + Q_1 \cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z)}$$

$$2\pi Z [Q_2 (\sin 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z - \cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z) - (\cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z + \sin 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z)] + \frac{ad}{2\lambda} (Q_2 \cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z + \sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z)$$

$$2\pi Z [(\sin 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z - \cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z) + Q_2 (\cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z + \sin 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z)] + \frac{ad}{2\lambda} (\cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z - Q_2 \sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z)$$

$$\text{und die Integrationskonstanten zwischen den Grenzen } (0 < \xi < +1)$$

$A = -\frac{ad}{2\lambda} \vartheta_{L_1}^{\max}$.

$$2\pi Z [(\sin 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z - \cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z) \sin(\varepsilon_2 - \varphi) + (\cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z + \sin 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z) \cos(\varepsilon_2 - \varphi)] + \frac{ad}{2\lambda} [\cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z \sin(\varepsilon_2 - \varphi) - \sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z \cos(\varepsilon_2 - \varphi)]$$

$$(2\pi Z)^2 [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \sin 2\pi Z + \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z] + 2\pi Z \left(\frac{ad}{2\lambda}\right) [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cos 2\pi Z - \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z] - \frac{1}{2} \left(\frac{ad}{2\lambda}\right)^2 [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \sin 2\pi Z - \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z]$$

und

$$B = -\frac{ad}{2\lambda} \vartheta_{L_2}^{\max}$$

$$2\pi Z [(\cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z + \sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z) \sin(\varepsilon_2 - \varphi) - (\sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z - \cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z) \cos(\varepsilon_1 - \varphi)] - \frac{ad}{2\lambda} [\sin 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z \sin(\varepsilon_1 - \varphi) + \cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z \cos(\varepsilon_1 - \varphi)]$$

$$(2\pi Z)^2 [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \sin 2\pi Z + \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z] + 2\pi Z \left(\frac{ad}{2\lambda}\right) [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cos 2\pi Z - \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z] - \frac{1}{2} \left(\frac{ad}{2\lambda}\right)^2 [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \sin 2\pi Z - \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z]$$

bzw. zwischen den Grenzen $(-1 < \xi < 0)$

$$A = \frac{ad}{2\lambda} \vartheta_{L_2}^{\max}$$

$$2\pi Z [\sin \varepsilon_2 (\cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z - \cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z) + \cos \varepsilon_2 (\cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z + \sin 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z)] + \frac{ad}{2\lambda} (\sin \varepsilon_2 \cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z - \cos \varepsilon_2 \sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z)$$

$$(2\pi Z)^2 [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \sin 2\pi Z + \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z] + 2\pi Z \left(\frac{ad}{2\lambda}\right) [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cos 2\pi Z - \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z] - \frac{1}{2} \left(\frac{ad}{2\lambda}\right)^2 [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \sin 2\pi Z - \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z]$$

und

$$B = -\frac{ad}{2\lambda} \vartheta_{L_2}^{\max}$$

$$2\pi Z [\sin \varepsilon_1 (\cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z + \sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z) - \cos \varepsilon_1 (\sin 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z - \cos 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z)] - \frac{ad}{2\lambda} (\sin \varepsilon_1 \sin 2\pi Z \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z + \cos \varepsilon_1 \cos 2\pi Z \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z)$$

$$(2\pi Z)^2 [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \sin 2\pi Z + \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z] + 2\pi Z \left(\frac{ad}{2\lambda}\right) [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cos 2\pi Z - \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{G} \text{of } 2\pi Z] - \frac{1}{2} \left(\frac{ad}{2\lambda}\right)^2 [\sin(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \sin 2\pi Z - \cos(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \mathfrak{C} \text{in } 2\pi Z]$$

In diesen Gleichungen müssen noch Q und φ bestimmt werden, und zwar ist

$$Q_1 = \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi \mp \frac{\vartheta_{L_2}^{\max}}{\vartheta_{L_1}^{\max}}}$$

und φ die zu messende Phasenverschiebung der Lufttemperaturen ϑ_{L_1} gegen ϑ_{L_2} , für die das Gesetz

$$\vartheta_L = \vartheta_L^{\max} \cos \omega t$$

gilt.

Mit den außer unter a) angeführten Grundwerten

Plattenstärke $d = 12$ cm

Lufttemperaturen (Abb. 7)

an der oberen Deckfläche

Tag 30° Nacht 10° $\Delta = 20^\circ$ $\vartheta_{L_1}^{\max} = 10^\circ \text{ C}$,

an der unteren Deckfläche

Tag 20° Nacht 15° $\Delta = 5^\circ$ $\vartheta_{L_2}^{\max} = 2,5^\circ \text{ C}$,

Phasenverschiebung der Lufttemperaturen ϑ_L

$$\varphi = \frac{T}{12} = \frac{\pi}{6\omega} = 2,00,$$

Kreisfrequenz

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{24} = 261,7 \cdot 10^{-3} [\text{h}^{-1}],$$

Temperaturleitzahl

$$a = \frac{\lambda}{c\gamma} = \frac{1,0}{0,27 \cdot 2400} = 1,5432 \cdot 10^{-3},$$

$$\frac{\alpha d}{2\lambda} = \frac{12 \cdot 0,12}{2 \cdot 1,0} = 0,72,$$

$$2\pi \sqrt{\frac{d^2 \omega}{32a\pi^2}} = \frac{d}{2} \sqrt{\frac{\omega}{2a}} = 0,55248,$$

folgt das in den Abb. 8 und 9 dargestellte Temperaturfeld.

Die Rechnung liefert Temperaturen an den Plattenrändern, die nur unwesentlich von den Lufttemperaturen abweichen. Es entsteht demzufolge kein nennenswerter Fehler, wenn man die Spannungen mit der Differenz der beiden Temperaturamplituden ϑ_L^{\max} bestimmt.

Ähnlich verhält sich auch eine an beiden Plattendeckflächen gleiche Temperaturschwungung, die im folgenden Abschnitt eine nähere Untersuchung erfahren möge.

c) Temperaturfeld aus einer periodisch schwankenden Lufttemperatur mit gleicher Amplitude an der oberen und unteren Deckfläche der Platte.

Für diesen Fall mit gleichen Amplituden vereinfacht sich die Rechnung dadurch, daß

$$\vartheta_{L_1}^{\max} = \vartheta_{L_2}^{\max}; \quad \varphi = 0; \quad \varepsilon_2 = \varepsilon; \quad Q_1 = -\infty; \quad Q_2 = 0$$

zu setzen ist. Die Gleichung für das Temperaturfeld geht dann über in

$$\vartheta(\xi, t) = 2A [\cos(\omega t - \varepsilon) \cos 2\pi \xi Z \cos 2\pi \xi Z - \sin(\omega t - \varepsilon) \sin 2\pi \xi Z \sin 2\pi \xi Z]$$

mit

$$\varepsilon = \text{arc tg} \frac{4\pi Z (\mathfrak{S}_g 2\pi Z + \text{tg } 2\pi Z) - \frac{\alpha d}{2\lambda} \text{tg } 2\pi Z \mathfrak{S}_g 2\pi Z}{4\pi Z (\mathfrak{S}_g 2\pi Z - \text{tg } 2\pi Z) - \frac{\alpha d}{\lambda}} - n\pi$$

oder symbolisch geschrieben

$$\varepsilon = \text{arctg} \frac{[\dots 2 \dots]}{[\dots 1 \dots]} - n\pi$$

und

$$A = - \frac{\frac{\alpha d}{2\lambda} \vartheta_L^{\max}}{\{[\dots 1 \dots] + \text{tg } \varepsilon [\dots 2 \dots]\} \cos 2\pi Z \cos 2\pi Z \cos \varepsilon}$$

Nimmt man die Extremwerte der Lufttemperaturen am Tage mit 30° und des Nachts mit 10° an, so ergibt sich mit $\Delta = 20^\circ$ die Amplitude $\vartheta_L^{\max} = 10^\circ$. Wird weiter die Phasenverschiebung $\varphi = 0$ gesetzt, so ergeben sich mit diesen Annahmen die in Abb. 10 und 11 aufgetragenen Temperaturen.

Wie schon festgestellt wurde, sind die Unterschiede zwischen Lufttemperatur und Temperatur an den Plattenrändern sehr gering. Die Näherung, mit ϑ_L^{\max} zu rechnen, ist um so mehr begründet, als die aufgeschweißten Bewehrungsstäbe die Wärme schneller ableiten, als es der Rechnung zugrundegelegte unbewehrte Beton mit seiner niedrigen Wärmeleitfähigkeit vermag.

Eine den wirklichen Verhältnissen entsprechende mathematische Erfassung der Spannungen unter Beachtung der im Beton eingebetteten Bewehrung ist sehr langwierig und bedarf noch der Klärung.

Die unter 4 a) bis 4 c) ermittelten Temperaturen in der Betonplatte lassen sich nunmehr für die Errechnung der Spannungen verwenden. Gibt man sich mit dem größten Unterschied der Temperatur zwischen unterer und oberer Deckfläche einer unbewehrten Platte zufrieden, so kann man die Spannungen schnell bestimmen.

Für den beiderseitig eingespannten Träger z. B. lauten die Elastizitätsgleichungen

$$X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} + \delta_{a\vartheta} = 0, \\ X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + \delta_{b\vartheta} = 0.$$

Die einzelnen Verschiebungsgrößen ergeben sich zu (Abb. 12)

$$EJ \delta_{aa} = \frac{l}{3} = EJ \delta_{bb},$$

$$EJ \delta_{ab} = \frac{l}{6} = EJ \delta_{ba}.$$

$$EJ \delta_{a\vartheta} = EJ \frac{\alpha_\vartheta (\vartheta_u - \vartheta_o)}{h} \cdot \frac{l}{2} \quad (h = \text{Plattendicke}).$$

Damit wird die Unbekannte $X_a = X_b$ erhalten zu

$$X_a = - \frac{\alpha_\vartheta (\vartheta_u - \vartheta_o)}{h} EJ.$$

Für die Spannung folgt daraus

$$\sigma_\vartheta = \frac{X_a}{W} = - \frac{1}{2} \alpha_\vartheta (\vartheta_u - \vartheta_o) E.$$

Bei Annahme einer mittleren über die Platte gleichmäßigen Temperatur würde sich für einen beiderseitig eingespannten Träger ergeben

$$X_a \delta_{aa} + \delta_{a\vartheta} = 0 \quad (\text{vgl. Abb. 13}),$$

$$X_a = - \frac{\delta_{a\vartheta}}{\delta_{aa}}, \quad \text{mit } \delta_{a\vartheta} = \alpha_\vartheta \vartheta l \quad \text{und } \delta_{aa} = \frac{l}{EF}, \quad \text{d. h.} \\ X_a = - \alpha_\vartheta \vartheta EF$$

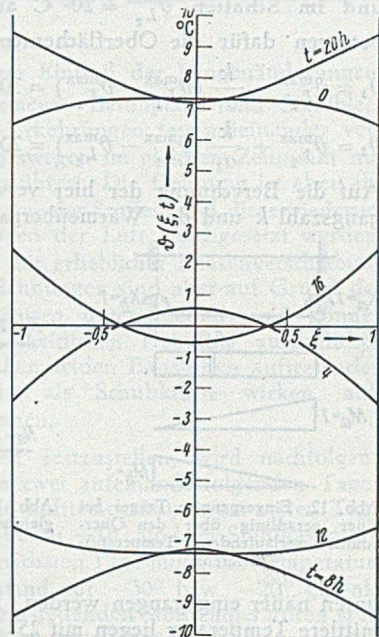


Abb. 11. Temperaturverlauf über die Plattendicke bei gleicher Amplitude $\vartheta_L^{\max} = 10^\circ \text{ C}$ an beiden Deckflächen der Platte.

und die Spannung

$$\sigma_{\vartheta} = \frac{X_a}{F} = -\alpha_{\vartheta} \vartheta E.$$

Die Stahlbetonbestimmungen schreiben $\vartheta = \pm 15^{\circ} \text{C}$ vor, woraus sich die Spannung

$$\sigma_{\vartheta} = \pm \alpha_{\vartheta} \vartheta E = \pm 10^{-5} \cdot 15 \cdot 2,1 \cdot 10^5 = \pm 31,5 \text{ kg/cm}^2$$

errechnet, Verfolgt man jedoch in der Temperaturannahme einen Extremfall, in dem etwa an der Sonnenseite der Fahrbahnplatte eine Lufttemperatur von $\vartheta_{L_1}^{\text{max}} = 30^{\circ} \text{C}$, und im Schatten $\vartheta_{L_2}^{\text{max}} = 20^{\circ} \text{C}$ auftreten möge, so betragen dafür die Oberflächentemperaturen angenähert

$$\vartheta_1 = \vartheta_{L_1}^{\text{max}} - \frac{k}{\alpha_1} (\vartheta_{L_1}^{\text{max}} - \vartheta_{L_2}^{\text{max}}) = 30 - \frac{4,4}{12} (30 - 20) = 26,3^{\circ},$$

$$\vartheta_2 = \vartheta_{L_2}^{\text{max}} + \frac{k}{\alpha_2} (\vartheta_{L_1}^{\text{max}} - \vartheta_{L_2}^{\text{max}}) = 20 + 3,7 = 23,7^{\circ}.$$

Auf die Berechnung der hier verwendeten Wärmedurchgangszahl k und der Wärmeübergangszahl α wird weiter

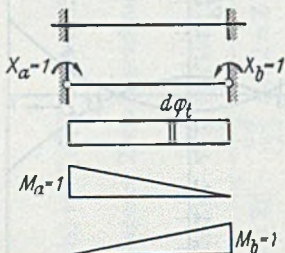


Abb. 12. Eingespannter Träger bei einer geradlinig über den Querschnitt verlaufenden Temperaturdifferenz.

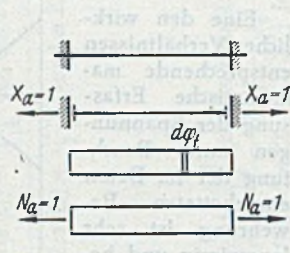


Abb. 13. Eingespannter Träger bei gleichmäßig über den Querschnitt verteilter Temperatur.

unten näher eingegangen werden. Die Ergebnisse für die mittlere Temperatur liegen mit 25° noch um 10° über den nach DIN 1075 anzusetzenden Temperaturen, und es würde sich demzufolge eine Spannung von

$$\sigma_{\vartheta} = \frac{25}{15} \cdot 31,5 = 52,5 \text{ kg/cm}^2$$

ergeben. Wohlgermerkt, dabei ist die durch unmittelbare Sonnenbestrahlung der Platte auftretende Oberflächentemperatur noch nicht in die Rechnung einbezogen worden.

Die in den Bestimmungen festgelegten Angaben mit 15° dürften für mittlere Temperaturen wohl ausreichend sein, nicht aber für Extremfälle, die, wenn sie auch kurzfristig auftreten, dennoch die entsprechenden höheren Spannungen auslösen.

Berücksichtigt man die zusätzliche Oberflächenwärme durch die Sonnenbestrahlung, was der Wirklichkeit entsprechend auch immer geschehen müßte, so würde zunächst die Aufgabe darin bestehen, die Oberflächentemperaturen an der oberen und unteren Plattendeckfläche zu bestimmen. In der Annahme, daß die quasistationäre Lufttemperatur näherungsweise als konstant im Maximum mit $+30^{\circ}$ eingesetzt wird, zuzüglich einer Erwärmung der Oberfläche durch die von der Sonne eingestrahelte Wärmeintensität, wohingegen die maximale Lufttemperatur im Schatten (hier Temperatur im Stahlkastenträger) nur $+20^{\circ}$ mißt, errechnet sich der Wärmedurchgangswiderstand gemäß

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_1} + \sum \frac{\delta}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_2}.$$

Dabei ist der für Betonplatten in diesen Abmessungen auftretende Wert der Wärmeleitfähigkeit $\lambda = 1$ auf $\lambda = 2 \frac{\text{kcal}}{\text{m h}^{\circ} \text{C}}$ erhöht worden, um der schnelleren Wärmeabfuhr infolge der Zickzackbewehrung Rechnung zu tragen. Die Wärmeübergangszahl ist ziemlich den Streuungen unterworfen. Ihre Größe ist abhängig von dem Baustoff, der Rauigkeit der Oberfläche, dem Feuchtigkeitsgehalt, von der Luftgeschwindigkeit, der Temperatur und schließlich von der Farbe der Oberfläche. Sie wird hier für beide Deckflächen

gleichgroß mit $\alpha_1 = \alpha_2 = 12 \frac{\text{kcal}}{\text{m}^2 \text{h}^{\circ} \text{C}}$ angenommen. Mit diesen Werten ergibt sich

$$\frac{1}{k} = \frac{2}{12} + \frac{0,12}{2,0} + \frac{0,04}{50} \cong 0,228 \text{ und } k = 4,4 \frac{\text{kcal}}{\text{m}^2 \text{h}^{\circ} \text{C}}.$$

Unter Beachtung der Rückstrahlung der Körpertemperatur an die Außenluft errechnen sich die Oberflächentemperaturen wie folgt (Abb. 14):

$$\begin{aligned} \vartheta_1 &= \frac{\alpha - k}{\alpha} \left(\frac{JA}{\alpha} + \vartheta_{L_1}^{\text{max}} - \vartheta_{L_2}^{\text{max}} \right) + \vartheta_{L_2}^{\text{max}} \\ &= \frac{12 - 4,4}{12} \left(\frac{730 \cdot 0,9}{12} + 30 - 20 \right) + 20 = 61^{\circ}. \end{aligned}$$

Hierin ist die Strahlungsintensität $J = 730$ und die Absorptionszahl $A = 0,9$ gesetzt.

Die Wärmemenge bestimmt sich aus der Gleichung

$$\begin{aligned} Q &= \frac{ka}{k + \alpha} (\vartheta_1 - \vartheta_{L_2}^{\text{max}}) \cdot F \\ &= \frac{12 \cdot 4,4}{12 + 4,4} (61 - 20) \cdot 1 = 132 \text{ kcal}, \end{aligned}$$

und andererseits liefert

$$Q = \alpha (\vartheta_2 - \vartheta_{L_2}^{\text{max}}) F$$

die Oberflächentemperatur

$$\vartheta_2 = \frac{1}{F} \frac{Q}{\alpha} + \vartheta_{L_2}^{\text{max}} = \frac{132}{12} + 20 = 31^{\circ}.$$

Benutzt man diese Temperaturen zur Spannungsermittlung, so ergibt sich für den eingespannten Stab

$$\sigma_{\vartheta}^M = \pm \frac{1}{2} \alpha_{\vartheta} (\vartheta_2 - \vartheta_1) E$$

$$= \pm \frac{1}{2} \cdot 10^{-5} (31 - 61) 2,1 \cdot 10^5 = \pm 31,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\vartheta}^N = \alpha_{\vartheta} \vartheta E = 10^{-5} \cdot 31 \cdot 2,1 \cdot 10^5 = \frac{65,1 \text{ kg/cm}^2}{\sigma_{\vartheta}^{\text{max}} = 96,6 \text{ kg/cm}^2}$$

Die Spannung liegt also noch $65,1 \text{ kg/cm}^2$ über derjenigen, die sich nach den Angaben der Bestimmungen errechnet. Auch für den statisch bestimmt gelagerten Balken liefert die Rechnung mit einer über den Querschnitt veränderlichen Temperatur ungünstigere Ergebnisse, da nur die Spannungen aus der Temperaturdifferenz mit $\sigma = \pm 31,5 \text{ kg/cm}^2$ auftreten.

Das statische System, das der Spannungsberechnung zugrunde liegen müßte, wäre eine mit Stahl bewehrte Betonplatte, die sich durch die ungleiche Erwärmung allseitig verkrümmen würde. Hingegen wird die Betrachtung hier nur für einen Balken (im Stahlbeton einachsig bewehrte Platte) durchgeführt. Das ist natürlich eine Näherung, die wahre Lösung des Problems steht noch aus.

Setzt man für die Spannungsermittlung Stadium II voraus, bei dem die Bewehrung die gesamten Zugspannungen allein aufzunehmen hat, so errechnen sich in der Annahme

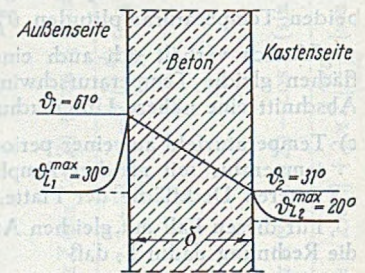


Abb. 14. Temperatur in der Betonplatte (Einfluß des Stahlbleches vernachlässigt, Zeichnung um 90° gedreht).

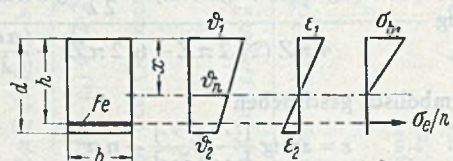


Abb. 15. Temperaturbelastung und Plattenanstrengung bei Stadium II.

geradliniger Temperaturverteilung, die für dünne Platten vertretbar erscheint, die Spannungen durch den Temperatureinfluß auf Grund folgender Überlegungen (Abb. 15):

Der Abstand der Nulllinie von der Plattenoberkante beträgt

$$x = \frac{nf_e}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{nf_e}} \right]$$

Unter Voraussetzung der Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes ergibt sich die Dehnung an der oberen Deckfläche der Platte zu

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b} = \alpha (\vartheta_1 - \vartheta_n),$$

wobei ϑ_n die Temperatur in der Nulllinie bedeutet. Aus der Verhältnissgleichheit des Temperaturdiagrammes erhält man

$$\frac{x}{d} = \frac{\vartheta_1 - \vartheta_n}{\vartheta_1 - \vartheta_2}$$

Drückt man ϑ_n durch ϑ_2 aus, so wird

$$\frac{\sigma_{b1}}{E_b} = \frac{\alpha x}{d} (\vartheta_1 - \vartheta_2) \quad \text{oder} \quad \frac{\sigma_{b1}}{x} = \frac{\alpha E_b}{d} (\vartheta_1 - \vartheta_2).$$

Nun ist aber

$$\frac{\sigma_{b1}}{x} = \frac{\sigma_e}{n(h-x)} \quad \text{und daher} \quad \frac{\sigma_e}{n(h-x)} = \frac{\alpha E_b}{d} (\vartheta_1 - \vartheta_2).$$

Damit lassen sich die Spannungen unmittelbar anschreiben

$$\left. \begin{aligned} \sigma_e &= \frac{n \alpha E_b (h-x)}{d} (\vartheta_1 - \vartheta_2), \\ \sigma_b &= \frac{x \sigma_e}{n(h-x)} = \frac{\alpha E_b x}{d} (\vartheta_1 - \vartheta_2). \end{aligned} \right\}$$

In dem Falle des angezogenen Beispiels besteht aber die Plattenarmierung aus einem so starken Stahlblech (Abb. 16), daß die Nulllinie in das Stahlblech zu liegen

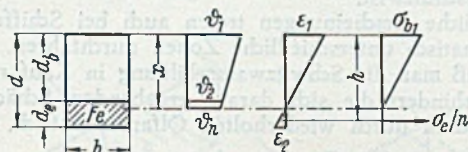


Abb. 16. Temperaturbelastung und Plattenanstrengung bei Stadium I.

kommt und demzufolge die Rechnung für den Zustand mit nicht gerissener Zugzone aufzustellen ist. Der Rechnungsgang ist mit geringfügigen Änderungen derselbe wie beim vorher behandelten Spannungszustand des Stadiums II.

Die Bedingungsgleichung für den Abstand der Nulllinie vom oberen Rand lautet

$$x = \frac{\frac{1}{2} b d_b^2 + n f_e \left(d - \frac{1}{2} d_e \right)}{b d_b + n f_e}$$

In Anlehnung an die vorstehende Entwicklung ergibt sich die Dehnung zu

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b} = \alpha (\vartheta_1 - \vartheta_n) = \frac{\alpha x}{d_b} (\vartheta_1 - \vartheta_2),$$

und es folgen aus der Proportion

$$\frac{\sigma_{b1}}{x} = \frac{\sigma_e}{n(d-x)}$$

die Spannungen

$$\left. \begin{aligned} \sigma_e &= \frac{\alpha E_e (d-x)}{d_b} (\vartheta_1 - \vartheta_2), \\ \sigma_b &= \frac{x \cdot \sigma_e}{n(d-x)} = \frac{\alpha E_b x}{d_b} (\vartheta_1 - \vartheta_2). \end{aligned} \right\}$$

Zahlenmäßig würde sich ergeben mit $n = 10$, $E_b = 210000$ kg/cm², $d_b = 12$ cm und $f_e = 4 \cdot 100 = 400$ cm²:

$$x = \frac{\frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 12^2 + 10 \cdot 400 (16 - 2)}{100 \cdot 12 + 10 \cdot 400} = 12,2 \text{ cm,}$$

$$\sigma_e = \frac{10^{-5} \cdot 21 \cdot 10^5 (16 - 12,2)}{12} (61 - 31) = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Zug),}$$

$$\sigma_b = \frac{12,2 \cdot 200}{10 (16 - 12,2)} = 64 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck).}$$

Bedenkt man, daß der Bewehrungsprozentsatz außerordentlich hoch mit $\frac{1}{3}$ des Betonquerschnittes berücksichtigt wurde, was bei dieser Sonderausführung im ungünstigsten Falle tatsächlich auftritt, so ist es um so erstaunlicher, daß die Betonspannung aus der Temperaturdifferenz zwischen den beiden Deckflächen der Platte trotzdem noch die Größe von 64 kg/cm² erreicht.

5. Spannungen aus dem Einfluß der Längenänderungen.

Die beiden Bauelemente Betonplatte und Stahlblech sind durch geeignete Vorkehrungen fest miteinander verbunden und können deswegen im gleichen Zeitpunkt nur gleiche Dehnungen ausführen. Die Dehnung ist aber abhängig von der Temperatur des Stoffes, und diese wiederum kann im Stahl derjenigen der Luft gleichgesetzt werden, während sie im Beton mit erheblicher Phasenverschiebung nachhinkt. Beide Teildehnungen sind aber auf Grund der verschiedenen Temperaturen unterschiedlich und können nur dann zu einer einheitlichen Dehnung ausgeglichen werden, wenn die zwischen beiden Baustoffen auftretenden Zwangskräfte, die hier als Schubkräfte wirken, aufgenommen werden können.

Um die Dehnungen festzustellen, wird nachfolgend das Temperaturspiel an zwei aufeinanderfolgenden Tagen untersucht werden. Die Lufttemperaturen am ersten Tage seien oberhalb der Platte zu -10° und im Stahlkasten zu -5° C gemessen. Am nächsten Tage möge ein Temperatursturz den Temperaturstand auf -30° bzw. -20° gesenkt haben. Die sich damit einstellenden Stofftemperaturen sind dann im Stahlblech -20° und im Beton infolge des zeitlich sehr zögernd abfallenden Verlaufes etwa im Mittel -15° C. In der Annahme einer Bauzeitemperatur von 10° wäre die Rechnung mit den beiden Temperaturen $\vartheta_e = -30^\circ$ bzw. $\vartheta_b = -25^\circ$ C durchzuführen.

Unter der vorläufigen Voraussetzung, daß sich das Stahlblech und die Betonplatte je für sich frei bewegen können, ergeben sich bei Annahme eines eindimensionalen

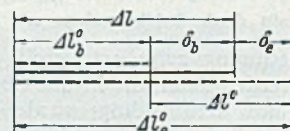


Abb. 17. Längenänderungen
oben gestrichelt: Betonplatte allein,
unten gestrichelt: Stahlblech allein,
ausgezogen: gemeinsame Längenänderung.

Systems unter Beachtung des Hooke'schen Gesetzes die Längenänderungen (Abb. 17)

$$\Delta l^0 = \delta_b + \delta_e = \frac{Pl}{E_b F_b} + \frac{Pl}{E_e F_e},$$

bzw. die Dehnung

$$\varepsilon = P \left(\frac{1}{E_b F_b} + \frac{1}{E_e F_e} \right).$$

Im einzelnen betragen die Dehnungen

$$\begin{aligned} \text{des Stahlbleches} \quad \varepsilon_e &= \alpha \vartheta = 12 \cdot 10^{-8} (-30) = -360 \cdot 10^{-9} \\ \text{der Betonplatte} \quad \varepsilon_b &= 10^{-5} (-25) = -250 \cdot 10^{-9} \\ &\varepsilon = -110 \cdot 10^{-9} \end{aligned}$$

Die Kraft, die ein Baustoff auf den anderen ausübt, beträgt mit

$$\begin{aligned} E_b F_b &= 2,1 \cdot 10^6 \cdot 0,12 = 0,252 \cdot 10^6; \\ E_e F_e &= 21 \cdot 10^6 \cdot 0,04 = 0,84 \cdot 10^6 \end{aligned}$$

$$P = \frac{\varepsilon}{\left(\frac{1}{E_b F_b} + \frac{1}{E_e F_e}\right)} = \frac{-110 \cdot 10^{-6}}{10^6 \left(\frac{1}{0,252} + \frac{1}{0,84}\right)}$$

$$= -\frac{110}{5,16} = -21,3 \text{ t.}$$

Unter der Annahme gleichmäßiger und linearer Verteilung ergeben sich die Normalspannungen

$$\text{im Beton } \sigma_b = \frac{21 \cdot 300}{1200} = 18,08 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck),}$$

$$\text{im Stahlblech } \sigma_e = \frac{21 \cdot 300}{400} = 54,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Zug),}$$

und die Schubspannung

$$\tau = \frac{P}{F} = \frac{21 \cdot 300}{100^2} = 2,13 \text{ kg/cm}^2.$$

Um noch einen zweiten Fall zu untersuchen, seien folgende Lufttemperaturen angenommen:

Am ersten Tag der Betrachtung betrage die Temperatur bei bewölktem Himmel an beiden Deckflächen $\vartheta = 20^\circ \text{ C}$ am zweiten Tag bei unbedecktem Himmel $\vartheta_1 = 61^\circ$ und $\vartheta_2 = 31^\circ \text{ C}$. Die Bauzeitemperatur wird wie vor mit 10° C angenommen. Demzufolge ist mit einer mittleren Temperatur in der Betonplatte von $\vartheta_b = +15^\circ$ und einer Temperatur des Stahlbleches von $\vartheta_e = +21^\circ \text{ C}$ zu rechnen. Nach den vorherigen Ausdrücken ergibt sich damit

$$\varepsilon_e = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 21 = 252 \cdot 10^{-6} \quad P = \frac{102}{5,16} = 19,8 \text{ t.}$$

$$\varepsilon_b = 10^{-5} \cdot 15 = 150 \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon = 102 \cdot 10^{-6}$$

$$\sigma_b = \frac{19 \cdot 800}{1200} = 16,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Zug),}$$

$$\sigma_e = \frac{19 \cdot 800}{400} = 49,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Druck),}$$

$$\tau = \frac{19 \cdot 800}{100^2} = 1,98 \text{ kg/cm}^2.$$

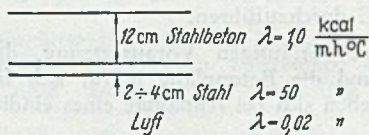


Abb. 18. Schnitt durch Stahlbetonplatte mit Stahlblech.

Die kurze Rechnung zeigt, wie groß die zusätzliche Beanspruchung werden kann, die in den bisherigen Untersuchungen noch nicht berücksichtigt wurde. Für die Stahlkonstruktion mag die Spannungserhöhung ungefährlich sein, jedoch ist für die Betonplatte das Verhältnis des Anwachsens der zusätzlichen Spannungen im Vergleich zu denjenigen aus der reinen statischen Belastung so ungünstig, daß sich bei der bisherigen Ausführungsweise ein Reißen der Platte kaum vermeiden läßt. Auch darf die Möglichkeit nicht außer acht bleiben, daß sich die Betonplatte hier und da von dem Stahlblech löst, auch dann nicht, wenn man wegen nicht zuverlässiger Angaben über die Größe der Adhäsionsspannungen zwischen beiden Baustoffen sämtliche Kräfte den Schweißnähten der Verbundbewehrung zuweist.

Nach erfolgter Rißbildung wird das Oberflächenwasser reichlich Gelegenheit finden, bis zum Gurtblech vorzudringen, und es ist nicht als sicher hinzustellen, einfach die Tatsache, daß normalerweise die einbetonierten Bewehrungsstäbe durch den Zement vor dem Rosten geschützt sind ohne weiteres auf das Stahlblech zu übertragen. Diesbezügliche ausreichende Erfahrungen fehlen noch.

Es tritt nun die Frage auf: Gibt es eine Möglichkeit, der Rißbildung entgegenzuwirken, oder läßt sie sich bei einer fugenlosen Platte überhaupt verhindern? Diese Frage kann positiv beantwortet werden, wenn man die Stahlbetonplatte Vorspannt. Inwieweit aber dadurch der Grad der Wirtschaftlichkeit beeinflußt wird, möge hier offen bleiben.

Jedenfalls bietet sich durch das Vorspannen der Vorteil, die Betonplatte gleichzeitig als mitwirkende Druckplatte der Stahlträger heranzuziehen.

6. Schwitzwasserbildung.

Eine letzte Frage soll sich auf die Möglichkeit einer Schwitzwasserbildung erstrecken. Die Brückentafel aus Stahlbeton lagert unter Verzicht jeglicher Isolierung, auch in bezug auf Schalldämpfung oder -schutz, unmittelbar auf dem stählernen Kastenträger, der sich zu einem gewissen Teil wie ein Resonanzkörper benimmt. Die Temperaturen sind im Sommer an der Oberfläche durch die Sonnenbestrahlung wesentlich höher als an der Schattenseite. Demzufolge besteht die Wahrscheinlichkeit, daß sich an der Unterseite des oberen Gurtbleches aus dem Wasserdampfgehalt der Luft ein Wasserausfall in Form von Schwitzwasser niederschlägt. Die Errechnung der Schwitzwassermenge wird mit den gleichen Annahmen wie im Abschnitt 4 für $\vartheta_1 = 61^\circ$, $\vartheta_2 = 31^\circ$ durchgeführt.

Der Wasseranteil eines Kubikmeters gesättigter Luft beträgt 32 g/m^3 bei 31° und 17 g/m^3 bei 20° . Bei einem angenommenen Feuchtigkeitsgehalt der Luft von 70 v. H. würde sich ein Wasserausfall von $(32-17) \cdot 0,70 = 10,5 \text{ g/m}^3$ ergeben, wobei jedoch der Sättigungsausgleich bis zu 100 v. H. vernachlässigt wurde. Als Extremum aber, das sehr wohl auftreten kann, würde der Wasserausfall bei einer Kastenhöhe von im Mittel 6 m etwa $15 \cdot 6 = 90 \text{ g/m}^2$ betragen.

Diese hier errechnete Schwitzwassermenge tritt aber nur dann auf, wenn in den Kastenträger Frischluft zuströmen kann. Da aber eine Erneuerung der eingeschlossenen Luft nur in ganz geringem Maße möglich ist, so wird sich der Wasserausfall auf eine einmalige Erscheinung beschränken und Korrosionsschäden ausschließen, besonders wenn die Stahlkonstruktion innen durch einen einwandfreien Anstrich geschützt ist.

Ähnliche Erscheinungen treten auch bei Schiffen auf, die klimatisch unterschiedliche Zonen durchfahren. Auch hier muß man die Schwitzwasserbildung in Kauf nehmen und verhindert die sich daraus ergebenden Schäden im wesentlichen durch wiederholten Ölfarbenanstrich.

Zusammenfassung.

Abschließend sei noch einmal festgestellt: Die im Aufsatz behandelte Fahrbahnausbildung, die in der letzten Zeit für verschiedene Brücken angeboten und auch ausgeführt wurde, wirft Probleme auf, die noch nicht in allen Punkten als geklärt angesehen werden können. Das Zusammenspiel der Kräfte, besonders aus der sehr verschieden großen Wärmeleitung von Stahl und Beton, bringt in beide Baustoffe zusätzliche Spannungen hinein, die sonst nicht auftreten, zumindest nicht berücksichtigt wurden. Die kritische Beleuchtung erstreckt sich auch auf die Konstruktionen, und es wäre wünschenswert und der Zweck des Aufsatzes wohl erreicht, wenn sich die interessierenden Kreise der Fachwelt auf Grund der hier angeschnittenen Fragen mit dem Problem näher auseinandersetzen würden. Der Versuch, auf Kosten eines wärmedämmenden Asphaltbelages das Eigengewicht der Fahrbahnplatte zu senken, muß nach den vorstehenden Ausführungen mit erheblichen Zusatzspannungen in der Platte erkaufte werden.

Es sei an dieser Stelle hervorgehoben, daß es dem Verfasser fernlag, die statische Berechnung der Brückenplatte des hier als Beispiel herangezogenen Bauwerkes — die ihm übrigens unbekannt ist — kritisieren zu wollen. Sinn und Zweck dieser Arbeit soll einzig und allein sein, Gedanken aufzuzeigen, die es verdienen, bei künftigen gleichartigen Brückentafeln die diesbezüglichen Untersuchungen weiter auszubauen, um über die wirklich auftretenden Spannungen Klarheit zu erlangen.

Literatur:

1. Schleicher, F.: Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1949, S. 62.
2. Tölke, F.: Mechanik deformierbarer Körper. I. Bd. Berlin 1949, S. 315.
3. Dischinger, F.: Bauingenieur 20 (1939) S. 53—63, 286—294, 426—437, 563—572.
4. Hirschfeld, K.: Die Temperaturverteilung im Beton, Berlin 1948.

Bauliche Einzelheiten und Betriebsvorgänge bei Schwungschleusen.

Von Professor H. Proetel, Aachen.

A. Vorbemerkung.

Über die Entwicklung der Schwungschleuse sind im Versuchsinstitut für Wasserbau und Grundbau der Technischen Hochschule Aachen in den Jahren 1932 bis 1944 eingehende Forschungsarbeiten ausgeführt worden, worüber schon mehrmals berichtet wurde (Proetel [1], [2], [3]). Im Laufe dieser Arbeiten ergaben sich zahlreiche Einzelfragen, die besondere Untersuchungen erforderten. Über die wichtigsten dieser Untersuchungen wird nachstehend berichtet. Wie in [3] mitgeteilt ist, sind die Versuche an maßstäblichen Modellen 1:100, 1:50, 1:20 und 1:24 ausgeführt worden, dort ist auch die Versuchsanordnung beschrieben.

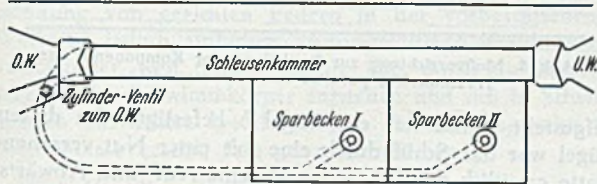


Abb. 1. Allgemeine Grundrissanordnung des Modells 1:24.

B. Ausbildung der gekrümmten Einlaufstrecke des Schwungkanals.

Der als „Schwungkanal“ bezeichnete Verbindungskanal zwischen Schleusen-kammer und Sparbecken ist durch Abb. 1 nochmals veranschaulicht. Die gekrümmte Einlaufstrecke vor dem Schleusenoberhaupt war so ausgebildet, daß auf eine Bogenlänge von 45° der Querschnitt sich

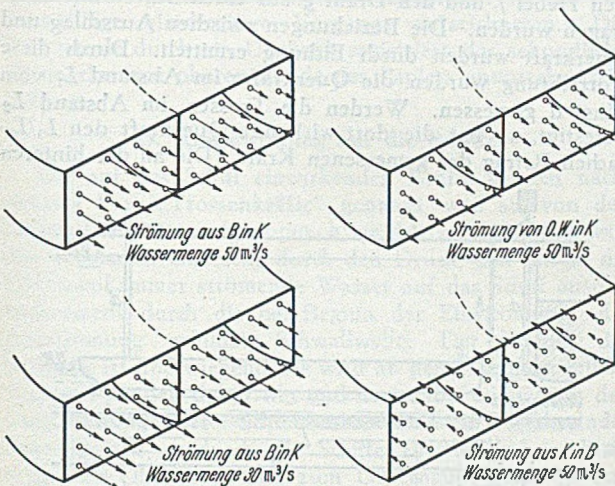
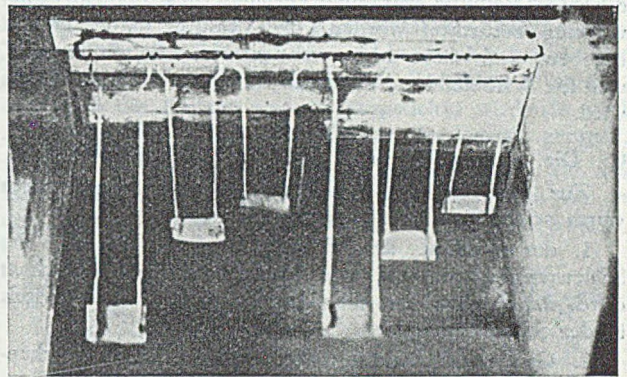


Abb. 2. Geschwindigkeitsverteilung im Einmündungsquerschnitt des Schwungkanals am Oberhaupt, gemessen mit Staurühr.

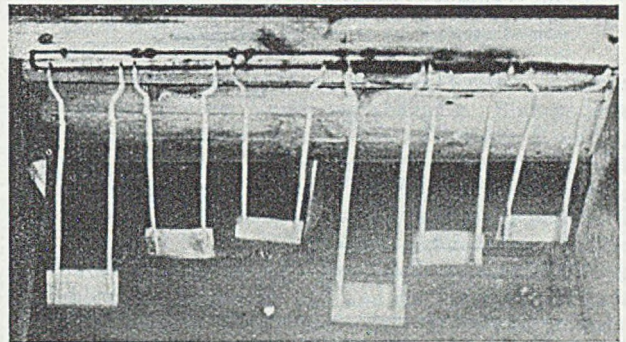
bis zur Einmündung in die Schleusen-kammer gleichmäßig erweitert. Auf ganzer Länge des Schwungkanals verteilt waren Piezometerrohre angebracht, mittels derer der Druckabfall beobachtet werden konnte. Besonders sorgfältig wurde der Durchfluß durch die Einlaufstrecke untersucht. Die Fließgeschwindigkeit des Wassers beim Eintritt in die Schleusen-kammer und beim Austritt ist durch Stauröhrenmessungen festgestellt worden. Dabei ergab sich, daß die Strömung nicht gleichmäßig über den Einmündungsquerschnitt am Oberhaupt verteilt ist. An der konkaven Außenseite des Einlaufes ist die Eintrittsgeschwindigkeit des Wassers größer als an der konvexen Innenseite, dabei wächst der Unterschied mit der Fließgeschwindigkeit. Zur Vergleichmäßigung des Durchflusses war schon beim Modell 1:20, das einer Schleppzugschleuse von 10,15 m Gefälle mit 4 Sparbecken entsprach, die trichterförmige Erweiterung durch eine senkrechte Trennwand in 2 Hälften geteilt, beim Modell 1:24 ist diese Wand über die ganze

gekrümmte Kanalstrecke und noch 4,20 m in die Gerade hinein verlängert worden.

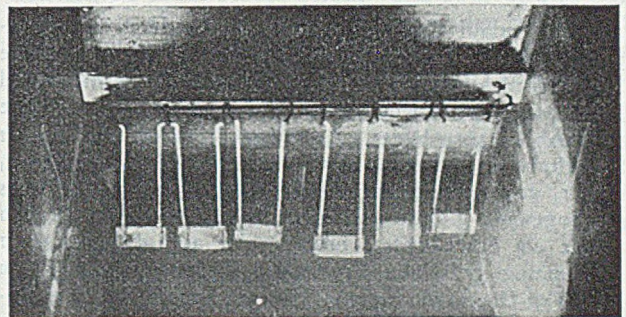
Durch die verlängerte Trennwand konnte die Wassermenge auf die beiden Hälften der Einlaufstrecke gleichmäßig verteilt werden, was mit der kurzen Wand nicht zu erreichen war; die Gestaltung der Geschwindigkeit im ganzen Kanalquerschnitt ist aus Abb. 2 zu ersehen. Es zeigt sich, daß sie bei der Einströmung aus den Sparbecken auch in den beiden durch die Trennwand abgeteilten



a) Einströmung von $60 \text{ m}^3/\text{s}$ aus den Sparbecken.



b) Einströmung von $40 \text{ m}^3/\text{s}$ aus den Sparbecken.



c) Einströmung von $60 \text{ m}^3/\text{s}$ aus dem Oberwasser.

Abb. 3. Geschwindigkeitsverteilung im Einmündungsquerschnitt des Schwungkanals am Oberhaupt, durch den Ausschlag von Blechplättchen sichtbar gemacht.

Querschnittshälften an der Konkavseite größer ist als an der Konvexseite; der Unterschied ist um so erheblicher, je größer die einströmende Wassermenge, also auch die mittlere Fließgeschwindigkeit, ist. Bei der Einströmung aus dem Oberwasser sind die Unterschiede gering, bei der Ausströmung aus der Schleusen-kammer treten fast keine Unterschiede auf.

Diese Erscheinungen sind auch noch durch den Ausschlag von Blechplättchen, die pendelnd in der Strömung aufgehängt waren, sichtbar gemacht worden. Über diese besonders anschaulichen Versuche geben die Abb. 3 a bis c Auskunft.

Die Unterschiede der Strömungen sind dadurch bedingt, daß nur bei der Einströmung aus den Sparbecken, wobei die lange Kurvenstrecke durchströmt wird, sich die Flichkraft voll ausbildet; bei der Kammerfüllung aus dem Oberwasser, die durch ein Zylinderventil in die gekrümmte Einlaufstrecke des Schwungkanals erfolgt (Abb. 1), wird nur auf kurzer Strecke die trichterförmige Erweiterung des Schwungkanals durchströmt, auf dieser Strecke werden die Stromfäden nur wenig gekrümmt, so daß keine größere Flichkraft auftreten kann. Bei der Strömung aus der Schleusenammer in den Schwungkanal sind die Stromfäden im Eintrittsquerschnitt noch nicht gekrümmt.

Infolge der durch die Verlängerung der Trennwand erhöhten Reibung war eine Verminderung der Schwingwirkung befürchtet worden; die Versuche haben jedoch ergeben, daß diese nicht nennenswert beeinflußt wird, weil die Wirbelbildung durch die Trennwand eingeschränkt wird.

C. Die Meßvorrichtungen bei den Schleusenversuchen.

Zur Beobachtung des Schließvorganges waren durch selbsttätige Aufzeichnungen festzulegen

1. der Verlauf der Füllung und Entleerung der Schleusenammer und der Sparbecken, gekennzeichnet durch den Anstieg und die Absenkung des Wasserspiegels in der Schleusenammer,
2. Größe und Richtung der auf die Schiffe einwirkenden Kräfte,
3. die Ventilbewegungen.

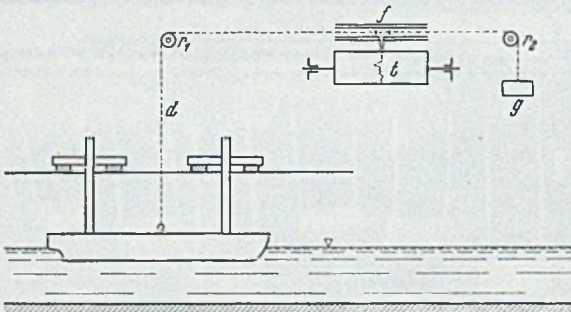


Abb. 4. Vorrichtung zum Aufzeichnen des Aufstiegs und der Absenkung des Wasserstandes beim Füllen und Entleeren der Schleusenammer.

Der Verlauf dieser Vorgänge wurde durch Zeit-Weg- und Zeit-Kraft-Diagramme aufgenommen. Die selbsttätige Schreibvorrichtung für die Aufzeichnung der Füllung und Entleerung der Schleusenammer war in einfachster Weise nach Abb. 4 ausgebildet. An jedem Schiff war ein dünner Stahldraht d befestigt, der über zwei Umlenkrollen r_1 und r_2 geführt war und durch ein am Ende befindliches Gegengewicht g straff gehalten wurde. Durch den Draht d wurde ein Schreibstift f bewegt, der auf das auf einer gleichmäßig gedrehten Trommel t befestigte Papier ein Zeit-Weg-Diagramm auftrug. Die zu verschiedenen gleichzeitig geschleusten Schiffen gehörigen Kurven waren so untereinander gestellt, daß die Zeitabszissen dieselben waren. Bei den späteren Versuchen wurde das Papier nicht auf einer gedrehten Trommel, sondern auf einer in gleicher Richtung fortbewegten Tischplatte befestigt.

Zur Ermittlung der auf das Schiff wirkenden Kräfte wurden die in die Schleusenachse fallende und die senkrecht dazu stehende Komponente gemessen. Die Vorrichtung zur Aufzeichnung der ersteren Komponente ist durch Abb. 5 dargestellt. Die Schiffe erhielten zylindrische Masten, die parallel zur Schleusenachse in einem Scharnier geführt wurden. Der eine Mast bewegte einen Schlitten b , dessen Bewegungen durch Stangen d_1 und d_2 auf den Schreibstift c übertragen wurden. Schlitten und Gestänge wurden durch eine Plattenfeder f , die am oberen Ende fest eingespannt war, gehalten. Die in die Längs-

achse des Schiffes fallende Komponente der einwirkenden Kraft erzeugte Ausschläge des Schreibstiftes c . Da das Papier, auf das der Stift schrieb, mit gleicher Geschwindigkeit senkrecht zur Richtung der Ausschläge fortbewegt wurde, so wurde ein Zeit-Kraft-Diagramm aufgezeichnet. Durch Eichung wurde die Beziehung zwischen Kraftwirkung und Ausschlag der Plattenfeder ermittelt.

Quer zur Schleusenachse sind die Kräfte mittels der durch Abb. 6 erläuterten Einrichtung gemessen worden. Über dem Auslauf des Schwungkanals am Schleusenoberhaupt war die um ihre senkrechte Achse drehbare Säule a

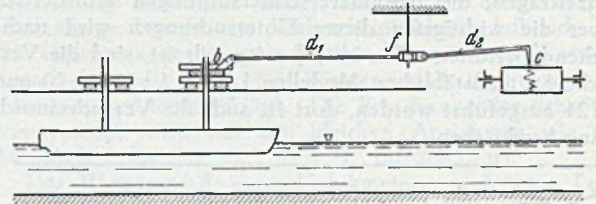


Abb. 5. Meßvorrichtung zur Ermittlung der Komponente der Trossenkräfte parallel zur Schleusenachse.

aufgestellt, daran war ein Bügel b befestigt. An diesem Bügel war das Schiff durch eine mit einer Nut versehene Platte c seitlich geführt, während seine Auf- und Abwärtsbewegung unbehindert war. Die Längsbewegung des Schiffes wurde durch eine etwas elastisch gelagerte Führung des Mastes d verhindert. Der durch die Säule a und den Bügel b gebildete Rahmen wurde durch die Plattenfeder e in die Mittelebene der Schleusenammer eingestellt.

Die quer zur Schiffsachse wirkenden Kräfte (Querkkräfte) verursachten Ausschläge des Rahmens, die durch den Hebel f und den Draht g auf einen Schreibstift übertragen wurden. Die Beziehungen zwischen Ausschlag und Querkraft wurden durch Eichung ermittelt. Durch diese Vorrichtung wurden die Querkräfte im Abstand L_1 vom Mast d gemessen. Werden die Trossen im Abstand L_2 befestigt, so hat die dort wirkende Querkraft den L_1/L_2 -fachen Betrag der gemessenen Kraft. Die an der hinteren

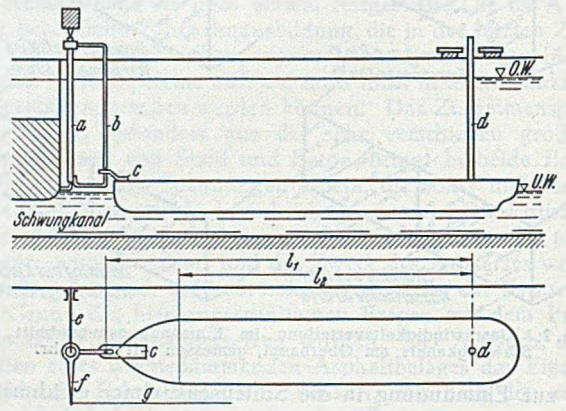


Abb. 6. Meßvorrichtung zur Ermittlung der Komponente der Trossenkräfte quer zur Schleusenachse.

Stützung des Schiffes (Mast d) auftretenden Querkkräfte erwiesen sich als so gering, daß sie nicht berücksichtigt zu werden brauchten. Aus den aufgenommenen Diagrammen ergibt sich, daß die Querkkräfte nur in vereinzelter Spitzen bis etwa $1/3$ der in die Längsachse fallenden Kraft betragen. Hierbei ist die Wirkung der in Abschnitt B beschriebenen geringfügigen Unsymmetrie der Einströmung des Wassers in die Schleusenammer mit berücksichtigt.

Aus den Längskräften und den Querkräften lassen sich die Gesamteinwirkungen auf die Schiffe und die Kräfte in den einzelnen Trossen ermitteln. Setzt man die beiden gemessenen Kraftkomponenten längs und quer der Schleusenachse nach dem Kräfteparallelogramm zusammen

und bezeichnet man die Längskomponente mit 1, so ergibt sich die größte resultierende Kraft, die auf das Schiff einwirkt, zu $\sqrt{0,33^2 + 1^2} = 1,05$, d. h. sie ist nur bis zu 5% größer als die Komponente in der Längsachse der Schleuse. Aus den Längskomponenten, die bei den Hauptversuchen allein gemessen wurden, lassen sich also auch die gesamten Kraftwirkungen auf die Schiffe ermitteln, ebenfalls die Größtwerte der auf die Festmachetrossen entfallenden Kräfte; die Berechnung ist in Abschn. D mitgeteilt.

Ursprünglich waren zum Messen der auf das Schiff wirkenden Kräfte mehrere in eine Flüssigkeit eintauchende Körper benutzt worden, auf die die Schiffstrossen durch Umlenkrollen geführt waren. Je nach Größe der auf die vorgespannten Schiffstrossen wirkenden Kräfte wurden die Schwimmkörper höher aus ihrer mittleren Schwimmlage herausgehoben oder tiefer eingetaucht. Diese Vorrichtung ist ursprünglich von Krey entwickelt worden. Die Verwendung von geeichten Federn in der vorbeschriebenen Weise ist jedoch einfacher, auch sind die Aufzeichnungen zutreffender, weil die Störungen, die durch die Massenträgheit der Schwimmkörper entstehen und sich in Schwingungen auswirken, bei der Feder, die nur eine sehr geringe Masse besitzt, fast ganz ausscheiden.

Die Ventilbewegungen wurden in der Weise aufgezeichnet, daß die Bewegung durch über Rollen geleitete Drähte, die durch Gegengewichte straff gehalten waren, unmittelbar auf Schreibstifte übertragen wurden.

Der Anstieg und Abstieg der Schiffe, die auf sie wirkenden Längskräfte und die Ventilbewegungen wurden durch die Meßvorrichtungen gleichzeitig auf dasselbe Blatt Papier aufgetragen, und zwar waren die verschiedenen Schreibstifte genau untereinander angeordnet, so daß ihre Ausschläge gleichzeitige Vorgänge aufzeichneten. Die Zeit wurde durch ein Uhrwerk registriert, das sekundliche Zeitmarken am oberen Rande des Papiers ununterbrochen auftrug.

D. Kräftewirkung auf die Schiffe.

Die auf das Schiff einwirkenden Kräfte werden nachstehend kurz „Trossenkräfte“ genannt, weil sie von den Festmachetrossen aufgenommen werden müssen. Sie werden verursacht einerseits durch den Druck, den das in die Schleusenammer strömende Wasser auf das Schiff ausübt, andererseits durch die bei Beginn der Einströmung oder Ausströmung gebildete Schwallwelle. Der Einfluß der letzteren ist überwiegend, sie wird an den Häuptern reflektiert und pendelt daher hin und her; dabei entsteht in der Längsrichtung der Schleusenammer ein wechselndes Spiegelgefälle, wodurch die Schiffe abwechselnd in Richtung zum Oberhaupt und zum Unterhaupt gedrängt und die Festmachetrossen entsprechend beansprucht werden.

Die Trossenkräfte können durch allmähliches Beginnen der Füllung bis auf $\frac{1}{1000}$ des Schiffsgewichtes ermäßigt werden, doch gehen einzelne Kraftspitzen noch etwas über dieses Maß hinaus. Eine weitere Einschränkung bedingt eine wesentliche Ausdehnung der Füllzeit. An den Modellen 1:20 und 1:24 wurde erprobt, ob durch Dämpfungsvorrichtungen vor dem Auslauf des Füllkanals am Oberhaupt der Schleuse die Ruhelage der Schiffe verbessert werden kann. Dabei zeigte sich, daß Stoßbalken bei Schwungschleusen zur Minderung der Trossenkräfte nicht zweckmäßig sind. Denn durch Stoßbalken kann nur die Einströmungsgeschwindigkeit eines mit größerer Druckhöhe eintretenden Wasserstrahls ermäßigt werden, wodurch der Strömungsdruck auf das Schiff gemildert wird; bei der Schwungschleuse wird durch die beim Öffnen des Ventils zunächst erforderliche Massenbeschleunigung des Wassers im Füllkanal die Einströmung bei Beginn der Bewegung schon etwas gedämpft; ferner wird sie durch die

sich allmählich erweiternde Endstrecke des Schwingkanals weiter ermäßigt und über den ganzen Eintrittsquerschnitt am Oberhaupt verteilt. Eine völlige Gleichmäßigkeit des Wassereintritts kann zwar nicht erreicht werden, wie in Abschn. C ausgeführt wurde, aber eine Einwirkung des Strömungsdruckes auf das Schiff ist kaum zu erkennen; denn aus den in [3] mitgeteilten Schaubildern, Abb. 11 b, 13, 17 und 18, sind die Spitzen der Trossenkräfte in Richtung zum Unterhaupt nicht größer als in Richtung zum Oberhaupt. Abweichende Erscheinungen beim Schleusen ohne Sparbecken werden im Abschn. E erörtert.

Die Schwallwellenbildung in der Schleusenammer ist bei allen umlauflosen Schleusen nicht zu vermeiden; sie hängt hauptsächlich von der Menge des in der Zeiteinheit, besonders bei Beginn der Kammerfüllung, eintretenden Wassers ab; diese Menge kann nicht durch irgendwelche Widerstände unter ein bestimmtes Maß verringert werden, ohne daß die Füllzeit zu weit ausgedehnt wird, sie wird am besten durch allmähliches Öffnen der Ventile geregelt.

Aus den parallel und quer zur Schleusenachse auf das Schiff wirkenden Kraftkomponenten können auch die in den Festmachetrossen wirkenden Kräfte gefunden werden.

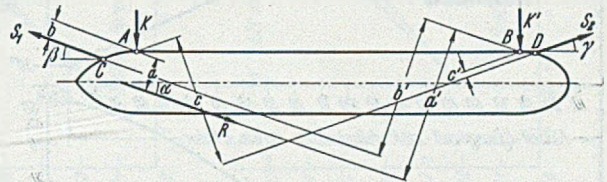


Abb. 7. Festlegung eines Schiffes in der Schleusenammer.

Diese sind nicht nur von den äußeren Kräften, sondern auch von der Art der Vertäuung abhängig. Binnenschiffe werden in der Regel nach Abb. 7 mit 2 Trossen S_1 und S_2 an einer Längsseite der Schleusenammer festgemacht. Da die Querkomponente höchstens $\frac{1}{3}$ der Längskomponente beträgt, ist die ungünstigste Lage der Resultierenden R mit Neigung 1:3 zur Schiffsachse anzunehmen. Ist sie zur Mauer geneigt, so wird das Schiff angedrückt, ist sie zur Schleusenachse geneigt und sind die Trossen nicht ganz straff, so kann es vorkommen, daß das Schiff garnicht anliegt. Dann besteht kein Gleichgewicht, das Schiff vertreibt, bis es die Mauer berührt, und zwar wird es sich, wenn nicht auf ganzer Länge, dann entweder in Punkt A oder B anlehnen, nämlich am Beginn der Abrundung am Vorderschiff oder Achterschiff. Bezeichnen nach Abb. 7

a, b, c und a', b', c' die Abstände der Resultierenden R und der Trossenkräfte S_1 und S_2 von den Punkten A und B,

K und K' die Auflagerkraft in A oder B,

α, β, γ die Neigungswinkel von R, S_1 und S_2 gegen die Schiffsachse,

so bestehen die Gleichungen

$$R \cos \alpha + S_2 \cos \gamma - S_1 \cos \beta = 0 \quad (a)$$

$$R \sin \alpha + K - S_1 \sin \beta - S_2 \sin \gamma = 0 \quad (b)$$

$$-R \cdot a + S_1 b - S_2 c = 0. \quad (c)$$

Daraus erhält man

$$S_1 = \frac{\cos \alpha - \frac{a}{c} \cos \gamma}{\cos \beta - \frac{b}{c} \cos \gamma} \cdot R \quad (1)$$

$$S_2 = S_1 \frac{\cos \beta}{\cos \gamma} - R \frac{\cos \alpha}{\cos \gamma} \quad (2)$$

$$K = S_1 \sin \beta + S_2 \sin \gamma - R \sin \alpha \quad (3)$$

Der Winkel α ist gegeben durch die Neigung von R gleich 1:3. Wählt man auch die Trossenneigungen $\tan \beta = \tan \gamma = 1:3$, so ergeben sich aus dem Grundriß, wenn sich das 80 m lange und 10 m breite Schiff bei

Punkt B anlehnt, $a = 25,5$ m, $b = 22,7$ m und $c = 11,1$ m, und nach den vorstehenden Formeln wird $S_1 = 1,13 R$, $S_2 = 0,109 R$, $K = 0,075 R$.

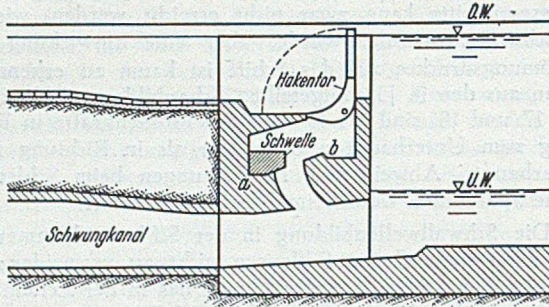
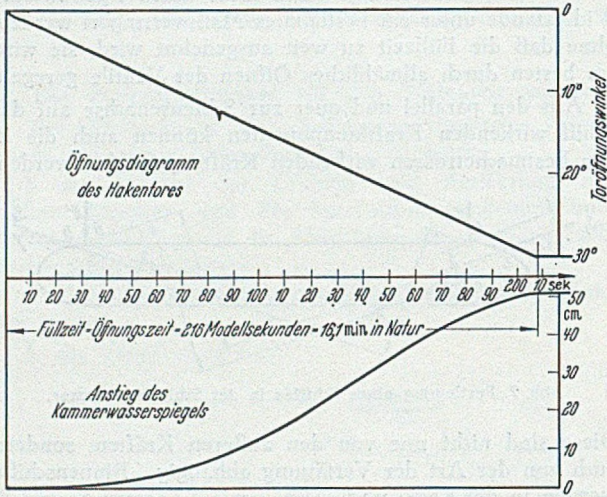


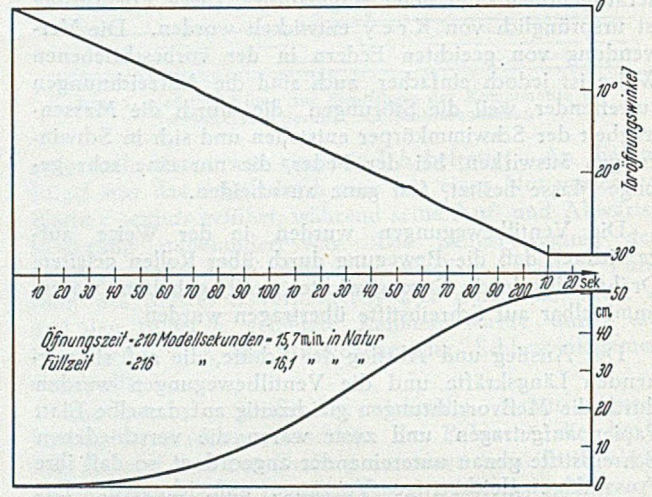
Abb. 8. Hakenator nebst Toskammer.

Es ist noch zu berücksichtigen, daß bei den Berechnungen die Lage der Trossen in waagrechter Ebene vorausgesetzt ist. Durch das Steigen oder Sinken des Schiffes beim Schleusen werden sie geneigt und müssen öfter umgelegt werden, wenn sie nicht an Schwimmpollern befestigt sind. Die durch die Neigung veränderten Beanspruchungen ergeben sich durch Multiplikation der für die waagrechte Lage ermittelten Werte mit dem Faktor $\frac{1}{\cos \varphi}$, wobei φ der Neigungswinkel gegen die Waagrechte ist. Für die Neigungen 1:3 und 1:2 ist $\frac{1}{\cos \varphi} = 1,05$ bzw. 1,12, d. h. die Beanspruchungen werden um 5% bzw. 12% vermehrt.

Die vorstehenden Berechnungen vermitteln einen Be-



a) ohne Beruhigungsschwelle



b) mit Beruhigungsschwelle

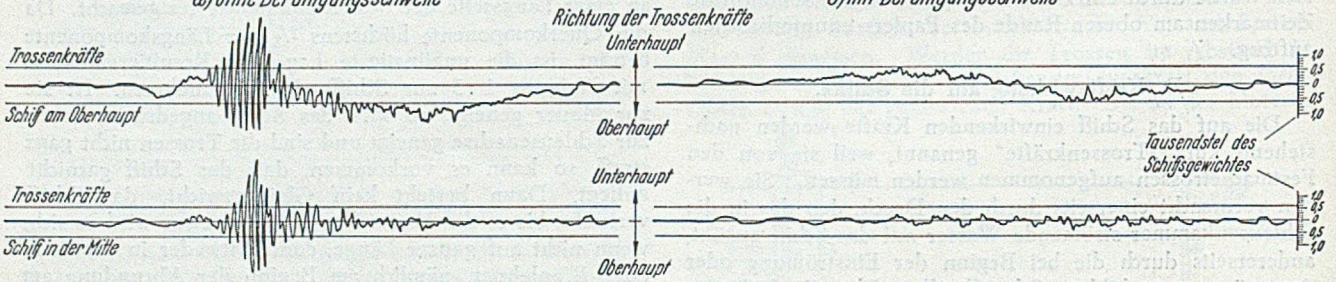


Abb. 9. Füllung der Schleusenkammer mit dem Hakenator ohne Sparbecken.

Führt man mit gleicher Trossenneigung 1:3 die Berechnung durch für den Fall, daß sich das Schiff bei A anlehnt, so ergeben sich für S_2 und K negative Werte, d. h. das Schiff entfernt sich von A und lehnt sich bei B an. Wenn dagegen die Trossenneigung 1:1 gewählt wird ($\beta = \gamma = 45^\circ$), dann findet bei A Anlehnung statt, und es wird $S_1 = 1,355 R$, $S_2 = 0,015 R$ und $K = 0,654 R$.

Wenn die Resultierende R zur Schleusenmauer gerichtet ist und das Schiff sich mit der geraden Bordwand anlehnt, so ist $S_1 = R \frac{\cos \gamma}{\cos \beta}$ und $S_2 = 0$. Je nach der Trossenneigung ist $S_1 = 1,0$ bis $1,35 R$; durch die Reibung dürfte S_1 erheblich vermindert werden.

Die Längskomponente von R kann zum O.W. und zum U.W., die Querkomponente kann nach beiden Seiten gerichtet sein, es sind also 4 äußerste Lagen der Resultierenden R möglich. Wirkt R vom Achterschiff aus, so werden die vorstehend berechneten Beanspruchungen der Trossen S_1 und S_2 vertauscht.

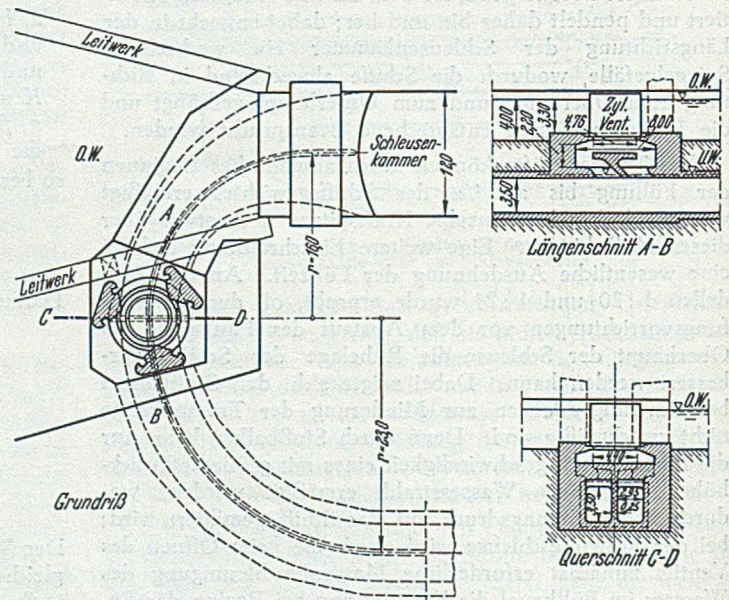


Abb. 10. Zylinderventil mit Toskammer für die Füllung der Schleusenkammer aus dem Oberwasser.

griff über die Höchstwerte der in den Festmachetrossen auftretenden Kräfte. Die Ergebnisse gelten aber nur, solange die Kraft R unverändert bleibt und das Schiff einen Gleichgewichtszustand erreicht hat. In Wirklichkeit ändern sowohl die Längs- wie die Querkomponente periodisch ihre Größe und Richtung, wodurch das Schiff sich etwas bewegt. Entsprechend ändert sich auch die Beanspruchung der Trossen. Eine exakte Berechnung wird kaum möglich sein; es ist anzunehmen, daß die Massenträgheit des Schiffes ermäßigend auf die Bewegungen und auch auf die Ausbildung der Kräfte wirkt. Eine direkte Messung der letzteren bei weiteren Modellversuchen ist erwünscht.

gewichtet anstiegen. Die Darstellung a und b in Abb. 9 zeigen den Unterschied zwischen dem Verlauf der Trossenkräfte ohne und mit Schwelle bei einer Füllzeit von 16,1 Min. Wenn der Wasserspiegel in der Schleusenammer über die Höhe der Schwellenoberkante ansteigt, fällt der Wasserstrahl vom Oberwasser her zwar wieder in eine mit der Schleusenammer in kommunizierender Verbindung

E. Ausbildung von Toskammern für das Füllen der Schleusenammer aus dem Oberwasser.

Die Ausführungen in Abschn. D, wonach beim Betrieb einer Schwungschleuse die Trossenkräfte fast nur durch die Schwallwelle in der Schleusenammer verursacht werden, während der Druck, den das beim Füllen der Kammer einströmende Wasser auf das Schiff ausübt, gering ist, gelten nicht mehr, wenn gelegentlich ohne Sparbecken geschleust werden muß. Dann strömt das Wasser bei der Füllung aus der oberen Haltung, anfangs mit großer Druckhöhe, auf kurzem Wege in die Schleusenammer und stößt auf das Schiff.

Beim Modell 1:20 war für den Abschluß der Schleusenammer am Oberhaupt ein Hakentor nach dem Vorschlag der M.A.N. verwendet worden; die allgemeine Anordnung ist aus Abb. 8 ersichtlich. Wenn die Schleusenammer mittels der Hakentores ohne Sparbeckenbenutzung gefüllt wurde, hatten sich zuerst größere Störungen gezeigt, die beim Schleusen mit Sparbecken nicht aufgetreten waren. Im letzteren Fall sind die unteren drei Viertel der Schleusenammer schon mit Wasser gefüllt, wenn das Hakentor geöffnet wird, während ohne Sparbeckenbenutzung die Füllung schon von der Höhe des Unterwassers ab mit 10,15 m Druckhöhe durch das Hakentor beginnt. Jedesmal, wenn beim Schleusen ohne Sparbecken eine Füllhöhe von 1,0 m bis 1,10 m über Unterwasser in der Schleusenammer erreicht war, trat eine große Unruhe ein, wodurch die Trossenkräfte ganz erheblich gesteigert wurden, wenn nicht die Zeit des Füllens der Kammer bis auf 27,5 Min. in Natur ausgedehnt wurde. Aus der Darstellung a in Abb. 9 ist der Eintritt der Unruhe deutlich zu erkennen. Durch Einbau von Stoßbalken vor dem Einlauf in die Kammer konnte die Unruhe wohl etwas gemildert, aber nicht beseitigt werden. Es zeigte sich, daß sie dann eintrat, wenn der Wasserspiegel in der Schleusenammer über die Höhe des Bodens $a-b$ der Toskammer anstieg. (Abb. 8). Von diesem Zeitpunkt ab fällt der Wasserstrahl vom Oberwasser her in einen wassergefüllten Raum, der mit der Schleusenammer in kurzer kommunizierender Verbindung steht, und der Stoß dieses Wasserstrahls pflanzt sich aus der Toskammer in die Schleusenammer fort. Die Unruhe konnte dadurch weitgehend beseitigt werden, daß der Toskammerboden durch eine mit einer Lücke versehene Schwelle um 1,12 m erhöht wurde; die Lücke befand sich in der Mitte der Schwelle und betrug $1/6$ der Schwellenlänge. Nach Einbau dieser Beruhigungsvorrichtung konnte die Füllzeit von 27,5 Min. auf 16,1 Min. verkürzt werden, ohne daß die Trossenkräfte über $1/600$ des Schiffs-

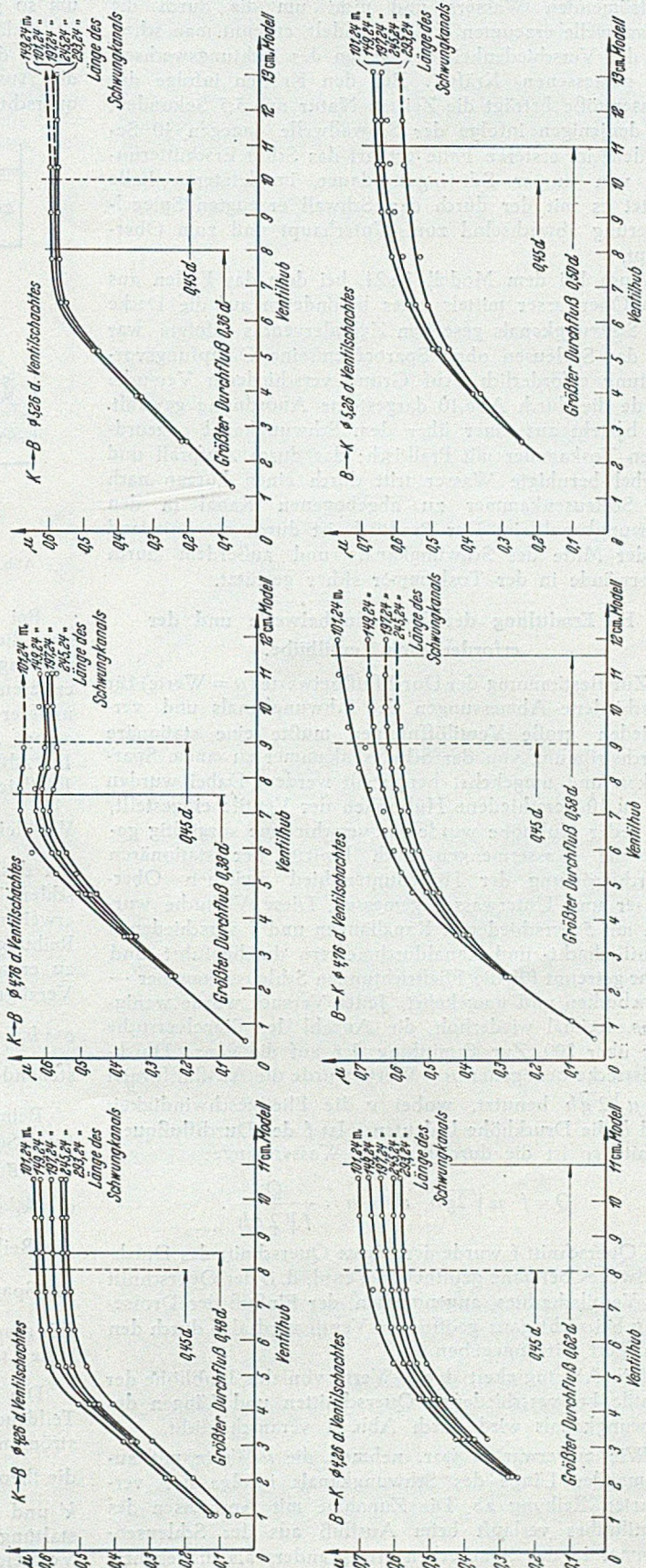


Abb. 11. Durchflußbeiwerte in Abhängigkeit von Kanallänge, Ventilschachthöhe, Druckhöhe und Ventilhub.

stehende Wassermasse, jedoch ist die Schleusenkommer dann schon so hoch angefüllt, daß ein großes, die Stoßwirkung hemmendes Wasserpolster unter dem Schiffsboden vorhanden ist.

Die Erscheinung der Stoßfortpflanzung und die Wirkung der Beruhigungsschwelle in der Toskammer sind bemerkenswert. Daß es sich hier um Stoßwirkungen des einströmenden Wassers und nicht um die durch die Schwallwelle erzeugten Kräfte handelt, erkennt man schon aus der Verschiedenheit der Zeiten des Richtungswechsels der gemessenen Kräfte. Bei den Kräften infolge der Wasserstöße beträgt die Zeit in Natur nur 5,5 Sekunden, bei denjenigen infolge der Schwallwelle dagegen 40 Sekunden; im ersteren Falle erfährt das Schiff Erschütterungen von kurzer Schwingungsdauer, im letzteren Falle gleitet es mit der durch den Schwall erzeugten Spiegeländerung abwechselnd zum Unterhaupt und zum Oberhaupt.

Auch bei dem Modell 1:24, bei dem das Füllen aus dem Oberwasser mittels eines besonderen auf die Decke des Schwungkanals gesetzten Zylinderventils erfolgte, war für das Schleusen ohne Sparbecken eine Dämpfungsvorrichtung erforderlich. Auf Grund verschiedener Versuche wurde die durch Abb.10 dargestellte Anordnung gewählt. Sie besteht aus einer über dem Schwungkanal angeordneten Toskammer mit Pralltisch; das durch Aufprall und Wirbel beruhigte Wasser tritt durch einen kurzen nach der Schleusenkommer zu abgebogenen Kanal in den Schwungkanal ein. Der Pralltisch ist durch die Leitwand in der Mitte des Schwungkanals und außerdem durch Querwände in der Toskammer sicher gestützt.

F. Ermittlung der Durchflußbeiwerte und der erforderlichen Ventilhubhöhe.

Zur Bestimmung der Durchflußbeiwerte ($\mu = \text{Werte}$) für verschiedene Abmessungen des Schwungkanals und verschieden große Ventilöffnungen mußte eine stationäre Durchströmung von der Schleusenkommer zu einem Sparbecken und umgekehrt hergestellt werden. Dabei wurden bis zu 10 verschiedene Hubhöhen der Ventile eingestellt, bei jeder Hubhöhe wurde für verschiedene sorgfältig gemessene Wassermengen nach Eintritt der stationären Durchströmung der Höhenunterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser gemessen. Diese Versuche wurden mit 5 verschiedenen Kanallängen und 3 verschiedenen Ventilschacht- und Kanaldurchmessern durchgeführt, und zwar getrennt für die Fließrichtungen Schleusenkommer — Sparbecken und umgekehrt. Jeder Versuch wurde wenigstens dreimal wiederholt, die Anzahl der Einzelversuche war über 800. Zur Ermittlung der auf die ganze Durchflußstrecke bezogenen $\mu = \text{Werte}$ wurde die Ausflußformel $v = \mu \sqrt{2gh}$ benutzt, wobei v die Fließgeschwindigkeit und h die Druckhöhe bedeuten. Ist f der Durchflußquerschnitt, so ist die durchfließende Wassermenge:

$$Q = f \cdot \mu \sqrt{2gh}, \text{ also } \mu = \frac{Q}{f \sqrt{2gh}}.$$

Als Querschnitt f wurde der engste Querschnitt des Durchflußweges bei ganz geöffnetem Ventil, d. i. der Querschnitt des Ventilschachtes, angenommen, der Einfluß der Drosselung bei nicht ganz geöffnetem Ventil wird also durch den $\mu = \text{Wert}$ mit angegeben.

Die Abhängigkeit der μ -Werte von der Hubhöhe der Ventile bei verschiedenen Querschnitten und Längen des Schwungkanals wird durch Abb.11 veranschaulicht.

Wie zu erwarten war, nehmen die μ -Werte mit zunehmender Länge des Schwungkanals infolge der vermehrten Reibung ab. Die Zunahme mit Anwachsen des Ventilhubes verläuft beim Ausfluß aus der Schleusenkommer in das Sparbecken etwas anders als umgekehrt;

im ersteren Falle nehmen die μ -Werte zunächst ziemlich gleichmäßig zu, bis sie von einer bestimmten Öffnungshöhe des Ventils ab sich nur noch wenig ändern, während bei umgekehrter Fließrichtung die Zunahme von einer geringen Öffnungshöhe ab allmählich langsamer wird, so daß die Kurven mehr abgerundet erscheinen, etwa in Form von Parabeln. Das die Kanallänge auf die μ -Werte um so geringeren Einfluß hat, je kleiner der Ventilhub ist, erklärt sich dadurch, daß die Fließgeschwindigkeit und daher die Reibung im Kanal um so kleiner ist, je enger die Ausflußöffnung am Ventil im Vergleich zum Kanalquerschnitt ist.

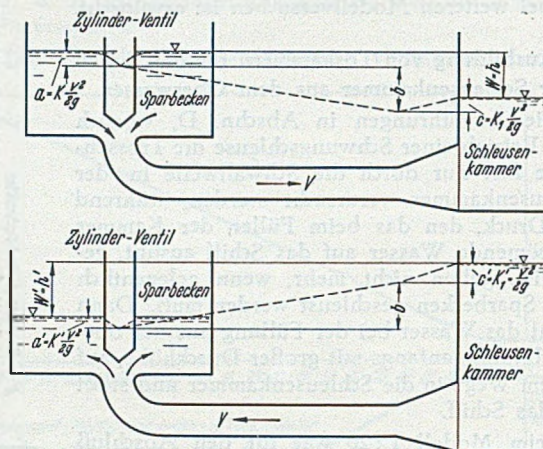


Abb. 12. Einfluß der Fließrichtung auf den Durchflußbeiwert.

Bei der Fließrichtung Sparbecken — Schleusenkommer sind die μ -Werte etwas größer als bei umgekehrter Fließrichtung, also ist die Widerstandshöhe beim Durchfluß im ersteren Fall geringer als im letzteren. Vorbehaltlich genauerer theoretischer Untersuchung kann diese Erscheinung in einfacher Weise wie folgt erklärt werden. In Abb. 12 ist der Durchflußweg dargestellt. In der Fließrichtung Sparbecken — Schleusenkommer wird am

Ventileinlauf die Teildruckhöhe $a = k \cdot \frac{v^2}{2g}$ verbraucht, um das Wasser aus der Geschwindigkeit 0 auf v zu beschleunigen. Im Schwungkanal ist bis zum Anfang der erweiterten Einlaufstrecke vor der Schleusenkommer die Reibungshöhe b erforderlich, um die Geschwindigkeit v zu erhalten. Auf der erweiterten Strecke wird durch die Verzögerung der Fließgeschwindigkeit die Druckhöhe $c = k_1 \cdot \frac{v^2}{2g}$ zurückgenommen. Die beim Durchfluß entstehende Widerstandshöhe ist also $w = a + b - c$.

Beim Durchfluß einer gleichen Wassermenge in Richtung Schleusenkommer — Sparbecken wird zur Beschleunigung des Wassers in der Einlaufstrecke die Druckhöhe $c' = k_1' \cdot \frac{v^2}{2g}$ und in der übrigen Strecke des Schwungkanals die Reibungshöhe b verbraucht, während beim Einlauf in das Sparbecken die Höhe $a' = k' \cdot \frac{v^2}{2g}$ wiedergewonnen wird.

Die gesamte Widerstandshöhe ist $w' = c' + b - a'$. Unterschied $w' - w = c' + b - a' - (a + b - c) = (c' + c) - (a' + a)$.

Die Beiwerte k und k_1' sind > 1 , weil die erforderlichen Teildruckhöhen a und c' wegen der Verluste bei der Einströmung in den Schwungkanal größer sein müssen als die theoretische Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$; umgekehrt sind k' und $k_1 < 1$. Infolge der hydraulisch günstigeren Gestaltung der Einlaufstrecke an der Schleusenkommer im Vergleich zur Einlaufstrecke am Sparbecken ist $c' < a$ und

$c > a'$. Daher ist $c' - a < 0$ und $c - a' > 0$, d. h. $c - a' > c' - a$, oder $c + c' > a' + a$; folglich ist $w' > w$. Weil bei unveränderter Fließbewegung die Enddruckhöhen h und h' gleich den Widerstandshöhen w und w' sind, muß auch sein $h' > h$, was durch die Versuche bestätigt wurde.

Die in Abb. 11 dargestellten Kurven gelten für Ventile mit Zackenkranz, entsprechend dem für das untere Sparbecken vorgesehenen Ventil. Um den Einfluß des Zackenkranzes zu ermitteln, sind vergleichende Versuche durchgeführt worden (Abb. 13). Die Form der Kurve der μ -Werte ist für Ventile ohne Zackenkranz ähnlich wie für Ventile mit Zackenkranz, die μ -Werte sind bei ersteren etwas größer als bei letzteren, aber nur für kleinere Hubhöhen der Ventile, während bei großen Hubhöhen der

Die Größtwerte der μ -Werte bei den höchsten sie noch beeinflussenden Ventilstellungen sind in der Tabelle 1 angegeben.

Theoretisch müßte, wenn man nur die Querschnitte in Rechnung stellen, die Ablenkung der Stromfäden und die dadurch bedingte Kontraktion und Wirbelbildung aber vernachlässigen würde, die zur Erzeugung des größten Durchflusses erforderliche Hubhöhe a des Ventils $\frac{1}{4}$ des Schachtdurchmessers d sein, denn aus der Bedingung $d^2 \frac{\pi}{4} = d \cdot \pi a$ ergibt sich das Verhältnis $\frac{a}{d} = 0,25$. Auf Grund der Versuche muß dieses Verhältnis wegen der hydraulischen Vorgänge beim Durchfluß jedoch wesentlich größer sein, und zwar sind die gemessenen Werte wie folgt:

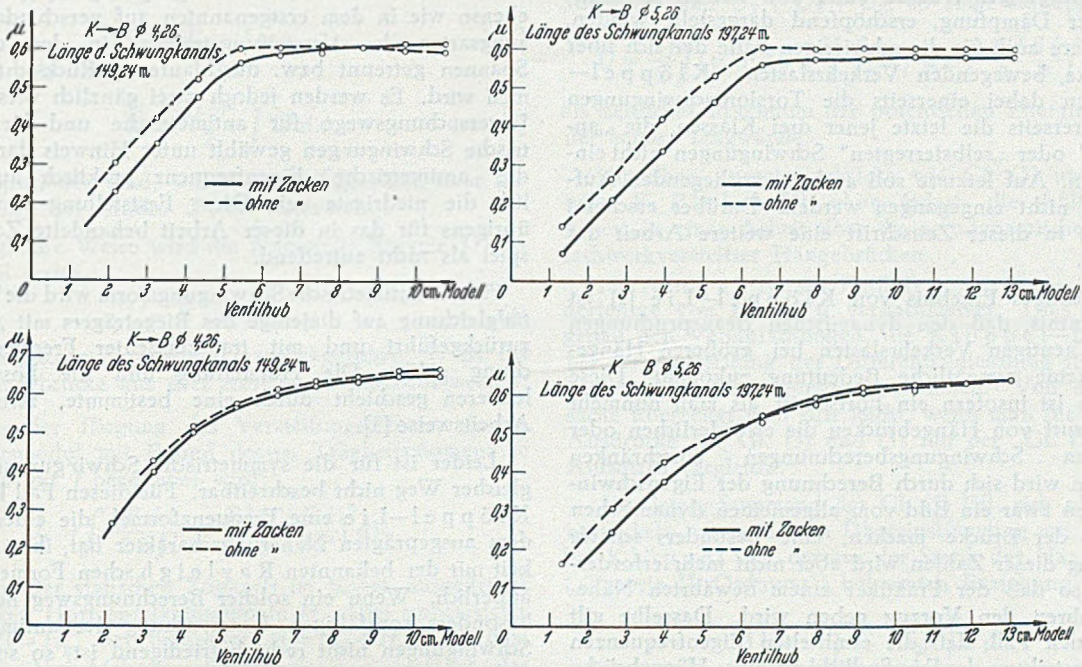


Abb 13. Einfluß des Zackenkranzes auf die Durchflußwerte.

Unterschied immer geringer wird; dies ist auch einleuchtend, da mit zunehmender Größe des Durchschnittsquerschnittes der Einfluß der Reibung und Wirbelbildung an den Zacken zurücktreten muß.

Tabelle 1. Größte auftretende μ -Werte.

Ventilschachtdurchmesser und Strömungsrichtung	Länge des Schwungkanals in m				
	101,24	149,24	197,24	245,24	293,24
1) $d = 4,26 \text{ m}$					
a. Strömung aus der Schleusen- zum Sparbecken	0,64	0,62	0,58	0,55	0,54
b. Strömung aus dem Sparbecken zur Schleusen-	0,70	0,67	0,64	0,60	0,59
2) $d = 4,76 \text{ m}$					
a. Strömung aus der Schleusen- zum Sparbecken	0,67	0,62	0,62	0,58	—
b. Strömung aus dem Sparbecken zur Schleusen-	0,76	0,67	0,63	0,60	—
3) $d = 5,26 \text{ m}$					
a. Strömung aus der Schleusen- zum Sparbecken	0,58	0,59	0,58	0,58	0,57
b. Strömung aus dem Sparbecken zur Schleusen-	0,67	0,64	0,64	0,64	0,59

Tabelle 2. Erforderlicher Ventilhub a zur Erzeugung des größten Durchflusses.

	Ventilschachtdurchmesser		
	$d = 4,26 \text{ m}$	$d = 2,76 \text{ m}$	$d = 5,26 \text{ m}$
Bei Strömung aus der Schleusen- kammer zum Sparbecken $\frac{a}{d} =$	0,48	0,38	0,36
Bei Strömung aus dem Sparbecken zur Schleusen- kammer $\frac{a}{d} =$	0,62	0,58	0,50

Das für den Größtdurchfluß erforderliche Verhältnis $\frac{a}{d}$ nimmt also mit zunehmendem Ventildurchmesser ab; bei der Strömungsrichtung aus dem Sparbecken zur Schleusen- kammer muß es größer sein als bei umgekehrter Strömung. Wenn der Schwungkanal wenigstens 150 m lang ist, genügt praktisch für alle Ventilschachtdurchmesser das Verhältnis $\frac{a}{d} = 0,45$, weil sich aus Abb. 11 ergibt, daß der Verlauf der μ -Kurven außerhalb $0,45 d$ so flach ist, daß eine Vergrößerung von a kaum noch Einfluß hat.

(Schluß folgt.)

Praktische Berechnung der Eigenfrequenzen von Hängebrücken.

Von Professor Dr.-Ing. habil. Friedr.-Wilh. Waltking, Düsseldorf.

Übersicht: Die bekannte und bewährte Ritzsche Näherungsmethode ist ein in der Stahlbaupraxis gut verwendbarer Weg, um die ungedämpften Eigenschwingungen einer Hängebrücke zu untersuchen: Nicht nur die Eigenschwingungszahlen der vertikalen, sondern auch die der Torsionsschwingungen können durch völlig gleichartige Rechnungsgänge bestimmt werden. — Diese Untersuchungen wurden entwickelt im Stahlbaubüro zum Wiederaufbau der Rheinbrücke Köln-Mülheim durch die Firmen Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G. — Klökner-Humboldt-Deutz A.-G. — Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg — Stahlbau Rheinhausen — J. Gollnow u. Sohn, Düsseldorf.

1. Vorbemerkung

In der Abhandlung [1] haben K. Klöppel und K. H. Lie eine allgemeine Theorie der Biegeschwingungen von Hängebrücken veröffentlicht, in der die beiden bekannteren Klassen „Eigenschwingungen“ und „erzwungene Schwingungen“, beide ohne und mit Berücksichtigung einer Dämpfung, erschöpfend dargestellt werden, insbesondere auch für die schwierigen Fälle der sich über die Brücke bewegenden Verkehrslasten. Klöppel—Lie haben dabei einerseits die Torsionsschwingungen und andererseits die letzte jener drei Klassen, die „angefachten“ oder „selbsterregten“ Schwingungen nicht eingeschlossen. Auf letztere soll auch im vorliegenden Aufsatz noch nicht eingegangen werden. Darüber erscheint demnächst in dieser Zeitschrift eine weitere Arbeit des Verfassers.

Ein wichtiges Ergebnis von Klöppel—Lie [1] ist die Erkenntnis, daß den dynamischen Beanspruchungen aus den heutigen Verkehrslasten bei größeren Hängebrücken keine wesentliche Bedeutung zukommt. Diese Erkenntnis ist insofern ein Fortschritt, als man nunmehr beim Entwurf von Hängebrücken die erforderlichen oder erwünschten Schwingungsberechnungen einschränken kann: Man wird sich durch Berechnung der Eigenschwingungszahlen zwar ein Bild vom allgemeinen dynamischen Verhalten der Brücke machen, eine besonders scharfe Feststellung dieser Zahlen wird aber nicht mehr erforderlich sein, so daß der Praktiker einem bewährten Näherungsverfahren den Vorzug geben wird. Dasselbe gilt auch für den Fall, daß die ermittelten Eigenfrequenzen für die Beurteilung der Empfindlichkeit einer Hängebrücke gegenüber selbsterregten Schwingungen, d. h. der aerodynamischen Stabilität, benötigt werden.

Im Mittelpunkt der allgemeinen Theorie von Klöppel—Lie steht eine Differentialgleichung, die ein recht unbequemes Glied enthält. Wegen der periodischen Veränderlichkeit des Horizontalzuges im Tragkabel der Hängebrücke während der Schwingungen tritt die gesuchte Funktion u. a. auch unter einem Integralzeichen auf. Die Lösung dieser Gleichung geschieht durch Reihenentwicklung, d. h. durch den Ansatz der Schwingungsform als Überlagerung einer Reihe von Sinuswellen. Bei der Untersuchung der Eigenschwingungen wird sodann die Koeffizientendeterminante eines Satzes von linearen homogenen Gleichungen gleich Null gesetzt; so entsteht eine Frequenzgleichung, die keine grundsätzlichen Schwierigkeiten mehr bietet (sie ist nicht etwa transzendent).

Der Wert dieses Ansatzes, der auch auf die Behandlung gedämpfter und erzwungener Schwingungen zugeschnitten ist, wird in keiner Weise durch die Feststellung beeinträchtigt, daß seine Lösung gewisse Analogien zu der nachfolgend angewandten Ritzschen Methode zeigt, deren Brauchbarkeit sich ja nur auf ungedämpfte Eigenschwingungen beschränkt. Sollen freilich nur diese bestimmt werden, so liegt der Gedanke nahe, auf die komplizierte Differentialgleichung zu verzichten und statt dessen von den Ansätzen für die potentielle und die kinetische Energie auszugehen, in die sich jener Integralausdruck von selbst (wenn auch in einer von den übrigen Integralen ein wenig abweichenden Form) einfügt. Ein zusätzlicher Gewinn ist dabei die Minimums-Eigenschaft der Energiebetrachtung: von verschiedenen Näherungs-

ansätzen ist stets der der beste, der die niedrigste Eigenfrequenz liefert.

Dem Bedürfnis, für die Untersuchung der Eigenschwingungen einen einfacheren Weg zu besitzen, haben Klöppel—Lie in einem anderen, ungefähr gleichzeitig erschienenen Aufsatz Rechnung getragen [2], bei dem ebenso wie in dem erstgenannten auf verschiedene Stützarten des Versteifungsträgers (in den einzelnen Spannen getrennt bzw. durchlaufend) Rücksicht genommen wird. Es werden jedoch zwei gänzlich verschiedene Untersuchungswege für antimetrische und für symmetrische Schwingungen gewählt unter Hinweis darauf, daß die „antimetrische“ Eigenfrequenz praktisch ausschließlich die niedrigste sei. Diese Feststellung erwies sich übrigens für das in dieser Arbeit behandelte Zahlenbeispiel als nicht zutreffend.

Für die antimetrische Schwingungsform wird die Differentialgleichung auf diejenige des Biegeträgers mit Axialzug zurückgeführt und mit transzendenten Frequenzgleichung gelöst. Die Aufstellung und die Lösung der letzteren geschieht durch eine bestimmte, zeitsparende Arbeitsweise [3].

Leider ist für die symmetrische Schwingungsform ein gleicher Weg nicht beschreibbar. Für diesen Fall benutzen Klöppel—Lie eine Frequenzformel, die einen besonders ausgeprägten Näherungscharakter hat, ihre Ähnlichkeit mit der bekannten Rayleighschen Formel ist nur äußerlich. Wenn ein solcher Berechnungsweg neben der besonders sorgfältigen Untersuchung der antimetrischen Schwingungen nicht recht befriedigend ist, so soll damit nicht gesagt sein, daß er immer ungenaue Ergebnisse liefern müßte.

Mit den bisherigen Erörterungen ist die Aufgabenstellung der vorliegenden Arbeit bereits angedeutet. Es soll die Anwendung der bewährten Ritzschen Methode auf die angenäherte Berechnung der Eigenschwingungszahlen einer Hängebrücke dargestellt werden, ein Verfahren, dessen Genauigkeit durch entsprechende Anzahl der Glieder in den Näherungsansätzen beliebig gesteigert werden kann. Der Praktiker wird außerdem den Vorteil schätzen, daß nicht nur die antimetrischen und die symmetrischen Biegeschwingungen, sondern auch die Torsionsschwingungen, über die es bisher wenig Literatur gibt, nach einem gleichartigen Rechnungsgange behandelt werden können.

2. Grundlegende Ansätze für Biegeschwingungen

Der lotrechte Schwingungsaussschlag u eines beliebigen Punktes ist gleichzeitig eine Funktion der Zeit t und des Ortes, d. h. der Abszisse x ; er wird stets von der statischen Gleichgewichtslage aus gerechnet. Sind die Hängeseile undehnbar, so haben Kabel und Versteifungsträger ständig gleiches u . Mit dem Ansatz

$$u = \bar{u} \sin \omega t \quad (1)$$

für harmonische Schwingungen wird jene gleichzeitige Abhängigkeit zerlegt: $u = u(x)$ ist die Schwingungsamplitude (zeitliches Maximum) in dem beliebigen Punkte x und ω die „Kreisfrequenz“ der Schwingung, d. h. $\omega T = 2\pi$, wenn T die Dauer einer vollen Schwingung ist. Die Gesamtheit aller \bar{u} soll hier einfach als die „Schwingungsform“ bezeichnet werden.

Die schwingende Masse μ der Brücke pro Längeneinheit und Tragwand soll, wie üblich, als konstant angesehen werden; es ist $\mu = q/g$, wenn mit $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ die Schwerkbeschleunigung und mit q die ständige Last je Tragwand bei unbelasteter Brücke bzw. die Summe aus ständiger und Verkehrslast bei vollbelasteter Brücke bezeichnet werden.

Die kinetische Energie eines Körpers ist gleich dem halben Produkt aus Masse und Quadrat der Geschwindigkeit, diejenige der ganzen Brücke je Tragwand also

$$W = \frac{1}{2} \int \mu \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)^2 dx = \frac{\mu \omega^2}{2} \cdot \cos^2 \omega t \int \bar{u}^2 dx.$$

Nennt man das zeitliche Maximum an kinetischer Energie \bar{W} , also

$$W = \bar{W} \cos^2 \omega t, \quad (2)$$

so ergibt sich

$$\bar{W} = \frac{\mu \omega^2}{2} \int \bar{u}^2 dx. \quad (3)$$

Die Integrationen sind, wie alle nachfolgenden, über die Gesamtlänge der Brücke Σl zu erstrecken.

Auf gleiche Weise wird die potentielle Energie U pro Tragwand durch

$$U = \bar{U} \sin^2 \omega t \quad (4)$$

auf ihr zeitliches Maximum \bar{U} zurückgeführt. \bar{U} ist bei einer Hängebrücke aus drei Anteilen zusammzusetzen:

1. Aus der Biegung des Versteifungsträgers, dessen Elastizitätsmodul mit E und dessen Trägheitsmoment je Tragwand mit J bezeichnet wird:

$$\bar{U}_1 = \int \frac{M^2 dx}{2EJ} = \frac{EJ}{2} \int \left(\frac{d^2 \bar{u}}{dx^2} \right)^2 dx.$$

2. Aus der statischen Zugkraft im Kabel, ausgedrückt durch deren Horizontalkomponente H . (Bei unbelasteter Brücke $H = H_g$, bei belasteter $H = H_g + H_p$). In dem beliebigen Verschiebungszustand $\bar{u} = \bar{u}(x)$ erfährt das unter dx liegende Kabelelement (Abb. 1) eine Verlängerung, deren Horizontalkomponente mit

$$\sqrt{dx^2 + d\bar{u}^2} - dx = dx \left(\sqrt{1 + \left(\frac{d\bar{u}}{dx} \right)^2} - 1 \right) \approx \frac{1}{2} \left(\frac{d\bar{u}}{dx} \right)^2 dx$$

angegeben werden kann. Die dabei aufgenommene potentielle Energie (Produkt aus konstanter Kraft und Weg) ist also insgesamt

$$\bar{U}_2 = \frac{H}{2} \int \left(\frac{d\bar{u}}{dx} \right)^2 dx.$$

3. Aus der periodischen Zu- und Abnahme ΔH , die der Horizontalzug während der Schwingung erfährt.

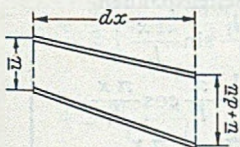


Abb. 1. Zur potentiellen Energie aus H .

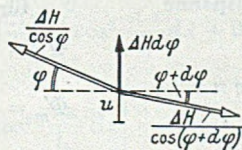


Abb. 2. Zur potentiellen Energie aus ΔH .

Wenn ein beliebiger Punkt des Kabels (Abb. 2) um den Weg u verschoben wird, wächst dieser zusätzliche Anteil ΔH von 0 bis $\Delta \bar{H}$, seinem zeitlichen Maximum, an. ΔH hat in Richtung von u eine Komponente $\Delta H d\varphi$, die dabei aufzuwendende Arbeit (halbes Produkt aus veränderlicher Kraft und Weg) ist also

$$d\bar{U}_3 = \frac{1}{2} \Delta \bar{H} d\varphi \bar{u}.$$

Für die örtliche Änderung der Tangentenrichtung gilt nun

$$\frac{d\varphi}{dx} = \frac{d^2}{dx^2} (y + \eta + \bar{u}),$$

wenn y die Kabelordinate unter ständiger Last und η ihre Zunahme unter Verkehrslast ist; durch Vernachlässigung von η und \bar{u} gegenüber y ergibt sich

$$\frac{d\varphi}{dx} = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{8f}{l^2}$$

(l und f : Spannweite und Kabeldurchhang in der Mittelöffnung) und somit

$$\bar{U}_3 = \frac{1}{2} \Delta \bar{H} \int \frac{d\varphi}{dx} dx \cdot \bar{u} = \frac{\Delta \bar{H}}{2} \frac{8f}{l^2} \int \bar{u} dx.$$

Summiert man $\bar{U}_1 + \bar{U}_2 + \bar{U}_3$, so folgt schließlich

$$\bar{U} = \frac{EJ}{2} \int (\bar{u}'')^2 dx + \frac{H}{2} \int (\bar{u}')^2 dx + \frac{\Delta \bar{H}}{2} \frac{8f}{l^2} \int \bar{u} dx \quad (5)$$

als zeitliches Maximum der potentiellen Energie für jede der beiden Tragwände.

Dieselben Energieausdrücke wie Gl. (3) und (5) benutzt F. Bleich [4], ohne jedoch die Ableitung zu geben, in einer Arbeit über die aerodynamische Stabilität fachwerkversteifter Hängebrücken.

Im Anteil \bar{U}_2 ist der Einfluß von $\Delta \bar{H}$, im Anteil \bar{U}_3 derjenige von η und \bar{u} vernachlässigt. Dies entspricht genau den Vereinfachungen, die Klöppel-Lie in [2] bei der Aufstellung der Differentialgleichung für die lotrechten Eigenschwingungen vornehmen. Von dieser Tatsache überzeugt man sich leicht, wenn man die einzelnen Ausdrücke der Gl. (3) und (5) mit der „Gl. (15)“ jenes Aufsatzes vergleicht.

Der letzte Summand der Gl. (5) läßt sich noch weiter entwickeln, wenn man in Übereinstimmung mit „Gl. (13)“ bei Klöppel von der aus der Statik der Hängebrücken („Theorie II. Ordnung“) bekannten Beziehung

$$\Delta \bar{H} = \frac{E_K F_K}{L_K} \cdot \frac{8f}{l^2} \int \bar{u} dx$$

Gebrauch macht, worin E_K und F_K Elastizitätsmodul und Querschnittfläche des Kabels sind und

$$L_K = \int \left(\frac{ds}{dx} \right)^2 ds = \int \frac{dx}{\cos^3 \varphi}$$

ist. Führt man zur Abkürzung

$$D = \frac{E_K F_K}{L_K} \cdot \left(\frac{8f}{l^2} \right)^2 \quad (6)$$

ein, so lautet Gl. (5) schließlich

$$\bar{U} = \frac{EJ}{2} \int (\bar{u}'')^2 dx + \frac{H}{2} \int (\bar{u}')^2 dx + \frac{D}{2} \left[\int \bar{u} dx \right]^2 \quad (7)$$

(zeitliches Maximum der potentiellen Energie je Tragwand).

3. Allgemeines zur Ritzschen Methode. Die Biegefrequenzen.

Setzt man bei ungedämpften Schwingungen die Maximalbeträge der potentiellen Energie (im Augenblick des größten Ausschlages) und der kinetischen Energie (beim Durchgang durch die Nullage) einander gleich:

$$\bar{U} - \bar{W} = 0,$$

so erhält man die Frequenzformel

$$\omega^2 = \frac{\bar{U}}{\bar{W}^*}, \quad (8)$$

wenn man in der Form $\bar{W} = \omega^2 \bar{W}^*$ den Faktor ω^2 aus Gl. (3) herauslöst. Mit dieser Formel ergeben sich bekanntlich nach Rayleigh Näherungswerte für die Fre-

quenz, wenn man für die Schwingungsform geeignete Näherungsfunktionen einführt.

Da die tatsächliche Schwingungsform nicht nur $U - \bar{W} = 0$ macht, sondern auch zu einem Minimum werden läßt, kann das soeben erwähnte Ergebnis nach Ritz verbessert werden. Man setzt als Näherung

$$\bar{u} = a_1 \Phi_1 + a_2 \Phi_2 + a_3 \Phi_3 + \dots \quad (9)$$

worin jede der Näherungsfunktionen Φ_i eine Schwingungsform darstellt, also für sich die Randbedingungen erfüllt. Nun wird über die Parameter a_i derart verfügt, daß alle

$$\frac{\partial (U - \bar{W})}{\partial a_i} = 0$$

werden. Die so entstehenden linearen, homogenen Gleichungen für die a_i ergeben nur dann von Null verschiedene Lösungen für \bar{u} , wenn ihre Nennerdeterminante verschwindet. Diese Bedingung liefert eine Gleichung i -ten Grades für ω^2 .

Eine solche Rechnung sei nachstehend mit $i = 2$, d. h. mit zwei Gliedern Φ_m und Φ_n in Gl. (9) allgemein durchgeführt. Gl. (9), in Gl. (7) und (3) eingesetzt, liefert

$$\begin{aligned} 2\bar{U} &= EJ \int (a_m \Phi_m' + a_n \Phi_n')^2 dx + H \int (a_m \Phi_m + a_n \Phi_n)' dx + \\ &+ D \left[\int (a_m \Phi_m + a_n \Phi_n) dx \right]^2 \\ &= a_m^2 \left[EJ \int \Phi_m'^2 dx + H \int \Phi_m'^2 dx + D \left(\int \Phi_m dx \right)^2 \right] + \\ &+ 2 a_m a_n \left[EJ \int \Phi_m' \Phi_n' dx + H \int \Phi_m \Phi_n' dx + \right. \\ &+ D \int \Phi_m dx \int \Phi_n dx \left. \right] + \\ &+ a_n^2 \left[EJ \int \Phi_n'^2 dx + H \int \Phi_n'^2 dx + D \left(\int \Phi_n dx \right)^2 \right]; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2\bar{W} &= \mu \omega^2 \int (a_m \Phi_m + a_n \Phi_n)^2 dx \\ &= \mu \omega^2 \left[a_m^2 \int \Phi_m^2 dx + 2 a_m a_n \int \Phi_m \Phi_n dx + a_n^2 \int \Phi_n^2 dx \right]. \end{aligned}$$

Mit den Abkürzungen

$$\delta_i = \int \Phi_i^2 dx; \quad \delta_{iK} = \int \Phi_i \Phi_K dx; \quad (10a)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_i &= EJ \int \Phi_i'^2 dx + H \int \Phi_i'^2 dx + D \left(\int \Phi_i dx \right)^2; \\ \epsilon'_{iK} &= EJ \int \Phi_i' \Phi_K' dx + H \int \Phi_i \Phi_K' dx + \\ &+ D \cdot \int \Phi_i dx \cdot \int \Phi_K dx \end{aligned} \right\} \quad (10b)$$

lautet die Differenz der beiden vorstehenden Energieausdrücke

$$\begin{aligned} 2(\bar{U} - \bar{W}) &= a_m^2 \epsilon_m + 2 a_m a_n \epsilon'_{mn} + a_n^2 \epsilon_n - \\ &- a_m^2 \mu \omega^2 \delta_m - 2 a_m a_n \mu \omega^2 \delta'_{mn} - a_n^2 \mu \omega^2 \delta_n. \end{aligned}$$

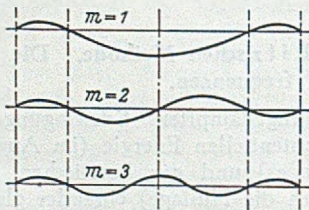


Abb. 3.
Sinuswellen als Näherungsfunktionen.

$$\begin{aligned} 2(\bar{U} - \bar{W}) &= a_m^2 (\epsilon_m - \mu \omega^2 \delta_m) + \\ &+ 2 a_m a_n (\epsilon'_{mn} - \mu \omega^2 \delta'_{mn}) + a_n^2 (\epsilon_n - \mu \omega^2 \delta_n). \end{aligned} \quad (11)$$

Die partielle Differentiation dieser Gleichung nach a_m und a_n liefert

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial (\bar{U} - \bar{W})}{\partial a_m} &= 0 = a_m (\epsilon_m - \mu \omega^2 \delta_m) + \\ &+ a_n (\epsilon'_{mn} - \mu \omega^2 \delta'_{mn}); \\ \frac{\partial (\bar{U} - \bar{W})}{\partial a_n} &= 0 = a_m (\epsilon'_{mn} - \mu \omega^2 \delta'_{mn}) + \\ &+ a_n (\epsilon_n - \mu \omega^2 \delta_n). \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

Die Nennerdeterminante dieser beiden Gleichungen, gleich Null gesetzt, lautet

$$(\epsilon_m - \mu \omega^2 \delta_m) (\epsilon_n - \mu \omega^2 \delta_n) - (\epsilon'_{mn} - \mu \omega^2 \delta'_{mn})^2 = 0.$$

Löst man diese Gleichung nach $\mu \omega^2$ auf, so folgt

$$\begin{aligned} (\mu \omega^2)^2 (\delta_m \delta_n - \delta'^2_{mn}) - \mu \omega^2 (\delta_m \epsilon_n + \delta_n \epsilon_m - 2 \delta_{mn} \epsilon'_{mn}) + \\ + (\epsilon_m \epsilon_n - \epsilon'^2_{mn}) = 0, \end{aligned}$$

oder mit den auch später in der Zahlenrechnung benutzten Abkürzungen:

$$\left. \begin{aligned} A &= \delta_m \delta_n - \delta'^2_{mn} \\ B &= \delta_m \epsilon_n + \delta_n \epsilon_m - 2 \delta'_{mn} \epsilon'_{mn} \\ C &= \epsilon_m \epsilon_n - \epsilon'^2_{mn} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

$$\mu \omega^2 = \frac{B}{2A} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{4AC}{B^2}} \right). \quad (14)$$

Damit ist die Aufgabe gelöst: zwei Werte für die Eigenfrequenz sind gefunden. Sie entsprechen je nach den gewählten Näherungsfunktionen einer Grundschwingung und einer Oberschwingung, wobei die Güte der Näherung für die erstere sehr viel besser zu sein pflegt als für die letztere.

4. Wahl und Integration der Näherungsfunktionen

Die weiteren Untersuchungen sollen sich auf eine Hängebrücke über drei Öffnungen mit durchlaufendem Versteifungsträger beschränken; eine Umformung des Rechnungsganges für andere Stützungsarten dürfte keine grundsätzlichen Schwierigkeiten bieten.

Die Näherungsansätze für die Schwingungsformen werden derart gewählt, daß die Mittelöffnung in Sinusform schwingt, z. B. in einer, in zwei oder in mehreren Halbwellen (Abb. 3). Der Ansatz lautet also

$$\Phi_m = \sin \frac{m \pi x}{l},$$

worin m stets eine positive ganze Zahl ist. Da die Seitenöffnungen eine wesentlich kürzere Spannweite haben, soll für sie in jedem Falle nur eine einzige Sinushalbwellen angesetzt werden; dabei muß der Ausdruck $\sin \pi x/l_1$ mit einem konstanten Faktor versehen werden, durch den die erforderliche Tangentengleichheit über den Zwischenstützen herstellbar ist. Dementsprechend wird angesetzt

	für die Mittelspanne	für die Seitenspannen
	$\Phi_m = \sin \frac{m \pi x}{l}$	$\Phi_m = \mp \frac{m l_1}{l} \sin \frac{\pi x}{l_1}$
	$\Phi'_m = \frac{m \pi}{l} \cos \frac{m \pi x}{l}$	$\Phi'_m = \mp \frac{m l_1}{l} \frac{\pi}{l_1} \cos \frac{\pi x}{l_1}$
	$\Phi''_m = - \left(\frac{m \pi}{l} \right)^2 \sin \frac{m \pi x}{l}$	$\Phi''_m = \pm \frac{m \pi^2}{l l_1} \sin \frac{\pi x}{l_1}$
	$\Phi'''_m = - \left(\frac{m \pi}{l} \right)^3 \cos \frac{m \pi x}{l}$	$\Phi'''_m = \pm \frac{m \pi}{l} \left(\frac{\pi}{l_1} \right)^2 \cos \frac{\pi x}{l_1}$

Die Forderung der Tangentengleichheit ist, wie die Ausdrücke für die ersten Ableitungen zeigen, erfüllt; dazu ist bei antimetrischen Schwingungen (aber auch nur dann) für eine der beiden Seitenspannen jeweils das untere Vorzeichen zu setzen.

Integriert man diese Funktionen in den Zusammen-
setzungen, wie sie in Gl. (10) auftreten (dabei sind der
Einfachheit halber noch einige weitere eingefügt, die erst
später — bei der Untersuchung der Torsionsschwingungen
— benötigt werden), so ergeben sich die nachfolgenden
Gl. (16) bis (18):

$$\int \Phi_m^2 dx = \int_0^l \sin^2 \frac{m \pi x}{l} dx + 2 \frac{m l_1}{l} \int_0^{l_1} \sin^2 \frac{\pi x}{l_1} dx = \frac{l}{2} \left[1 + 2 m^2 \frac{l_1^2}{l^2} \right]; \quad (16a)$$

$$\int \Phi_m'^2 dx = \left(\frac{m \pi}{l} \right)^2 \int_0^l \cos^2 \frac{m \pi x}{l} dx + 2 \left(\frac{m \pi}{l} \right)^2 \int_0^{l_1} \cos^2 \frac{\pi x}{l_1} dx = \left(\frac{m \pi}{l} \right)^2 \frac{l}{2} \left[1 + 2 \frac{l_1}{l} \right]; \quad (16b)$$

$$\int \Phi_m''^2 dx = \left(\frac{m \pi}{l} \right)^4 \int_0^l \sin^2 \frac{m \pi x}{l} dx + 2 \left(\frac{m \pi^2}{l l_1} \right)^2 \int_0^{l_1} \sin^2 \frac{\pi x}{l_1} dx = \left(\frac{m \pi}{l} \right)^4 \frac{l}{2} \left[1 + \frac{2}{m^2} \frac{l_1}{l} \right]; \quad (16c)$$

$$-\int \Phi_m' \Phi_m''' dx = + \left(\frac{m \pi}{l} \right)^4 \int_0^l \cos^2 \frac{m \pi x}{l} dx + 2 \left(\frac{m \pi}{l} \right)^2 \left(\frac{\pi}{l_1} \right)^2 \int_0^{l_1} \cos^2 \frac{\pi x}{l_1} dx = \left(\frac{m \pi}{l} \right)^4 \frac{l}{2} \left[1 + \frac{2}{m^2} \frac{l_1}{l} \right]. \quad (16d)$$

Gl. (16 c) und (16 d) haben also, ebenso wie nachfolgend
Gl. (17 c) und (17 d), dasselbe Ergebnis. — Bei den Pro-
dukten zweier Funktionen Φ werden stets nur symmetrische
oder nur antimetrische zusammen auftreten; m und n
sind also entweder beide gerade oder beide ungerade Zah-
len, so daß immer

$$\int_0^l \sin \frac{m \pi x}{l} \sin \frac{n \pi x}{l} dx = \int_0^l \cos \frac{m \pi x}{l} \cos \frac{n \pi x}{l} dx = 0$$

wird. Somit ergibt sich aus den weiteren Integrationen:

$$\int \Phi_m \Phi_n dx = 0 + 2 m n \left(\frac{l_1}{l} \right)^2 \int_0^{l_1} \sin^2 \frac{\pi x}{l_1} dx = m n l_1 \left(\frac{l_1}{l} \right)^2; \quad (17a)$$

$$\int \Phi_m' \Phi_n' dx = 0 + 2 \frac{m \pi}{l} \frac{n \pi}{l} \int_0^{l_1} \cos^2 \frac{\pi x}{l_1} dx = m n l_1 \left(\frac{\pi}{l} \right)^2; \quad (17b)$$

$$\int \Phi_m'' \Phi_n'' dx = 0 + 2 \frac{m \pi^2}{l l_1} \frac{n \pi^2}{l l_1} \int_0^{l_1} \sin^2 \frac{\pi x}{l_1} dx = m n l_1 \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 \left(\frac{\pi}{l_1} \right)^2; \quad (17c)$$

$$\begin{aligned} & - \frac{1}{2} \left[\int \Phi_m' \Phi_n''' dx + \int \Phi_m''' \Phi_n' dx \right] = \\ & = + \frac{1}{2} \left[0 + 2 \frac{m \pi}{l} \frac{n \pi}{l} \left(\frac{\pi}{l_1} \right)^2 \int_0^{l_1} \cos^2 \frac{\pi x}{l_1} dx + 0 + \right. \\ & \left. + 2 \frac{m \pi}{l} \frac{n \pi}{l} \left(\frac{\pi}{l_1} \right)^2 \int_0^{l_1} \cos^2 \frac{\pi x}{l_1} dx \right] = \\ & = m n l_1 \left(\frac{\pi}{l} \right)^2 \left(\frac{\pi}{l_1} \right)^2. \quad (17d) \end{aligned}$$

Es bleibt noch eine Integration, bei der unterschieden
werden muß, ob m eine ungerade (symmetrische Schwin-
gung) oder eine gerade Zahl (antimetrische Schwingung)
ist. Im ersten Falle wird

$$\int \Phi_m dx = \int_0^l \sin \frac{m \pi x}{l} dx - 2 \frac{m l_1}{l} \int_0^{l_1} \sin \frac{\pi x}{l_1} dx =$$

$$= \frac{2 l}{m \pi} \left[1 - 2 m^2 \frac{l_1^2}{l^2} \right], \quad (18a)$$

im anderen können die beiden Seitenspannen nicht mehr
zusammengenommen werden, da für die eine, wie im
Zusammenhang mit den Gl. (15) erwähnt, das entgegen-

gesetzte Vorzeichen gilt. Es wird dann

$$\begin{aligned} \int \Phi_m dx &= \int_0^l \sin \frac{m \pi x}{l} dx - \frac{m l_1}{l} \int_0^{l_1} \sin \frac{\pi x}{l_1} dx + \\ &+ \frac{m l_1}{l} \int_0^{l_1} \sin \frac{\pi x}{l_1} dx = 0, \quad (18b) \end{aligned}$$

ein Ergebnis, das vorauszusehen war, da bei antimetri-
scher Verformung des Kabels kein zusätzlicher Horizont-
talzug ΔH auftritt.

Die Fortsetzung der Rechnung, d. h. die Ermittlung
der Größen δ und ε nach Gl. (10), daraus A, B, C nach
Gl. (13) und die der gesuchten Frequenzen nach Gl. (14),
läßt keine Vereinfachung in der allgemeinen Rechnung
mehr zu. Sie wird daher am besten sofort zahlenmäßig
durchgeführt.

Nach den Erfahrungen, die mit der Anwendung des
Ritzschen Verfahrens auf die Berechnung der Eigen-
frequenz beliebiger Trägerformen gemacht worden sind,

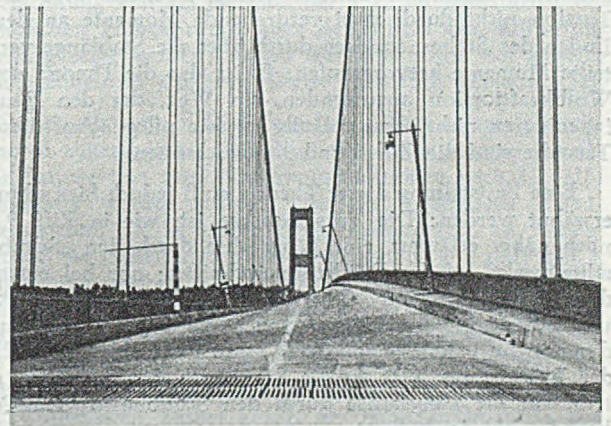


Abb. 4. Torsionsverformung der Tacoma-Brücke.

ist zu erwarten, daß die auf dem hier beschriebenen Wege
ermittelten Schwingungszahlen höchstens um einen gering-
fügigen Prozentsatz über den wirklichen Frequenzen
liegen. Eine größere Genauigkeit ist sofort erreichbar,
wenn man die Gl. (9) mit drei oder mehr Gliedern an-
setzt und sich auch in den Seitenöffnungen nicht auf eine
einzige Sinus-Halbwellen beschränkt (vgl. dazu Ziff. 8).

5. Zum Ansatz der Torsionsschwingungen

In der neueren amerikanischen Literatur über die
Schwingungen von Hängebrücken werden Torsions-
schwingungen recht einfach angesetzt (vgl. [4] u. [5]):

man geht davon aus, daß sie nichts anderes seien als Vertikalschwingungen, bei denen sich die beiden Tragwände der Hängebrücke in entgegengesetzter Phase bewegen, und kann dadurch schnell die Gleichungen der Biegeschwingungen auf die der Torsionsschwingungen umstellen.

Nun betrachte man aber etwa die Lichtbilder, deren Aufnahme kurz vor dem Einsturz der Tacoma-Brücke gelang und von denen eins in Abb. 4 wiedergegeben ist [6]. Dem amerikanischen Ansatz würde eine Verformung entsprechen, wie sie in Abb. 5 a skizziert ist. Die Lichtbilder zeigen zwar eine gewisse Gegenkrümmung in der Fahrbahtafel, lassen jedoch in aller Deutlichkeit erkennen, daß die Torsionsverformung in erster Linie eine solche nach Abb. 5 b ist. Die Richtungsunterschiede zwischen den Hängeseilen und den Beleuchtungsmasten in Abb. 4 sind besonders auffallend. — Zu dem gleichen Er-

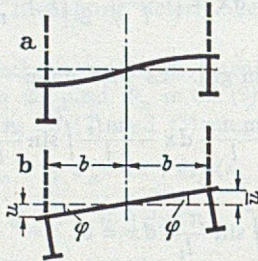


Abb. 5. Verdrehung des Brückenquerschnitts.

gebnis führt auch die Überlegung, daß das Tragsystem einer Verformung nach Abb. 5 a größeren Widerstand entgegenzusetzen wird als einer solchen nach Abb. 5 b; wenn aber im letztgenannten Falle die Formänderungsarbeit geringer ist, werden auch die Eigenfrequenzen niedriger sein.

Will man nun die Vorgänge bei der Verformung nach Abb. 5 b richtig erfassen, so hat man zwei Umstände zu beachten: Erstens ist der Torsionswiderstand (nach St. Venant) eines dünnwandigen, offenen Brückenquerschnitts bekanntlich äußerst gering, zweitens wird die Torsion nicht durch zwei verdrehende Momente an den Enden des Stabes, sondern durch über die Stablänge verteilte Momente hervorgerufen. Es ist also die Theorie der Wölbkrafttorsion anzuwenden, ein Weg, der den Bauingenieuren nicht allzu geläufig zu sein pflegt. Auf diese Tatsache sind die Ziff. 6 und 9 zugeschnitten.

Eine Feststellung dieser Theorie muß jedoch hier schon erwähnt werden: Die Torsionsachse ist, wie in Ziff. 9 c noch näher erläutert, eine Längsachse durch den „Schubmittelpunkt“ M des Brückenquerschnitts; nur bei einem doppelsymmetrischen Querschnitt fallen Schwerpunkt und Schubmittelpunkt zusammen. Folglich muß auch das dynamische Trägheitsmoment Θ eines Längenelementes dx der Brücke, das jetzt an die Stelle der Einheitsmasse μ tritt, auf die Längsachse durch den Schubmittelpunkt M bezogen werden.

Bei der Berechnung von Θ_M muß ein Umstand beachtet werden, der ebenfalls durch Abb. 4 erläutert werden kann: Kabel und Hänger führen keine Drehbewegungen, sondern Vertikalbewegungen in entgegengesetzter Phase aus, also so, wie sie die amerikanische Betrachtungsweise für den ganzen Brückenquerschnitt ansetzt. Wenn man nun, wie üblich, die Hänger als undeformbar ansieht, stimmt der Schwingungsweg dieser Vertikalbewegung ständig mit dem Schwingungsweg der Hänger-Fußpunkte überein. Diese Überlegung führt darauf hinaus, daß man bei der Berechnung von Θ_M die Massen von Tragkabeln, Kabelschellen und Hängern als konzentrierte Massen in Höhe der Torsionsachse ansetzen wird.

Solange beim Entwurf einer Hängebrücke die Biegeschwingungen zu untersuchen sind, wird man wohl stets die dazu benötigten statischen Größen aus anderen Teilen der statischen Berechnung entnehmen können, wie etwa die in den Gl. (3) bis (7) benutzten Werte $\mu = q \cdot g$, J , H , insbesondere auch L_K , E_K und F_K aus Gl. (6). Nicht immer werden jedoch die Berechnungen des Schubmittelpunktes M , des Wölbwiderstandes C_M und des Torsionswiderstandes J_D vorliegen. Trotzdem sollen diese Größen, ebenso wie das Massenträgheitsmoment Θ_M , zunächst als bekannt vorausgesetzt werden. Bezüglich ihrer Berechnung sei auf das Zahlenbeispiel und die dort gegebenen Erläuterungen verwiesen.

Die zuvor erwähnte, translatorische Bewegung der Tragkabel findet ihren Ausdruck darin, daß bestimmte Beziehungen aus der Untersuchung der Vertikalschwingungen ihre Gültigkeit behalten, auch wenn im übrigen die Verformung als wirkliche Torsion angesetzt wird. Ist in einem Ansatz

$$\varphi = \bar{\varphi} \sin \omega t \quad (19)$$

φ der Verdrehungswinkel und $\bar{\varphi}$ seine Amplitude und wird der Abstand der Tragwände mit $(2b)$ bezeichnet, so besteht zwischen φ und dem in Gl. (1) festgelegten lotrechten Schwingungsausgang u die Beziehung

$$u = b \varphi \quad \text{und} \quad \bar{u} = b \bar{\varphi}. \quad (20)$$

Wenn freilich die Versteifungsträger, wie nicht selten ausgeführt, nicht genau unterhalb der Tragkabel liegen, sondern einen etwas größeren oder etwas kleineren Abstand voneinander haben, so ist der durch Gl. (20) gegebene Zusammenhang nicht ganz zutreffend: Kabel und Versteifungsträger haben bei Verdrehung nicht mehr dasselbe u . Da einerseits die Berücksichtigung dieses Umstandes gewisse Umstellungen in der üblichen statischen „Theorie II. Ordnung“ bedingen würde, andererseits die Unterschiede in den Abständen niemals erheblich sein werden, wird man sich in solchem Falle wohl stets darauf beschränken, für den Abstand b einen Mittelwert einzuführen, es sei denn, der Zweck der ganzen Schwingungsberechnung erfordere eine besonders hohe Genauigkeit.

6. Die Energieausdrücke. Die Torsionsfrequenzen.

Aus Gl. (19) folgt sofort $\partial \varphi / \partial t = \bar{\varphi} \omega \cos \omega t$; die kinetische Energie (halbes Produkt aus Massenträgheitsmoment und Quadrat der Winkelgeschwindigkeit) eines Brückenabschnittes von der Länge dx ist also

$$d[2W] = \frac{\Theta dx}{2} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial t} \right)^2,$$

die der ganzen Brücke

$$[2W] = \frac{1}{2} \int \Theta \left(\frac{\partial \varphi}{\partial t} \right)^2 dx = \frac{\Theta \omega^2}{2} \cos^2 \omega t \int \bar{\varphi}^2 dx,$$

und ihr zeitliches Maximum für $\cos \omega t = 1$

$$[2\bar{W}] = \frac{\Theta \omega^2}{2} \int \bar{\varphi}^2 dx. \quad (21)$$

Dabei wurde, um die teilweise Benutzung der Ansätze für die Biegeschwingungen zu erleichtern, wie bei den letzteren die Energie pro Tragwand mit W , diejenige für die ganze Brücke also mit $[2W]$ bzw., wie nachfolgend, mit $[2U]$ bezeichnet.

Der Ausdruck Gl. (21) wird für die Anwendung bequemer, wenn man das Massenträgheitsmoment Θ in zwei auf den Abstand b „reduzierte Massen“ μ^* umrechnet:

$$2\mu^* = \frac{\Theta}{b^2} \quad \text{oder} \quad \Theta = 2b^2 \mu^*. \quad (22)$$

Dann ist (nunmehr auf eine Tragwand bezogen)

$$\bar{W} = \frac{\mu^2 \omega^2}{2} b^2 \int \bar{\varphi}^2 dx. \quad (23)$$

Der vereinfachte Ausdruck für die potentielle Energie, den z. B. F. Bleich in [4] anwendet, indem er die Verformung nach Abb. 5 a ansetzt, ergibt sich jetzt mit $\bar{u}' = b \bar{\varphi}'$ und $\bar{u}'' = b \bar{\varphi}''$ aus Gl. (7)

$$\bar{U} = \frac{EJ}{2} b^2 \int \bar{\varphi}''^2 dx + \frac{H}{2} b^2 \int \bar{\varphi}'^2 dx + \frac{D}{2} b^2 \left[\int \bar{\varphi} dx \right]^2, \quad (24)$$

wiederum bereits auf eine Tragwand bezogen. Da bei der Durchführung der Berechnung der Faktor b^2 sich heraushebt und da für $\bar{\varphi}$ dieselben Näherungsfunktionen anzusetzen sind wie bei den Biegungsschwingungen für \bar{u} , können für die Berechnung der Torsionsfrequenzen nach dem vereinfachten Ansatz sofort die bereits vorliegenden Ergebnisse aus Gl. (14) wieder verwandt werden, ein Umstand, den man für entsprechende Vergleichsrechnungen ausnutzen wird.

Zum Ansatz der potentiellen Energie bei elastischer Verdrehung sei folgendes vorausgeschickt: Ist $\bar{\varphi}$ die Verdrehung und $d\bar{\varphi}/dx$ die „bezogene Verdrehung“ oder „Verwindung“ des Stabquerschnittes, so gilt im Falle unbehinderter Querschnittsverwölbung (S t. V e n a n t) :

$$\frac{d\bar{\varphi}}{dx} = \frac{M_T}{G J_D} \quad \text{oder} \quad M_T = G J_D \frac{d\bar{\varphi}}{dx}.$$

Wird die Querschnittsverwölbung behindert, so entstehen zusätzliche Normalspannungen, aus diesen wiederum sekundäre Schubspannungen, deren resultierendes Moment zu obigem Ausdruck zu addieren ist. So entsteht (vgl. z. B. [7] bis [11] die „Grundgleichung des Torsionsproblems“

$$M_T = G J_D \frac{d\bar{\varphi}}{dx} + E C_M \left(- \frac{d^3 \bar{\varphi}}{dx^3} \right), \quad (25a)$$

worin C_M der auf den Schubmittelpunkt bezogene Wölbwiderstand ist.

Der Beitrag, den das aus beiden Anteilen zusammengesetzte Verdrehungsmoment zur potentiellen Energie liefert, soll angesetzt werden in der Form

$$\frac{1}{2} \int M_T \frac{d\bar{\varphi}}{dx} dx = \frac{G J_D}{2} \int \left(\frac{d\bar{\varphi}}{dx} \right)^2 dx + \frac{E C_M}{2} \int \left(- \frac{d^3 \bar{\varphi}}{dx^3} \right) \left(\frac{d\bar{\varphi}}{dx} \right) dx. \quad (25b)$$

Das letzte dieser Integrale erfaßt also die zuvor erwähnten „zusätzlichen Normalspannungen“, die in engster Beziehung zu entsprechenden Biegespannungen stehen. (Mit dieser Tatsache hängt es zusammen, daß in den Gl. (16) und (17) zwei verschiedene Integralausdrücke zu gleichen Ergebnissen führten.)

Ähnlich wie in Ziff. 2 setzt sich die gesamte potentielle Energie aus drei Anteilen zusammen. Gl. (25 b) ist derjenige aus der Torsion des Versteifungstragwerks, die anderen beiden (aus H und ΔH) bleiben unverändert, so daß der gesuchte Ausdruck nunmehr lautet:

$$\bar{U} = \frac{G J_D}{4} \int \bar{\varphi}^2 dx + \frac{E C_M}{4} \int (-\bar{\varphi}''') \bar{\varphi} dx + \frac{H b^2}{2} \int \bar{\varphi}'^2 dx + \frac{D b^2}{2} \left[\int \bar{\varphi} dx \right]^2. \quad (26)$$

Die beiden Summanden mit $G J_D$ und $E C_M$ sind gegenüber Gl. (25 b) nochmals halbiert worden, da sie sich dort auf die volle Brückenbreite, in Gl. (26) auf die einzelne Tragwand beziehen.

Die allgemeine Durchführung der Lösung geschieht in genau derselben Weise wie in Ziff. 3, wobei nunmehr statt Gl. (9)

$$\bar{\varphi} = a_1 \Phi_1 + a_2 \Phi_2$$

zu setzen ist. Die Größen δ und δ' in Gl. (10a) bleiben unverändert, während mit Rücksicht auf Gl. (26) statt ε und ε' aus Gl. (10b) jetzt zu setzen ist:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\varepsilon}_i &= \frac{G J_D}{2 b^2} \int \Phi_i'^2 dx + \frac{E C_M}{2 b^2} \int (-\Phi_i''') \Phi_i' dx + \\ &+ H \int \Phi_i'^2 dx + D \left[\int \Phi_i dx \right]^2, \\ \bar{\varepsilon}'_{iK} &= \frac{G J_D}{2 b^2} \int \Phi_i' \Phi_K' dx + \frac{E C_M}{2 b^2} \cdot \\ &\cdot \frac{1}{2} \left[- \int \Phi_i''' \Phi_K' dx - \int \Phi_i' \Phi_K''' dx \right] + \\ &+ H \int \Phi_i' \Phi_K' dx + D \int \Phi_i dx \int \Phi_K dx. \end{aligned} \right\} (27)$$

Die Integralausdrücke mit dem Faktor $E C_M$ sind dabei in derselben Weise entstanden wie diejenigen bei den Integrationen, die in Ziff. 3 den Gl. (10 a) und (10 b) vorausgehen:

$$\begin{aligned} &- E C_M \int (a_m \Phi_m''' + a_n \Phi_n''') (a_m \Phi_m' + a_n \Phi_n') dx = \\ &= - E C_M \left[a_m^2 \int \Phi_m''' \Phi_m' dx + 2 a_m a_n \cdot \right. \\ &\quad \left. \cdot \frac{1}{2} \int (\Phi_m''' \Phi_n' + \Phi_m' \Phi_n''') dx + a_n^2 \int \Phi_n''' \Phi_n' dx \right]. \end{aligned}$$

Ersetzt man nun in den Gl. (13) alle ε durch die neuen $\bar{\varepsilon}$, so liefert Gl. (14) die gesuchten Frequenzen der Torsionsschwingungen.

7. Zahlenbeispiel.

Eine zahlenmäßige Anwendung dieser Schwingungsberechnung soll am Beispiel der z. Z. im Neuaufbau befindlichen Hängebrücke über den Rhein bei Köln-Mülheim gezeigt werden; davon wurde ja schon bei anderer Gelegenheit in ähnlicher Weise Gebrauch gemacht [12].

Die allgemeine Rechnung in Ziff. 4 wurde bereits darauf zugeschnitten, daß die Schwingungsformen jeweils als Summe von zwei Näherungsfunktionen nach Gl. (15) angesetzt werden sollen. Um die niedrigsten Eigenfrequenzen, die in erster Linie interessieren, zu finden, mußte für symmetrische Schwingungen $m = 1$ und $n = 3$, für antimetrische $m = 2$ und $n = 4$ gewählt werden. Gleichzeitig mit den Stützweiten $l = 315$ m für die Mittelspanne und $l_1 = 85$ m für jede Seitenspanne wurden diese m und n zunächst in die Gl. (16) bis (18) eingesetzt. So entstanden die nachfolgend mitgeteilten Zahlenwerte, die der Einfachheit halber sofort als Zahlenfaktoren in die Ausdrücke für die Rechenhilfsgrößen δ und ε eingefügt werden:

Symmetrische Schwingungen ($m = 1; n = 3$) nach Gl. (10a) sowohl für Biegung als auch für Torsion:

$$\delta_1 = 163,7 \text{ m}; \quad \delta_3 = 213,2 \text{ m}; \quad \delta'_{13} = 18,57 \text{ m}; \quad (28)$$

nach Gl. (10 b) für Biegung:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= EJ \cdot 1311 \cdot 10^{-8} + H \cdot 241,2 \cdot 10^{-4} + D \cdot 293,5 \cdot 10^2 \\ \varepsilon_3 &= EJ \cdot 23020 \cdot 10^{-8} + H \cdot 2171 \cdot 10^{-4} + D \cdot 4,312 \cdot 10^2 \\ \varepsilon'_{13} &= EJ \cdot 3465 \cdot 10^{-8} + H \cdot 253,6 \cdot 10^{-4} - D \cdot 35,58 \cdot 10^2 \end{aligned} \right\} (29a)$$

nach Gl. (27) für Torsion:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\varepsilon}_1 &= \frac{EC_M}{2b^2} \cdot 1311 \cdot 10^{-8} + \left(\frac{GJ_D}{2b^2} + H \right) \cdot 241,2 \cdot 10^{-4} + D \cdot 293,5 \cdot 10^2 \\ \bar{\varepsilon}_3 &= \frac{EC_M}{2b^2} \cdot 23020 \cdot 10^{-8} + \left(\frac{GJ_D}{2b^2} + H \right) \cdot 2171 \cdot 10^{-4} + D \cdot 4,312 \cdot 10^2 \\ \bar{\varepsilon}'_{13} &= \frac{EC_M}{2b^2} \cdot 3465 \cdot 10^{-8} + \left(\frac{GJ_D}{2b^2} + H \right) \cdot 253,6 \cdot 10^{-4} - D \cdot 35,58 \cdot 10^2 \end{aligned} \right\} (29b)$$

Antimetrische Schwingungen ($m = 2; n = 4$) nach Gl. (10a) sowohl für Biegung als auch für Torsion:

$$\delta_2 = 182,3 \text{ m}; \quad \delta_4 = 256,5 \text{ m}; \quad \delta'_{2,4} = 49,51 \text{ m}; \quad (30)$$

nach Gl. (10b) für Biegung:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_2 &= EJ \cdot 7113 \cdot 10^{-8} + H \cdot 964,8 \cdot 10^{-4} \\ \varepsilon_4 &= EJ \cdot 58370 \cdot 10^{-8} + H \cdot 3859 \cdot 10^{-4} \\ \varepsilon'_{2,4} &= EJ \cdot 9240 \cdot 10^{-8} + H \cdot 676,4 \cdot 10^{-4} \end{aligned} \right\} (31a)$$

nach Gl. (27) für Torsion:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\varepsilon}_2 &= \frac{EC_M}{2b^2} \cdot 7113 \cdot 10^{-8} + \left(\frac{GJ_D}{2b^2} + H \right) \cdot 964,8 \cdot 10^{-4} \\ \bar{\varepsilon}_4 &= \frac{EC_M}{2b^2} \cdot 58370 \cdot 10^{-8} + \left(\frac{GJ_D}{2b^2} + H \right) \cdot 3859 \cdot 10^{-4} \\ \bar{\varepsilon}'_{2,4} &= \frac{EC_M}{2b^2} \cdot 9240 \cdot 10^{-8} + \left(\frac{GJ_D}{2b^2} + H \right) \cdot 676,4 \cdot 10^{-4} \end{aligned} \right\} (31b)$$

In den Gl. (28) bis (31) sind die Zahlenfaktoren von EJ und $EC_M/2b^2$ in $[m^{-3}]$, diejenigen von H und $GJ_D/2b^2$ in $[m^{-1}]$, diejenigen von D in $[m^2]$ angegeben.

In die weitere Berechnung wurden die folgenden statischen Daten der Köln-Mülheimer Brücke, alle auf eine Tragwand bezogen, eingeführt:

$$EJ = 0,126 \cdot 10^8 \text{ t m}^2,$$

$$EC_M/2b^2 = 0,0812 \cdot 10^8 \text{ t m}^2 \quad (\text{vergl. dazu Ziff. 9 d}),$$

$$GJ_D/2b^2 = 10,0 \text{ t} \quad (\text{vergl. dazu Ziff. 9 b}),$$

$$H = 2877 \text{ t für die unbelastete Brücke,}$$

$$H = 4795 \text{ t für die vollbelastete Brücke,}$$

$$L_K/E_K F_K = 4,162 \cdot 10^{-4} \text{ m/t entsprechend Gl. (6), daraus}$$

$$D = \frac{E_K F_K}{L_K} \left(\frac{8f}{l^2} \right)^2 = 1,913 \cdot 10^{-2} \text{ t/m}^2,$$

worin $f/l = 1/9$ zu setzen war. Die Einheitsmassen μ ergeben sich für die unbelastete Brücke aus der Einheitslast

$$q = 8,12 \text{ t/m zu } \mu = 8,12/9,81 = 0,8277 \text{ ts}^2/\text{m}^2,$$

für die vollbelastete aus

$$q = 14,06 \text{ t/m zu } \mu = 14,06/9,81 = 1,433 \text{ ts}^2/\text{m}^2.$$

Aus dem Massenträgheitsmoment je Längeneinheit für die ganze Brücke

$$\Theta_M = 129,8 \text{ ts}^2 \quad (\text{vgl. dazu Ziff. 9a})$$

und einem mittleren Tragwandabstand $b = 10,05 \text{ m}$ findet man für die „reduzierte Masse“ je Tragwand nach Gl. (22)

$$\mu^* = 129,8/2 \cdot 10,05^2 = 0,6424 \text{ ts}^2/\text{m}^2.$$

Aus Gründen der Raumersparnis wird der weitere Gang der Rechnung nur als Übersicht in Gestalt einer Tabelle (s. unten) wiedergegeben, zunächst als Zwischenwerte die Hilfsgrößen δ und ε , die sich durch Einsetzen der statischen Daten in die Gl. (28) bis (31) ergeben, sodann die Anwendung der Gl. (13) und (14), schließlich ist jeweils die Dauer einer vollen Schwingung

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\mu}{(\mu\omega^2)}} \quad (32)$$

berechnet.

Die Untersuchung der Torsionsschwingungen wurde dabei aus naheliegenden Gründen auf diejenigen bei unbelasteter Brücke beschränkt.

Alle hier ermittelten Ergebnisse sind Näherungswerte, und zwar ist die Näherung bei den Grundfrequenzen besser als bei den Oberfrequenzen, wie schon im Zusammenhang mit Gl. (14) erwähnt wurde.

Als niedrigste Frequenz (d.h. längste Schwingungsdauer) wurde, wenn man von denen der vollbelasteten Brücke absieht, die der symmetrischen Biegeschwingungen gefunden; diejenige der antimetrischen Torsionsschwingungen liegt jedoch nahe benachbart. Nicht uninteressant ist dabei, daß in einschlägigen amerikanischen Erörterungen über die Gefährlichkeit bestimmter Schwingungsformen die Größe $\mu\omega^2$ (von D. B. Steinmann [5] mit K , „coefficient of rigidity“ bezeichnet) besondere

Beachtung findet, und daß diese „Schwingungssteifigkeit“, da μ^* kleiner ist als μ , für diese antimetrischen Torsionsschwingungen mit deutlichem Abstand die niedrigste ist. —

Ergänzungsbemerkung. Auf die bekannten, engen Beziehungen zwischen der größeren Frequenzformel nach Rayleigh und der verfeinerten Ritzschen Methode wurde in Ziff. 3 bereits hingewiesen. Der Vollständigkeit halber soll noch erwähnt werden, daß die Frequenzen nach Rayleigh sehr schnell aus den Hilfsgrößen im oberen Teil der Tabelle gewonnen werden können. Setzt man die Gl. (7) und (3) in Gl. (8)

	Biegung				Torsion		Einheit
	symmetrisch		antimetrisch		unbelastet		
	unbelastet	vollbelastet	unbelastet	vollbelastet	symmetrisch	antimetrisch	
δ_1 bzw. δ_2	163,7		182,3		163,7	182,3	m
δ_3 bzw. δ_4	213,2		256,5		213,2	256,5	m
$\delta'_{1,3}$ bzw. $\delta'_{2,4}$	18,57		49,51		18,57	49,51	m
ε_1 bzw. ε_2	796,2	842,5	1176	1361	737,7	856,1	t/m
ε_3 bzw. ε_4	3533	3949	8465	9205	2504	5854	t/m
$\varepsilon'_{1,3}$ bzw. $\varepsilon'_{2,4}$	441,5	490,1	1359	1489	286,5	945,5	t/m
A	3,455		4,430		3,455	4,430	10^4 m^2
B	73,17	80,79	171,0	188,0	55,65	119,3	10^4 t
C	261,8	308,7	811,1	1032	176,5	411,8	$10^4 \text{ t}^2/\text{m}^2$
Grundschw.							
$\mu\omega^2$	4,560	4,811	5,538	6,478	4,343	4,066	t/m ²
T	2,68	3,43	2,43	2,96	2,42	2,50	sek
1. Oberschw.							
$\mu\omega^2$	16,61	18,57	33,06	35,95	11,76	22,86	t/m ²
T	1,40	1,75	0,99	1,26	1,47	1,05	sek

ein, und wählt als Näherungsfunktion für symmetrische Schwingungen eine halbe, für antimetrische Schwingungen eine volle Sinuswelle, so kommt man zu Gleichungen, in die sich die Hilfsgrößen δ und ε aus Gl. (10) bzw. (27) einfügen lassen; das denkbar einfache Ergebnis lautet dann

$$\mu \omega^2 = \frac{\varepsilon_1}{\delta_1} \quad \text{bzw.} \quad \mu \omega^2 = \frac{\varepsilon_2}{\delta_2}$$

Die aus dieser Formel mit Hilfe von Gl. (32) errechneten Schwingungsdauern sind (in derselben Reihenfolge aufgezählt wie die drittletzte Zeile der Tabelle): 2,59 — 3,32 — 2,25 — 2,75 — 2,37 — 2,32 Sekunden. Den Minimumeigenschaften der Energieansätze entspricht die Tatsache, daß die Schwingungsdauern kürzer sind als die nach Ritz, und zwar sind die Abweichungen in den verschiedenen Fällen verschieden stark, weil die einfachen Sinuswellen bei verschiedenen Schwingungsformen verschieden gute Näherungen darstellen.

8. Schwingungsformen.

Wenn es erwünscht ist, die aus den verschiedenen Näherungsfunktionen überlagerten Schwingungsformen zu kennen, die den nach Ritz ermittelten Frequenzen zugrundeliegen, so können die in der Tabelle angegebenen Zwischenergebnisse zu ihrer Berechnung benutzt werden. Man setzt den gefundenen Wert $\mu \omega^2$ gleichzeitig mit den entsprechenden ε und δ in die Gl. (12) ein und findet so das Verhältnis $a_m : a_n$, das als $a_1 : a_2$ in die Gl. (9) einzuführen ist. Die Funktionen Φ sind aus der ersten Zeile der Gl. (15) zu entnehmen, wobei die jeweiligen Zahlen m und n einzusetzen sind. In der so gefundenen Gleichung der Schwingungsform bleibt ein Faktor unbestimmt, der von der Intensität der etwaigen Schwingungsregung abhängig ist.

Diese Rechnung wurde, ohne daß hier zahlenmäßige Einzelheiten wiedergegeben werden, sowohl für die Biegungs- als auch für die Torsionsschwingungen durchgeführt. In beiden Fällen ergaben sich völlig gleichartige Kurven, bei denen die einander entsprechenden Ordinaten an keiner Stelle Unterschiede von mehr als 5% aufwiesen. Aus diesem Grunde sind in der Abb. 6 nur die Biegeschwingungsformen dargestellt. Die Ordinatenmaßstäbe mußten dabei wegen jenes unbestimmten Faktors willkürlich gewählt werden, an Hand der Abbildung kann man also nicht etwa die Ordinaten der symmetrischen Schwingungsform mit denen der antimetrischen vergleichen.

An diese Schwingungsformen möge eine kurze Betrachtung über die Frage geknüpft werden, wie die Genauigkeit der Ergebnisse noch gesteigert werden kann. In Ziff. 4 wurde bereits angedeutet, daß die angenäherten Frequenzen um so besser sind, je mehr Summenglieder in Gl. (9) angesetzt werden. Daraus entsteht freilich ein vergrößerter Rechenaufwand: ein drittes Summenglied bereits verdoppelt die Zahl der Integralausdrücke in Gl. (10) und macht die Lösung einer dreireihigen Determinante und einer Gleichung dritten Grades für $(\mu \omega^2)$ erforderlich.

Man kann also kaum über eine gewisse Anzahl von Funktionen Φ in Gl. (9) hinausgehen, ohne daß die Frage entsteht, ob der Rechenaufwand beim Ritzschen Näherungsverfahren nicht größer wird als bei der „exakten“ Lösung durch eine Differentialgleichung, etwa derart, wie sie von Klöppel—Lie [1] für antimetrische Biegeschwingungen angewandt wird. — Aber auch dieser Weg hat eine Grenze: auch eine geringe Veränderlichkeit von Masse, Trägheitsmoment und Wölbwiderstand ist nicht ohne Einfluß auf die Frequenzen, und mit Mittel-

werten für diese statischen Größen kann man niemals die Schwingungszahlen in größtmöglicher Schärfe berechnen. Da nun die Zahlenwerte für diese Querschnittsgrößen im praktischen Stahlbau stets punktweise und nicht in Gestalt mathematischer Funktionen vorliegen, ist wiederum das Ritzsche Verfahren (oder die Formel nach Rayleigh) — wenn auch mit einer abgeänderten Form der Zahlenrechnung — die gegebene Lösungsmethode.

Der Vollständigkeit halber sei der Verlauf einer solchen Rechnung kurz angedeutet: In den Gl. (3), (7), (23) und (26), ebenso in allen damit zusammenhängenden Ausdrücken sind die Größen μ , J , μ^* , J_D , C_M jeweils unter das Integralzeichen zu setzen, sodann gehen auch die Näherungsfunktionen Φ nicht mehr in ihrer mathe-

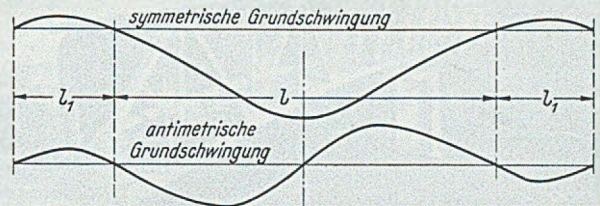


Abb. 6. Schwingungsformen.

matischen Form, sondern durch punktweise Angabe der Ordinaten in die Rechnung ein. Durch punktweise Multiplikationen und durch eine rein numerische Durchführung der Integrationen kommt man sodann zu Zwischenergebnissen, die den ε und δ der Ziff. 3 entsprechen, und hat von da an keinen grundsätzlichen Unterschied mehr im Verlauf der Rechnung gegenüber Ziff. 7. — Bei einem solchen Vorgehen ist es ratsam, als Näherungsfunktion Φ_1 eine in einer Vorberechnung gefundene Schwingungsform entsprechend Abb. 6 zu wählen. Außer Φ_1 setzt man, auch für die Seitenspannen, entweder eine erträgliche Anzahl von weiteren Funktionen $\Phi = \sin m \pi x / l$ an und nimmt eine größere Determinante in Kauf, oder man beschränkt sich auf eine einzige weitere Funktion dieser Art und führt mehrere Rechnungsgänge durch, nacheinander mit verschiedenen Zahlen m , wobei jedesmal die vorausgehende, verbesserte Schwingungsform als Φ_1 in den neuen Rechnungsgang eingesetzt wird. — Diese Arbeitsweise bringt einen erheblichen Aufwand an Rechenarbeit mit sich, der nicht immer im richtigen Verhältnis steht zu der Bedeutung, die der Frequenzberechnung einer Hängebrücke beizumessen ist. Dies ist aber nicht zu umgehen, wenn man nach einer möglichst großen Genauigkeit der errechneten Schwingungszahlen strebt.

(Schluß folgt.)

Literatur.

1. K. Klöppel und K. H. Lie: Ing.-Archiv 13 (1942), S. 211 bis 266.
2. K. Klöppel und K. H. Lie: Bauingenieur 23 (1942), S. 277 bis 285.
3. F. W. Walting: Ing.-Archiv 2 (1931), S. 247 bis 274 (später auch wiedergegeben in Hohenemser—Prager: Dynamik der Stabwerke, Berlin 1933).
4. F. Bleich: Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 74 (1948), S. 1269.
5. D. B. Steinman: Transactions Am. Soc. Civ. Eng. 110 (1945), S. 439.
6. Weitere von diesen Lichtbildern sind bei A. Müllenhoff: Bau-technik 26 (1949), S. 188 zu finden.
7. F. Stüssi: Abh. I. V. B. H. 6 (1940/41), S. 277—287.
8. R. Kappus: Luftfahrtforschung 14 (1937), S. 444—457.
9. R. Kappus: Jahrbuch 1937 der deutschen Luftfahrtforschung, S. I, 409—413.
10. E. Chwalla: Forschung a. d. Geb. d. Stahlbaues 6 (1943).
11. F. Wansleben: Abbdg. a. d. Stahlbau, Heft 3, Bremen 1948.
12. F. W. Walting: Bauingenieur 25 (1950), S. 133—140.
13. K. Marguerre: Bauingenieur 21 (1940), S. 317—322.

Kurze Technische Berichte.

Schönheitswettbewerb für Stahlbrücken.

Im Bauingenieur 24 (1949) S. 348 wurde über den Schönheitswettbewerb für Stahlbrücken berichtet, den das American Institute of Steel Construction alljährlich durchführt.

Von den Bauwerken, die 1948 für den Verkehr freigegeben wurden, erhielten diesen Preis (eine Plakette aus rostfreiem Stahl) nur Stahlbrücken der Klassen I (große Brücken, Abb. 1) und III (kleine Brücken, Abb. 2), während die Klassen II (mittlere Brücken) und IV (beweg-

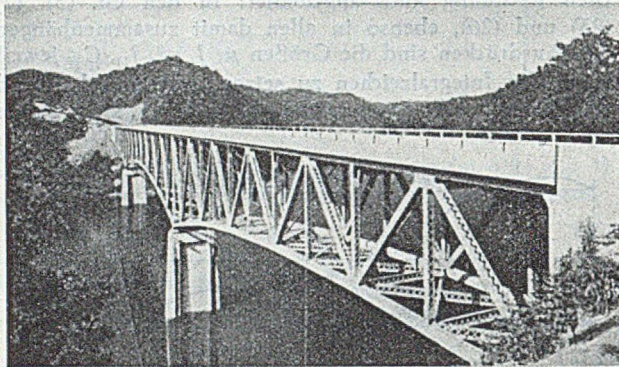


Abb. 1

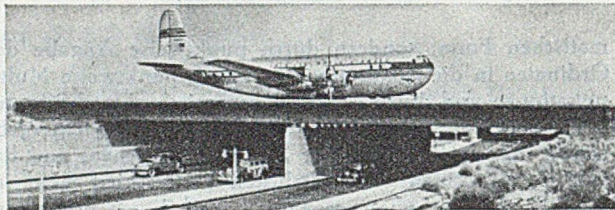


Abb. 2

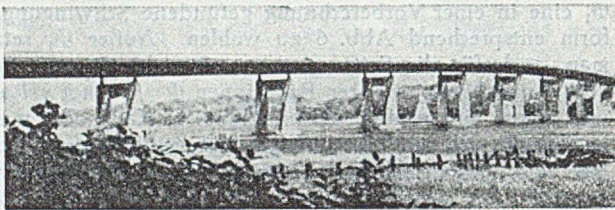


Abb. 3

liche Brücken) ohne Preise blieben. Lediglich eine ehrenvolle Erwähnung erhielten eine Stahlbrücke der Klasse II (Abb. 3) sowie 2 weitere Brücken in Klasse III.

Drei für den heutigen Stand des amerikanischen Stahlbrückenbaus kennzeichnende Bilder sind hier wiedergegeben, und zwar zeigt Abb. 1 eine Fachwerkbalkenbrücke über den Watauga-River in Tennessee, Abb. 2 die Unterführung einer Rollbahn an dem Apron-Flughafen in New York und Abb. 3 die R. E. Baldwin-Brücke über den Connecticut-River. [Nach Engineering News-Record 143 (1949) Nr. 13 vom 29. September 1949, S. 24–25 und Civil Engineering 19 (1949) S. 708]. F. S c h l e i c h e r, Düsseldorf.

Der Delaware-Aquädukt zur Wasserversorgung New Yorks.

Zur Wasserversorgung New Yorks wird jetzt der 136 km lange Delaware-Aquädukt mit einer Leistung von etwa 2 hm³ täglich fertiggestellt. Die Leistung der Wasserversorgung wird dadurch um 50% erhöht. Das Wasser kommt aus den Catskill-Bergen und soll in 3 großen Becken gesammelt werden, dem Ost-Delaware-Becken mit dem Downsville-Damm, dem Neversink-Becken mit dem Damm gleichen Namens und dem Rondout-Becken mit dem Merriman-Damm. Der Aquädukt geht vom Rondout-Becken aus. In dieses wird das Wasser des Delaware und des Neversink durch einen 40 bzw. 8 km langen Stollen geleitet. Von den 2 hm³ Wasser täglich entfallen auf das Rondout-Becken ungefähr 380 000 m³ täglich und auf das Neversink-Becken 400 000 m³ täglich und der Rest auf das Ost-Delaware-Becken. Während der Aquädukt im Jahre 1937 begonnen

und kurz vor Beginn des Krieges fertiggestellt wurde, werden die Becken jetzt gebaut. Das Rondout-Becken soll 1950 fertiggestellt sein, das Neversink-Becken 1952 und das Ost-Delaware-Becken 1955.

Die Talsperren sind mit Dämmen gebildet, die eine bemerkenswerte Ähnlichkeit in Bezug auf Größe, Form und geologische Eigenschaften aufweisen. Die Dämme sind daher praktisch gleichartig im Entwurf und die Baumethoden weichen lediglich im Falle des Downsville-Dammes etwas ab. Jeder Damm ist ein gewalzter Erdkörper mit einem Beton-Kern, der durch die Gründung hindurch bis ein Drittel der Höhe der Erdschüttung geht. Die Gründung ging bei Rondout und Neversink 55 bzw. 38 m tief. In den tieferen Teilen dieser Täler wurde der Kern durch eine Reihe rechteckiger Betonskkästen bis zum Felsen niedergebracht. Beim Downsville-Damm will man, wenn es möglich ist, diese Senkkastengründung ersparen. In jedem Fall wurde das Wasser durch Stollen umgeleitet, bei Rondout und Neversink wurden Stollen von 9,15 m Durchmesser gewählt und bei Downsville von 12,20 m Durchmesser. Die Form des Erdkörpers war für alle drei Dämme dieselbe, bestehend aus einem Mittelkern von ausgesuchtem Material, das in 18 cm-Lagen eingebracht und gewalzt wurde. An der Außenseite dieses Lehmkernes wurde der Erdstoff nicht so genau getrennt und in 20 cm Dicke eingebracht. Außerhalb davon kommt an beiden Seiten eine Steinschüttung.

Der Stollen hat einen größten Durchmesser von 5,95 m. Er wurde von 31 Schächten aus vorgetrieben. Er hat eine Überlagerung von etwa 100–750 m. Der Aquädukt ist so gelagert, daß er mit der Croton- und mit der Catskill-Wasserversorgung von New York an mehreren Stellen Verbindung hat. Drei Schächte (an den tiefsten Stellen) sind zur Entleerung des Tunnels ausgerüstet. Am West-Branch- und am Kensico-Becken sind Doppelschächte angeordnet, um das Wasser entweder in das Becken oder um das Becken herumzuleiten. Zehn der Schächte sind lediglich zum Bau angeordnet worden. Sie werden nachher mit Betonpfropfen geschlossen. [Nach Civil Engineering 19 (1949) Heft 2 S. 17.] Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Erhöhung der Lages-Staumauer bei Rio de Janeiro.

Die Lages-Talsperre liegt bei Ribeirao das Lages, 88 km nordwestlich Rio de Janeiro. Der Bau des ursprünglichen Beckens wurde 1905 begonnen. Es ist eine Betongewichtsmauer, die auf gesundem unverwittertem Gneis gegründet ist. Sie hat einen bogenförmigen Grundriß mit 100 m Radius. Die Kronenlänge beträgt 234 m, davon ist der mittlere Teil ein 134 m langer Überfall. Die Überfallkronen liegt auf + 404,00 und der übrige Teil auf + 407,50. Die größte Höhe über dem Flußbett betrug 32 m und die größte Grundbreite in der Höhe 369,00 36 m. Die Mauer hatte einen Inhalt von 68 000 m³. Einen schematischen Längsschnitt und einen Grundriß zeigt die Abb. 1. Darin sind die späteren Erweiterungen angedeutet. Die ursprüngliche Verbindung zwischen Mauer und Krafthaus wurde durch 2 Rohre von 2,40 m Durchmesser hergestellt. Der Einlauf befand sich rd. 150 m oberhalb der Mauer. Das Kraftwerk liegt 2 km östlich davon.

Die Mauer wird auf beinahe das Doppelte von + 404 bis + 432 erhöht. Der Stauraum wird von + 404 auf + 430, d. h. von 182 hm³ auf 1052 hm³ vergrößert. Die Elektrizitätserzeugung stieg von 24 000 kW auf 105 000 kW, die Arbeitsleistung des Beckens von 112 Mio kWh auf 738 Mio kWh, also ein Ansteigen um das 6fache. Die Erhöhung der Staumauer hat außerdem den Bau von zwei Speisestollen von 6,15 m ø und 2,1 km Länge zur Folge.

Nachdem der Entschluß zur Erhöhung festlag, wurden verschiedene Möglichkeiten untersucht. Man kam schließlich dazu, radiale Pfeiler auf der UW-Seite vorzusetzen. Infolge der Nachgiebigkeit des Untergrundes ist nämlich — wie bekannt — eine Gewichtsmauer trotz ihrer großen Masse weniger sicher als eine aufgelöste Konstruktion. Man rechnet gewöhnlich mit Scheiben und errechnet die mittlere Spannung. Dabei kann die höchste Spannung erheblich größer werden. Die Verwendung von Zement mit niedriger Abbinde-temperatur und die künstliche Kühlung des Betons werden jetzt gewöhnlich

gebraucht, um Risse zu vermeiden. Da man keinen Spezialzement beschaffen konnte und die Kühlung des Betons vermeiden wollte, kam man zur Anwendung der vorgenannten Pfeiler. Die Pfeiler sind im mittleren Teil

wände sind mit Dehnfugen versehen, die sich in halber Entfernung zwischen 2 Pfeilern befinden. Jede Fuge ist viermal gedichtet. Die Dichtung besteht aus einem Gummiband von 23 cm Breite und 1 cm Dicke. Dahinter

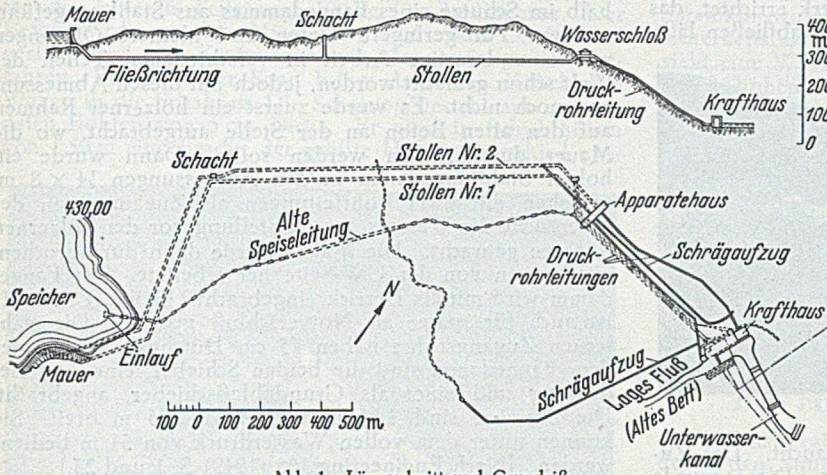


Abb. 1. Längsschnitt und Grundriß.

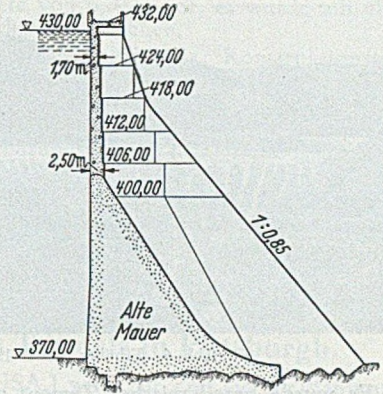


Abb. 2. Schnitt durch die erhöhte Mauer.

der Mauer in 15 m Mittenabstand und an den Seiten mit 8 m Mittenabstand, gemessen an der Oberwasserseite der Mauer, angeordnet. Sie sind 5 m bzw. 3,9 m stark.

befindet sich eine Kupferfolie von 30 cm Breite und 1,6 mm Dicke. Hinter diesem wiederum kommen zwei vertikale quadratische Aussparungen von 14 cm Kantenlänge, die

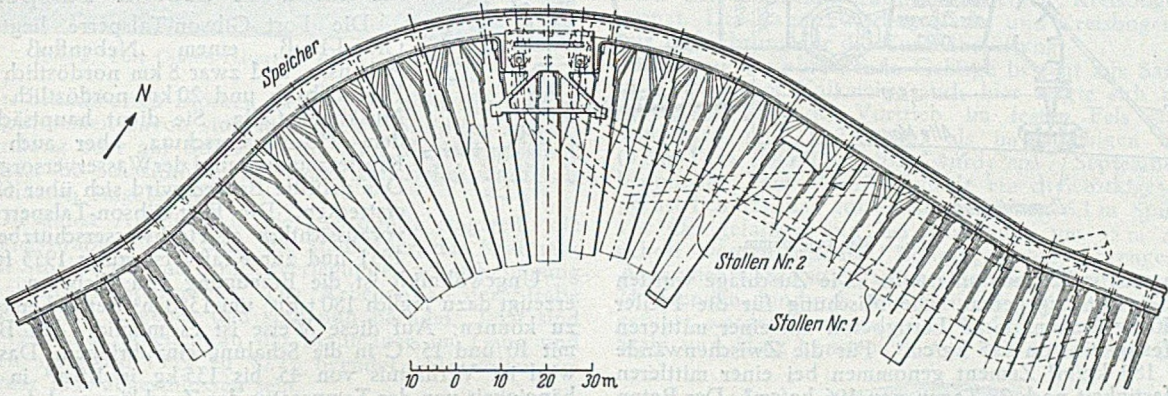


Abb. 3. Grundriß der erhöhten Mauer.

Die Anwendung von Pfeilern erlaubte es, 35 % an Zement einzusparen. Es wurde gewöhnlicher Portlandzement verwendet. Der Kopf der Pfeiler wurde so ausgebildet, daß eine Kraftübertragung ohne Bewehrung möglich war. Der Gleitsicherheitsfaktor bestimmte die Neigung der Luftseite der Pfeiler. Zusätzliche Sicherheit war durch Verzahnen der Gründung geschaffen. Die Oberwasserseite der Erhöhung ist senkrecht, schon vom praktischen Standpunkt der Bauausführung aus, aber auch wegen Erhöhung der Gleitsicherheit.

später mit heißem Teer verfüllt werden. Die Dehnfugen und die Dichtungen gehen bis zur Krone der alten Mauer herab. In der Gründungssohle eines jeden Pfeilers wurden Löcher von 4–6 m Tiefe gebohrt und mit 7 abgepreßt, ohne daß irgendwelche bedeutenden Wasserverluste auftraten. Diese Bohrlöcher wurden später mit Zement ausgepreßt.

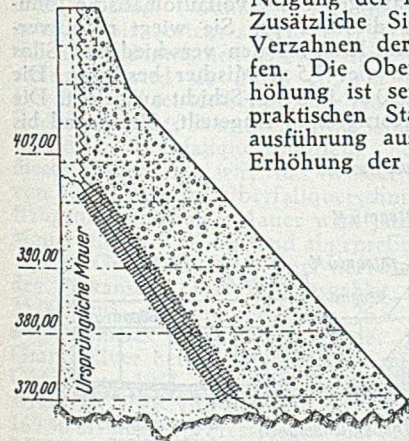


Abb. 4. Querschnitt.

Vor der Beschreibung der eigentlichen Erhöhung der Mauer noch einiges über die Entnahme. Ursprünglich befand sie sich nördlich der Mauer, war aber nach der Erhöhung den größeren Wassermengen nicht gewachsen. Es wurde daher eine zweite Entnahme angelegt, bestehend aus 2 Stollen. Als der erste dieser Stollen fertig war, wurde der alte Einlauf verschlossen. Die Stollen wurden, um den toten Raum so klein als möglich zu machen, möglichst tief durch die Mauer hindurchgeführt.

Um Loslösungen in der Kontaktebene zwischen den Pfeilern und dem Beton der alten Mauer durch Abkühlung und Schwinden des Pfeilerbetons zu verhindern, wurde eine Öffnung zwischen beiden gelassen. Rippen, die etwa 15 % der Fläche ausmachen, sorgten für eine einstweilige Verbindung. Zur weiteren Verbindung werden starke Anker in dem alten Beton befestigt. Anfang 1944, als man annahm, daß der Beton des Pfeilers genügend geschwunden war, wurden diese Zellen mit Beton gefüllt. Ein Jahr später wurden an zwei Pfeilern die Zellen ausgepreßt. Die Zellen an den anderen Pfeilern sind noch nicht verpreßt worden. Die Arbeit wird später bei niedrigem Wasserstand ausgeführt.

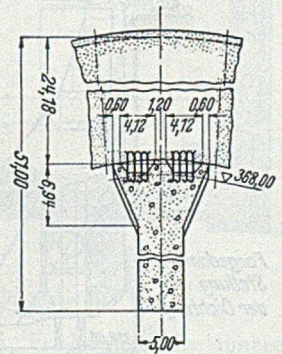


Abb. 5. Verbindung des neuen mit dem alten Beton.

November 1942 war Kote + 416, im Juni 1944 der Stand + 423 erreicht. Februar 1948 wurde die Kote + 426 erreicht mit einem Inhalt an neuem Beton von 118 400 m³. Im Jahre 1951 wird die Anlage mit der Errichtung eines Überpumpwerkes bis auf + 432 erhöht. Inzwischen sind

Die Arbeiten an der Erhöhung wurden Ende 1940 begonnen und Anfang 1948 vorläufig beendet. Die Zwischen-

in der Mitte der Talsperre zwei einseitige Hochwasserüberfälle von 7×5 m mit der Überlaufschwelle auf + 423 geschaffen worden. Während der Abschlußarbeiten im Jahre 1951 wird der Überfall ganz geschlossen und es wird dann ein besonderes Überfallbauwerk errichtet, das das Überfallwasser in ein benachbartes Tal abfließen läßt.

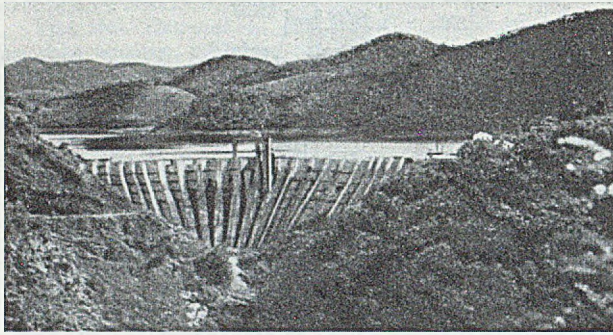


Abb. 6. Erhöhte Mauer 1948.

Es wurde brasilianischer Zement gebraucht. Das Zuschlagmaterial kam aus dem Stollenaushub. Dieses wurde gebrochen und in 3 Gruppen von 25—75 mm, von 7,5 bis

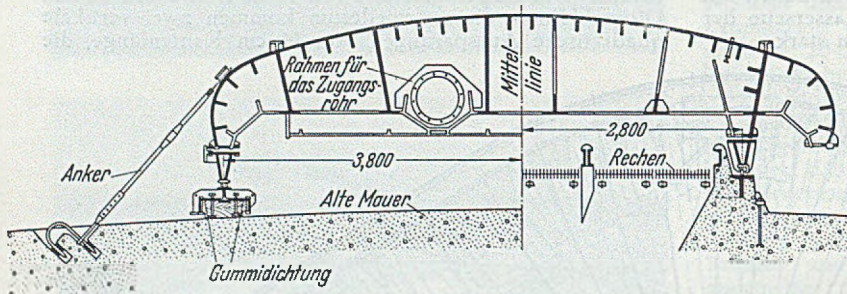


Abb. 7. Stahlfangedamm.

25 mm und < 7,5 mm unterteilt. Die Zuschläge wurden nach Gewicht zugegeben. Die Mischung für die Pfeiler war 150 kg Zement je m³ Fertigbeton mit einer mittleren Druckfestigkeit von 145 kg/cm². Für die Zwischenwände wurde 189 kg/m³ Zement genommen bei einer mittleren Druckfestigkeit nach 28 Tagen von 196 kg/cm². Der Beton

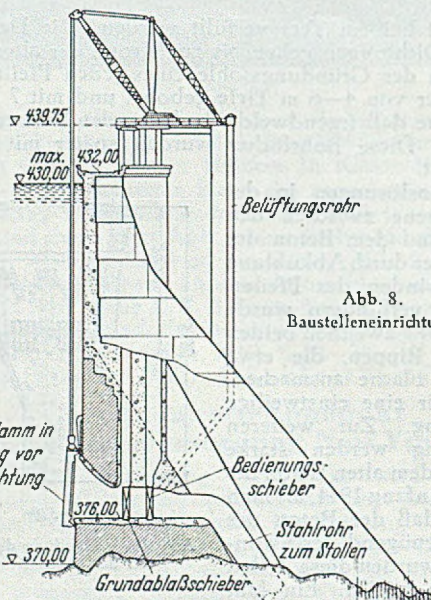


Abb. 8. Baustelleneinrichtung.

wurde gewöhnlich mittels Kübeln, die von Derricks gehandhabt wurden, eingebracht. Manchmal wurde er auch an besonderen tiefen Stellen von einer 30-cm-Rohrleitung geschüttet. Am Ende eines Tages wurde der Beton in einer Neigung 5 : 1 mit der Böschung nach UW. stehen gelassen. Vor dem Weiterbetonieren wurde der Beton dann erst mit Lufthämmern aufgeraut, mit Druckluft und Druckwasser gereinigt und mit einer Mörtelschicht belegt.

Besonders interessant ist noch die Erstellung des neuen Einlaufs. Sie erforderte ein Durchdringen der Mauer unter einem Wasserdruck von 34—45 m. Man wollte den großen Speicher nicht entleeren. Die Arbeit mußte deshalb im Schutze eines Fangedammes aus Stahl ausgeführt werden. Für geringere Tiefen und kleinere Öffnungen war eine derartige Arbeit in verschiedenen Teilen der Welt schon gemacht worden, jedoch mit diesen Abmessungen noch nicht. Es wurde zuerst ein hölzerner Rahmen auf den alten Beton an der Stelle aufgebracht, wo die Mauer durchbrochen werden sollte. Dann wurde ein hohler Stahlfangedamm in den Abmessungen 14 × 8 m, versehen mit zwei Rohrleitungen als Zugänge von der Oberfläche des Wassers aus, in Stellung vor den hölzernen Rahmen gebracht. Die Mauer wurde dann durchbrochen, indem man von der UW-Seite her arbeitete. Der Fangedamm wird mittels Derrick eingebracht. Er wiegt 82 t. Er ist auch für später als Notverschluß gedacht. Die stählernen Zugangsrohre haben 75 cm Durchmesser. Hinter dem Fangedamm sind die beiden Schieber, einer zur Bedienung und einer als Grundablaßschieber, angebracht. Die Schieber sind 4,85 m hoch und 2,75 m breit. Sie können unter dem vollen Wasserdruck von 54 m bedient werden. [Nach Engineering 168 (1949) S. 1 und 25.]

Dr. Fritz Orth, Berlin.

Eisbeton an der Fort Gibson-Talsperre.

Die Fort Gibson-Talsperre liegt am Grand-Fluß, einem Nebenfluß des Arkansas, und zwar 8 km nordöstlich von Fort Gibson und 20 km nordöstlich vom Muskogee Oka. Sie dient hauptsächlich dem Hochwasserschutz, aber auch der Krafterzeugung und der Wasserversorgung. Das gefüllte Becken wird sich über 62 km erstrecken. Die Fort Gibson-Talsperre ist voraussichtlich als Hochwasserschutzbecken 1951 und zur Kraftversorgung 1953 fertig.

Ungewöhnlich ist die Erzeugung von Eisbeton. Man erzeugt dazu täglich 180 t Eis, um 1380 m³ Beton herstellen zu können. Auf diese Weise ist es möglich, den Beton mit 10 und 15° C in die Schalung einzubringen. Das Eis wird im Verhältnis von 45 bis 135 kg je 1,5 m³ in Abhängigkeit von der Temperatur der Zuschläge und der Luft zugegeben. Es wird in drei Maschinen, jede mit einer Leistungsfähigkeit von 60 t je Tag, hergestellt. Die Methode, Eis der Betonmischung hinzuzufügen anstatt der Wasserkühlung des Betons in Kühlschlangen, wurde bei der Stauwand mit Rücksicht auf die Art des Einbringens und die Größe des Betonkörpers angewandt.

Die Aufbereitungsanlage ist eine vollautomatische Johnson-Anlage, die erste dieses Typs. Sie wiegt neun verschiedene Stoffe ab und leitet sie den verschiedenen Silos zu. Von dort werden vier 1,5 m³-Mischer beschickt. Die ganze Anlage ist für 920 m³ je 8 Std.-Schicht ausgelegt. Die Zuschläge sind in 5 Korngrößen eingeteilt. Brechsand bis

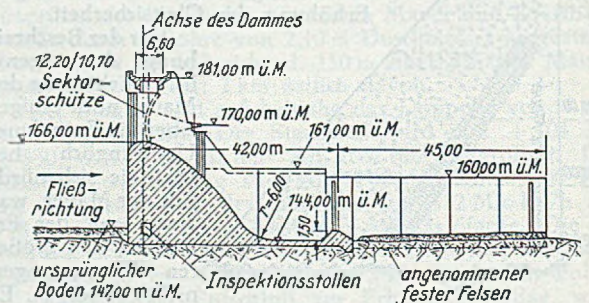


Abb. 1. Typischer Querschnitt.

zum Sieb Nr. 4, vom Sieb Nr. 4 bis 19 mm Korngröße, 19—38 mm, 38—76 mm und 76—153 mm. Die Silos haben einen Gesamthalt von 1430 t. Das Größtkorn wechselt nach der Verwendung des Betons. Für dünne Bauteile von 25 cm Breite oder weniger wie Wände und Dächer ist das Größtkorn 19 mm, für die Brücke über den Hochwasserüberfall und für die Pfeiler des Hochwasserüberfalls

ist es 38 mm, in Stützmauern und der Abschlußmauer des Tosbeckens 76 mm und im Massenbeton, z. B. im Überfall, 153 mm. Der Massenbeton enthält 250 kg Zement je m³ für die äußeren Teile und 190 kg für die inneren. Der Beton wird von den Mischern in 1,5- oder 3 m³-Kübel verfüllt und mit Kraftwagen zur Verwendungsstelle gefahren. Ein fahrbarer Kran bringt dann den Kübel vom Wagen in die Schalung. Die Schalung besteht aus gespundeten Bohlen von 5 cm Dicke. Er wird in Schichthöhen von 1,50 m eingebracht, der größte Höhenunterschied zwi-

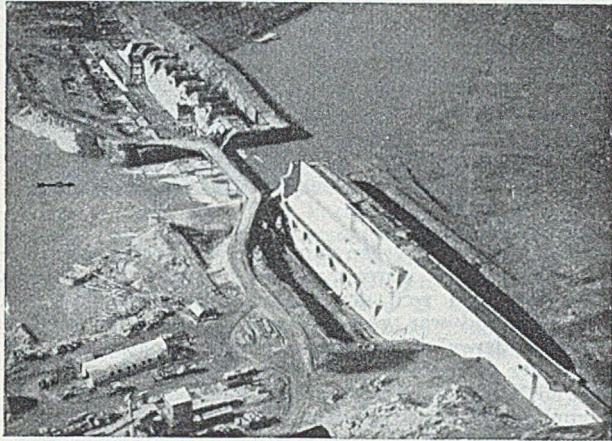


Abb. 2. Fort Gibson-Talsperre. Zweiter Bauabschnitt.

schen benachbarten Blöcken darf 7,50 m nicht übersteigen. Ausgenommen davon sind die ersten 4 Schichten auf der Gründung oder auf Schichten, die älter als 15 Tage sind. Hier ist die Schichthöhe nur 75 cm. Der Beton wurde als Rüttelbeton eingebracht.

Die ganze Arbeit ist in vier Abschnitte eingeteilt: die Zugangsstraße, 9,2 km lang, die Staumauer, das Krafthaus nebst Schaltwerk, und Straßenverlegungen nebst Reinigung des ständigen Stauraumes. Die Arbeiten an der Straße wurden 1942 vergeben und sind nun beendet. Jetzt sind seit 1946 die Arbeiten an der Staumauer im Gang und waren im April 1949 zu 82 % beendet. Sie sollen im Februar 1950 abgeschlossen sein.

Die Arbeiten an der Talsperre sind in 3 Abschnitte unterteilt. Der erste Teil, der jetzt beendet ist, wurde am östlichen Ufer errichtet. Er besteht aus dem Kraftwerk mit den 6 kurzen Druckrohren 4,40/5,50 m und einem anschließenden Mauerteil. Von den zwölf Halböffnungen werden acht durch Schützen und vier vorläufig durch Fangedämme verschlossen. Die Einlaufkonstruktion ist 97,50 m lang. Danach wird die Überfallkonstruktion gebaut. Sie besteht aus 30 je 12,20 m breiten Einzelüberfällen und dazwischen 29 Pfeilern von 3,00 m Breite. Verschlossen wird sie durch 10,70 m hohe Sektorschützen. Der Überfall leistet bei größter Höhe 26 300 m³/sek. Zum Schluß wird das 88 m breite Mittelstück, bestehend aus den restlichen Überfallquerschnitten, hergestellt. Während dieser Bauperiode wird das Wasser durch 10 Öffnungen von 1,70/2,10 m im Überfallquerschnitt durchgelassen. Der Baugrund unter der Mauer wird jetzt vom Stollen in der Mauer aus in 3 m Abstand abgepreßt.

Der Grand-River ist einer der wichtigsten Nebenflüsse des Arkansas. Das Einzugsgebiet hat eine Fläche von 33 000 km², das sind ungefähr 26 % des Einzugsgebietes des Arkansas oberhalb Musgogee. Das Hochwasser des Grand River betrug im Mai 1943 ungefähr 60 % und im Okt./Nov. 1941 ungefähr 45 % des Hochwassers des Arkansas bei Muskogee. Das Kraftwasserbecken bis 169,50 m über Meeresspiegel hat eine Oberfläche von 7 700 ha. Beim Stauziel von 178 m ü. M. für Hochwasser hat das Becken eine Oberfläche von 15 900 ha und einen Inhalt von 1590 hm³. Von diesem Inhalt entfallen 450 hm³ auf das Kraftwasserbecken und 1 140 hm³ (= 71,7 %) auf den Hochwasserschutzraum zwischen Kote 169,50 und 178 m ü. M. Die Kosten für die Fort Gibson-Staumauer betragen 46,6 Mio. Dollar, wovon 30,1 Mio. für Bauarbeiten, 16,5 Mio. für Landerwerb, Schadenersatz und Umsiedlung verwandt werden.

Die Untersuchungen ergaben, daß die zur Verfügung stehenden Erdbaustoffe auch für einen Erd- oder einen

Steinschüttdamm geeignet waren. Weil aber die Länge des Überfalls und des Kraftauseinlaufs so bedeutend waren, wurde bei den gedrängten Verhältnissen die Erdammkonstruktion fallengelassen. Der größte Gleitsicherheitsfaktor war 0,61. Der Entwurf des Tosbeckens sieht eine Wassertiefe von 6,70 m vor, es wurde mit einer 1,50 m hohen Endschwelle versehen.

Die Staumauer und zugehörige Konstruktionsteile erforderten 420 000 m³ gewöhnlichen Aushub, 73 000 m³ Felsabtrag, 232 000 m³ gewöhnliches Füllmaterial, 29 000 m³ Steinschüttung und Pflasterung, 385 000 m³ Beton, 1 200 t Bewehrungsseisen, 23 000 lfdm. Zementempressung, 8 200 kg Kupferdichtungen, 1 800 t Sektorschützen, 300 t Krafteinlässe und Rechen. Im Krafthaus sind 4 Francisturbinen mit 20 000 PS bei 100 U. p. m. vorgesehen. Diese erzeugen im Jahr ungefähr 180 000 Mio. kWh. [Nach Civil Engineering 19 (1949) Heft 5 S. 25].

Dr. Ing. Fritz Orth, Berlin.

Bau eines Tunnels in Pittsburgh.

In Pittsburgh (USA.) wird zur Zeit ein Straßentunnel durch den Squirrel Hill gebrochen. Es handelt sich um einen Doppeltunnel, dessen Achsen parallel im Abstand von 18,2 m voneinander verlaufen. Die Längen von Portal zu Portal betragen je rd. 1300 m. Der Querschnitt des Tunnels ist in Abb. 1 dargestellt. Nach oben hin wird der Tunnelausbruch durch einen Kreisbogen begrenzt. Der Raum zwischen Decke und Kreisbogen dient zur Luftführung für die Tunnelbelüftung.

Das zu durchbrechende Gebirge besteht aus Sandstein und brüchigem Kalkstein; auch hier zeigte sich die Erscheinung, daß der Vortrieb im festen Fels schneller vorstatten ging (7,2 m/Tag) als im brüchigen Gestein (3,6 m/Tag). Der Tunnelbau wurde am 7. September 1948 begonnen. Zum Vortrieb wurde ein dreistöckiges Bohrgestüt benutzt, das auf einem Gleis von 6,1 m Spurbreite vor Ort gefahren und bei Sprengung um 45 m zurückgeholt werden konnte. Bohren, Laden, Sprengen und Abräumen waren so organisiert, daß die Arbeiten ungestört 24 Stunden hindurch mit geringster Mannschaft durchgeführt werden konnten. Das Bohrgestüt (Abb. 2), aus Stahl und Holz konstruiert, trug auf seinen drei Bühnen

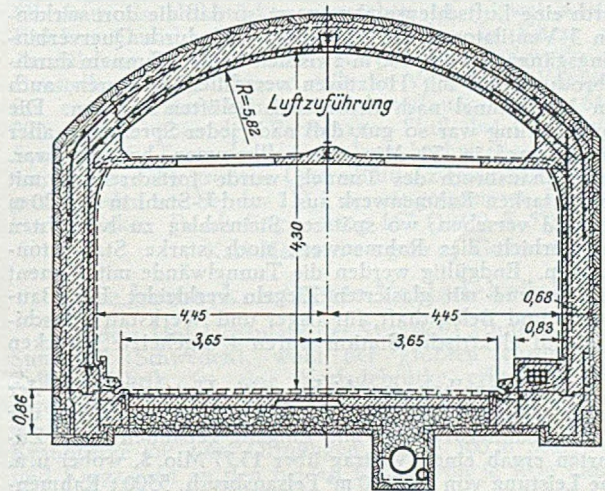


Abb. 1. Tunnelquerschnitt.

die mit Preßluft betriebenen Felsbohrer, die inneren Bühnen waren herabklappbar eingerichtet, um von Zeit zu Zeit einen Löffelbagger und die Lastwagen zum Abräumen vor Ort gelangen zu lassen. Die Bohrgestüte waren zunächst zur Aufnahme von 10 Bohrern vorgesehen, doch wurde später für den Nordtunnel ihre Zahl auf 16 erhöht, um schneller voranzukommen. Die oberste Bühne trug je 4 Bohrer, davon 2 mit besonders beweglicher Einstellvorrichtung, um alle Stellen des Gewölbes besser erreichen zu können. In einem Bohrgang wurden 85 bis 115 Löcher je nach Härte des Felsens eingebracht mit einer Tiefe von 200 bis 250 cm und einem Durchmesser von 6,0 bis 3,7 cm. Die durchschnittliche Leistung eines Bohrganges betrug 260 m. Für die Scharfhaltung der Bohrer genügte ein Mann; bei weichem Gestein stand der Bohrer manchmal

6 Gänge hindurch. Zur Sprengung wurde eine 40%-Dynamitgelatine verwendet, die elektrisch im Anschluß an die Kraftleitung gezündet wurde. Eine typische Sprengfolge war ein Loch unmittelbar und dreizehn mit einer Sekunde Verzögerung. Der zur Abraumbeseitigung verwendete Löffelbagger ($0,8\text{ m}^3$) hatte bei den engen Raumverhältnissen einen entsprechend kurzen Ausleger und Löffelstiel, sein Antrieb (100 PS) war elektrisch. Da die von ihm zu beladenden Kraftwagen (Hinterschütter, je

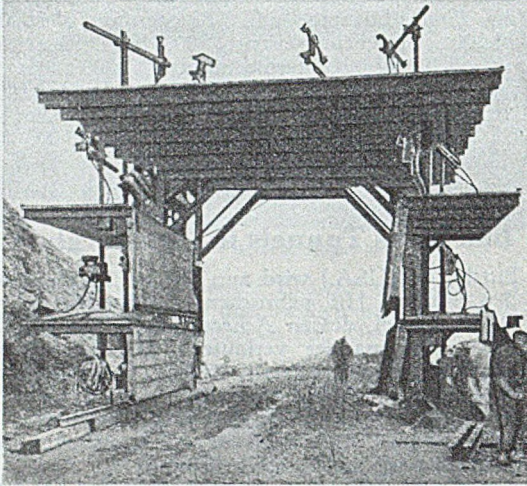


Abb. 2. Bohrgerüst.

6 m^3) weder rückwärts in den Tunnel einfahren noch in ihm mit eigener Kraft wenden konnten, wurden sie kurz vor Ort auf einer drehscheibenähnlichen Vorrichtung mit fremder Hilfe umgedreht.

Die Staubentwicklung beim Bohren wurde durch reichliche Berieselung erträglich gehalten. Die Belüftung im ersten Baustadium bis 300 m Tunnellänge wurde durch je ein Gebläse von 75 PS besorgt, das die Luft in einem Rohr von 90 cm Durchmesser vor Ort drückte. Beim weiteren Fortschritt wurde die Belüftungsanlage auf das Dreifache ($6800\text{ m}^3/\text{min}$) verstärkt; die südliche Tunnelöffnung wurde durch eine Luftschleuse abgesperrt, so daß die dort wirkenden 3 Ventilatoren den Südtunnel und durch Querverbindungsgänge, die alle 150 m zwischen beiden Tunneln durchgebrochen und mit Holztüren verschließbar waren, auch den Nordtunnel nach Erfordernis belüften konnten. Die Baubelüftung war so gut, daß nach jeder Sprengung aller Pulverdampf in 30 Minuten vollkommen beseitigt war. Der Rohausbruch des Tunnels wurde fortschreitend mit einem starken Rahmenwerk aus L- und J-Stahl in je 1,20 m Abstand versehen; wo späterer Steinschlag zu befürchten war, erhielt dies Rahmenwerk noch starke Stahlbetoneinlagen. Endgültig werden die Tunnelwände mit Zement verputzt und mit glasierten Ziegeln verkleidet. Für Bauleitung und Belegschaft, für Lager und Werkstatt. Maschinen- und elektrische Station waren 4 ölgeheizte Baracken errichtet.

Der Tunnelbau geschieht mit Unterstützung der Bundesregierung; die erste Ausbaustufe, d. h. Rohbau der beiden Tunnelstrecken mit Eingangsgebäuden und Zufahrten ergab einen Vertrag über 13,77 Mio. \$, wobei u. a. eine Leistung von $190\,000\text{ m}^3$ Felsausbruch, 3500 t Rahmenkonstruktion, $54\,000\text{ m}^3$ Beton mit 2600 t Betonstahl vorgesehen war. Seit Baubeginn bis März 1949 waren 440 m vom Nordtunnel und 520 m vom Südtunnel fertiggestellt.

[Nach Eng. News-Record 142 (1949) Nr. 19 vom 12. Mai, S. 72.] O. W u n d r a m, Hamburg.

Geschweißte Brücken in Neu-Südwaales (Australien).

Seit 1935 werden in Neu-Südwaales nur noch geschweißte Straßenbrücken gebaut. Die älteste Ausführung ist die vollkommen geschweißte 30,5 m weit gespannte Fachwerkbrücke über den Manilla-Fluß bei Barraba. Man entschloß sich zu dieser Konstruktion nachdem Vergleichsangebote einen finanziellen Vorteil zugunsten der Schweißung ergeben hatten. Die Entwürfe für genietete und geschweißte Bauweise waren, wie in Neu-Südwaales

üblich, durch die vergebende Behörde aufgestellt worden und zwar durch denselben Bearbeiter, um bessere Vergleichsmöglichkeiten zu haben.

Die Abb. 1 zeigt den ersten Obergurtknoten mit den Anschluß des Windportales. Man erkennt, daß die bauliche Gestaltung weitgehend den für Nietkonstruktionen üblichen Grundsätzen folgt. Die meisten Stöße, insbesondere bei stärkeren Querschnitten, wurden mit Kehlnähten ausgeführt. Die Einzelstäbe wurden wie bei genieteten Brücken üblich in der Werkstatt räumlich zusammengebaut und Paßbolzen sorgten dafür, daß bei der Montage dieselbe Stellung wieder hergestellt werden konnte. Die Kosten der Baustellenschweißung waren, wegen Mangels an geübten Schweißern und weil der Umfang der Schweißarbeiten nicht sehr groß war, verhältnismäßig hoch. Man verglich daher bei der nächsten Brücke gleicher Spannweite und Bauart der Gwydir-Brücke bei Boolooroo auch eine Bauweise mit Werkstattsschweißung und Baustellennietung. Das Ergebnis ist in der folgenden Tabelle 1 zusammengestellt.

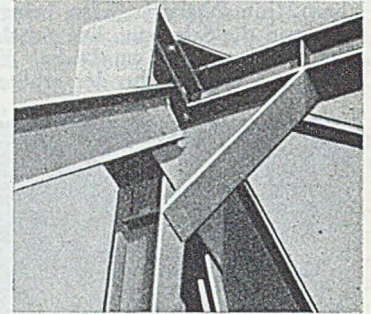


Abb. 1.

Tabelle 1.

	Vollkommen genietet	Vollkommen geschweißt	Werkstattsschweißung Baustellennietung
Stahlbedarf: Hauptträger	100%	73,7%	78,5%
Stahlbedarf: ganze Brücke	100%	79,7%	83,3%
Einheitspreis je t fertig montiert	100%	109%	103%
Gesamtkosten der Stahlkonstruktion	100%	87,2%	86,5%

Es ergibt sich daher für genietete Baustellenstöße eine weitere geringe Ersparnis. Inzwischen sind die Kosten für Schweißung im Verhältnis zur Nietung in Australien weiter gesunken und man kann jetzt mit 15–20% Kosten-

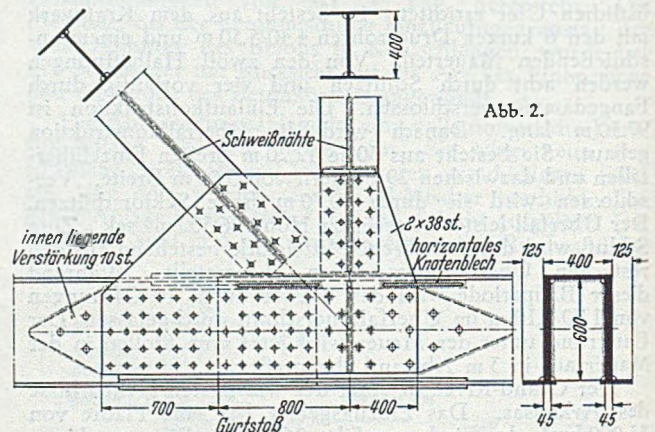


Abb. 2.

ersparnis rechnen. Da der größte Teil der Gewichtsersparnis durch den Fortfall des Nietabzuges bei Zugstäben eintritt, wurde an den genieteten Stößen der Querschnittsverlust durch aufgeschweißte Verstärkungslaschen ausgeglichen (s. Abb. 2).

Nach diesen Erstauführungen folgte 1937 die Straßenbrücke über den Hawkesbury-Fluß bei Peats-Ferry. Ausgeführt wurde ein behördlicher Entwurf, und zwar für die beiden Hauptöffnungen K-Fachwerke mit parabolischem Obergurt und 133,5 m Spannweite. Abb. 3 zeigt einen der Überbauten während des Einschwimmens. Die Brücke wurde in der Werkstatt geschweißt; auf der Baustelle wurden die schweren Hauptträgerstöße und Anschlüsse genietet; eine große Zahl kleinerer Anschlüsse jedoch geschweißt. Von einer Schweißung auch der größeren Stöße

sah man aus folgenden Gründen ab: 1. bei den zusammengesetzten Querschnitten mit Materialstärken bis zu 50 mm wären zu große Schrumpfspannungen aufgetreten, 2. die für Kehlnähte nötige Anschlußlänge stand nicht zur Verfügung, 3. durch die Häufung von Schweißnähten an einzelnen Stellen wären Verformungen nicht zu vermeiden gewesen, 4. der Mehraufwand für genietete Stöße war verhältnismäßig gering, 5. genietete Stöße waren für die Montage angenehmer.

Mit Ausnahme der Untergurte, die aus Gründen der Entwässerung hutförmig ausgebildet wurden, haben alle Hauptträgerstäbe Doppel-T-Querschnitt (vergl. Bauing. 24 (1949) S. 156). Dieser Querschnitt ist in bezug auf beide Achsen symmetrisch, kann in beiden Richtungen dasselbe Trägheitsmoment erhalten und mit einem Minimum an Schweißnähten hergestellt werden; er läßt sich durch Nietung gut anschließen und stoßen, benötigt auch als Druckstab keine Bindungen und läßt sich infolgedessen gut unterhalten. Wegen Ausbildung auch aller Druckstäbe als Doppel-T-Querschnitte wurden Bedenken laut, ob diese Form ohne Bindungen auch knicksteif genug sei. Man untersuchte daher im Ingenieur-Laboratorium der Universität Sydney vier Stäbe mit Gurtplatten $190 \cdot 12,7$ mm und Stegen $76 \cdot 6,4$ mm. Die Stäbe hatten Schlankheitsgrade von 45 und 55 um beide Achsen; je zwei waren mit und ohne Bindungen. Die Knickspannungen für alle Stäbe waren praktisch gleich

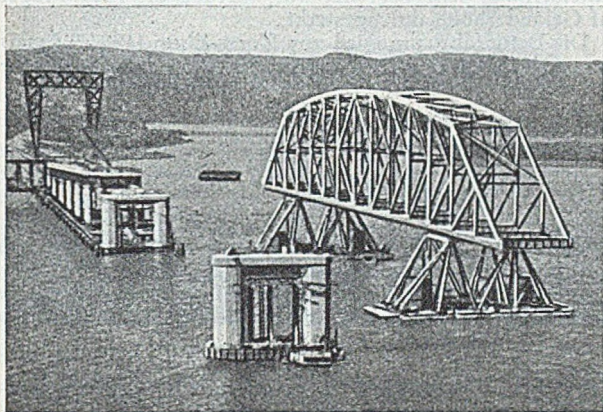


Abb. 3.

und zwar etwa $2,53 \text{ t/cm}^2$. Bei den dann ohne Bindungen ausgeführten Stäben wurde vorgeschrieben, daß die Breite der Gurtplatten das 32fache der Plattenstärke nicht überschreiten dürfe.

Bei den Doppel-T-Querschnitten treten wegen der symmetrischen Ausbildung beim Schweißen keine Verformungen des ganzen Stabes ein, jedoch werden die Flanschkanten durch die Schrumpfspannungen der Steganschlusnähte nach innen gezogen. Dem wurde wie allgemein üblich bei den kleineren Profilen durch Vorbiegen der Flansche nach außen vor dem Schweißen begegnet. Bei den dickeren Querschnitten hielt man dies für nicht erforderlich — mit dem Ergebnis, daß die Kanten der Gurtplatten $760 \cdot 32$ mm um 4,8 mm und die der Gurtplatten $760 \cdot 50$ mm um 3,2 mm nach innen gezogen wurden. Diese Verformung war bei der Montage sehr unangenehm, da die im Obergurt 32 mm starken Knotenbleche, als man sie vor dem Vernieten aufschraubte, der Flanschneigung folgten und dies das Einfädeln der Füllstäbe sehr erschwerte. Es wurde, um dies zu verhindern, angeregt in Australien Sonderprofile für Gurtplatten ähnlich den in Deutschland üblichen zu walzen.

Auch vollwandige Brücken wurden in Neu-Südwalen geschweißt. So ein kontinuierlicher Balken über den Bro-

go-Fluß mit $29 + 35 + 29$ m Stützweite und Einfeldbalken bis 27,5 m Länge z. B. für die Rampe der Hawkesbury-Brücke; letztere Träger wurden in voller Länge verschickt. Auch hier wurde in der Werkstatt geschweißt und auf der Baustelle genietet. In der Werkstatt geschweißte Gurt-

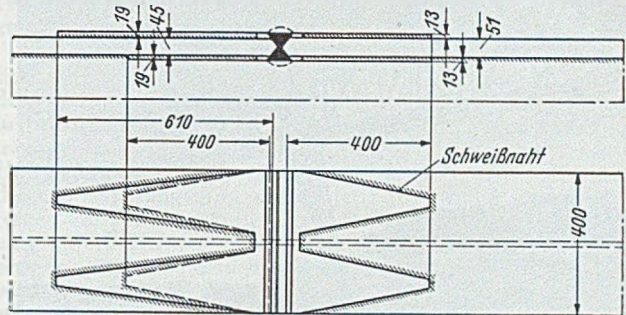


Abb. 4.

platten-Stöße wurden, da für Stumpfnähte nicht die vollen Spannungen zulässig sind, durch auf die zu stoßenden Enden geschweißte dreieckige Bleche verstärkt (Abb. 4).

Die austral. Vorschriften für geschweißte Konstruktionen sind sehr eingehend. Die Schweißer müssen vor Abnahme-Ingenieur anerkannt sein und vor Beginn der Arbeiten eine praktische Prüfung ablegen, die in Abständen von nicht mehr als zwei Wochen wiederholt werden muß. Bei Trägerquerschnitten müssen die Stegkanten vor dem Schweißen gehobelt werden und nach Anheften der Gurtplatten in besonderer Vorrichtung muß von der Abnahme kontrolliert werden, ob Platte und Steg auch satt aufeinanderliegen. Die Anschlusnähte werden dann bei senkrecht stehendem Stegblech von zwei Schweißern auf beiden Seiten gleichzeitig gelegt. Geschweißt wird von der Mitte nach den Enden, und zwar wird nach Verschweißen der ersten Elektrode der Raum für zwei Elektrodenlängen freigelassen, die dann später nachgeholt werden. Ablängen, Anreißen und Bohren darf erst nach Beendigung aller Schweißarbeiten erfolgen. Für andere Querschnitte gelten entsprechende Vorschriften.

Im Bau sind zur Zeit zwei geschweißte Brücken mit Öffnungen $6 \cdot 36,5$ m und $7 \cdot 51$ m Länge, wobei je ein Überbau als Hubbrücke vorgesehen ist. Zwei weitere Brücken ähnlicher Abmessungen werden in Kürze zur Ausführung kommen. Alle Bauwerke sind Fachwerke mit Baustellennietung. Ferner stellt die Verwaltung Entwürfe für einen Gerberträger mit Hauptöffnungen von $64 + 220 + 64$ m über den Parramatta-Fluß bei Gladesville, Sydney auf. Trotz der Verwendung hochwertigen Stahles, werden hier die größten Querschnitte zweieinhalb mal so groß werden wie bei der $133,5$ m weit gespannten Hawkesbury-Brücke. [Nach Engineering 167 (1949) S. 529.]

Karl-Heinz Seegers, Gustavsborg.

Eine bemerkenswerte Verladebrücke.

Auf dem Holzlagerplatz der Svenska Cellulosa AB. in Sundsvall (Schweden), wohl der größten europäischen Zellulosefabrik, ist eine Verladebrücke erbaut worden, deren Abmessungen auch das Interesse des Bauingenieurs wach rufen. Abb. 1 zeigt die Übersicht der 300 m langen Kranbrücke mit zwei Öffnungen von je 100 m Stützweite und Kragarmen an den beiden Enden von je 50 m Länge. Der Fachwerkträger der Brücke ist an den drei Portalen jeweils im Untergurt- und im Obergurtknoten gestützt. Die Auflagerkraft wird an den beiden äußeren Portalen

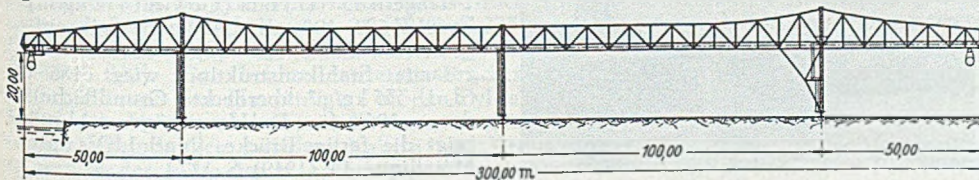


Abb. 1a. Übersicht.

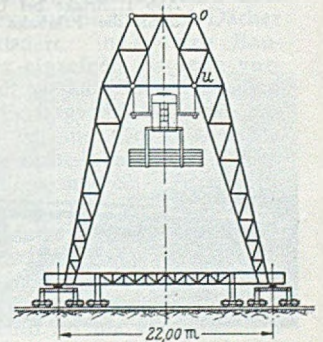


Abb. 1b. Fahrbares Portal.

im unteren System „U“ auseleitet, am Mittelportal dagegen im Obergurt „O“ (Abb. 1 b). Die Hauptträgerpfosten sind an diesen drei Stellen durch die in der Querebene liegenden Portalstiele ersetzt (vgl. Abb. 1).

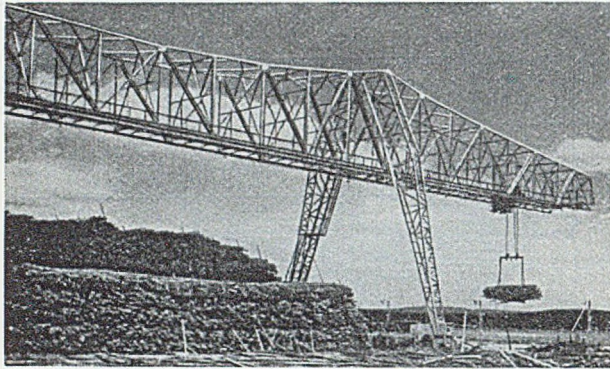


Abb. 2. Pendelportal mit Ausleger und 10-t.-aufkatze.

Eines der Portale ist fest, die beiden anderen sind Pendelstützen. Die geneigten Portalstiele stützen sich auf Fahrwerke mit je 6 Rädern, deren Mittenentfernung 22,0 m beträgt. Die Verschiebung des Bauwerks erfolgt mittels dreier elektrischer Antriebe, deren Geschwindigkeit synchronisiert ist. Die Hubkraft der Anlage ist 10 t. Abb. 2 zeigt ein Lichtbild des äußeren Pendelportals mit dem 50 m langen Kragarm (in der Übersicht Abb. 1 a links). [Nach „L'Ossature Métallique“ 14 (1949) S. 140.]

F. Schleicher, Düsseldorf.

Vollwandige Balkenbrücken in England.

Von den in jüngster Zeit in England erbauten Stahlbrücken werden die beiden im folgenden kurz besprochenen vollwandigen Straßenbrücken als besonders bemerkenswert bezeichnet. Es dürfte deshalb interessieren, die wichtigsten Einzelheiten über die englischen Bauwerke zu erfahren. Beide Brücken liegen in der Grafschaft Worcestershire und beide haben Gerberbalken als Hauptträger.

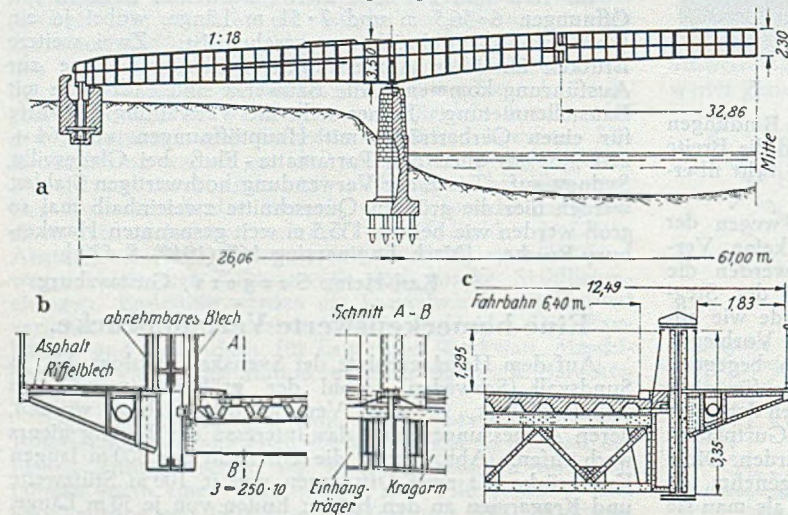


Abb. 1. Brücke bei Upton-on-Severn. a) Längsschnitt, b) Querschnitt durch die Fahrbahn und Fahrbahn-Unterbrechung am Gelenkpunkt, c) Querschnitt am Mittelpfeiler.

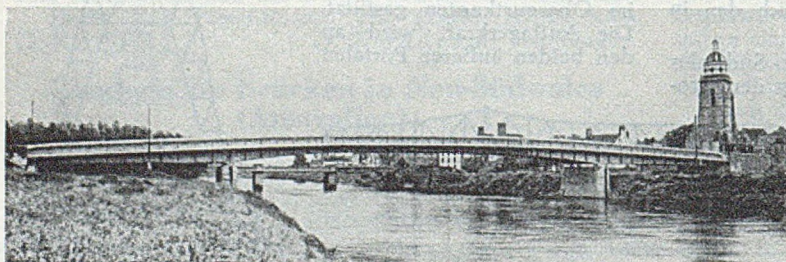


Abb. 2. Brücke bei Upton-on-Severn.

Brücke bei Upton-on-Severn.

Die Brücke trägt eine 6,4 m breite Fahrbahn und zwei Fußwege von je 1,83 m Breite. Die Steigung der Fahrbahn in den Seitenöffnungen ist 1 : 18. Die Mittelöffnung hat 61,0 m Spannweite, der Einhängträger des Gerberbalkens 32,86 m. Die Enden der Hauptträger sind in den Wider-

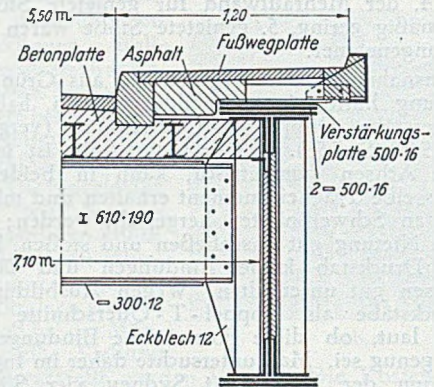


Abb. 3. Brücke bei Fladbury. Querschnitt durch Hauptträger und Fahrbahn.

lagern verankert, einige weitere Abmessungen und Einzelheiten sind aus Abb. 1 zu ersehen. Da die Bauhöhe in der Mittelöffnung sehr begrenzt war, wurden die Hauptträger auf Geländerhöhe durchgesteckt.

Die Betonfahrbahn wird von Zores-Eisen (190 · 9,5 mm) getragen, die sich in 4,57 m Abstand auf die Querträger



Abb. 4. Brücke bei Fladbury über den Avon.

stützen, man vergleiche die Brückenquerschnitte in Abb. 1. Die auf Konsolen liegenden Fußwege bestehen aus flachen Riffelblechen, die sich in 1,15 m Abstand auf Winkelstützen. Fahrbahn und Fußwege tragen einen dünnen Asphaltbelag. Die Stahlkonstruktion wiegt insgesamt 666 t (das sind 475 kg/m² überdeckter Grundfläche), davon 391 t für die Hauptträger. Abb. 2 zeigt eine Ansicht der fertigen Brücke.

Brücke bei Fladbury über den Avon.

Auch diese Brücke ist aus normalem Baustahl mit genieteten Verbindungen. Abb. 3 zeigt einen Schnitt durch den vollwandigen Hauptträger mit der Fahrbahn und den über dem Hauptträger liegenden Fußwegen. Die Mittelöffnung der Brücke hat 30,50 m Spannweite (Einhängträger 10,40 m), die beiden Seitenöffnungen je 15,10 m. Die Trägerhöhe steigt von 0,72 m am Brückenende auf 1,83 m über den Mittelpfeilern; in Brückenmitte ist sie 9,71 m. Die 5,5 m breite Fahrbahn besteht aus einbetonierten I-Längsträgern von 3,2 m Stützweite, der Hauptträgerabstand ist 7,1 m. Die Querträger bestehen aus I-Trägern 45 · 178 mm (Gewicht 112 kg/m) bzw. I 609 · 190 mm (149 kg/m) mit aufgenieteten Lamellen = 305 · 12 mm. Die gesamte Stahlkonstruktion wiegt 166 t (d. i. 335 kg/m² überdeckte Grundfläche), davon 106 t für die Hauptträger. Abb. 4 zeigt die fertige Brücke. [Nach L'Ossature Métallique 14 (1949) S. 127.]

F. Schleicher, Düsseldorf.

Hängebrücken sind wieder sicher.

In dieser Überschrift faßt F. H. Frankland die Erkenntnisse zusammen, die sich bei den Untersuchungen und Forschungen im Anschluß an den Einsturz der Tacoma-Brücke ergeben haben. Nachdem diese 850 m weit gespannte Hängebrücke am 7. 11. 1940 während eines Sturmes einstürzte, wurde in Verbindung mit der Öffentlichen Straßenverwaltung von einer Gruppe bekannter Hängebrückenfachleute das „Advisory Board on the Investigation of Suspension-Bridges“ ins Leben gerufen. Diese Vereinigung stellte ein umfassendes Programm mit Modellversuchen und theoretischen Untersuchungen auf. Daneben wurde das Verhalten bestehender Brücken unter aerodynamischen Kräften untersucht. Diese Forschungen haben im großen Umfange die Art dieser Kräfte und ihre Wirkung auf die Konstruktion geklärt. Gewicht allein ist

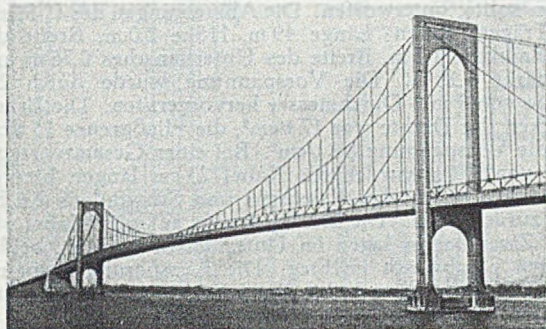


Abb. 1.

ein robes und teures Mittel die Schwingungen zu dämpfen; das Verhältnis der Spannweiten, der Seildurchhang, die Hauptträgerhöhe, die Lage der Verbände und der Hauptträgerabstand sind Faktoren, die ebenfalls berücksichtigt werden müssen.

Nach dem Einsturz waren zunächst alle Hängebrücken verdächtig. Die größte Zahl war jedoch sicher — nicht weil sie mit Rücksicht auf aerodynamische Kräfte ent-

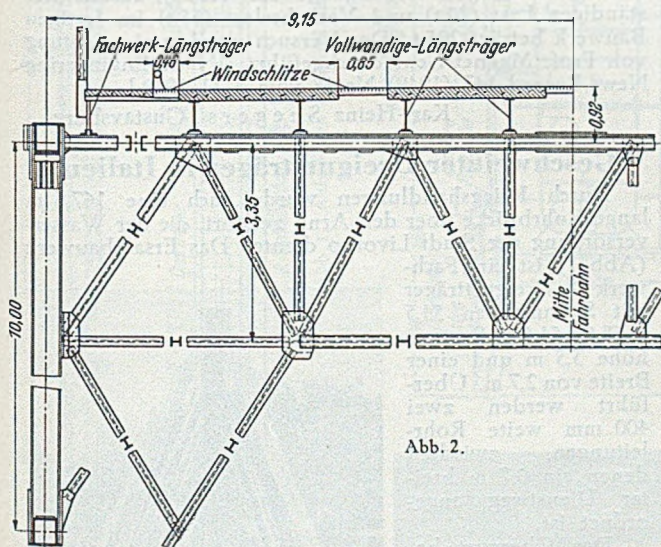


Abb. 2.

worfen worden waren, sondern, weil ihre aus anderen Gründen gewählten charakteristischen Merkmale zufällig befriedigten. Bei drei Brücken waren Maßnahmen gegen Schwingungen erforderlich, und zwar bei der Bronx-Whitestone-Brücke mit 701 m Hauptspannweite [vergl. Bauing. 20 (1939) S. 512], der Thousand-Islands-Brücke [Spannweite rd. 240 m, vergl. Bauing. 21 (1940) S. 273] und der Deer-Isle-Brücke [Spannweite 329 m, vergl. Bauing. 21 (1940) S. 322]. Bei beiden letzteren Brücken wurden Schrägseile von den Hauptträgern an den Pylonen zu den Kabeln in Haupt- und Seitenöffnungen eingezogen und ferner Verbindungen zwischen Kabeln und Versteifungsträgern in der Mitte der Hauptöffnungen angebracht. Bei der Bronx-Whitestone-Brücke wurden Schrägkabel von der Spitze der Pylonen zu den Hauptträgern, ferner in

der Mitte der Hauptöffnung diagonale Verbindungen zwischen Kabeln und Versteifungsträgern sowie ein auf den vorhandenen vollwandigen Versteifungsträger gesetztes Fachwerk hinzugefügt (s. Abb. 1). Der Erfolg dieser Maßnahmen, über die z. T. schon Schaper [Bautechnik 19 (1941) S. 461] berichtete, war befriedigend, die Schwingungen gingen wesentlich zurück.

Neue Bauvorhaben mit Hängebrücken beschränkten sich zunächst auf den Wiederaufbau der Tacoma-Brücke; den neuen Querschnitt dieser Brücke zeigt die Abb. 2. Die ursprünglich 11,8 m breite Brücke hat jetzt 18,3 m Hauptträgerabstand, wodurch die ständige Last um etwa die Hälfte größer wurde. Statt der 2,45 m hohen vollwandigen Versteifungsträgern sind jetzt 10 m hohe Fachwerkträger vorhanden. Außerdem hat die Brücke jetzt obere und untere Horizontalverbände. Interessant ist die Anordnung von Windschlitzen in der Fahrbahn und von außenliegenden Fachwerk-Längsträgern. Durch diese Maßnahmen soll bei Wind die Entstehung sich ablösender Wirbel verhindert werden. (Bekanntlich hatten derartige sich in Resonanz mit der Eigenschwingungszahl der Brücke ablösende Wirbel Torsionsschwingungen und damit den Einsturz der alten Brücke hervorgerufen.)

Jetzt sind drei weitere große Hängebrücken im Entwurf oder Bau. Es sind dies die Chesapeake Bay-Brücke bei Baltimore, die Hudson-Brücke bei Kingston (im Stadium des Vorentwurfes) und die Delaware-Brücke bei Wilmington. Jede dieser Brücken ist nach den inzwischen gewonnenen Erkenntnissen konstruiert, wobei auf ausreichende vertikale und Torsions-Steifigkeit geachtet wurde. Ferner wurde besonderes Augenmerk darauf gerichtet, Windwirkungen zu vermeiden, die ein Flattern hervorrufen, das — wenn einmal vorhanden — stets zu einem gefährlichen Aufschaukeln der Schwingungen führt. Windschlitze wie beim Neuentwurf der Tacoma-Brücke wurden allerdings nicht vorgesehen. Die Hudson-Brücke soll 520 m Spannweite und 6,7 m hohe Hauptträger in 12,8 m Abstand erhalten. Bei der Delaware-Brücke sind es bei 655 m Stützweite 6,10 m Höhe und 18,6 m Abstand der Hauptträger. Die Hauptträger beider Brücken sind Fachwerke mit oberen und unteren Horizontalverbänden.

Die Ergebnisse der Untersuchungen des „Advisory Board“ werden in Kürze unter dem Titel „The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges“ erscheinen. [Nach Engineering News Record 143 (1949) vom 1. 9. 1949 S. 165.] Karl Heinz Seegers, Gustavsburg.

Überprüfung der Feuerschutzbestimmungen in den USA.

Das National Bureau of Standards hat die Wirkung der Feuerschutzmaßnahmen in langjährigen Beobachtungen und Versuchen eingehend studiert. Seine Veröffentlichungen haben die Überzeugung aufkommen lassen, daß in den meisten Fällen zuviel des Guten getan worden ist. Man bemüht sich daher, auf eine Änderung der scharfen Bestimmungen der Baugesetze hinzuwirken. Man könne es nicht verantworten, Jahr für Jahr viel Geld und große Mengen von dringend benötigten Baustoffen durch die Erfüllung übertriebener Feuerschutzbestimmungen zu verguden.

In vielen der älteren Baugesetze der Ver. Staaten wird der Maßstab der Feuersicherheit durch die Dauer des Widerstandes der einzelnen Bauteile gegen das Feuer angegeben. So wird für Außenmauern, Brandmauern und Säulen ein 4stündiger, für Balken, Fußböden und Dächer ein 3stündiger Widerstand gefordert. In anderen Baugesetzen werden die Dicken der einzelnen Bauteile vorgeschrieben. Sie entsprechen im wesentlichen den oben angeführten Zeitwiderständen. Es fragt sich aber, ob ein derart großer Aufwand nötig ist, um die erwünschte Immunität zu erzielen. Würden nicht in manchen Fällen wirtschaftlichere Bauweisen mit geringerem Sicherheitsgrad genügen?

Die eingangs erwähnten Studien geben die Antwort hierauf. Wenn man die Feuerheftigkeit zu dem brennenden Inhalt der Gebäude in Beziehung setzt, und diese wieder zu der Gebäudegattung, so erkennt man den tatsächlich benötigten Feuerwiderstand für die verschiedenen Gebäudegattungen. Feuerheftigkeit ist nicht das gleiche wie Feuerdauer, obgleich sie auch in Stunden und Minu-

ten angegeben wird. Die Zeitangabe der Feuerheftigkeit bedeutet die Dauer des vollentfalteten Feuers.

Die Beziehung zwischen der möglichen Feuerheftigkeit in einem sog. feuersicheren Gebäude und der Menge des brennbaren Inhalts werden in der nachstehenden Tabelle wiedergegeben.

Feuerheftigkeit.

Gesamter brennbarer Inhalt einschl. Fußböden und Behang		Entsprechende Feuerheftigkeit Std.
kg/m ² der Flächen	Kilogramm-Kalorien je m ² der Flächen	
25	108 000	0,5
50	217 000	1
75	325 000	1,5
100	430 000	2
150	650 000	3
200	865 000	4,5
250	1 030 000	6
300	1 170 000	7,5
350	1 360 000	9

Die Menge des üblichen brennbaren Inhalts in den verschiedenen Gebäudegattungen wurde durch Untersuchungen in Wohnungen, Büros, Schulen, Kranken- und Warenhäusern festgestellt und vom NBS veröffentlicht. Weitere noch nicht veröffentlichte Untersuchungen betreffen Möbel- und Matratzenfabriken, Druckereien und Textilfabriken.

In Wohngebäuden, Versammlungsräumen, Instituten u. dgl. überschreitet das Feueergut, wie der brennbare Inhalt kurz genannt wird, im allgemeinen selten 50 kg/m². In Büro- und Handelshäusern selten 100 kg/m², und dann nur in begrenzten Akten- und Vorratsräumen. In Industriegebäuden lagerndes Feueergut ist unterschiedlicher, aber selten höher als 150 kg/m², außer in Lagerräumen. Dagegen kann das Feueergut in Nur-Lagerhäusern oder in Lagerräumen von Fabriken sehr leicht größer als 500 kg/m² sein. Ein Vergleich dieser Zahlen mit den Werten der Tabelle zeigt den erforderlichen Widerstandsgrad, wenn ein Einsturz des Gebäudes verhütet werden soll.

Bei den schwergefährdeten Lagerhäusern verrät die Tabelle, daß die bisher geforderten Sicherheiten noch nicht ausreichen. Man müßte sie eigentlich erhöhen, oder man läßt es bei einer begrenzten Sicherheit und sorgt durch andere Mittel dafür, daß das Feuer gelöscht wird, bevor diese Sicherheit überwunden ist. Hier sollten daher keine Versuche unternommen werden, die bestehenden Bestimmungen zu lockern.

Für andere Gebäudearten aber — Wohngebäude, Hotels, Büro- und Geschäftshäuser — scheinen bedeutende Ersparnisse möglich zu sein, ohne ihre Fähigkeit zu beeinträchtigen, ein vollständiges Ausbrennen ohne Einsturz zu überstehen. Es ist z. B. offensichtlich, daß für Wohnhäuser und Hotels (Feueergut 50 kg/m²) ein einstündiger Feuerwiderstand ausreichend wäre. Ein anderthalbstündiger würde einen reichlichen Überschuß an Sicherheit bieten.

Diese Auffassung wird durch das Verhalten der Bauelemente des Wincoff Hotels in Atlanta während des Brandes am 7. 12. 46 gerechtfertigt. Die meisten Zimmer des 9. Stockwerkes waren vollkommen ausgebrannt. Die Zwischenwände bestanden aus 7,5 cm starken beiderseits geputzten Terrakottawänden mit einem Feuerwiderstand von 45 bis 60 Minuten. Sie waren beiderseitigem Feuer ausgesetzt, und doch ist nur ein kleiner Teil einer einzigen Wand durchgebrannt. Es steht fest, daß die Feuerheftigkeit (nicht die Feuedauer) in diesem Teil des Gebäudes, wo der Schaden am größten war, nicht mehr als eine Stunde betrug. Das war auch nach dem Feueergut, das in den Räumen nicht größer als 50 kg/m² gewesen sein kann, nicht anders zu erwarten. Der Feuerwiderstand der Umfassungen lag wahrscheinlich bei 2 Stunden. Wenn dieses Gebäude 3-Stunden-Fußböden und 4-Stunden-Säulen gehabt hätte, hätte es sich nicht eine Idee besser verhalten, noch hätte es den bedauerlichen Verlust an Menschenleben verhindern können. Ein anderthalbstündiger Feuerwiderstand der Umfassungen wäre reichlich genug gewesen.

Diese Betrachtungen zeigen, daß Gebäude mit weniger Feueergut als 150 kg/m² auch mit geringeren Anforderungen an die Feuersicherheit, als sie bisher vorgeschrieben waren, sicher genug ausgeführt werden können. Es werden dann Vergleiche zwischen den bisher notwendigen Stärken und Ummantelungen der einzelnen Bauglieder und den für die Zukunft in Frage kommenden angestellt. Wegen der Einzelheiten hierüber sei auf die Quelle verwiesen. [Nach Eng. News-Record 143 (1949) vom 1. 9. 49, S. 162.]

Ernst Weib, Berlin.

Probebelastung eines vorgespannten Trägers.

Ein Träger von der Art, wie sie bei der neuen Walnut-Lane-Brücke in Washington (USA.) zum Einbau kommen, wurde kürzlich einer Probebelastung, die bis zum Bruch führen sollte, unterworfen. Die Abmessungen des I-förmigen Trägers waren: Länge 49 m, Höhe 2,0 m, Breite des Oberflansches 1,3 m, Breite des Unterflansches 0,76 m und Stegstärke 0,18 m. Die Vorspannung wurde durch 256 Drähte von 7 mm Durchmesser hervorgerufen. Die Bruchfestigkeit der Drähte war 17 t/cm², die Fließgrenze 15 t/cm² und die Vorspannung 8,8 t/cm². Bei einer Gesamtvorspannung von 955 t wurden die Kabel 23 cm länger, hiervon werden jedoch infolge Kriechens und Schwindens 2,5 bis 5 cm zurückgehen. Die Drähte waren auf vier Kabel verteilt. Zwei davon lagen im Unterflansch und die beiden anderen parabolisch im Steg. Die Aussparungen für die Kabel waren während des Betonierens durch leicht entfernbare Gummischläuche gebildet worden.

Der Träger wog 150 t; die zusätzliche Belastung wurde durch Pressen, die mit Stahlbarren belastet waren, aufgebracht. Bis zu 110 t Zusatzbelastung, also 260 t Gesamtlast verliefen die Durchbiegungen bis 38 mm gleichmäßig. Bei 22 t Laststeigerung traten die ersten Risse auf; die Bruchbiegung war danach 73 mm. Der weitere Verlauf der Bruchbiegungen war bei 384 t Gesamtlast 136 mm, bei 480 t 273 mm und bei 528 t 390 mm. Eine weitere Laststeigerung war nicht möglich. Bei der Entlastung schlossen sich die Risse bei etwa der halben Größtlast. Die Belastung des Trägers mit Eigengewicht (150 t), zusätzlicher ständiger Last (20 t) und Verkehrslast (35 t) im fertigen Bauwerk beträgt 205 t. Der Versuch wurde unter Leitung von Prof. Magnel-Gent durchgeführt. [Nach Engineering News-Record 143 (1949) Nr. 18 vom 3. 11. 1949.]

Karl-Heinz Seegers, Gustavsburg.

Geschweißter Dreigurtträger in Italien.

Durch Kriegshandlungen wurde auch eine 167,6 m lange Rohrbrücke über den Arno zerstört, die der Wasserversorgung der Stadt Livorno diente. Das Ersatzbauwerk (Abb. 1) ist ein Fachwerk - Dreigurtträger

mit Spannweiten 54,5 + 58,6 + 54,5 m, Systemhöhe 3,5 m und einer Breite von 2,7 m. Überführt werden zwei 400 mm weite Rohrleitungen, zwischen denen ein 0,7 m breiter Dienstweg angeordnet ist.

Der Obergurt besteht aus zwei [20 mit Bindungen und jeder Untergurt aus einem [18. Die Diagonalen sind Doppelwinkel. Es wurde St 37 verwendet; alle Verbindungen sind geschweißt. Durch die Ausbildung als geschweißter Dreigurtträger ist die Brücke nur etwa 50 t schwer; das ist rund die Hälfte des Gewichts der alten genieteten Konstruktion mit lotrechten Hauptträgern und Verbänden in beiden Gurtebenen. [Nach L'Ossature Métallique 14 (1949) S. 405.]



Abb. 1.

Karl-Heinz Seegers, Gustavsburg.

Die Arpád-Brücke in Budapest.

In einem früheren Bericht¹⁾ sind diejenigen Donaubrücken in Budapest, die nach Kriegszerstörungen wiederhergestellt worden sind, kurz besprochen. Nicht behandelt wurde die Arpád-Brücke, die während der Kämpfe um Budapest noch im Bau gewesen war und durch Kriegseinwirkungen nur wenig gelitten hatte, jetzt aber vor der Fertigstellung steht.

Die Planung dieser nördlichsten Straßenbrücke von Budapest reicht bis 1908 zurück; Unklarheiten über den Bebauungsplan der anschließenden Stadtteile und technische Schwierigkeiten verzögerten den Baubeginn bis 1938. Die mit obenliegenden Fahrbahn ausgebildete Brücke überspannt vier Donauarme und berührt den nördlichsten Zipfel der Margaretheninsel. Die Parallelstellung der Pfeiler zur Stromrichtung bedingte eine schiefe Ausbildung der Tragwerke. Ansicht, Grundriß und Querschnitt zeigen Abb. 1 und 2. Bei einer Gesamtlänge von 928 m und einer Breite von 27,6 m ergibt sich eine Brückenfläche von fast 26 000 m². Die Stromüberbauten haben durchlaufende Vollwandbalken mit 4 Hauptträgern im Querschnitt, deren Stützweiten in der Hauptstromöffnung 103 m erreichen. Die Kreuzungswinkel betragen 21° 40' beim rechten und 8° 30' bei den übrigen Stahlüberbauten. Die Stahlbrücken werden im Bereich der Inseln durch Stahlbetonkonstruktionen abgelöst. Die Höhen der Stegbleche der Außenhauptträger liegen zwischen 4,05 m im Feld und 7,50 m über den Stützen mit 20 bzw. 30 mm Dicke. Die Bleche sind lot- und waagrecht ausgesteift. Bei Gurtwinkeln 200·200·18 sind Gurtplatten von 850 bzw. 800 mm Breite gewählt. Querträger, als geschlossene Rahmen mit einer mittleren Vertikalen sehr steif ausgebildet, sichern im Abstand von 6,0 m die Mitwirkung aller 4 Hauptträger. Sie sind i. a. normal zu den Hauptträgern nur in den Endfeldern als schiefe Endquerträger angeschlossen. Je ein oberer und unterer Windverband sind vorgesehen.

Querträger und Fußwegkonsolen sind, soweit in der Werkstatt zusammengefügt, nach der Methode Elin-Hafergut geschweißt; die Anschlüsse und die sonstigen Bauteile sind genietet. Die Fahrbahnplatte aus 15 cm dickem Stahlbeton liegt auf einem Rost von Längs- und sekundären Querträgern. Sie ist im Bereich der positiven Momente als Druckgurt bei der Bemessung der Fahrbahnträger mitgerechnet und mit einer 5 cm dicken Verschleißschicht abgedeckt. Die Fußwege haben 8 cm dicke Stahlbetonplatten mit 2 cm Asphaltbelag. Die Fahrbahn von 18,8 m Breite hat einen Fahrstreifen von 6,8 m für eine zweigleisige Straßenbahn sowie seitlich daneben je einen zweispurigen Fahrstreifen für schwere und leichte Fahrzeuge. Dazu kommen Fahrradwege von 1 m und Fußgängersteige von 3,4 m Breite auf beiden Seiten.

Die Montage der Hauptträger erfolgte im ersten Feld auf fester Rüstung, weiterhin unter Einschaltung von Montage-Zwischenstützen im Freivbau. Hierbei wurden Derricks von 30 t Tragfähigkeit und 14 m größter Ausladung, die den Einbau von 12 m langen Bauteilen ermöglichten, verwendet. Die schiefe Ausbildung der Überbauten und der dadurch

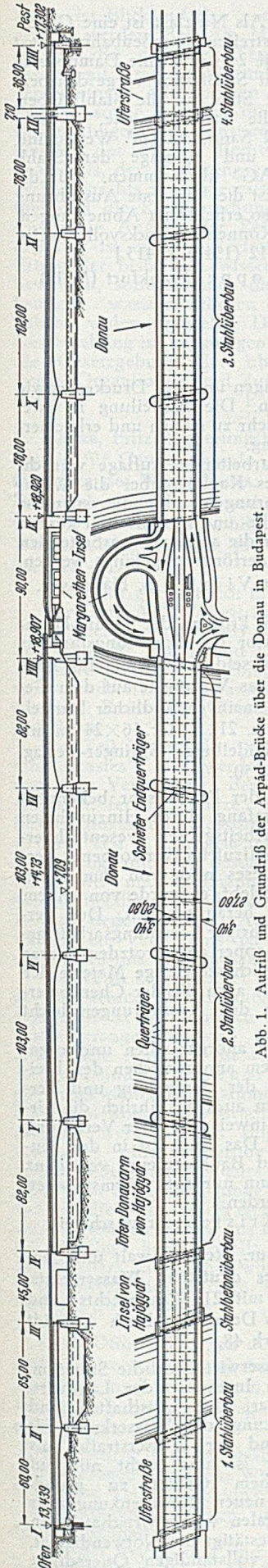


Abb. 1. Aufriß und Grundriß der Arpád-Brücke über die Donau in Budapest.

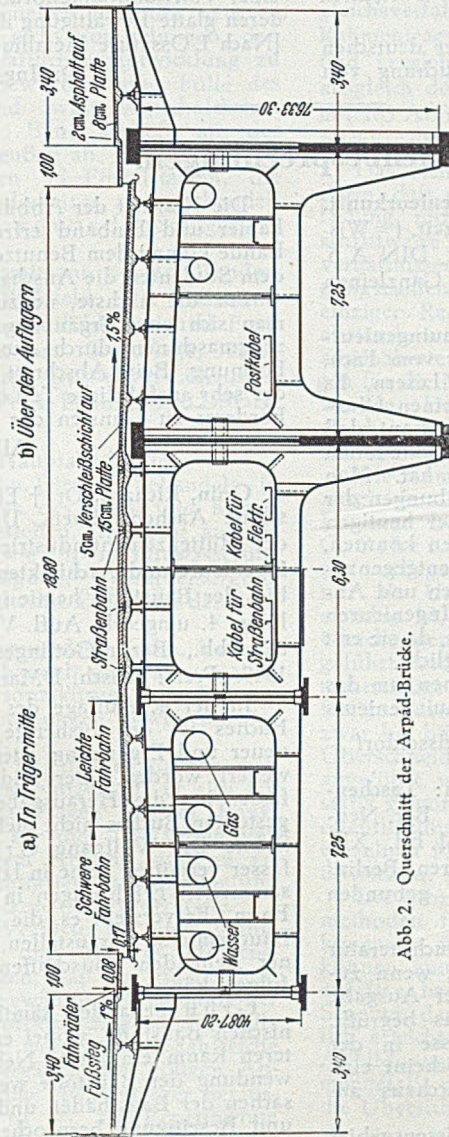


Abb. 2. Querschnitt der Arpád-Brücke.

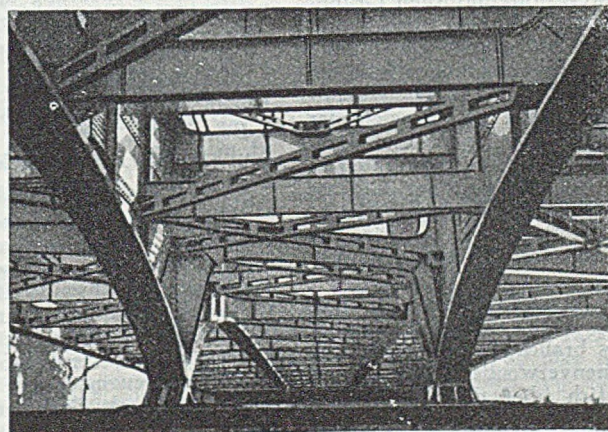


Abb. 3. Untersicht der Arpád-Brücke.

1) Bauingenieur 24 (1949) S. 158.

bewirkte unterschiedliche Durchhang der Hauptträger während des Freivorbaues erschwerte naturgemäß die Montage, insbesondere den Einbau der Querträger und Verbände. Durch Ansetzen von hydraulischen Pressen am Rückhaltearm (Änderung der Längslage der Hauptträger) wurden diese Unterschiede ausgeglichen. Die Montage der Stahlüberbauten begann 1940, wurde aus Stahlmangel im Kriege 1942 unterbrochen. Pfeiler und Stahlbetonüberbauten konnten bis Ende 1944 fertiggestellt werden. Die Stahlmontage ist jetzt wieder aufgenommen, obwohl gelegentlich Stahlmangel den zügigen Fortschritt hemmt.

Als Baustahl ist SM-Stahl in etwa unserer deutschen St 37-Qualität und mit einer zul. Beanspruchung von

$\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$ verwendet. Als Nutzlast ist eine Gleichlast von 600 kg/m^2 im Mittelstreifen (Straßenbahn), sonst 450 kg/m^2 , 2 Lastwagen von je 24 t und eine Dampfwalze von 20 t, sämtliche Lasten mit Stoßfaktor vorgeschrieben. Die Brücke erfordert 12 500 t Stahl für die Stahl-Überbauten, 2500 t Stahl für die Stahlbetonteile, 17 000 t Zement, 100 000 m³ Kies und Sand, 5000 m³ Werksteine, 5000 m³ Holz. Ausführung und Montage der Stahlkonstruktion hat die „MAVAG“ übernommen. Für die ungarische Stahlbauindustrie ist dies die erste Ausführung einer Vollwandbalkenbrücke so erheblicher Abmessungen, deren glatte Bewältigung ihr Können eindrucksvoll beweist. [Nach L'Ossature Métallique 12 (1947) S. 413.]

Dr.-Ing. H o p p e, Frankfurt (Main).

Buchbesprechungen.

Straub, Hans: Die Geschichte der Bauingenieurkunst. Ein Überblick von der Antike bis in die Neuzeit. (= Wissenschaft und Kultur, Band 4), 285 Seiten, Gr. DIN A 5. Mit 79 Abb. Basel: Verlag Birkhäuser (1949). Ganzleinen geb. sfr. 22.50.

Dieses Buch über die Geschichte der Bauingenieurkunst wendet sich nicht nur an den Ingenieur vom Fach, sondern ebenso an einen weiteren Kreis von Lesern. Es erscheint auch durchaus geeignet, dem Laien einen Überblick zu vermitteln. Die Darstellung ist so interessant, daß man an vielen Stellen bedauert, daß der beschränkte Raum nicht ausführlichere Darlegungen zugelassen hat. Man möchte z. B. wünschen, daß die Lebensbeschreibungen der einzelnen Männer, welche die Grundlagen der heutigen Technik geschaffen haben, noch ergänzt werden könnten, nicht zuletzt auch, um der Legendenbildung entgegenzutreten. Eine Zeittafel, in der Ingenieurleistungen und Angaben über die Lebenszeit von Forschern und Ingenieuren nebeneinander stehen, ist besonders erwünscht, da sie erst das Verständnis vieler Zusammenhänge ermöglicht.

Dem Buch ist weite Verbreitung zu wünschen, um das Verständnis für die Eigenart der Arbeit des Bauingenieurs zu mehren.

F. S c h l e i c h e r, Düsseldorf.

Dubbel, Prof. Heinrich, Ingenieur, Berlin: Taschenbuch für den Maschinenbau. Zehnte Auflage. Ber. Neudruck der 9. Auflage (1943). In 2 Bänden. 1. Bd. XII, 691 S., 2. Bd. 836 S., Gr. 8°, etwa 2900 Textfiguren. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949, gebunden 28,50 DMark.

Das Wiedererscheinen des in der Handbuchliteratur längst zu einem Begriff gewordenen Dubbel, wenn zu nächst auch nur als berechtigter Neudruck der Ausgabe 1943 wird von Schule und Praxis wärmstens begrüßt. Da jene Ausgabe infolge der Kriegereignisse in der Fachpresse kaum noch besprochen wurde, erscheint eine eingehendere Würdigung des Neudrucks durchaus angebracht.

In dem Werk findet das umfangreiche Wissensgebiet des Maschinenbaus mit seinen mathematischen, mechanischen, wärmetechnischen und werkstoffkundlichen Grundlagen — ergänzt durch einen Abriss über die Starkstrom-Elektrotechnik — eine übersichtliche, knappe Darstellung durch namhafte Fachleute. Bewußt beschränken sich die Verfasser der einzelnen Hauptabschnitte auf das Wesentliche, wobei meist auf Beschreibungen zu Gunsten der Berechnungs- und Gestaltungsgrundlagen verzichtet wird. Die Durchführung dieses Grundsatzes ermöglicht andererseits die Aufnahme der Ableitungen wichtiger Gesetze und Formeln. Eingestreuete Berechnungsbeispiele erleichtern dem Benutzer des Taschenbuchs den schwierigen Übergang von der Formel zu deren praktischer Anwendung.

Obgleich das Taschenbuch in erster Linie für den Maschineningenieur gedacht ist, macht es sein fundamentaler Charakter auch besonders brauchbar für den Nicht-Maschinenbauer aber Maschinenverwender, wie gerade den Bauingenieur, wenn er sich über diese oder jene maschinentechnische Frage eingehender unterrichten will, als das durch die Handbücher seines engeren Fachgebietes möglich ist.

Die Klarheit der Abbildungen und des Druckes, sowie Papier und Einband erfreuen. Die Aufteilung in zwei Bände kommt dem Benutzer sehr zu statten und erleichtert dem Studenten die Anschaffung.

Für die nächste, neuzubearbeitende Auflage wünscht man sich eine Ergänzung des Kapitels über die Werkzeugmaschinen durch Ausführungen über die spanlose Formung. Beim Abschnitt Hebe- und Fördermittel könnte der sehr ausführliche Teil über die aussetzend arbeitenden Förderer zu Gunsten der Dauerförderer gekürzt werden.

Albert Vierling, Hannover.

Grün, Richard, Dr. † Ehem. Prof. an der Techn. Hochschule Aachen. Ehem. Direktor des Forschungsinstituts der Hüttenzementindustrie Düsseldorf: Chemie für Bauingenieure und Architekten. Das Wichtigste auf dem Gebiet der Baustoff-Chemie in gemeinverständlicher Darstellung. 4. umgearb. Aufl. VIII u. 212 S., Gr. 16×24 cm mit 65 Abb., Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949. Preis: brosch. DMark 16,50.

In der 4. Auflage des in der Praxis sehr bekannten Buches ist der bisherige Umfang durch Hinzunehmen neuer und Ergänzung alter Arbeitsgebiete wesentlich erweitert worden. Der leider allzfrüh verstorbene Verfasser hat die Herausgabe dieses noch von ihm fertiggestellten Buches nicht mehr erlebt, es wurde von seinem Sohne Dr. Wolfgang Grün herausgebracht. Der Verfasser vermittelt seine in langjähriger Forschungsarbeit gesammelten Erfahrungen in knapper aber trotzdem klarer Form. Er versteht es, die an sich schwierige Materie der Bauchemie so darzustellen, daß auch die der Chemie fernstehenden Bauschaffenden den Ausführungen leicht folgen können.

Grün behandelt sämtliche anorganischen und organischen Baustoffe, wobei er dem anorganischen den breiteren Raum einräumt. Neben der Herstellung und Verwendung der Baustoffe werden auch ausführlich die Ursachen der Bauschäden und Hinweise zu ihrer Verhütung und Beseitigung besprochen. Das Buch ist in der heutigen Zeit für Architekten und Bauingenieure von ganz besonderer Bedeutung und kann nur aufs wärmste allen Bauschaffenden empfohlen werden.

Th. K r i s t e n, Braunschweig.

Wüsthoff, Alexander, Dr. jur., Rechtsanwalt und Notar in Berlin: Handbuch des deutschen Wasserrechts. 1. Bd., 782 S., Gr. DIN A 5, mit 21 Wasserrechts- und Flußkarten. Berlin/Bielefeld/Detmold: Erich Schmidt Verlag, 1949, Preis: geb. DMark 48,—.

Die sich bildende neue wasserwirtschaftliche Situation, die durch eine zunehmende Intensität der Landwirtschaft, steigenden Wasserbedarf der Ortschaften und Industrien, wachsende Benutzung der Wasserkraft für elektrische Kraftgewinnung und der Wasserstraßen als Verkehrsmittel gekennzeichnet ist und nicht nur auf systematisch-wasserwirtschaftlichem Gebiet zu grundsätzlicher Neueinstellung und neuer Durchdenkung aller Hauptfragen als Teil einer totalen wasserwirtschaftlichen Rahmenplanung geführt hat, bestätigt die Notwendigkeit, mit diesem Handbuch einen vollständigen Querschnitt durch das geltende Wasserrecht unserer Zeit zu geben.

Schon im Blick auf den vorliegenden 1. Band kann festgestellt werden, daß das Handbuch seine Aufgabe voll erfüllt: die geltenden Texte aller deutschen Wassergesetze mit ihren Ausführungsanweisungen und Vollzugsverordnungen, alle weiteren wichtigen Verordnungen und Erlasse, sowie die für die Wasserwirtschaft wichtigen Bestimmungen des sonstigen Reichs- und Länderrechts einschl. des älteren Rechts, des Steuerrechts, Reichsstrafrechts, der Umlegungsgesetzgebung und des Wasserverbandsrechts zusammenzustellen und das neuere Schrifttum und die Rechtsprechung zu verarbeiten. Durch die sorgfältige Angabe der Rechtsquellen und der neueren Literatur ist es dem Verfasser nicht nur gelungen, den Ertrag der bisherigen wissenschaftlichen Entwicklung zu bewahren, sondern auch die Bewegtheit und Fülle des heutigen wasserrechtlichen und wasserwirtschaftlichen Lebens widerzuspiegeln. Der 1. Band schließt mit der Gesetzgebung im ehemaligen Preußen ab. Im 2. Band soll die Gesetzgebung der übrigen 15 Einzelstaaten, die jetzige Organisation und Zuständigkeit u. a. m. behandelt werden.
E. Marquardt, Stuttgart.

Hapke, Fritz, Regierungsbauamtmann bei der Bundesanstalt für Gewässerkunde in Bielefeld: **Der Fachschulingenieur des Wasserbaues.** Ein Ausbildungs- und Fortbildungsbuch in Frage und Antwort. 3. Auflage, 303 S., Gr. 15,5·22,5 cm, 155 Abbildungen. Düsseldorf-Lohausen: Werner-Verlag GmbH., 1949, Preis Halbl. 13,50 DMark, kart. 12,— DMark.

Das Buch gliedert sich in 3 Hauptabschnitte:

Der Teil A (Wasserbautechn. Dienst) behandelt in VIII Unterabschnitten 465 Fragen des Fluß- und Kanalbaues einschl. Häfen und Ladestellen. IX. geht auf die „Wasserbautechn. Randgebiete“ wie Ent- und Bewässerung von Ländereien, Abwasserreinigung, Wasserversorgung u. a. ein; X. ist dem „Wasserbautechn. Dienst an der See“ gewidmet.

Der Teil B umfaßt 638 Fragen des „Techn. Verwaltungsdienstes“. U. a. werden behandelt die Wasserstraßen und ihre Verwaltung, der Personalkörper, die Binnenschifffahrt, ferner Gesetze, Verordnungen sowie sonstige Bestimmungen und Vorschriften.

Der Teil C „Allgemeines“ ist dieser Auflage neu hinzugefügt und von besonderem Nutzen, da er sich mit 158 Rechts- und kaufmännischen Fragen (einschl. Bankwesen) befaßt, deren Kenntnis für die Verwaltung von größter Bedeutung ist. Aus dem Anhang sind zu erwähnen ein Verzeichnis der wichtigsten DIN-Blätter und ein Verzeichnis von Fachausdrücken der Hydrologie.

Das Buch kennzeichnet den Verfasser als einen Mann, der in seinem Beruf aufgeht und dem es Herzensangelegenheit ist, dafür zu sorgen, daß ein guter Nachwuchs herangebildet wird. Die gewählte Lehrmethode der „Frage und Antwort“ ist außerordentlich geschickt. Alle Angaben sind kurz und klar und werden durch zahlreiche gut ausgewählte Illustrationen ergänzt. Bei einigen Abbildungen könnte die Beschriftung etwas stärker herausgebracht werden. Das Buch ist — als Repetitorium gesehen — eine Fundgrube und sollte zur Bibel der jungen Fachschulingenieure des Wasserbaues werden. Aber auch Studenten, junge Diplom-Ingenieure und viele andere, die sich mit Fragen des Wasserbaues befassen müssen, werden Nutzen aus der Schrift ziehen. Ein Mangel sei allerdings herausgestellt, und zwar das Fehlen eines Sachregisters; ein solches würde den praktischen Wert des Buches wesentlich erhöhen. Der Schrift ist weiteste Verbreitung zu wünschen.
Arved Bolle, Hamburg.

Graf, Otto, o. Prof. an der Techn. Hochschule in Stuttgart: **Gasbeton, Schaumbeton, Leichtkalkbeton.** Versuchsergebnisse und Erfahrungen. Mit 40 Bildern und 4 Zahlentafeln. Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer. 1949. Preis geh. DMark 4,80.

Die Schrift soll hauptsächlich zur Beantwortung folgender Fragen beitragen: Wie entsteht Gasbeton, Schaumbeton und Leichtkalkbeton? Welche Eigenschaften lassen sich mit ihnen verbürgen, und welche Bedingungen sind dabei einzuhalten?

Für die Beurteilung sind maßgebend Druck- und Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit vom Raumgewicht

und mit dem Wassergehalt als Parameter, Schwind- und Quellmaß, Elastizitätsmodul, Kriechen, Verhalten bei oftmaligem Gefrieren und Auftauen, Wärmedurchlässigkeit, Wärmekapazität, Schalldurchlässigkeit u. a. Die Umstände, unter denen die Erhärtung stattfindet, sind von überragender Bedeutung (Erhärtung in der atmosphärischen Luft oder im gespannten Dampf).

Das Heft bringt eine große Fülle von Erkenntnissen und Anregungen.
A. M e h m e l, Darmstadt.

Titze, Theodor, Dipl.-Ing. Dr.techn.: **Momentenausgleichsverfahren.** Berechnung von Durchlaufträgern und Rahmentragwerken mittels direkten Momentenausgleichs und vergleichsweise nach dem stufenweisen Momentenausgleich der Methode Cross. 105 S., Gr. 15,5·23,5 cm, mit 165 Abb. Wien: Manzsche Verlags- und Universitätsbuchhandlung. 1948. Preis DMark 14,70 geb.

Das Kennzeichen dieser Berechnungsmethode besteht darin, daß die Knotenmomente infolge der äußeren Belastung nicht nach dem Cross'schen Iterationsverfahren schrittweise ausgeglichen werden, sondern den Festpunktverhältnissen entsprechend mit Hilfe von sog. Übertragungszahlen weitergeleitet werden, so daß jeweils nur ein einziger Rechnungsgang notwendig ist. Die Festpunktabstände werden mit Näherungswerten eingeführt, die als angenäherte Summen der betreffenden Reihenentwicklungen für die Momentenausgleichung nach Cross errechnet werden. Das Verfahren von Titze ist deshalb in den gleichen Grenzen anwendbar, wie die stufenweise Momentenausgleichung.

Die Summierung der beim stufenweisen Momentenausgleich auftretenden Reihen ist schon mehrfach in der Literatur behandelt worden, am weitesten m. W. bei O. S i n t: Dissertation T. H. Berlin 1941. Die Formeln der vorliegenden Schrift, die sicherlich ohne Kenntnis der nur als Umdruck verbreiteten Arbeit von S i n t entstanden ist, stehen daher in enger Beziehung zu dessen Gleichungen. S i n t hat den Gedanken aber noch weitergeführt und für den durchlaufenden Balken sowie für mehrstielige Rahmen mit unverschieblichen Knotenpunkten fertige Formeln für die Eckmomente angeschrieben, und zwar bei beliebiger Belastung in beliebigen Feldern. Die Überschneidung beider Veröffentlichungen sei als Beispiel angeführt, wie schwer es auf diesem Teilgebiete der Baustatik geworden ist, die große Zahl der einschlägigen Veröffentlichungen und die Zusammenhänge zwischen den einzelnen Methoden und Verfahren noch ausreichend zu übersehen.

Die Schrift von T i t z e ist geeignet, die Berechnungsmethoden für Balken und Rahmen weiter zu vervollkommen und sie wird in vielen Fällen nützlich sein können, zumal die zahlreichen, einschlägigen Zeitschriftenaufsätze heute nur noch schwer zugänglich sind. Das Studium der Schrift von T i t z e würde allerdings erheblich erleichtert, wenn bei einer etwaigen Neuauflage die Abbildungen vollständig beschriftet und besser zusammengefaßt würden. Viele Bilder sind auch zu groß, was die Übersicht erschwert.

Ferd. S c h l e i c h e r, Düsseldorf.

Eckert, Ernst, Dr.-Ing. habil.: **Einführung in den Wärme- und Stoffaustausch,** VII + 205 S., Gr. 8°, 125 Abb., Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949. Preis: kart. 21,— DMark, geb. 24,— DMark.

Das Buch ist mehr als nur eine Einführung in das große Gebiet der technischen Wärmelehre. Es ist aus Vorlesungen entstanden und behandelt in geschickter Weise in Verbindung mit physikalischen Anschauungen, teils unter Verzicht strenger mathematischer Fassungen, in einer für die Technik trefflichen Form die Abschnitte Wärmeleitung, Wärmeübergang, Wärmestrahlung und Stoffaustausch.

Während sich bisher im wesentlichen die Ingenieure des Maschinenbaus, des Heizungs- und Lüftungswesens sowie der Elektrotechnik mit der Wärmelehre beschäftigten, so mag darauf hingewiesen sein, daß diese Probleme auch für den Bauingenieur von großer Bedeutung sind, und es wünschenswert wäre, die im Bauwesen meist elementare Behandlung der Wärmelehre zu vertiefen und zu ergänzen. Das mit guten Beispielen ausgestattete Lehrbuch wird daher auch allen Bau-

bewirkte unterschiedliche Durchhang der Hauptträger während des Freivorbaues erschwerte naturgemäß die Montage, insbesondere den Einbau der Querträger und Verbände. Durch Ansetzen von hydraulischen Pressen am Rückhaltearm (Änderung der Längslage der Hauptträger) wurden diese Unterschiede ausgeglichen. Die Montage der Stahlüberbauten begann 1940, wurde aus Stahlmangel im Kriege 1942 unterbrochen. Pfeiler und Stahlbetonüberbauten konnten bis Ende 1944 fertiggestellt werden. Die Stahlmontage ist jetzt wieder aufgenommen, obwohl gelegentlich Stahlmangel den zügigen Fortschritt hemmt.

Als Baustahl ist SM-Stahl in etwa unserer deutschen St 37-Qualität und mit einer zul. Beanspruchung von

$\sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$ verwendet. Als Nutzlast ist eine Gleichlast von 600 kg/m^2 im Mittelstreifen (Straßenbahn), sonst 450 kg/m^2 , 2 Lastwagen von je 24 t und eine Dampfwalze von 20 t, sämtliche Lasten mit Stoßfaktor vorgeschrieben. Die Brücke erfordert 12 500 t Stahl für die Stahl-Überbauten, 2500 t Stahl für die Stahlbetonteile, 17 000 t Zement, 100 000 m³ Kies und Sand, 5000 m³ Werksteine, 5000 m³ Holz. Ausführung und Montage der Stahlkonstruktion hat die „MAVAG“ übernommen. Für die ungarische Stahlbauindustrie ist dies die erste Ausführung einer Vollwandbalkenbrücke so erheblicher Abmessungen, deren glatte Bewältigung ihr Können eindrucksvoll beweist. [Nach L'Ossature Métallique 12 (1947) S. 413.]

Dr.-Ing. H o p p e, Frankfurt (Main).

Buchbesprechungen.

Straub, Hans: Die Geschichte der Bauingenieurkunst. Ein Überblick von der Antike bis in die Neuzeit. (= Wissenschaft und Kultur, Band 4), 285 Seiten, Gr. DIN A 5. Mit 79 Abb. Basel: Verlag Birkhäuser (1949). Ganzleinen geb. sfr. 22.50.

Dieses Buch über die Geschichte der Bauingenieurkunst wendet sich nicht nur an den Ingenieur vom Fach, sondern ebenso an einen weiteren Kreis von Lesern. Es erscheint auch durchaus geeignet, dem Laien einen Überblick zu vermitteln. Die Darstellung ist so interessant, daß man an vielen Stellen bedauert, daß der beschränkte Raum nicht ausführlichere Darlegungen zugelassen hat. Man möchte z. B. wünschen, daß die Lebensbeschreibungen der einzelnen Männer, welche die Grundlagen der heutigen Technik geschaffen haben, noch ergänzt werden könnten, nicht zuletzt auch, um der Legendenbildung entgegenzutreten. Eine Zeittafel, in der Ingenieurleistungen und Angaben über die Lebenszeit von Forschern und Ingenieuren nebeneinander stehen, ist besonders erwünscht, da sie erst das Verständnis vieler Zusammenhänge ermöglicht.

Dem Buch ist weite Verbreitung zu wünschen, um das Verständnis für die Eigenart der Arbeit des Bauingenieurs zu mehren.

F. S c h l e i c h e r, Düsseldorf.

Dubbel, Prof. Heinrich, Ingenieur, Berlin: Taschenbuch für den Maschinenbau. Zehnte Auflage. Ber. Neudruck der 9. Auflage (1943). In 2 Bänden. 1. Bd. XII, 691 S., 2. Bd. 836 S., Gr. 8°, etwa 2900 Textfiguren, Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949, gebunden 28,50 DMark.

Das Wiedererscheinen des in der Handbuchliteratur längst zu einem Begriff gewordenen Dubbel, wenn zunächst auch nur als berechtigter Neudruck der Ausgabe 1943 wird von Schule und Praxis wärmstens begrüßt. Da jene Ausgabe infolge der Kriegereignisse in der Fachpresse kaum noch besprochen wurde, erscheint eine eingehendere Würdigung des Neudrucks durchaus angebracht.

In dem Werk findet das umfangreiche Wissensgebiet des Maschinenbaus mit seinen mathematischen, mechanischen, wärme-technischen und werkstoffkundlichen Grundlagen — ergänzt durch einen Abriss über die Starkstrom-Elektrotechnik — eine übersichtliche, knappe Darstellung durch namhafte Fachleute. Bewußt beschränken sich die Verfasser der einzelnen Hauptabschnitte auf das Wesentliche, wobei meist auf Beschreibungen zu Gunsten der Berechnungs- und Gestaltungsgrundlagen verzichtet wird. Die Durchführung dieses Grundsatzes ermöglicht andererseits die Aufnahme der Ableitungen wichtiger Gesetze und Formeln. Eingestreute Berechnungsbeispiele erleichtern dem Benutzer des Taschenbuchs den schwierigen Übergang von der Formel zu deren praktischer Anwendung.

Ogleich das Taschenbuch in erster Linie für den Maschineningenieur gedacht ist, macht es sein fundamentaler Charakter auch besonders brauchbar für den Nicht-Maschinenbauer aber Maschinenverwender, wie gerade den Bauingenieur, wenn er sich über diese oder jene maschinentechnische Frage eingehender unterrichten will, als das durch die Handbücher seines engeren Fachgebietes möglich ist.

Die Klarheit der Abbildungen und des Druckes, sowie Papier und Einband erfreuen. Die Aufteilung in zwei Bände kommt dem Benutzer sehr zu statten und erleichtert dem Studenten die Anschaffung.

Für die nächste, neuzubearbeitende Auflage wünscht man sich eine Ergänzung des Kapitels über die Werkzeugmaschinen durch Ausführungen über die spanlose Formung. Beim Abschnitt Hebe- und Fördermittel könnte der sehr ausführliche Teil über die aussetzend arbeitenden Förderer zu Gunsten der Dauerförderer gekürzt werden.

Albert Vierling, Hannover.

Grün, Richard, Dr. † Ehem. Prof. an der Techn. Hochschule Aachen. Ehem. Direktor des Forschungsinstituts der Hüttenzementindustrie Düsseldorf: Chemie für Bauingenieure und Architekten. Das Wichtigste auf dem Gebiet der Baustoff-Chemie in gemeinverständlicher Darstellung. 4. ungearb. Aufl. VIII u. 212 S., Gr. 16×24 cm mit 65 Abb., Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949. Preis: brosch. DMark 16,50.

In der 4. Auflage des in der Praxis sehr bekannten Buches ist der bisherige Umfang durch Hinzunehmen neuer und Ergänzung alter Arbeitsgebiete wesentlich erweitert worden. Der leider allzufrüh verstorbene Verfasser hat die Herausgabe dieses noch von ihm fertiggestellten Buches nicht mehr erlebt, es wurde von seinem Sohne Dr. Wolfgang Grün herausgebracht. Der Verfasser vermittelt seine in langjähriger Forschungsarbeit gesammelten Erfahrungen in knapper aber trotzdem klarer Form. Er versteht es, die an sich schwierige Materie der Bauchemie so darzustellen, daß auch die der Chemie fern stehenden Bauschaffenden den Ausführungen leicht folgen können.

Grün behandelt sämtliche anorganischen und organischen Baustoffe, wobei er dem anorganischen den breiteren Raum einräumt. Neben der Herstellung und Verwendung der Baustoffe werden auch ausführlich die Ursachen der Bauschäden und Hinweise zu ihrer Verhütung und Beseitigung besprochen. Das Buch ist in der heutigen Zeit für Architekten und Bauingenieure von ganz besonderer Bedeutung und kann nur aufs wärmste allen Bauschaffenden empfohlen werden.

Th. K r i s t e n, Braunschweig.

Wüsthoff, Alexander, Dr. jur., Rechtsanwalt und Notar in Berlin: Handbuch des deutschen Wasserrechts. 1. Bd., 782 S., Gr. DIN A 5, mit 21 Wasserrechts- und Flußkarten. Berlin/Bielefeld/Detmold: Erich Schmidt Verlag, 1949, Preis: geb. DMark 48.—

Die sich bildende neue wasserwirtschaftliche Situation, die durch eine zunehmende Intensität der Landwirtschaft, steigenden Wasserbedarf der Ortschaften und Industrien, wachsende Benutzung der Wasserkraft für elektrische Kraftgewinnung und der Wasserstraßen als Verkehrsmittel gekennzeichnet ist und nicht nur auf systematisch-wasserwirtschaftlichem Gebiet zu grundsätzlicher Neueinstellung und neuer Durchdenkung aller Hauptfragen als Teil einer totalen wasserwirtschaftlichen Rahmenplanung geführt hat, bestätigt die Notwendigkeit, mit diesem Handbuch einen vollständigen Querschnitt durch das geltende Wasserrecht unserer Zeit zu geben.

Schon im Blick auf den vorliegenden 1. Band kann festgestellt werden, daß das Handbuch seine Aufgabe voll erfüllt: die geltenden Texte aller deutschen Wassergesetze mit ihren Ausführungsanweisungen und Vollzugsverordnungen, alle weiteren wichtigen Verordnungen und Erlasse, sowie die für die Wasserwirtschaft wichtigen Bestimmungen des sonstigen Reichs- und Länderrechts einschl. des älteren Rechts, des Steuerrechts, Reichsstrafrechts, der Umlegungsgesetzgebung und des Wasserverbandsrechts zusammenzustellen und das neuere Schrifttum und die Rechtsprechung zu verarbeiten. Durch die sorgfältige Angabe der Rechtsquellen und der neueren Literatur ist es dem Verfasser nicht nur gelungen, den Ertrag der bisherigen wissenschaftlichen Entwicklung zu bewahren, sondern auch die Bewegtheit und Fülle des heutigen wasserrechtlichen und wasserwirtschaftlichen Lebens widerzuspiegeln. Der 1. Band schließt mit der Gesetzgebung im ehemaligen Preußen ab. Im 2. Band soll die Gesetzgebung der übrigen 15 Einzelstaaten, die jetzige Organisation und Zuständigkeit u. a. m. behandelt werden.
E. M a r q u a r d t, Stuttgart.

Hapke, Fritz, Regierungsbauamtmann bei der Bundesanstalt für Gewässerkunde in Bielefeld: **Der Fachschulingenieur des Wasserbaues**. Ein Ausbildungs- und Fortbildungsbuch in Frage und Antwort. 3. Auflage, 303 S., Gr. 15,5 · 22,5 cm, 155 Abbildungen. Düsseldorf-Lohausen: Werner-Verlag GmbH., 1949, Preis Halbl. 13,50 DMark, kart. 12,— DMark.

Das Buch gliedert sich in 3 Hauptabschnitte:

Der Teil A (Wasserbautechn. Dienst) behandelt in VIII Unterabschnitten 465 Fragen des Fluß- und Kanalbaues einschl. Häfen und Ladestellen. IX. geht auf die „Wasserbautechn. Randgebiete“ wie Ent- und Bewässerung von Ländern, Abwasserreinigung, Wasserversorgung u. a. ein; X. ist dem „Wasserbautechn. Dienst an der See“ gewidmet.

Der Teil B umfaßt 638 Fragen des „Techn. Verwaltungsdienstes“. U. a. werden behandelt die Wasserstraßen und ihre Verwaltung, der Personalkörper, die Binnenschifffahrt, ferner Gesetze, Verordnungen sowie sonstige Bestimmungen und Vorschriften.

Der Teil C „Allgemeines“ ist dieser Auflage neu hinzugefügt und von besonderem Nutzen, da er sich mit 158 Rechts- und kaufmännischen Fragen (einschl. Bankwesen) befaßt, deren Kenntnis für die Verwaltung von größter Bedeutung ist. Aus dem Anhang sind zu erwähnen ein Verzeichnis der wichtigsten DIN-Blätter und ein Verzeichnis von Fachausdrücken der Hydrologie.

Das Buch kennzeichnet den Verfasser als einen Mann, der in seinem Beruf aufgeht und dem es Herzensangelegenheit ist, dafür zu sorgen, daß ein guter Nachwuchs herangebildet wird. Die gewählte Lehrmethode der „Frage und Antwort“ ist außerordentlich geschickt. Alle Angaben sind kurz und klar und werden durch zahlreiche gut ausgewählte Illustrationen ergänzt. Bei einigen Abbildungen könnte die Beschriftung etwas stärker herausgebracht werden. Das Buch ist — als Repetitorium gesehen — eine Fundgrube und sollte zur Bibel der jungen Fachschulingenieure des Wasserbaues werden. Aber auch Studenten, junge Diplom-Ingenieure und viele andere, die sich mit Fragen des Wasserbaues befassen müssen, werden Nutzen aus der Schrift ziehen. Ein Mangel sei allerdings herausgestellt, und zwar das Fehlen eines Sachregisters; ein solches würde den praktischen Wert des Buches wesentlich erhöhen. Der Schrift ist weiteste Verbreitung zu wünschen.
Arved B o l l e, Hamburg.

Graf, Otto, o. Prof. an der Techn. Hochschule in Stuttgart: **Gasbeton, Schaumbeton, Leichtkalkbeton**. Versuchsergebnisse und Erfahrungen. Mit 40 Bildern und 4 Zahlentafeln. Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer. 1949. Preis geb. DMark 4,80.

Die Schrift soll hauptsächlich zur Beantwortung folgender Fragen beitragen: Wie entsteht Gasbeton, Schaumbeton und Leichtkalkbeton? Welche Eigenschaften lassen sich mit ihnen verbürgen, und welche Bedingungen sind dabei einzuhalten?

Für die Beurteilung sind maßgebend Druck- und Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit vom Raumgewicht

und mit dem Wassergehalt als Parameter, Schwind- und Quellmaß, Elastizitätsmodul, Kriechen, Verhalten bei oftmaligem Gefrieren und Auftauen, Wärmedurchlässigkeit, Wärmekapazität, Schalldurchlässigkeit u. a. Die Umstände, unter denen die Erhärtung stattfindet, sind von überragender Bedeutung (Erhärtung in der atmosphärischen Luft oder im gespannten Dampf).

Das Heft bringt eine große Fülle von Erkenntnissen und Anregungen.
A. M e h m e l, Darmstadt.

Titze, Theodor, Dipl.-Ing. Dr.techn.: **Momentenausgleichsverfahren**. Berechnung von Durchlaufträgern und Rahmentragwerken mittels direkten Momentenausgleichs und vergleichsweise nach dem stufenweisen Momentenausgleich der Methode Cross. 105 S., Gr. 15,5 · 23,5 cm, mit 165 Abb. Wien: Manzsche Verlags- und Universitätsbuchhandlung. 1948, Preis DMark 14,70 geb.

Das Kennzeichen dieser Berechnungsmethode besteht darin, daß die Knotenmomente infolge der äußeren Belastung nicht nach dem Cross'schen Iterationsverfahren schrittweise ausgeglichen werden, sondern den Festpunktverhältnissen entsprechend mit Hilfe von sog. Übertragungszahlen weitergeleitet werden, so daß jeweils nur ein einziger Rechnungsgang notwendig ist. Die Festpunktabstände werden mit Näherungswerten eingeführt, die als angenäherte Summen der betreffenden Reihentwicklung für die Momentenausgleichung nach C r o s s errechnet werden. Das Verfahren von T i t z e ist deshalb in den gleichen Grenzen anwendbar, wie die stufenweise Momentenausgleichung.

Die Summierung der beim stufenweisen Momentenausgleich auftretenden Reihen ist schon mehrfach in der Literatur behandelt worden, am weitesten m. W. bei O. S i n t: Dissertation T. H. Berlin 1941. Die Formeln der vorliegenden Schrift, die sicherlich ohne Kenntnis der nur als Umdruck verbreiteten Arbeit von S i n t entstanden ist, stehen daher in enger Beziehung zu dessen Gleichungen. S i n t hat den Gedanken aber noch weitergeführt und für den durchlaufenden Balken sowie für mehrstielige Rahmen mit unverschieblichen Knotenpunkten fertige Formeln für die Eckmomente angeschrieben, und zwar bei beliebiger Belastung in beliebigen Feldern. Die Überschneidung beider Veröffentlichungen sei als Beispiel angeführt, wie schwer es auf diesem Teilgebiete der Baustatik geworden ist, die große Zahl der einschlägigen Veröffentlichungen und die Zusammenhänge zwischen den einzelnen Methoden und Verfahren noch ausreichend zu übersehen.

Die Schrift von T i t z e ist geeignet, die Berechnungsmethoden für Balken und Rahmen weiter zu vervollkommen und sie wird in vielen Fällen nützlich sein können, zumal die zahlreichen, einschlägigen Zeitschriftenaufsätze heute nur noch schwer zugänglich sind. Das Studium der Schrift von T i t z e würde allerdings erheblich erleichtert, wenn bei einer etwaigen Neuauflage die Abbildungen vollständiger beschriftet und besser zusammengefaßt würden. Viele Bilder sind auch zu groß, was die Übersicht erschwert.

Ferd. S c h l e i c h e r, Düsseldorf.

Eckert, Ernst, Dr.-Ing. habil.: **Einführung in den Wärme- und Stoffaustausch**, VII + 205 S., Gr. 8°, 125 Abb., Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949. Preis: kart. 21,— DMark, geb. 24,— DMark.

Das Buch ist mehr als nur eine Einführung in das große Gebiet der technischen Wärmelehre. Es ist aus Vorlesungen entstanden und behandelt in geschickter Weise in Verbindung mit physikalischen Anschauungen, teils unter Verzicht strenger mathematischer Fassungen, in einer für die Technik trefflichen Form die Abschnitte Wärmeleitung, Wärmeübergang, Wärmestrahlung und Stoffaustausch.

Während sich bisher im wesentlichen die Ingenieure des Maschinenbaus, des Heizungs- und Lüftungswesens sowie der Elektrotechnik mit der Wärmelehre beschäftigten, so mag darauf hingewiesen sein, daß diese Probleme auch für den Bauingenieur von großer Bedeutung sind, und es wünschenswert wäre, die im Bauwesen meist elementare Behandlung der Wärmefragen zu vertiefen und zu ergänzen. Das mit guten Beispielen ausgestattete Lehrbuch wird daher auch allen Bau-

ingenieuren von großem Nutzen sein und kann ihnen aufs wärmste empfohlen werden.

K. Hirschfeld, Aachen.

Oberhettinger, F., und W. Magnus: Anwendung der elliptischen Funktionen in Physik und Technik. (Die Grundlehren der mathematischen Wissenschaften in Einzeldarstellungen, Band LV.) Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1949. 126 S. mit 54 Abb. Preis geh. 15,60 DMark, geb. 18,30 DMark.

Die großen Möglichkeiten, welche die Thetafunktionen und die aus ihnen abgeleiteten elliptischen Funktionen für die Anwendung bedeuten, werden leider nur selten in der Technik nutzbar gemacht, weil die Ingenieure diese Funktionen nur in den seltensten Fällen kennen. In dem vorliegenden Werk haben die Verfasser es verstanden, diese Funktionen auf etwa 50 Druckseiten dem technischen Verständnis näher zu bringen. Die Darstellung ist rein beschreibenden Charakters und vermeidet — von wenigen Ausnahmen abgesehen — jede Beweisführung. Sie wird daher dem Ingenieur, der sich in möglichst kurzer Zeit und ohne allzu große mathematische Vorkenntnisse in das Gebiet der Thetafunktionen und der elliptischen Funktionen einarbeiten möchte, sehr willkommen sein. Eine

Diskussion des kurvenmäßigen Verlaufes der Funktionen findet nicht statt. Dagegen sind die konformen Abbildungen und die Greenschen Funktionen aus dem Gebiete der elliptischen Funktionen mit großer Ausführlichkeit behandelt.

Der zweite, größere Teil des Werkes ist den Anwendungen gewidmet, und zwar werden in erster Linie die Gebiete der Elektrostatik und der Hydro- und Aerodynamik bevorzugt. Diese Beschränkung der Anwendungen auf ein verhältnismäßig enges Gebiet der Technik ist in keiner Weise nachteilig, denn der in der theoretischen Problembehandlung erfahrene Ingenieur wird durch Vergleich seiner Differential- bzw. Integralgleichungen und Randbedingungen mit denjenigen des Buches die Ergebnisse leicht umschreiben können. Das trifft insbesondere für die Anwendungen in der Elastizitätstheorie (Platten-, Scheiben- und Schalen-Theorie) zu, die für den Bauingenieur von besonderem Interesse sind. In einem 14 Seiten umfassenden Anhang sind Tabellen der elliptischen Normalintegrale erster und zweiter Gattung mitgeteilt worden.

Der an der theoretischen Lösung technischer Probleme interessierte Ingenieur wird aus dem Buche vielfältigen Nutzen ziehen können.

Prof. Dr.-Ing. Friedrich Tölke, Karlsruhe.

Verschiedenes.

75 Jahre Wayss & Freytag A.-G.

Am 15. Juni waren es 75 Jahre, seit die Firma Freytag & Heidschuch in Neustadt a. d. Hardt gegründet wurde, aus der nach dem Tode Heidschuchs im Jahre 1893 durch Eintritt von G. A. Wayss die Firma Wayss & Freytag hervorging. Unter den Firmen der deutschen Bauindustrie ist die Firma Wayss & Freytag A.-G. diejenige, die den „Betonisenbau“ zuerst aufnahm, mit der Absicht, die betriebliche Arbeit in erster Linie seiner Förderung zu widmen. Der Weitblick ihres Gründers Conrad Freytag (1846—1921) und die Mitarbeit Emil Mörschs, der von 1901—1904 das Technische Büro leitete, und von 1908—1916 dem Vorstand angehörte, schufen die Voraussetzungen dafür, daß W. & F. dem Betonisenbau in der ersten Periode seiner Entwicklung eine Förderung zuteil werden lassen konnte, die als Ruhmesblatt in der Geschichte des Unternehmens bezeichnet werden kann. Conrad Freytag hatte, nachdem er im Jahre 1884 zufällig mit Bauausführungen Moniers in Berührung gekommen war, kurz entschlossen die Ausbeutungsrechte auf das deutsche Monierpatent für Süddeutschland und das Vorkaufsrecht auf diese Rechte für Norddeutschland zusammen mit dem ihm befreundeten Philipp Jossaux, dem Mitinhaber der Bauunternehmung Martenstein & Jossaux in Offenbach a. M., erworben. Mit der Übernahme der Leitung des Technischen Büros der Firma durch den damaligen Regbm. Emil Mörsch zu Anfang des Jahres 1901 wurde die Auswirkung der Ergebnisse wissenschaftlicher Forschung in der betrieblichen Arbeit erkennbar. Die Folgerungen aus dieser wissenschaftlichen Forschung wurden von der Firma in großzügiger Weise der Allgemeinheit zur Verfügung gestellt, wodurch der Entwicklung des „Betonisenbaues“ ein großer Dienst erwiesen worden ist. Freytag und E. Mörsch waren sich darüber einig, daß die neue Bauweise nur so die notwendige breite Basis finden könne. Die von W. & F. vom Jahre 1902 ab in verstärktem Umfang durchgeführten wissenschaftlichen Versuche lieferten wertvolle Aufschlüsse über das Wesen des neuen Baustoffes. Das von W. & F. 1902 im Selbstverlag herausgegebene Buch „Der Betonisenbau, seine Anwendung und Theorie“, dessen theoretischer Teil von E. Mörsch stammt, gilt als das erste deutsche wissenschaftliche Buch innerhalb der Stahlbetonliteratur. Es ist die erste Auflage des von der 3. Auflage ab von E. Mörsch allein herausgegebenen klassischen Werkes „Der Eisenbetonbau“.

Es sind eine große Anzahl von Bauten, die in Deutschland, in den meisten übrigen europäischen Ländern und in den Südamerikanischen Staaten von der Arbeit der Wayss & Freytag A.-G. Zeugnis ablegen. Nur die Spe-

zialgebiete, auf denen sich die Firma einen besonderen Ruf erworben hat, sollen genannt werden: Spannbeton, besonders im Brücken- und Hallenbau, die Druckluftgründung in großen Wassertiefen, der Bau von hohen Schornsteinen in Stahlbeton, von Kühltürmen in hyperbolischer oder zylindrischer Form, die Herstellung von Rohren für hohe Innendrucke aus Spannbeton und die Ausführung von Bogenbrücken aus Fertigteilen nach dem Verfahren Wayss & Freytag — Dr.-Ing. Burkhardt.

G. Ehlers, Frankfurt/Main.

H. Seitz, Dr.-Ing. e. h.

Die Würde eines Dr.-Ing. e. h. verlieh die Techn. Hochschule Hannover an Herrn Dr.-Ing. Hugo Seitz in Stuttgart in Würdigung seiner Verdienste um die Entwicklung des Ingenieur-Holzbaues.

Prof. Dr.-Ing. Georg Müller.

Kleinmachnow (bei Berlin), der bekannte Fachmann für Kraftverkehr und Städtebau, vollendete am 25. April 1950 sein 70. Lebensjahr. Von den Veröffentlichungen M. ist sein Buch über Garagen besonders bekannt geworden.

Fabrikant Josef König 80 Jahre alt.

Am 13. Mai 1950 vollendete Herr Fabrikant Josef König in Gelsenkirchen-Buer sein 80. Lebensjahr. Nach Erlernung des Schlosser- und Schmiedehandwerks im väterlichen Haus, nach Wanderjahren und dem Besuch einer Maschinenbau-Schule, widmete er sich dem Stahlbau. Fleiß, Zähigkeit in der Verfolgung ins Auge gefaßter Ziele und reiche, ihm von der Natur mitgegebene Gaben begleiteten ihn auf seiner Lebensbahn. Von der Pike auf lernte er im Stahlbau und arbeitete sich vom Schlosser über Vorzeichner, Konstrukteur und Betriebsingenieur bis zum Fabrikdirektor empor. Seine Tätigkeit führte ihn in fast alle Länder Europas. 1926 unternahm er eine Studienfahrt nach USA.

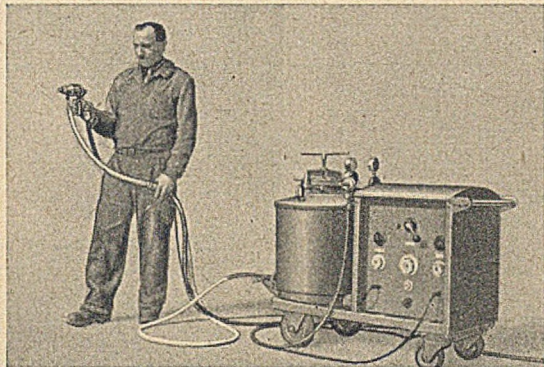
Im Jahre 1912 errichtete König in Buer eine Fabrik für Stahlhoch- und Brückenbau, 1922 in Köln ein Zweigwerk für die Herstellung von Stahlfenstern, Stahltüren und Feineisenkonstruktionen. Umfangreiche Lieferungen verschafften ihm Ansehen und Achtung bei Abnehmer und Berufskollegen.

Der Jubilar, unterstützt von einem Stabe treuer Mitarbeiter, nimmt in voller körperlicher und geistiger Frische noch lebhaften Anteil an seinem Werk und allen Fragen des öffentlichen Lebens und Zeitgeschehens. Er freut sich, seine Erholung in dem ihm so lieben Waidwerk finden zu können. Mögen ihm noch manche Jahre frohen Schaffens und ein sonniger Lebensabend im Kreise seiner Familie beschieden sein. Dr. Oelert, Bad Pyrmont.

HEISSPRITZ-APPARATE

für porenlose und haftfeste Bitumen-
Schutzüberzüge (ohne Lösungsmittel)

Anwendungen auf Eisen, Beton usw. für Stauwehren,
Kläranlagen, Tunnels, Druckleitungen, Behälter,
Gasometer, Trockendocks, Schiffsrümpfe usw.



Angebote, Beschreibungen und Auskünfte durch
ARMIN KÜNDIG, Weinbergstr. 23, ZÜRICH 23

Fachkundige Verkaufsfirmen gesucht



Das kleine weiße Haus . . .

der schöne Wunschtraum, den
DYCKERHOFF-WEISS erfüllt.

DYCKERHOFF-WEISS
ergibt Putzmörtel von
hoher Festigkeit für
helle, reinfarbige
Flächen.

Wetterbeständig,
frisch, klar . . . bei
nur unbedeutenden
Mehrkosten.

Harte und stoßfeste
Außenputze können
steinmetzmäßig bear-
beitet und in jeder
Struktur und Technik
behandelt werden

Verlangen Sie unser
Markblatt Nr. 3

Lichte Farben - innen und außen . .
stimmen froh u. machen es leicht . .
darin glücklich zu sein.

Endlich kann ein lichter, haltbarer
Verputz jedem Bauwerk wieder ein
heiteres Gesicht geben.

Neue Häuser sollte man sich von
Anfang an nur in „weiß“ vorstellen.



DYCKERHOFF
Portland-Zementwerke Aktiengesellschaft · Wiesbaden-Amöneburg

LORENZ BETON- PFAHLGRÜNDUNGEN

BAUGRUND-UNTERSUCHUNGEN SYSTEM LORENZ

Bei unsicherem Baugrund
bei bedrohten Bauwerken

LORENZ BETON-BOHR-PFAHL

Ausführungen im In- und Ausland
durch

Allgemeine Baugesellschaft
LORENZ & CO. m. b. H.
Berlin-Wilmersdorf, Jenaer Straße 7
Ruf: 87 64 33

Allg. Bauges. Lorenz & Co.
Lübeck · Hamburg · Kiel

Lorenz-Bau G. m. b. H.
Iserlohn

Bohrpfahl aus Beton mit Mantelrohr
Erhöhte Tragfähigkeit durch den gesicherten Bankettfuß

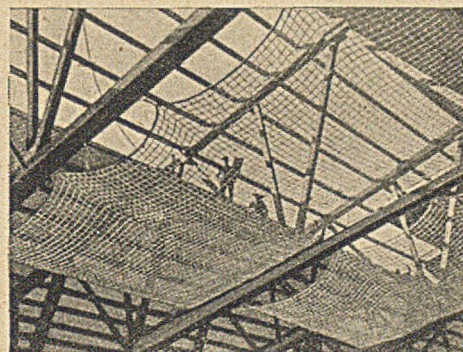
Für absturzgefährliche Arbeiten



FANGNETZE

Waren-Nr.
657884

zur Unfallverhütung und Einsparung von Gerüstholz



Für Dachkonstruktionen, Werkshallen, Bahnhofshallen,
Lak-Schuppen, Entrostungs- und Anstricharbeiten an
Werkshallen und Eisenkonstruktionen (Stahlgerüste),
Traversen für Hochspannungsmasten, Brückenbauten,
Abfangnetze für Oberlichtscheiben in Industrie-
werken, Sicherungsmaßnahmen bei Brückenkränen
Standard-Spannweiten: 5x5, 5x10, 10x10 m

**DER
FACHMANN
NIMMT ...**

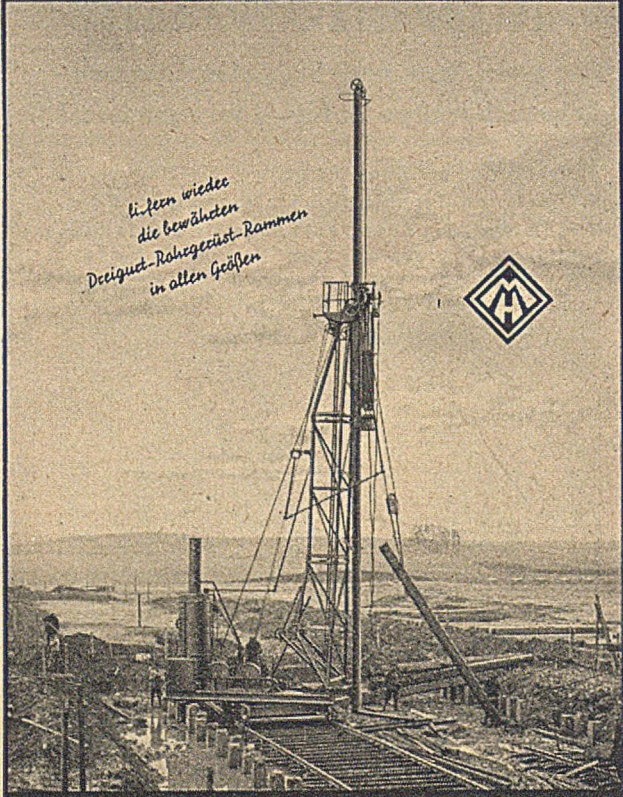
**PLASTIMENT
PLASTOCRETE
B I N D A
BETOWA**

Die unentbehrlichen Zusatzstoffe
für
BETON u. MÖRTEL

PLASTIMENT GMBH
KARLSRUHE

MENCK & HAMBROCK

*Liefere wieder
die bewährten
Deigniet-Rohgestüt-Rahmen
in allen Größen*



HAMBURG-ALTONA

Umhülle:

**SCHWEISS-ELEKTRODEN
SCHWEISS-TRANSFORMATOREN**
mit stufenloser Regelung



SCHORCH
Schorch-Werke A.G. Rheydt

Diesem Heft liegt ein Prospekt der Amag-Hilpert-Pegnitzhütte A. G. Pegnitz/Ofr., bei.