

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

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

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

26. JAHRGANG

JULI 1951

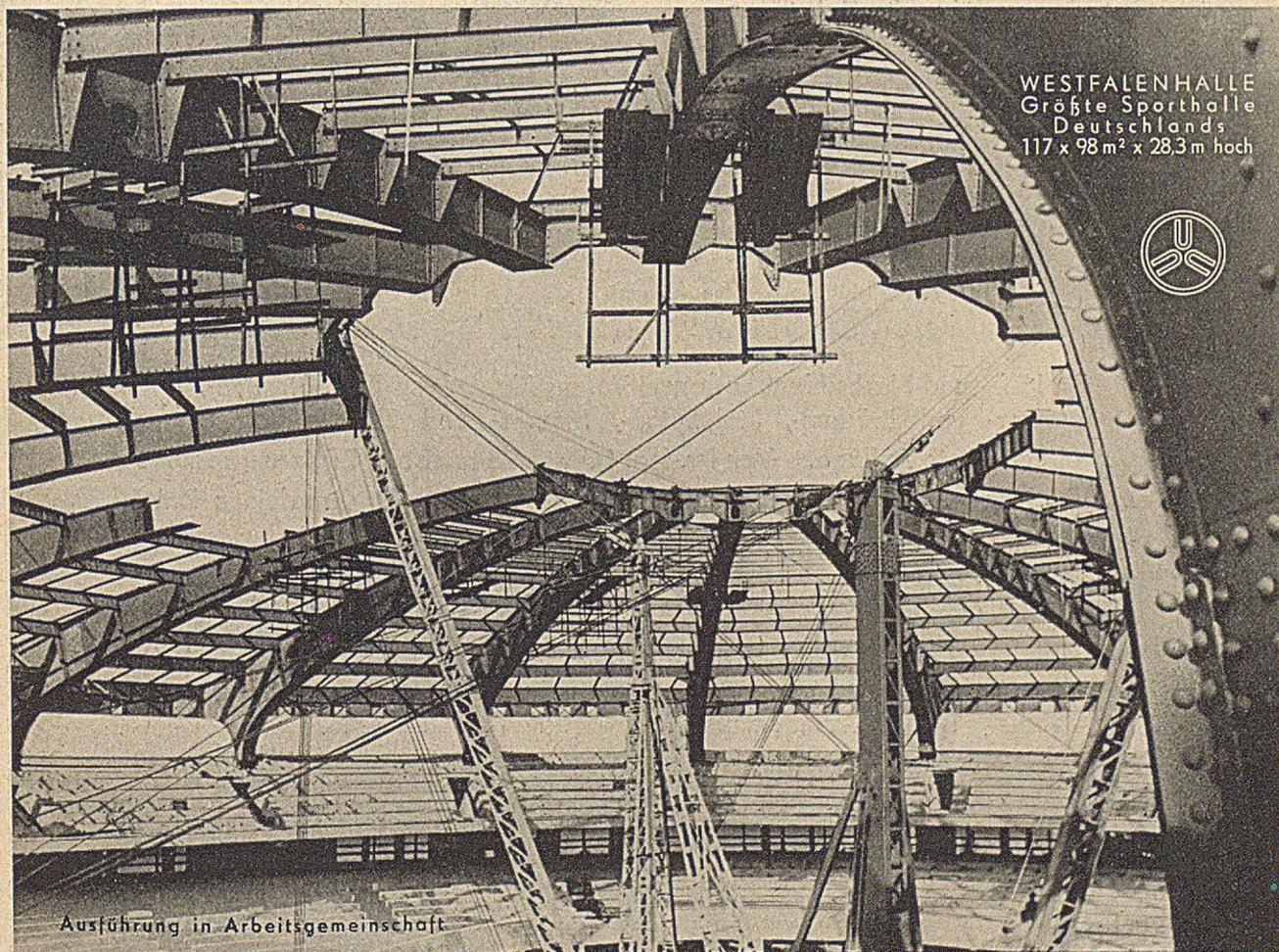
HEFT 7

ZUR CONSTRUCTA BAUAUSSTELLUNG 1951

INHALT:

Erfahrungen mit Ingenieur-Konstruktionen aus Holz
in den Anlagen des Lokomotivdienstes. Von Dipl.-
Ing. H. Ciesielski, Hamburg-Altona 193
Zur Theorie der plastischen Knickung (II). Von Prof.
Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund 197

Versuche über Kabelschellen anlässlich des Baues der
Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Roden-
kirchen 1938. Von Dr.-Ing. F. Leonhardt, Stuttgart
und Dipl.-Ing. H. Maier, Stuttgart-Kornthal 201
Fortsetzung des Inhaltsverzeichnisses auf Seite II.



WESTFALENHALLE
Größte Sporthalle
Deutschlands
117 x 98 m² x 28,3 m hoch



Ausführung in Arbeitsgemeinschaft

DORTMUNDER **UNION** BRÜCKENBAU-
AKTIENGESELLSCHAFT

DER BAUINGENIEUR

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

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund, Plauener Straße 44,

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

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

Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“,

Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher, (21b) Dortmund, Plauener Straße 44.

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, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

Heidelberg

SPRINGER-VERLAG

Berlin-Charlottenburg 2

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

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

Vertriebs-Vertretung im Ausland:

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

Fortsetzung des Inhaltsverzeichnisses von Seite I.

Bemessung einer Stahlbetonkonstruktion mit Hilfe der Spannungsoptik. Von Dr.-Ing. R. Kuhn, München	205
Beitrag zum Momentenausgleichverfahren. Von Dipl.-Ing. P. Braun, Ellwangen	207
Kurze Technische Berichte:	
Theoretische Betrachtungen über die Technik von Tunneln oder Stollen in großer Tiefe oder unter großem Wasserdruck	210
Betrachtungen über den Hafen von Casablanca	211

Eine Schalenkuppel mit vorgespanntem Zugring	215
Wrackräumung in der unteren Loire	216
Erste Spannbetonbrücke in den USA	218
Aluminium im Behälterbau	219
Amerikanische Versuche mit Stabanschlüssen	219
Sporthallen in geschweißter Stahlkonstruktion	221
Internationale Spannbeton-Tagung in Paris	222
Buchbesprechungen und Neuerscheinungen	222
Verschiedenes	223

Preisermittlung und Veranschlagen von Hoch-, Tief- und Stahlbetonbauten

Ein Hilfs- und Nachschlagebuch zum Veranschlagen von Erd-, Straßen-, Wasser- und Brücken-, Stahlbeton-, Maurer- und Zimmerarbeiten.

Zehnte, neubearbeitete Auflage. Von Dr.-Ing. Ludwig Baumeister, Regierungsbaurat a. D.
Mit 142 Abbildungen. VIII, 508 Seiten. 1950. Ganzleinen DM 25,50.

Aus den Besprechungen:

... Es weist den Weg, wie man sich in einfacher und klarer Weise ein möglichst zutreffendes Bild über die einzelnen Arbeitsgänge des Baubetriebes verschaffen kann. Ein „Rezept“ für die Aufstellung von Kostenangeboten darf freilich nicht erwartet werden. Zunächst werden die einzelnen preisbildenden Kostenanteile in einem „Grundplan der Selbstkostenermittlung“ erfaßt. In übersichtlicher und erschöpfender Form werden dann Gliederung und Aufbau der Kostenermittlung gezeigt. Alle der Kostenberechnung vorangehenden Vorermittlungen werden eingehend behandelt. ... Eine Erweiterung hat das Buch durch die Behandlung neuer Bauweisen, wie für Abbrucharbeiten und Trümmerbeseitigung, Pumpbeton und Rüttelbeton erfahren. In einem Anhang werden die technische und die kaufmännische Nachkalkulation besprochen. ...

... In der neuen Auflage wird der kalkulierende Ingenieur eine Unmenge Kostenerfahrungszahlen aus allen Gebieten des Bauwesens zusammengetragen finden, die ihm auf manche Fragen Antwort geben können. Das in 25 Abschnitte gegliederte Buch befaßt sich in den ersten beiden mit allgemeinen Fragen der Selbstkostenrechnung und Kalkulation, mit Gerätekosten, amtlichen Bestimmungen zur Baupreisbildung u. a., in den Abschnitten III—XXV mit den Bauarbeiten des Tief-, Brücken- und Hochbaues. Der Einsatz von Geräten, der Stoffverbrauch und der Aufwand an Arbeitszeit werden erörtert und Umfang und Aufbau der Kostenrechnung an zahlreichen Beispielen dargelegt. Im Anhang werden technische und kaufmännische Nachkalkulationen behandelt und Vorschläge zu deren Organisation gemacht.

Das Buch wird für jeden praktisch tätigen Ingenieur, besonders aber für den Unternehmer-Ingenieur von großem Nutzen sein.
Dr.-Ing. G. Merkle in „Der Bauingenieur“.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Rothe Erde

KUGEL-DREHVERBINDUNGEN

Pat. ang.

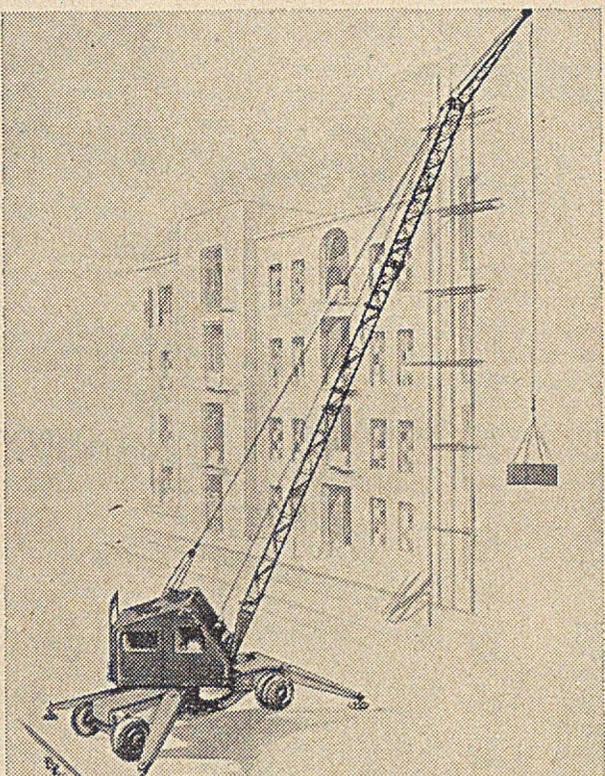
FÜR BAGGER UND DREHKRANE

Doppelreihige- dreiteilige Kugellager zur Aufnahme höher Axialkräfte und Kippmomente

KEIN KONIGSZAPFEN MEHR!



EISENWERK *Rothe Erde*
GMBH · DORTMUND, Tremoniastraße 9

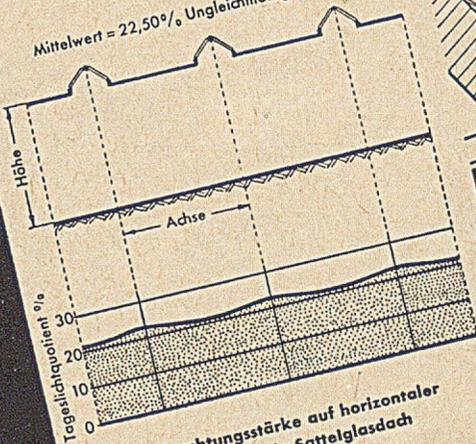


ARDELT
AUTOKRANE

ARDELTWERKE · GMBH · OSNABRÜCK



Mittelwert = 22,50% Ungleichmäßigkeit = 1,04



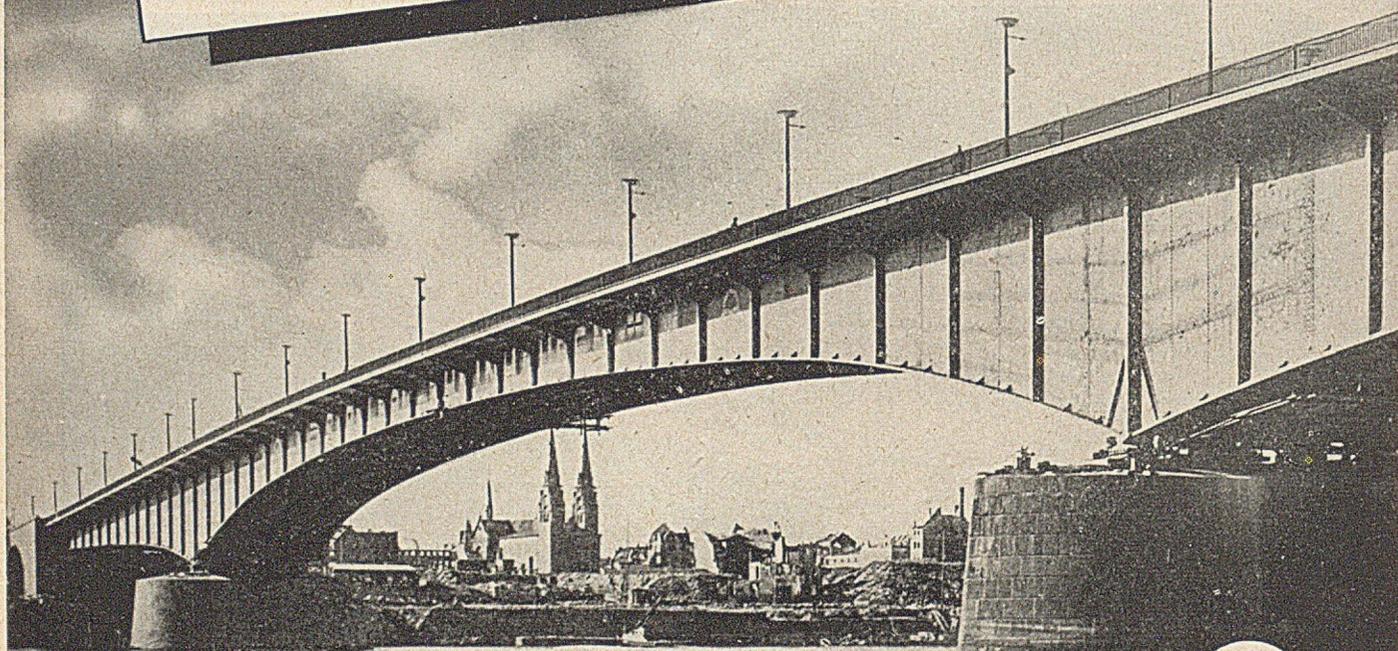
Fordern Sie unsere fachmännische Beratung an!

Kittlose Glasdächer
für Industriebauten aller Art

J. EBERSPÄCHER
ESSLINGEN/NECKAR

Unser Fertigungsprogramm

- Stahl-Brückenbau
- Stahl-Hochbau
- Stahl-Wohnungsbau
- Stahl-Wasserbau
- Apparate- und Behälterbau
- Industriebau
- Bergbauzulieferungen
- Weichenbau
- Großfördergeräte u. Großtransportanlagen
- Aufbereitung für Kohle und Erze
- Zerkleinerung
- Kabel- und Verseilmaschinen
- Maschinen und Einrichtungen für Zement-, Kalk-, Gipswerke u. verwandte Industrien



RHEIN-STRASSENBRÜCKE BONN-BEUEL

Weitestgespannter Blechbalken über den Rhein

Stützweiten: $99 + 196 + 99 = 394$ m, gesamte Brückenbreite: $3 + 12 + 3 = 18$ m

Trägerhöhe in Brückenmitte: 3,0 m d. l. 1/65 der Stützweite, Stahlgewicht: 4550 t

Montagedauer 6 Monate



STAHLBAU RHEINHAUSEN

Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen - Fernschreib. Nr. 036838 - Fernspr.-Anschlüsse: Duisburg: 34341; Rheinhausen 741; Moers 2742

Erfahrungen mit Ingenieur-Konstruktionen aus Holz in den Anlagen des Lokomotivdienstes.

Von Dipl.-Ing. Hubert Ciesielski, Hamburg-Altona.

A. Schilderung von Schäden an Holzkonstruktionen.

Besondere Erfahrungen konnten in Nordwestdeutschland mit Holzbauwerken gesammelt werden. Es handelt sich dabei um ingenieurmäßig errichtete Tragwerke von Hallen, deren Lebensdauer manchmal schon nach fünf Jahren erschöpft war.

1. Lokhalle (Abb. 1).

Das Tragwerk ist ein 12,50 m weit gestützter Fachwerkbinder mit einseitigem 3,12 m langem Kragarm, auf den sich ein 7,83 m langer Schleppträger stützt. Die

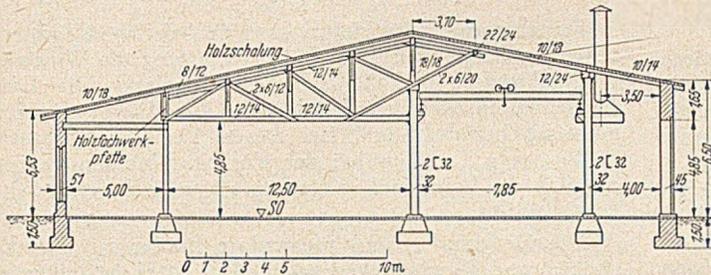


Abb. 1.

andere Stütze des als Holzbalken ausgebildeten Schleppträgers ist die Torwand der Lokhalle. Als Dachhaut ist Pappe in doppelter Lage auf 25 mm starker Schalung und Sparren aus Holz gewählt worden. Bei den Knotenverbindungen des Holzfachwerkes wurden Teller-Ringdübel verwendet. Das Baujahr ist das Jahr 1923. Bereits 23 Jahre später, im Jahre 1946, ging der Endknotenpunkt

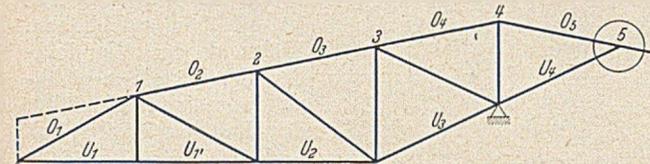


Abb. 2. Lage des zerstörten Knotenpunktes 5 im System.

des Kragarmes (Abb. 2), auf den sich der Schleppträger stützt, ohne äußere Ursache zu Bruch, und die auf ihn sich lagernde Dachhälfte stürzte in die Halle. Das gleiche geschah beim Nachbarbinder. Schon früher hatten sich an den Fachwerkbindern Setzungen gezeigt, und man hatte, um weitere Durchbiegungen zu verhindern, diesen Binderteil abgestützt. Nur diesem Umstand ist es zu verdanken, daß dieser Binderteil bei dem plötzlich auf-

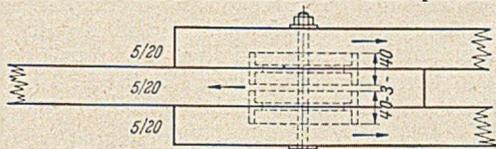


Abb. 3. Einzelheiten des Knotenpunktes 5. (Sparren mit Zangenholzern.)

tretenden Lastwechsel nicht ebenfalls zu Bruch ging. Die Untersuchung ergab, daß das Holz der Bruchstelle eine bräunliche Färbung zeigte und kurzbrüchig geworden war. Aber auch nicht sachgemäße Ausführung des Knotenpunktes war an dem Einsturz beteiligt: Wie Abb. 3 und 4 zeigt, war die Einfassung für die Tellerdübel so tief gemacht worden, daß von dem 45 mm starken Holz

nur 3 mm stehen geblieben war. Diese Tatsache ist eine Erklärung für die vor dem Bruch beobachteten starken Durchbiegungen der Binder. Eine chemische Untersuchung des Holzes wurde damals nicht vorgenommen, aber Augenzeugen versichern eine große Ähnlichkeit der Ansichts- und Bruchflächen der Hölzer dieser Lokhalle mit den Hölzern anderer Hallen, bei denen schweflige Säure nachgewiesen werden konnte. Auch die Dach-



Abb. 4. Holzkörper im Sparren nach Herstellung der Ausfäassung.

schalung war so morsch, daß ein Arbeiter beim Betreten der Dachfläche durchbrach und abstürzte. Als Ersatz für die fünf hölzernen Fachwerkbinder wurden fünf Vollwandstahlbinder eingebaut.

2. Wagenausbesserungshalle E. (Abb. 5).

Die zweischiffige Wagenausbesserungshalle E. wurde 1922 gebaut. Die Dachhaut der Doppelhalle wird von sechs Holzbindern getragen. Die Stützweite der westlichen Halle ist 16,40 m und die der östlichen 24,00 m, die Binderentfernung 7,50 m.

Bei den Knotenpunkten fanden Tellerring-Dübel Verwendung. Starke Durchbiegungen der Binder zwangen 1940 dazu, die drei 24 m weit gespannten Binder notdürftig in der Mitte mit Rundholzstützen abzufangen. Die drei Binder der Nachbarhalle wiesen zwar auch bedeutende Durchbiegungen auf; eine Notunterstützung vorzunehmen, war aber wegen eines Laufkranes nicht angängig, ohne den Betrieb in der Halle lahmzulegen. Die Folgen zeigten sich in der Form, daß der Untergurt eines Binders 1948 riß. Daß der Binder nicht herunterstürzte, ist so zu erklären, daß sich nach dem Bruch der Binder so weit senkte, daß der Obergurt als Bogen und die Auflager als Kämpfergelenke wirkten. Der Horizontalschub wurde auf der einen Seite vom anschließenden Gebäude, auf der anderen von den Kranbahnstützen und vom Binder der Nebenhalle aufgenommen. Wäre der Riß unter voller Schneelast eingetreten, dann hätte vermutlich die Bogenwirkung nicht ausgereicht, um den Zusammenbruch der Konstruktion zu verhüten. Die Durchbiegungen hatten weiterhin zur Folge, daß die Mauerwerkskonsolen in den Umfassungswänden, auf denen die Binder gelagert waren, unzulässige Kantendruckungen erhielten und abröckelten. An vielen Stellen des Holztragwerkes zeigten sich Schrumpferscheinungen. Infolgedessen drohen einige Kopfbänder aus dem Versatz herauszugehen. Fast sämtliche Pfetten waren in ihren Auflagern in der Giebelwand verfault und mußten vor Jahren angeschuht werden. Außerdem wiesen alle Pfetten

Durchbiegungen auf, die dreimal so groß sind wie die zulässigen. Eine Pfette wurde schon vor Jahren durch ein Hängewerk vor dem gänzlichen Bruch geschützt. Die Durchbiegung der Pfetten unter der für die beiden Hallen gemeinsamen Traufe hat dazu geführt, daß das Regenwasser dort nicht abfließen konnte.

Als Ersatz wurden in den Schiffen stählerne Fachwerkbinder eingebaut.

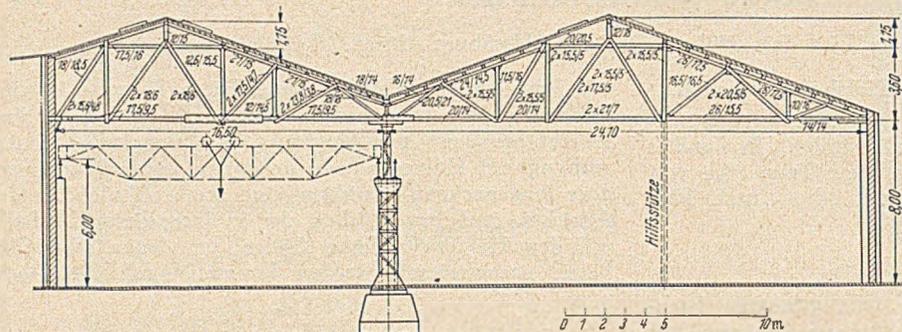


Abb. 5.

3. Lokhalle B. (Abb. 6).

Das Dach der Lokhalle B. wird von zwei einseitigen 11,10 m weit gespannten hölzernen Dreiecksbindern mit gemeinsamer Mittelstütze getragen. Der hintere Teil der Stände 1 bis 8 ist von einem weiteren Dreiecksbinder überdacht.

Über den Bindern liegen die hölzernen Pfetten bis 7,60 m Länge. Die Dachhaut besteht aus Holzschalung mit einfacher Papplage. Das Baujahr ist 1918. Die Dachschalung war im Jahr 1947 so zermürbt, daß ein Mann durchbrach. Aber auch die viel stärkeren Pfetten waren ihren Aufgaben nicht mehr gewachsen. 1948 stürzte ohne äußeren Anlaß eine 6,5 m lange Pfette herunter. Wenn auch der Bruch durch Astquirle begünstigt war, so zeigten dann doch die Festigkeitsprüfungen, daß die Tragfähigkeit des Holzes dieser Pfette erschöpft war. Obgleich Nadelholz eine zulässige Biegespannung von 100 kg/cm²

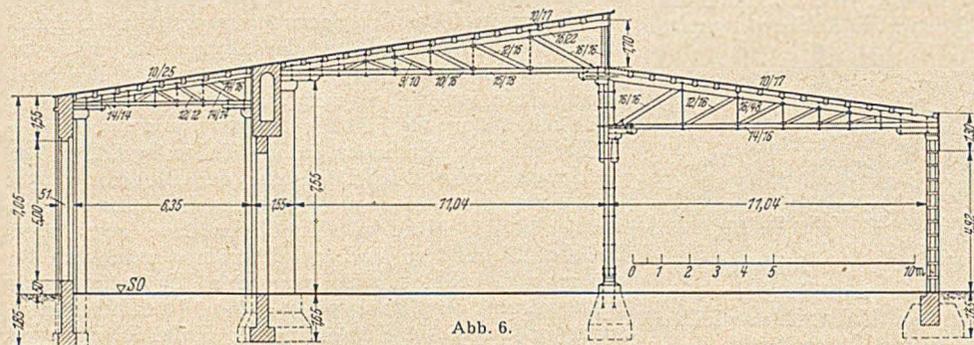


Abb. 6.

und unter gewissen Umständen sogar $\frac{1}{6}$ mehr, also 116 kg/cm² zugemutet werden kann, ging diese Pfette bereits unter Spannungen von 89, 94, 113, 142 kg/cm² zu Bruch. Es kamen allerdings auch Bruchspannungen von 199 und 234 kg/cm² vor. Den Bruchflächen entströmte ein Geruch von schwefeliger Säure, sie waren gelblich gefärbt und zeigten eine glatte Fläche ohne Splitterbildung ähnlich Bruchflächen von metallischen Körpern. Um die Ursache dieses hohen Festigkeitsabfalles zu ergründen, wurde das Holz von der Chemischen Prüfstelle untersucht. Das Gutachten lautete: „Die beiden von Rauchgasen geschwärzten Teile einer gebrochenen Dachpfette zeigen in der Struktur des Holzes eine wesentliche Veränderung. Das Holz ist brüchig und an mehreren Stellen haben sich tiefe Risse gebildet. Durch die Risse und Aststellen sind die Rauchgase in das Innere des Bolzens eingedrungen, und das Holz ist auch im Innern gelbbraun gefärbt. Die bei der Verbrennung von Steinkohlen in den Rauchgasen enthaltenen Schwefel-

verbindungen bilden beim Hinzutreten von Feuchtigkeit schwefelige Säure, die die Holzfasern bei längerer Einwirkung angreift und schließlich zerstört. In den zur Prüfung eingesandten Holzteilen konnte schwefelige Säure einwandfrei nachgewiesen werden... Es kann gesagt werden, daß die gemeinsame Einwirkung der in den Rauchgasen enthaltenen schwefeligen Säure und der Feuchtigkeit die zu Tage getretenen Zerstörungen an der Holzkonstruktion verursacht haben.“

Als nach diesen Prüfungsergebnissen die anderen Pfetten untersucht wurden, wurde fast durchweg festgestellt, daß die vorhandene Durchbiegung ohne Schnee so groß oder noch größer war als die rechnerische Durchbiegung für Eigenlast und Schneelast. Sie beträgt 6 bis 8 cm, also mehr als $\frac{1}{100}$, zulässig ist $\frac{1}{200}$. Bei der Oberlichtpfette sind es sogar 15 cm = $\frac{1}{40}$.

Ferner wurden die Pfetten einer Probelastung unterzogen, und zwar wurde als Höchstbelastung die Wirkung von Schneelast plus 10% zugrunde gelegt. Die Last wurde stufenweise aufgebracht und die Mitwirkung der Schalung berücksichtigt. Bei diesen Versuchen brachen 10 Pfetten z.T. schon bei der Vorlast. Knacken verriet oft, daß die Tragfähigkeit erschöpft war, auch wenn kein Bruch eintrat.

Die Dachbinder sind pfostenlose Binder mit Druckstreben und Rundstahlvertikalen. Der Stahl ist teilweise auf weniger als die Hälfte des ursprünglichen Querschnittes geschwächt. Die Hölzer der Gurte zeigen sehr starke und tiefe Schwindrisse, in die die Rauchgase eindringen und vom Inneren her das Holz zerstören. Sämtliche Bolzen und Muttern sind vom Rost angegriffen und locker. Die Unterlagsscheiben sind vielfach auf Millimeterstärke abgerostet. Alle Binder sind stark durchgebogen.

Die Einspannung auf dem Sattelholz der Mittelstütze ist offenbar aufgehoben. Während der Wandbinder, der bei gleichen Abmessungen nur die Hälfte der Last zu tragen hat, noch die beim Bau vorgesehene Überhöhung von 49 mm über der 0-Linie hat, betragen die Setzungen der drei anderen Binder 24, 53, 76 ja sogar 85 mm unter der

0-Linie. Diese Werte sind ohne Schneelast gemessen. Die zulässige Durchbiegung aus Verkehrslast darf $\frac{1}{400}$ = 16 mm sein.

Es erübrigt sich fast, darauf hinzuweisen, daß auch die beiderseitigen Giebelwände aus Holzfachwerk bis zu 25 cm aus dem Lot stehen und abgestützt werden mußten.

In den Sturmtagen der ersten Märzwoche 1949 wurde ein Drittel des Daches abgedeckt.

4. Lokhalle B. Bahnhof (Abb. 7).

Als Ersatz für das 1943 zerstörte Dach über 15 Ständen wurde 1944 eine neue Konstruktion errichtet, und zwar als Nagelbrett-Fachwerkbinder (Abb. 7 und 8).

Um Kosten zu sparen, wurde der First erheblich niedriger als vorher gelegt, und auch nur eine kleine Entlüftungshaube vorgesehen. Über jedem Stand sind acht Binder von 7,00 m Stützweite gleichlaufend zur Gleisachse angeordnet. Über weiteren Ständen des rechteckigen Anbaues ist dieselbe Bauweise gewählt worden, nur beträgt

hier die Stützweite 8,00 m. Bei der Häufung der breiten Fachwerkstäbe, die zudem sehr niedrig liegen, verzögert sich das Abströmen der Rauchgase. Infolgedessen sind alle Konstruktionsteile den Rauchgasen stark ausgesetzt.

von ein- und mehrteiligen Stäben von der Art, wie sie Bild 9 zeigt, wurden bei der Untersuchung 1949 i. g. 43 festgestellt. Aber nicht nur die Binderstäbe, sondern auch die die Stäbe verbindenden Nägel weisen schwere

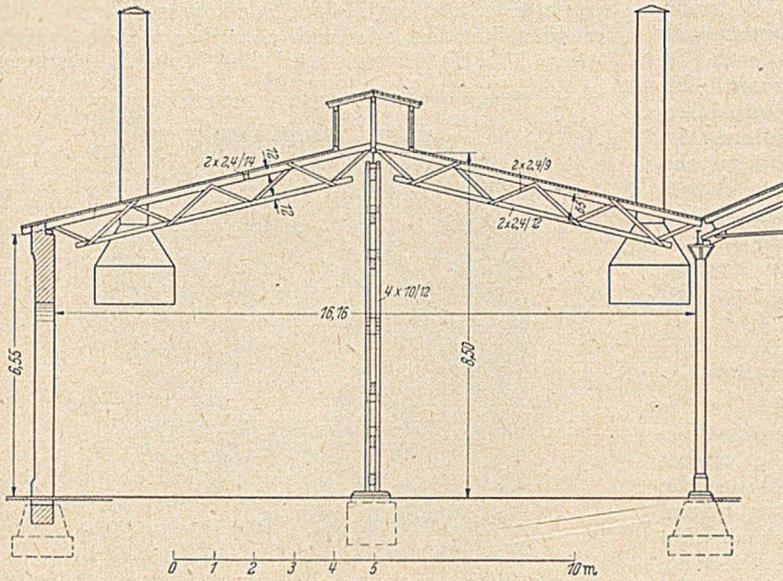


Abb. 7.

Auch hier hat wie bei der Lokhalle die chemische Untersuchung ergeben, daß die Struktur des Holzes durch die schwefelige Säure verändert, und die Tragfähigkeit des Holzes ganz bedeutend herabgesetzt worden ist. Die

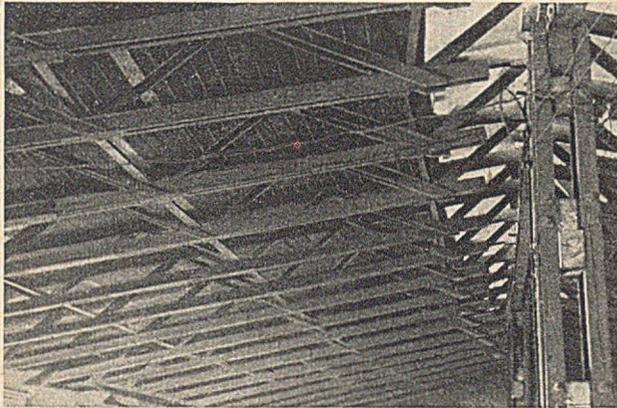


Abb. 8.

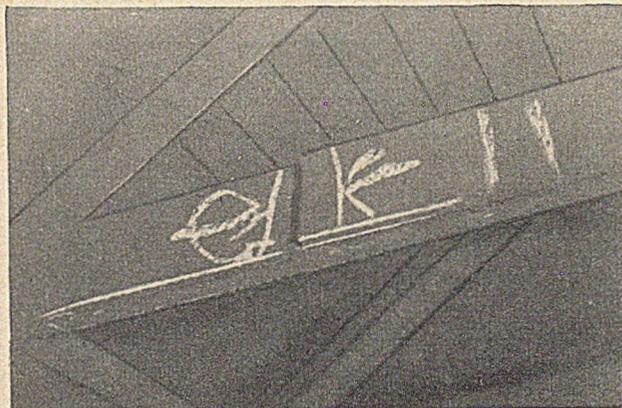


Abb. 9.

Folge zeigt sich in zahlreichen Stabbrüchen. Daß die einteiligen Diagonalen z.T. gänzlich abgefallen sind, ist dabei noch nicht so bedenklich wie die Tatsache, daß auch die zweiteiligen Untergurte an mehreren Stellen in beiden Stäben getrennt sind. Vollständige Durchbrüche

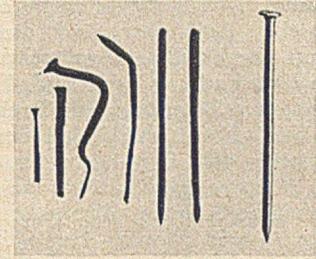


Abb. 10.

Schäden auf. Die Rauchgase haben die durch Rißbildung freigelegten Nägel z. T. gänzlich zerstört. Einen Eindruck der Zerstörung vermittelt Abb. 9, auf der zum Vergleich ein unzerstörter Nagel ebenfalls abgebildet ist.

Wie schnell die Konstruktion verfällt, geht daraus hervor, daß $\frac{3}{4}$ Jahr nach der ersten Untersuchung 72 neue Brüche und Anbrüche gefunden wurden.

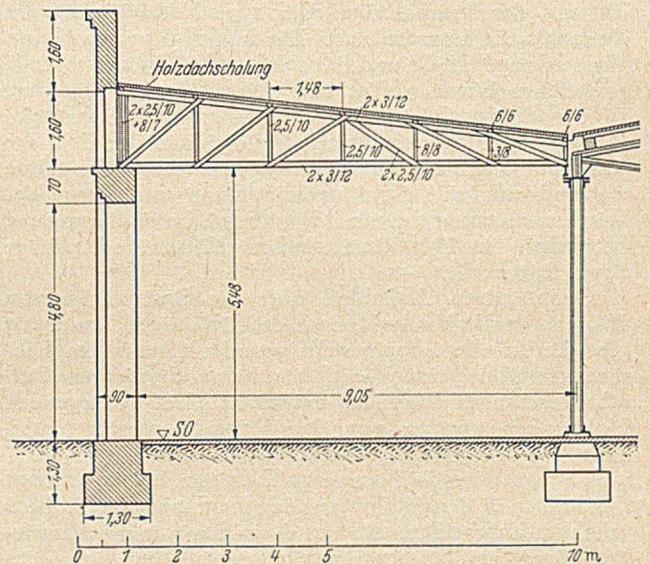


Abb. 11.



Abb. 12.

5. Lokhalle H. (Abb. 11).

Über sechs Ständen der rechteckigen Lokhalle sind im Jahre 1945 hölzerne Fachwerk-Bretterbinder von 11,00 m Stützweite errichtet worden. Der Abstand der Binder beträgt 1,00 m. Die Verhältnisse sind hier dieselben wie

im vorher geschilderten Falle. Bei der Untersuchung 1949 wurden an den 26 Bindern 19 einfache Brüche an ein- und zweiteiligen Stäben und fünf Brüche von zweiteiligen Stäben festgestellt. Mit den morschen und rißgefährdeten Stellen ergeben sich 37 ernste und 6 gefährliche Schäden; Abbildung 12 zeigte eine charakteristische Schadensstelle. Auch hier sind die Nägel durch die Einwirkung der Rauchgase weitgehend abgerostet. Die chemische Untersuchung ergab auch hier das Vorhandensein schwefeliger Säure und eine Strukturveränderung des Holzes. Wie schnell der Verfall der ganzen Konstruktion vonstatten geht, kann man daran erkennen, daß in den drei Monaten nach der ersten Untersuchung drei neue gefährliche Schäden eingetreten sind. Man kann in den Fällen 4) und 5) von einer vollständigen Erschöpfung der Tragfähigkeit nach fünfjähriger Lebensdauer sprechen.

B. Gründe für das Versagen der Holzkonstruktionen.

1. Einwirkung der Rauchgase.

Die Gründe für das Versagen der Holzkonstruktionen liegen in erster Linie in ihrer Schutzlosigkeit gegenüber den Angriffen der Rauchgase. Für die Abführung der Rauchgase sollten eigentlich die Rauchabzüge sorgen. Aber wie allgemein bekannt ist, ist keine Lokhalle frei von Qualm. Sei es, daß Reparaturen eine bestimmte Stellung der Lok erfordern, oder daß Windrichtung, der Zustand der Rauchabzüge oder auch Nachlässigkeit des Personals die Ursache sind. Die in den Rauchgasen aus Wasserdampf (H₂O) und Schwefeloxyd (SO₂) entstehende schwefelige Säure schlägt sich bei geeigneter Witterung an den Konstruktionsteilen nieder. Je nach Stärke der Hölzer und nach ihrer Qualität, die sich in der Zahl der Risse und der Äste äußert, dringt die schwefelige Säure ein und ruft eine Strukturveränderung und Tragfähigkeitsverminderung hervor. Die chemische Untersuchung hat selbst in 13 x 18 cm starken Hölzern schwefelige Säure festgestellt.

Quantitativen Aufschluß über die Bestandteile von Hölzern der Lokhalle B. nach dreißigjähriger Benutzung gibt die Tabelle 1 (aufgestellt von der Chemischen Landesuntersuchungsanstalt S.). Aus dem chemischen Gutachten sei noch folgendes mitgeteilt: „Die vorliegenden Holzproben wurden von den Rauchgasen sehr unterschiedlich angegriffen. Während die Proben 1, 3, 6, 7 und 8 nur einen leichten Angriff erlitten haben, wurden die Proben 2, 4 und 5 wesentlich mehr und die Probe 9 erheblich angegriffen. An den Angriffen war die schwefelige Säure der Rauchgase zweifellos stark beteiligt. Dies geht deutlich aus dem Sulfatgehalt der Holzproben her-

Unterschiede gegenüber voll tragfähigem Holz. Die Bruchstellen sind gelblich-bräunlich, es entströmt ihnen ein deutlich wahrnehmbarer Geruch nach schwefeliger Säure, die Bruchfläche zeigt keine Splitter entsprechend der Faserstruktur des Holzes, sondern ist glatt, ähnlich dem kristallinen oder auch amorphen Gefüge anderer Stoffe (Abb.13). Ferner wird das Holz entsprechend



Abb. 13.

den Jahresringen in einzelne Schalen aufgelöst, so daß Schubspannungen nicht mehr übertragen werden (Abb. 14).

Außer den Prüfungen der Hölzer in der Baustoffprüfstelle der Bundesbahn wurden genaue Festigkeitsuntersuchungen in der Staatl. Materialprüfungsanstalt in St. vorgenommen. Aus dem Ergebnis dieser Untersuchungen sei hier mitgeteilt, daß aus insgesamt 12 Balken, die einem Biegeversuch unterzogen wurden, der Bruch von 6 Balken bei 48 bis 117 kg/cm² eintrat, die Festigkeit also außerordentlich niedrig lag. Die übrigen 6 Balken wiesen Biegefestigkeiten zwischen 191 und 361 kg/cm² auf. Bei

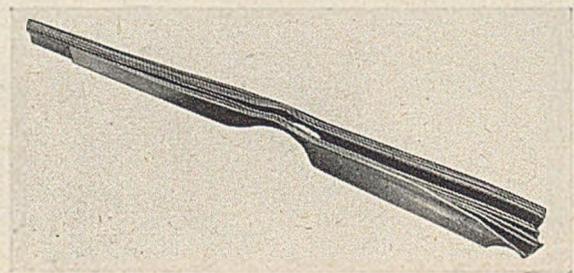


Abb. 14.

Tabelle 1.

Probe	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Querschnitt	17x10	10x10	17x10	12x15	Schalbretter etwa 2,5 stark			16x12	etwa 16x12
Mineralische Bestandteile (Asche)	außen	6,92 %	1,78 %	6,73 %	0,30 %	1,09 %	0,56 %	2,24 %	22,98 %
	innen	0,50 %	0,49 %	0,52 %	0,29 %	0,40 %	0,27 %	0,19 %	0,78 %
Organische Bestandteile (Cellulose, Lignin usw.)	außen	98,47 %	93,08 %	98,22 %	93,27 %	93,70 %	98,91 %	99,44 %	97,76 %
	innen	99,50 %	99,51 %	99,48 %	99,71 %	99,60 %	99,73 %	99,81 %	99,50 %
Sulfatgehalt SO ₄	außen	0,07 %	1,76 %	0,12 %	1,21 %	0,66 %	0,25 %	0,14 %	0,14 %
	innen	0,04 %	0,04 %	0,03 %	0,03 %	0,03 %	0,02 %	0,04 %	0,07 %

vor, der in der Innenzone nur 0,02 bis 0,07 %, in der Außenzone dagegen bis 6,5 % beträgt. Zum Angriff der Hölzer wird auch der Wasserdampf beigetragen haben, der, wenn es sich um reine Verbrennungsgase, wie sie beim Anheizen der Lokomotiven mit Holzfeuerung entstehen, handelt, mit Kohlensäure und Essigsäure vermischt sein kann und sich an den kühleren Teilen einer Halle niederschlägt.“

Beim Befühlen und beim Beklopfen erscheint das Holz einwandfrei. Erst an Bruchstellen erkennt man

den Prüfbalken handelte es sich um durchschnittliche Holzgüte, nämlich Klasse II (s. Tabelle 1).

Ferner sind Normenbiegestäbe mit 2 · 2 cm Querschnitt aus den Randzonen eines Balkens und aus seinem Inneren entnommen worden. Fast ausnahmslos wiesen die Stäbe aus den Randzonen wesentlich geringere Biegefestigkeit auf als diejenigen aus dem Querschnittsinneren. Die Verhältniszahl lag (Tabelle 2) zwischen 0,36 und 0,88, d.h. gerade dort, wo die Biegespannung größer ist, nämlich in der Randfaser, ist die Festigkeit kleiner. 10 Balken

zeigten eine geringere Druckfestigkeit als 280 kg/cm² bei einer zulässigen Druckspannung von 80 kg/cm².

Die Schwerfestigkeit unterschritt (Tabelle 3) bei 7 von 10 Probekörpern den Wert von 40 kg/cm². Sie nimmt von außen nach innen zu (s. Verhältniszahlen). Dieser Verlauf steht somit im Gegensatz zu der Vorstellung

Tabelle 2.

Balken	Elastizitätsmodul kg/cm ²	Biegefestigkeit kg/cm ²	Verhältniszahl der Festigkeit in der Randzone zum Querschnittsinern	Druckfestigkeit kg/cm ²
1	119 900	361	0,88	328
2	80 050	210	0,56	253
3	74 580	198	—	194
4	79 500	105	—	214
5	118 500	191	—	200
6	39 600	117	—	252
7	44 900	101	0,36	155
8	72 200	257	0,83	192
9	98 150	352	—	150
10	64 300	105	—	203
11	73 200	99	—	128
12	—	48	—	—

gleicher Festigkeit in allen Punkten eines Querschnitts, entspricht allerdings damit Erfordernissen bei auf Biegung beanspruchten Bauteilen.

Selbstverständlich erstreckt sich die Einwirkung der Rauchgase auch auf die meist dünnen stählernen Verbindungselemente wie Nägel, Schrauben, Muttern, Bolzen, Dübeln, sofern sie nicht besonders geschützt sind. An ihrer Stelle findet man häufig nur noch kleine Rosthäuflein.

Tabelle 3.

Probekörper	Lage der Scherfläche im Balken	Scherfestigkeit kg/cm ²	Verhältniszahl
1a	Rand	27,5	0,47
1b	Inneres	58,6	
2a	Rand	38,6	0,81
2b	Inneres	47,4	
3a	Rand	31,2	0,80
3b	Inneres	39,1	
4a	Rand	37,7	1,11
4b	Inneres	33,3	
5a	Rand	28,1	0,56
5b	Inneres	49,8	

2. Mängel des Materials.

Eine weitere Ursache für das Versagen der Holzkonstruktionen ist die Verwendung nicht geeigneten Materials. In den meisten Fällen ließen die Verhältnisse (Krieg, der Zwang, um jeden Preis einen baldigen Witterungsschutz zu schaffen) eine sorgfältige Auswahl des Baustoffes nicht zu. Infolgedessen wurde auch nicht genügend abgelagertes Holz eingebaut. Es zeigen sich Drehwuchs, Schrumpfungen und Risse, die ein Eindringen der Rauchgase begünstigen. Auch setzen die zahlreichen Äste, insbesondere wenn sie trocken und rissig werden, die Tragfähigkeit herab.

3. Bausünden.

Selbstverständlich wurden auch Bausünden begangen. So wurden für die Teller-Ringdübel der Knoten die Einfräsungen viel zu tief vorgenommen, wie bei Schadensfall 1 berichtet wurde. Oder der Anschluß von Stäben war exzentrisch. Manchmal wurden auch Stäbe statt auf Zug auf Druck angeschlossen. Beim Fehlen von Unterslagscheiben ziehen sich die Schrauben zentimeterweit ins Holz hinein. In einigen Fällen wurde die Überschreitung der nach den heutigen Bestimmungen zulässigen Spannungen bis 80% nachgewiesen. Da aber die Brüche durchaus nicht unter der vollen Last eingetreten sind — es ist zweifelhaft, ob bei der hier herrschenden unter dem Einfluß der beiden nahen Meere stehenden Witterung die höchste Schneelast jemals wirksam geworden ist —, darf man den Schluß ziehen, daß die Unterdimensionierung nur einen kleinen Beitrag zu dem frühen Verfall der Holzkonstruktionen geliefert haben kann.

C. Abhilfemaßnahmen.

Bei den Abhilfemaßnahmen muß man solche von vorübergehender und solche von dauernder Natur unterscheiden. Zu den ersten zählen Abfangungen und Verstärkungen. In manchen Fällen jedoch erfordern Abfangungen zu hohe Kosten, wenn nämlich der Raum unter der zu unterstützenden Konstruktion frei von Hindernissen bleiben muß. Verstärkungen und, im Falle von Brüchen, Überlaschungen haben nur dann Sinn, wenn die anschließenden Bauglieder noch voll leistungsfähig sind. Dies trifft bei Balkenbindern teilweise zu. Hier besteht auch die Möglichkeit, die Verformung des Binders wieder rückgängig zu machen und übersichtliche statische Verhältnisse zu schaffen. Bei den Bretterbindern jedoch sind die Kräfte von den gebrochenen Traggliedern abgewandert und haben derartige Verformungen der Konstruktion hervorgerufen, daß es bei der durch die Rauchgase verursachten Tragfähigkeitsverminderung nicht ratsam erscheint, die Verformungen zu beseitigen. Mit Überlaschungen kann man nur das Ziel verfolgen, dem Wachsen der Verformungen Einhalt zu gebieten. Das ständige Schwinden der Tragfähigkeit des Holzes setzt diesem Bestreben recht enge Grenzen. Als ultima ratio bleibt der Neubau in einem anderen Material als Holz.

D. Zusammenfassung.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß, so lange kein wirksamer Schutz gegen die schwefelige Säure mit vertretbaren Mitteln gefunden ist, das Holz im Lokhallenbau abzulehnen ist. Von Konstruktionen, die viele Tausende verschlungen haben, muß man eine größere Lebensdauer als 5 Jahre im Falle der Bretterbinder oder als 30 Jahre im Falle der Balkenfachwerksbinder verlangen. Durch gute Entlüftung läßt sich die Haltbarkeit von Holz steigern.

Es ist mir ein Bedürfnis, an dieser Stelle Herrn Amtmann Przibu für seine tatkräftige Mitarbeit zu danken.

Zur Theorie der plastischen Knickung (II).

Von Prof. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Dortmund.

Übersicht: F. R. Shanley hat vor kurzem gezeigt, daß die Theorie der plastischen Knickung eines geraden Stabes nach Fr. Engesser und Th. von Kármán nicht die niedrigste Last liefert, unter welcher der Stab plastisch ausbiegen kann. Abschnitt I berichtet über die grundlegende Arbeit von Shanley [1], während Abschnitt II einige Ergänzungen und kritische Erläuterungen enthält.

Bei plastischen Verformungen (also bei nicht umkehrbaren Vorgängen) kommt es stark auf den zeitlichen Ablauf des Belastungsvorganges an.

I. Bisher wurde bei den Stabilitätsuntersuchungen ausschließlich der Fall betrachtet, daß ein bereits bis zu der „kritischen Grenze“ belasteter Stab „mehr oder weniger plötzlich“ ausbiegt. Die Linie $f = f(P)$ besitzt dann in dem üblichen Verzweigungsdiagramm für die kritische Belastung P_K eine waagrechte Tangente. Die Knickspannung ist $\sigma_K^* = T(\pi/\lambda)^2$, wenn T den (gemischten) Engesser'schen Knickmodul bezeichnet.

Nach Shanley kann der anfänglich gerade Druckstab dagegen schon unter der in manchen Fällen wesent-

lich kleineren Druckspannung $\sigma'_K = E' (\pi/\lambda)^2$ plastisch ausbiegen, wenn gleichzeitig mit dem Eintreten der Ausbiegung auch eine entsprechende Laststeigerung stattfindet (sog. Shanley-Effekt). E' bezeichnet den Tangentenmodul.

Die Theorie des Shanley-Effektes ist ziemlich verwickelt. Für das Beispiel des Druckstabes, der über die ganze Länge plastisch verformt wird, ist die Abhängigkeit $f = f(P)$ für die Umgebung des Verzweigungspunktes von mir berechnet worden, vgl. [2]. F. R. Shanley benutzt in [1] ein stark vereinfachtes Modell eines Druckstabes, um die Zusammenhänge auch für größere Ausbiegungen, wenigstens näherungsweise studieren zu können. Die Idee dieses Modells stammt von E. J. Ryd er.

Das Modell des Druckstabes (Abb. 1) besteht aus zwei starren Beinen, die durch eine zweiteilige Zelle von der Länge l und der Breite l verbunden sind. Die mechanischen Eigenschaften der Zelle können die eines beliebigen Werkstoffes sein. Das Verhalten des Modells entspricht dann etwa dem mittleren Stück eines zweiteiligen Druckstabes mit den gleichen Gurtflächen $F/2$. Im Folgenden werden zwar der leichteren Verständlichkeit halber die in der deutschen Literatur üblichen Bezeichnungen benutzt.

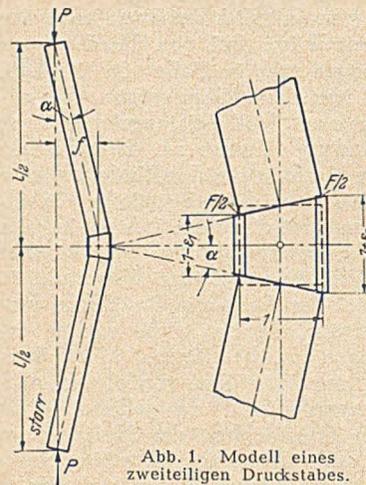


Abb. 1. Modell eines zweiteiligen Druckstabes.

Die Zellengröße wird jedoch wie bei [1] mit $l \cdot l$ beibehalten, trotzdem dies wegen der gestörten Dimensionen der Gleichungen einen Schönheitsfehler darstellt, um einen einfachen Vergleich mit der Quelle [1] zu ermöglichen.

Wenn die Abmessungen der elastisch-plastischen Zelle genügend klein sind im Vergleich zur Stablänge l , dann wirkt die Zelle hinsichtlich der gegenseitigen Verdrehung der beiden starren

Beine wie ein Gelenk in Stabmitte.

In den Zellenwandungen treten bei der Ausbiegung f die Formänderungen ϵ_1, ϵ_2 und Spannungen σ_1, σ_2 auf. Man beachte, daß ϵ und σ die Unterschiede bezüglich eines bestimmten „kritischen“ Belastungszustandes P^0 sind, von dem ab erst die Ausbiegungen eintreten können. Die Vorzeichen sind von Shanley und in Abb. 1 so gewählt, daß auf der Innenseite der Biegung $+\epsilon_1$ und $+\sigma_1$ Druck, auf der Außenseite $+\epsilon_2$ und $+\sigma_2$ dagegen Zug entsprechen. Bei den folgenden Betrachtungen sind zunächst lineare Dehnengesetze $\epsilon_1 = \sigma_1/E_1$ bzw. $\epsilon_2 = \sigma_2/E_2$ vorausgesetzt, die jeweils für einen entsprechenden Bereich genügend genau zutreffen sollen. Über den Verlauf der gesamten σ - ϵ -Linie ist damit keine Annahme gemacht. Die Proportionalität soll lediglich für die (kleinen) Änderungen σ und ϵ gegenüber der „kritischen“ Last P_0 gelten, während die σ - ϵ -Linie für $P < P_0$ beliebige Steigung E' haben kann.

Die Winkeländerung am „Gelenk“ ist $2\alpha = \epsilon_1 + \epsilon_2$ und die Ausbiegung $f = \alpha l/2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) l/4$.

Die Normalkräfte in den Zellenhälften ändern sich dann um

$$\Delta P_1 = \epsilon_1 E_1 F/2 \text{ (Druck),}$$

$$\Delta P_2 = \epsilon_2 E_2 F/2 \text{ (Zug),}$$

wenn E_1 bzw. E_2 die oben eingeführten Dehnkonstanten für die betr. Dehnungsänderungen bezeichnen. Die Druckkraft des Stabes ändert sich dabei insgesamt um

$$\Delta P = \Delta P_1 - \Delta P_2 = (\epsilon_1 E_1 - \epsilon_2 E_2) \cdot F/2. \quad (1)$$

Das Biegemoment in Stabmitte ist

$$M = P \cdot f = (P_0 + \Delta P) \cdot (\epsilon_1 + \epsilon_2) l/4$$

bzw. durch die Schnittkräfte ausgedrückt

$$M = (\Delta P_1 + \Delta P_2) \cdot l/2 = (\epsilon_1 E_1 + \epsilon_2 E_2) \cdot F/4.$$

Setzt man beide Werte gleich, so folgt die äußere Last zu

$$P = \frac{F(\epsilon_1 E_1 + \epsilon_2 E_2)}{l(\epsilon_1 + \epsilon_2)} \quad (2)$$

Diese Gl. (2) enthält sowohl die Eulersche Knicklast, wie die nach Eng eß er-v. K á r m á n.

Nach der klassischen Knicktheorie tritt Knicken ein für zunächst unveränderte Druckkraft, d. h. für $\Delta P = 0$. Bei Knickung im elastischen Bereich ist $E_1 = E_2 = E$, so daß

$$P_{KE} = EF/l \text{ (Eulerlast).} \quad (3)$$

Der Wert der Ausbiegung f bleibt unbestimmt, ebenso wie bei der gewöhnlichen Theorie des elastischen Stabes auch.

Für $E_1 = E_2 = E'$ (Tangentenmodul) erhält man die (nicht verbesserte) Eng eß er-Knicklast

$$P'_K = E' F/l \text{ (Eng eß er 1889).} \quad (4)$$

Aber auch die der Theorie von Eng eß er-v. K á r m á n entsprechende Knicklast ist in Gl. (2) enthalten. Ist auf der Innenseite des gebogenen Stabes $E_1 = E' = \tau E$ und auf der Außenseite wegen der dort für $\Delta P = 0$ eintretenden Entlastung $E_2 = E$, so folgt

$$P'_K = \frac{EF}{l} \cdot \frac{\tau \epsilon_1 + \epsilon_2}{\epsilon_1 + \epsilon_2}$$

Aus der Bedingung $\Delta P = 0$ kann man $\epsilon_2 = +\tau \epsilon_1$ berechnen, womit die Knicklast im plastischen Bereich gleich

$$P'_K = \frac{EF}{l} \cdot \frac{2\tau}{1+\tau} = \frac{TF}{l} \quad (5)$$

(Eng eß er 1895 — v. K á r m á n 1909),

worin $T = E \cdot 2\tau/(1+\tau)$ dem Eng eß erschen Knickmodul entspricht. Auch hier bleibt die Ausbiegung f in der Umgebung des Verzweigungspunktes unbestimmt.

Völlig andere Zusammenhänge bestehen dagegen, wenn sich die Größe von P während des Ausbiegevorganges ändert (sog. Shanley-Effekt).

Wir führen die Verhältniszahl $k = E_2/E_1$ ein, wobei auf der Innenseite der Biegung der Tangentenmodul $E_1 = E'$ gilt. Sodann wird

$$P = P'_K \frac{\epsilon_1 + k \epsilon_2}{\epsilon_1 + \epsilon_2} \quad (6)$$

P'_K ist die Abkürzung nach Gl. (4). Während die Ausbiegung f eintritt, steigt die Druckkraft um

$$\Delta P = P'_K \cdot l (\epsilon_1 - k \epsilon_2)/2. \quad (7)$$

Shanley eliminiert nun ϵ_1 mittels der Gleichung

$$\epsilon_1 = 4f/l - \epsilon_2.$$

Aus Gl. (6) erhält man so für beliebige Werte k

$$P = P'_K \left\{ 1 + (k-1) \frac{(\epsilon_2 l)}{4f} \right\}, \quad (8)$$

$$\Delta P = P'_K \left\{ 2f - \frac{k+1}{2} (\epsilon_2 l) \right\}. \quad (9)$$

Shanley macht nun in [1] S. 265 die Hypothese (by assuming that), daß die Last, von der ab Ausbiegungen eintreten, $P_0 = P'_K$ sei. Nun ist aber $P_0 = P - \Delta P$, d. h. mit dieser Annahme von Shanley folgt

$$P'_K = P'_K \left\{ 1 - 2f + (\epsilon_2 l) \left[\frac{k+1}{2} + \frac{k-1}{4f} \right] \right\}.$$

Daraus erhält man die Beziehung

$$(\epsilon_2 l) = \frac{8f^2}{(k-1) + (k+1) \cdot 2f} \quad (10)$$

und nach Elimination von $(\epsilon_2 l)$ die grundlegende Gleichung:

$$P = P'_K \left\{ 1 + \frac{1}{\frac{k+1}{k-1} + \frac{1}{2f}} \right\} = P'_K \cdot R. \quad (11)$$

Man erkennt daraus, daß gilt

$$P_0 = P'_K \text{ für } f=0 \text{ und}$$

$$P_\infty = P'_K \frac{2k}{k+1} = P''_K \text{ für } f \rightarrow \infty.$$

Aus Gl. (10) sieht man, daß auf der Außenseite tatsächlich wie in Abb.1 gezeichnet, eine Entlastung eintritt, weil der Wert $(\epsilon_2 l)/f$ positiv ausfällt. Weiter ist $k \neq 1$, so daß $E_2 = E$ wird und $k = E/(\tau E) = 1/\tau$. Die Gl. (11) kann also auch wie folgt geschrieben werden:

$$P = P'_K \left\{ 1 + \frac{1}{\frac{1+\tau}{1-\tau} + \frac{1}{2f}} \right\} = P'_K \cdot R. \quad (12)$$

In Gl. (11) und (12) ist $R = \{ \}$ die Verhältniszahl, welche das Ansteigen der Druckkraft P beim Eintreten der Ausbiegung f kennzeichnet. In Abb. 2 ist $R = R(f)$ dargestellt, und zwar für $E_1 = 0,5 E$ bzw. $E_1 = 0,75 E$. Der zugehörige Grenzwert für $f \rightarrow \infty$ ist $R_\infty = 4/3$ bzw. $8/7$.

Bei der Beurteilung dieser Formeln wie von Abb. 2 ist nicht zu vergessen, daß das Gesetz der linearen Dehnungszunahme auf der Innenseite $\epsilon_1 = \sigma_1/E_1$ im Allgemeinen nur für einen engen Bereich brauchbar sein wird.

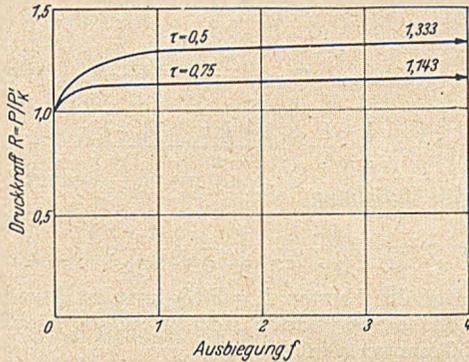


Abb. 2. Druckkraft und Ausbiegung für $E_1 = E' = \text{konst.}$

Wenn der Tangentenmodul E' mit wachsenden Spannungen kleiner wird, so steigen die Kurven $R = R(f)$ in Abb. 2 nur bis zu einem Höchstwert $\max P$, um dann wieder zu fallen.

Shanley weist besonders darauf hin, daß die Versuchswerte für $\max P$ bei angenähert konstantem E' oft näher an der Knickspannungslinie σ'_K nach Engeser—v. Kármán liegen, als bei σ'_K .

Die Gleichungen sind ferner nicht anzuwenden, wenn $E' = 0$ ist, weil dann die Höchstlast durch die zugehörige Spannung, d. h. die Fließgrenze bestimmt wird.

Für die Voraussetzung Shanleys $P_0 = P'_K$ sind die Dehnungsunterschiede nach dem Ausbiegen des Stabes gleich

$$\epsilon_1 = \frac{4f}{l} \left\{ 1 - \frac{2f}{(k-1) + (k+1) \cdot 2f} \right\} \text{ (Druck),} \quad (13a)$$

$$\epsilon_2 = \frac{4f}{l} \cdot \frac{2f}{(k-1) + (k+1) \cdot 2f} \text{ (Zug).} \quad (13b)$$

Eine andere Form für ϵ_1 und ϵ_2 erhält man, wenn aus Gl. (12) der Wert $f = f(R)$ berechnet und in Gl. (13) eingesetzt wird.

Mit $2f = \frac{1}{\left(\frac{1}{R-1} - \frac{k+1}{k-1}\right)}$ folgt so

$$\epsilon_1 = \frac{2(k-R)}{l \left\{ \frac{k-1}{R-1} - (k+1) \right\}}, \quad (14a)$$

$$\epsilon_2 = \frac{2(R-1)}{l \left\{ \frac{k-1}{R-1} - (k+1) \right\}}. \quad (14b)$$

Die Gl. (13) und (14) können dazu benutzt werden, um die Randdehnungen und die dazu proportionalen Randspannungen als Funktion der Ausbiegung f bzw.

der Belastungshöhe R darzustellen. Vor Eintritt der Ausbiegung ist allein die mittlere Spannung $\sigma = P/F$ für die Größe der Stauchung ausschlaggebend. Dies gilt bis zur kritischen Spannung $\sigma'_K = E'/l = \tau E/l$, entsprechend $R = 1$.

Die zugehörige Gesamtstauchung kann jedoch nicht angegeben werden ohne Kenntnis des ganzen Verlaufes der $\sigma - \epsilon$ -Linie.

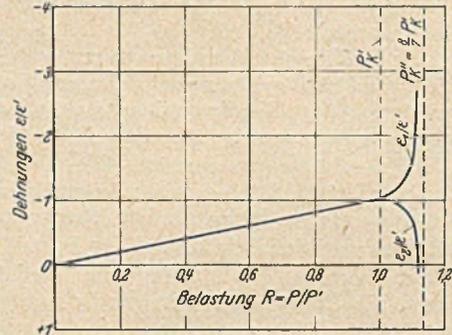


Abb. 3. Dehnungen beim plastischen Ausknicken (Shanley-Effekt).

Für die Auftragung von Abb.3 vergleicht Shanley mit der Dehnung

$$e' = \sigma'_K/E = \tau/l = 1/k l, \quad (15)$$

die sich bei gleichgroßer Spannung im elastischen Bereich ergeben würde. Bei gekrümmter $\sigma - \epsilon$ -Linie ist die tatsächliche Dehnung u. U. erheblich größer als e' , was aber in Abb.3 nicht berücksichtigt ist. Für die Ergebnisse ist dies unwesentlich, da es in Abb.3 lediglich auf die Verhältniswerte der Dehnungen ϵ_1/e' und ϵ_2/e' oberhalb der Verzweigungspunkte ankommt. Die Kurven in Abb.3 entsprechen, trotzdem sie aus dem äußerst vereinfachten Modell Abb.1 hergeleitet sind, durchaus den gemessenen Werten.

Shanley bemerkt, daß die Verallgemeinerung der Theorie von dem primitiven Modell auf die Druckstäbe der Wirklichkeit weitgehend nur eine mathematische Frage sei. Die Grundprinzipien der plastischen Knickung seien schon im Modell vorhanden und würden durch diese Verallgemeinerung nicht berührt. Shanley hält deshalb die folgenden Schlußfolgerungen für berechtigt:

1. Ein gerader Stab bleibt unter genau zentrischer Druckbelastung nur bis P'_K gerade, nicht aber bis P''_K wie man bisher nach der klassischen Knicktheorie annahm.
2. Die Knicklast $\max P$ ist größer als P'_K , sie kann aber P''_K im allgemeinen nicht übersteigen.
3. Lasten $P > P'_K$ erzeugen plastische Biegung.
4. In einem Teil des Stabquerschnitts wird die Spannung σ'_K niemals überschritten.
5. Für $P > P'_K$ wachsen die Dehnungen in einem Teil des Querschnitts viel schneller als der Durchschnittswert $\epsilon_n = \Delta P/E E'$.
6. Bei den Baustählen ist die Zunahme von P über den Wert P'_K hinaus dadurch begrenzt, daß der Tangentenmodul E' mit steigender Spannung abnimmt.
7. Der hier betrachtete Modellstab kann die Belastung P''_K nicht ertragen, wenn er nicht seitlich gestützt wird, während man die Last aufbringt.
8. Werden Ausbiegungen während des Lastaufbringens verhindert, so trägt ein Stab im plastischen Bereich nach Entfernung der seitlichen Stützung eine größere Belastung, als wenn die Belastung ohne solche Stützung aufgebracht worden wäre.
9. Die Knicklast P'_K (Engeser 1889) sollte deshalb als Basis zur Bestimmung der Knicklast im plastischen Bereich benutzt werden.

In einer Diskussion, die sich an den Vortrag von Shanley anschloß, wies Th. v. Kármán darauf hin, daß in den letzten Jahrzehnten zwar schon mannigfaltige

Einwände gegen die klassische Theorie der Knickung im plastischen Bereich erhoben worden seien, die aber meist als unzutreffend erkannt wurden. Nun käme Shanley mit einem Einwand, welcher sehr der Beachtung wert sei.

Die klassische Knicktheorie beantwortet allein die Frage nach der Höhe der (konstanten) Knicklast, unter der die gerade Gleichgewichtsform des Stabes indifferent wird. Die Frage, wie und ob diese Lasten aufzubringen sind, bleibt unberücksichtigt.

Shanley brachte eine Verallgemeinerung der Fragestellung: Welches ist die niedrigste Belastung, unter der eine Verzweigung des Gleichgewichtes stattfinden kann, einerlei ob $P_K = \text{konstant}$ ist oder ob P während des Eintretens der Ausbiegungen ansteigt. Th. v. Kármán weist hier darauf hin, daß eine solche Verzweigung nicht nur von P'_K ab eintreten kann, sondern ebenso auch von jedem Zwischenwert der Belastung $P'_K \leq P_0 \leq P''_K$. Die Steigung der Kurven $P = P(f)$ ist am steilsten für $P_0 = P'_K$, und die Kurven gehen in die bekannte Waagrechte über für $P_0 = P''_K$.

Ursache für den Shanley-Effekt ist nicht etwa die Nichtlinearität der σ - ϵ -Linie, sondern der Umstand, daß der Vorgang bei der plastischen Verformung nicht umkehrbar ist: Es gibt unendlich viele Werte der bleibenden Dehnung zur gleichen Spannung, je nach der Geschichte des Be- und Entlastungsvorganges. Daraus ergibt sich, daß der Begriff der Stabilitätsgrenze für nicht umkehrbare Vorgänge neu gefaßt werden muß. Dies erkannt zu haben ist das große Verdienst von Shanley.

Die Gl. (4) mit dem Tangentenmodul P'_K gibt zwar nicht die größte Druckkraft, welche der Stab ohne Ausbiegung ertragen kann. Sie bleibt aber auf der sicheren Seite und kann deshalb für die praktische Berechnung von Knicklasten empfohlen werden. Die tatsächliche Höchstlast $\max P$, die zwischen den Werten P'_K und P''_K liegt, ist nur schwer zu ermitteln, und deshalb wenig geeignet für den praktischen Gebrauch.

II. Ergänzungen und Bemerkungen.

Die Ausführungen des Abschnittes I entsprechen dem wesentlichen Inhalt von [1]. Einige Ergänzungen zu den Gedankengängen und Rechnungen von Shanley seien hier angefügt.

Die von Shanley als Hypothese eingeführte Gleichung $P_0 = P'_K$ stellt nur eine der möglichen Lösungen des Problems dar, nicht aber die einzige. Entsprechend dem Hinweis von Th. v. Kármán betrachten wir jetzt die Zusammenhänge für eine beliebige Ausgangslast

$$P_0 = P'_K + \mu (P''_K - P'_K) \tag{16}$$

mit $0 \leq \mu \leq 1$ und $P''_K - P'_K = P'_K \frac{k-1}{k+1}$. Diese vorgegebene Größe ist anderseits auch gleich, siehe Gl. (8) u. (9),

$$P_0 = P - \Delta P$$

oder
$$P_0 = P'_K \left\{ 1 - 2f + (\epsilon_2 l) \cdot \left[\frac{k-1}{4f} + \frac{k+1}{2} \right] \right\} \tag{17}$$

Durch Vergleichen von Gl. (16) und (17) ergibt sich eine Beziehung zwischen f und $(\epsilon_2 l)$, nämlich

$$(\epsilon_2 l) = 4f \cdot \frac{\mu \frac{k-1}{k+1} + 2f}{(k-1) + (k+1) \cdot 2f} \tag{18}$$

und damit die zugehörige Druckkraft $P = P(f)$ zu

$$P = P'_K \left\{ 1 + \frac{\mu \frac{k-1}{k+1} + 2f}{1 + \frac{k+1}{k-1} \cdot 2f} \right\} \tag{19}$$

Für zahlenmäßige Berechnungen ist der folgende Weg bequemer. Bezeichnet $x = \epsilon_2 / \epsilon_1$ das Verhältnis der Dehnungen, bei der Vorzeichenfestsetzung nach Abb. 1 also $x > 0$ für den Fall der Entlastung auf der Bogenaußenseite, so gelten allgemein die folgenden Gleichungen:

$$P = P'_K \frac{1+kx}{1+x} \tag{20a}$$

$$\Delta P = P'_K \frac{1-kx}{1+x} \cdot 2f \tag{20b}$$

$$P_0 = P'_K \left\{ \frac{1+kx}{1+x} - 2f \cdot \frac{1-kx}{1+x} \right\} \tag{20c}$$

$$4f = l \epsilon_1 (1+x) \tag{20d}$$

Bei vorgegebenem Wert der Ausgangslast, s. Gl. (16), gilt also

$$1 + \mu \frac{k-1}{k+1} = \frac{1+kx}{1+x} - \frac{1-kx}{1+x} \cdot 2f,$$

woraus die Beziehung folgt

$$f = \frac{k-1}{2(1-kx)} \left\{ x - \mu \frac{1+x}{k+1} \right\} \tag{21}$$

Der Verlauf der Kurven $P = P(f)$ usw. ist danach leicht für eine Reihe von Werten x zu errechnen. Dabei kommen als Grenzwerte in Betracht

$$\max x = 1/k \text{ für } f \rightarrow \infty$$

und

$$\min x = \mu / (k+1 - \mu) \text{ für } f = 0.$$

Negative Werte f sind nach der Ableitung von Gl. (21) ausgeschlossen. Für $f=0$ ist zwar $x=0$ bei $\mu=0$, dagegen ist $x \neq 0$, wenn $\mu > 0$.

Zahlenbeispiel: Für $E_1 = 0,5 \cdot E$ oder $k = 2$ ergeben sich die in der Tabelle eingetragenen Werte. Man vergl. auch Abb. 4.

k = 2	$\mu = 0$		$\mu = 0,5$	
	P/P'_K	f	P/P'_K	f
0	1,0	0	—	—
0,1	1,0909	0,0625	—	—
0,2	1,1667	0,1667	1,1667	0
0,3	1,231	0,3750	1,231	0,1042
0,4	1,285	1,000	1,285	0,4167
0,5	1,333	∞	1,333	∞

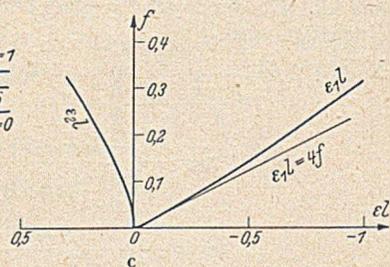
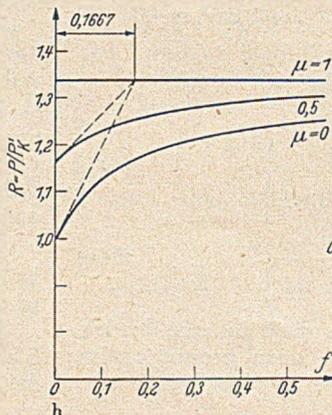
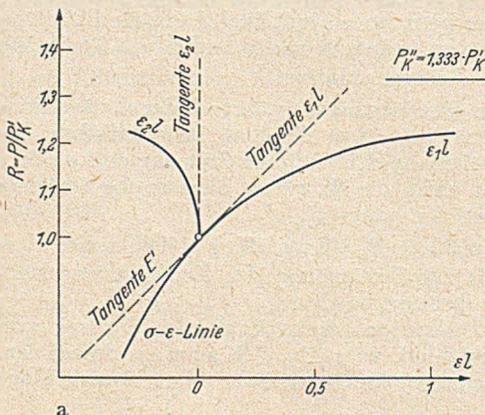


Abb. 4. Beispiel $E_1 = 0,5 E$.

Professor Ernst Neufert,
Darmstadt, hat die Aufgabe,

**DYCKERHOFF
WEISS**

kühn, anregend, werkstoffgerecht
und modern darzustellen,
in nicht alltäglicher Weise
gelöst.

Wir glauben, daß unser
Pavillon auf der

**CONSTRUCTA IN
HANNOVER**

dessen Konstruktion
und Berechnung

Prof. Dr. Ing. Mehmel, Darmstadt,
durchführte, seine Aufgabe
gut erfüllen wird:

Viele wertvolle Anregungen
zu geben, Interessenten
gründlich zu informieren,
einen bleibenden Eindruck
zu prägen und auch . . .

Atem holen zu lassen - - -
für die Anstrengungen
dieser großen Ausstellung.

Sie sind herzlich willkommen.
Der Turm unseres Pavillons
wird ein Wegweiser sein!



DYCKERHOFF Portland-Zementwerke A.G.
Wiesbaden-Amöneburg
Freigelände West Stand 2

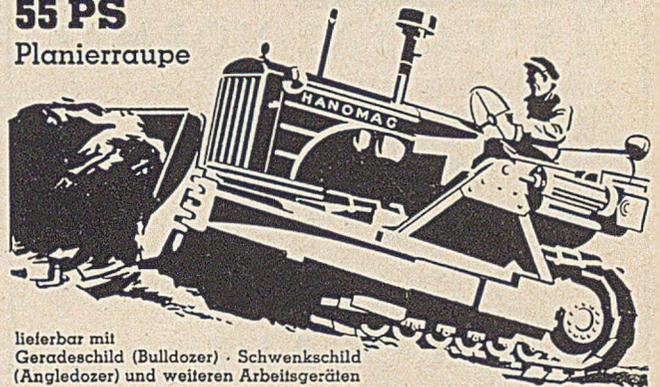


45 PS
Radschlepper
mit Frontlader
Ladeleistung
1000-1500 kg

*Kürzere
Bau-
zeiten*

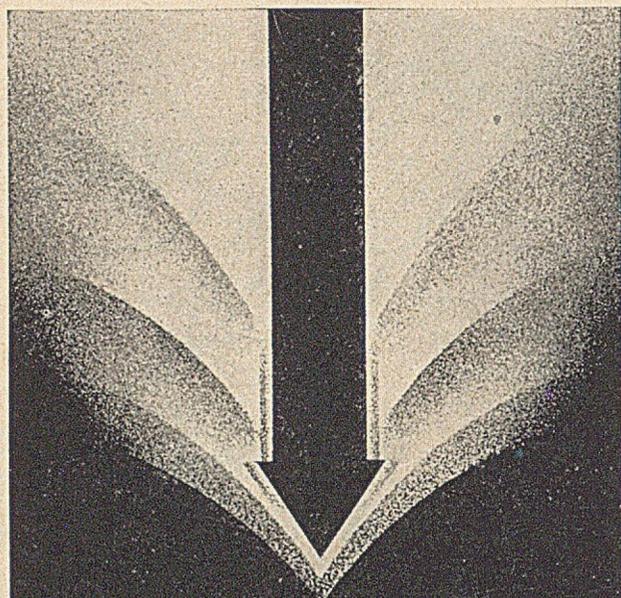
MIT
HANOMAG
HOCHLEISTUNGSMASCHINEN

55 PS
Planierraupe



Lieferbar mit
Geradeschild (Bulldozer) · Schwenschild
(Angledozer) und weiteren Arbeitsgeräten

Das gesamte HANOMAG-Programm
für Bauwirtschaft und Industrie sehen
Sie auf der Constructa in Hannover
(Freigelände)



MECHANISCHE
**BODEN
VERDICHTUNG**

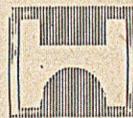
NACH DEM RÜTTELDRUCKVERFAHREN D. R. P.
BIS ZU GRÖSSTEN TIEFEN
DAMMVERDICHTUNG BIS 35 METER JE STUFE


JOHANN KELLER
GEGR. 1860
FRANKFURT A.M.

RENCHEN-BD. HAMBURG

PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT, FRANKFURT A. M.



Berlin · Bremen · Düsseldorf · Hamburg
Hannover · Kiel · Koblenz · Köln · Mannheim
München · Münster · Nürnberg · Stuttgart

**HOCHBAU, TIEFBAU
STAHLBETONBAU
STEINMETZBETRIEBE
ZIEGELEIEN**

TRICOSALS III

das bewährte Schnellbindemittel für
eilige Zementarbeiten, z. B. Abdichtung
von Kellern usw., Ausbesserung von
Betonfußböden, Vergießen von Ma-
schinen, Ankerbolzen usw.

TRICOSAL NORMAL

Zement-Dichtungsmittel

STONOSAL

pulverförmiges Dichtungsmittel gegen
Schlagregen

ACOSAL E 128

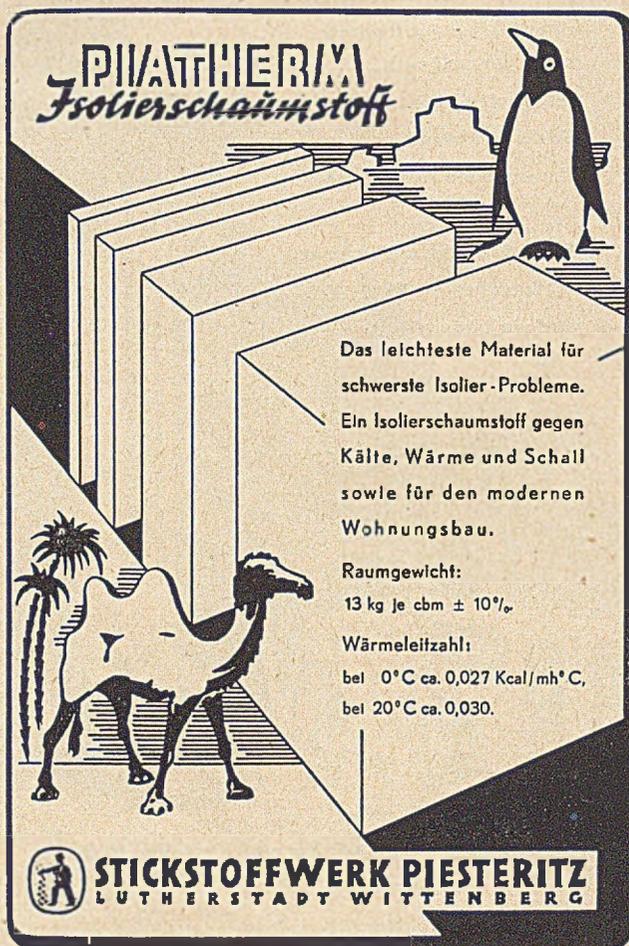
Anstrichmittel für Pappdächer und
Fundamente

NEOCOSALE

Wasserabweisender Außenanstrich gegen
Schlagregen

Wir untersuchen Ihre Baustoffe kostenlos betr. Verarbeit-
barkeit mit unseren Tricosal-Produkten. Senden Sie uns
2-kg-Muster unter genauer Angabe der Marken und Ihrer
Verarbeitungswünsche. Wir beraten Sie dann schleunigst.

Pharma-VVB Chemische Fabrik Grünau
Berlin-Grünau Tel. 63 22 61



PIESTERITZ
Isolierschäumstoff

Das leichteste Material für
schwerste Isolier-Probleme.
Ein Isolierschäumstoff gegen
Kälte, Wärme und Schall
sowie für den modernen
Wohnungsbau.

Raumgewicht:
13 kg je cbm ± 10%

Wärmeleitzahl:
bei 0°C ca. 0,027 Kcal/mh°C,
bei 20°C ca. 0,030.

 **STICKSTOFFWERK PIESTERITZ**
LUTHERSTADT WITTENBERG

Es ist noch interessant die Dehnungen nach Gl. (13) (Shanleys Fall $P_0 = P'_K$, d. h. $\mu = 0$) für das gleiche Beispiel $k = 2$ mit den Werten zu vergleichen, die bei gleichgroßen Durchbiegungen f auftreten, wenn sich das Modell gemäß der klassischen Knicktheorie ($P_0 = P'_K$, d. h. $\mu = 1$) ausbiegt.

f	$\mu = 0$ Shanley		R	$\mu = 1$ Engesser - v. Kármán		R
	$\epsilon_1 l$	$\epsilon_2 l$		$\epsilon_1 l$	$\epsilon_2 l$	
0,05	0,1864	0,0154	1,0769	0,1333	0,0667	1,3333
0,10	0,3500	0,0500	1,1250	0,2667	0,1333	1,3333
0,20	0,6545	0,1455	1,1817	0,5333	0,2667	1,3333
0,30	0,9428	0,2572	1,2143	0,8000	0,4000	1,3333
∞	$\epsilon_1 l = 4f \left(1 - \frac{1}{3+f/2}\right)$		1,3333	$\epsilon_1 l = 4f \cdot 2/3$		1,3333
	$\epsilon_2 l = 4f/(3+f/2)$			$\epsilon_2 l = 4f/3$		

Die Werte der Tabelle sind in Abb. 5 dargestellt. Man erkennt daraus deutlich den Unterschied im kinematischen Verhalten des Modells. Man beachte das Wandern der „Null-Linie“.

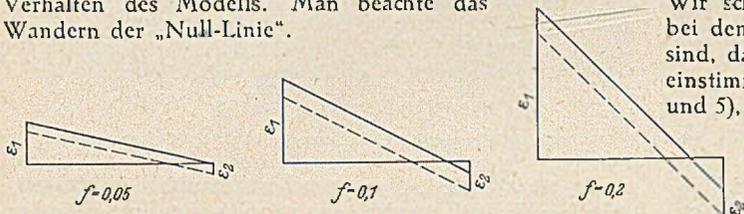


Abb. 5. Dehnungen nach Shanley ($\mu = 0$, volle Linien) und nach Engesser - v. Kármán ($\mu = 1$, gestrichelt).

Die vorstehende Rechnung zeigt, daß für alle Anfangslasten $P'_K \leq P_0 \leq P'_K$ ausgebogene Gleichgewichtslagen des Modells möglich sind, sobald die Belastung $P > P_0$ wird und die besonderen Maßnahmen entfernt sind, welche vorher notwendig waren, um den Ausgangszustand $P = P_0$ bei $f = 0$ zu erreichen. Die Shanleysche Hypothese $P_0 = P'_K$ (entsprechend $\mu = 0$) ist also darin mitenthalten.

Den Fall $P_0 > P'_K$ (entsprechend $\mu > 1$) brauchen wir nicht weiter zu betrachten. Es ist bekannt, daß dafür der gerade Gleichgewichtszustand $f = 0$ auch für unveränderliche Belastung, d. h. für $\Delta P = 0$, labil ist. Aus Gl. 21 ergeben sich für $f = 0$ mit $\mu > 1$ Werte $x > 1/k$. Aus $\Delta P < 0$ erkennt man den Widerspruch: P'_K ist die obere Lastgrenze, für die Gleichgewichtslagen $f \neq 0$ möglich sind.

Die untere Grenze $P_0 = P'_K$ ($\mu = 0$) ist dagegen noch etwas näher zu betrachten, ebenso der Fall $\mu < 0$ und die sonstigen Voraussetzungen der Berechnung.

$\mu = 0$ ist nach Gl. (21) bei $f = 0$ der Spannungsverteilung $x = 0$ zugeordnet, vgl. auch Abb. 4 und 5.

Die Annahme $\epsilon_2 < 0$ einer Stauchung auf der Außenseite führt zum Widerspruch. Wenn nämlich ϵ_2 ebenfalls

eine Stauchung ist, folgt $E_2 = E_1$ oder $k = 1$. Die Momentengleichung für den ausgebogenen Stab ist dann wegen $f > 0$, $\epsilon_1 > 0$, $\epsilon_2 < 0$ nur zu erfüllen, wenn $P = P'_K$ ist, s. auch Gl. 2. Da die Gesamtbelastung P konstant bleibt, liegt ein indifferentes Gleichgewicht vor. Die Laständerung bei der Ausbiegung um f ist aber nach Gl. 1 gleich $\Delta P = P'_K \cdot l (\epsilon_1 - \epsilon_2)/2$.

Aus $P = P'_K$ folgt aber $\Delta P = 0$, d. h. die gemachten Voraussetzungen wären nur zu erfüllen durch $\epsilon_2 = +\epsilon_1$ (was oben ausgeschlossen wurde) oder durch $\epsilon_1 = \epsilon_2 = f = 0$ was sinnlos ist. Den Widerspruch erkennt man auch aus Gl. 20b, die für $f \neq 0$ den Wert $kx = +1$ fordert. $\epsilon_2 < 0$ entspricht aber $x < 0$, so daß diese Gleichung nicht erfüllt werden kann. Wir schließen daraus, daß Gleichgewichtszustände $f > 0$ mit $\epsilon_2 < 0$ nicht möglich sind.

Der Fall $\epsilon_2 = 0$, entsprechend $x = 0$, ist dagegen möglich und bei dem von Shanley untersuchten Fall $P_0 = P'_K$ bereits vorgekommen. Bei $\epsilon_2 = 0$ gelten die folgenden Beziehungen: $\epsilon_1 l = 4f$, weiter $\Delta P = P'_K \cdot 2f$ und $P = P'_K$, letzteres unabhängig von der Größe f . Wenn aber $\Delta P \neq 0$ ist, kann P für $f > 0$ nicht konstant sein, d. h. es kann die Annahme $\epsilon_2 = 0$ nicht mehr zutreffen. Wir schließen daraus, daß Verformungszustände $\epsilon_2 = 0$ bei dem Modell nur am Anfang der Ausbiegung möglich sind, daß aber später $\epsilon_2 \neq 0$ sein muß. Dies ist in Übereinstimmung mit den Ergebnissen für das Beispiel (s. Abb. 4 und 5), sowie mit den allgemeinen Gl. 13b und 14b.

Wir betrachten schließlich noch den Fall $P_0 < P'_K$ entsprechend $\mu < 0$ und fragen, ob P'_K wirklich die kleinste Druckkraft ist, von der ab Ausbiegungen auftreten können.

Für $\mu < 0$ müßte nach Gl. 21 auch $x < 0$ sein, d. h. $\epsilon_2 < 0$, was oben bereits als unmöglich erkannt worden ist.

Der Minimalwert von $P_0 = P_0(x, f)$ nach Gl. 20c, nämlich $P_0 = P'_K$, tritt bei beliebiger Spannungsverteilung x ein, wenn $k = 1$ ist. Aus $\Delta P = 0$ folgt dann $x = 1$, was nur im elastischen Bereich möglich ist. Im plastischen Bereich führt $\epsilon_2 = +\epsilon_1$ wegen $k = 1$ zu Widersprüchen.

Zusammenfassend kann man daher feststellen, daß für $P < P'_K$ keine Gleichgewichtslagen mit $f \neq 0$ möglich sind. Die von Shanley angegebene Last $P_0 = P'_K$ ist tatsächlich die kleinste Druckkraft, von der ab plastische Ausbiegungen eintreten können, während die Belastung gesteigert wird.

Aus den vorstehend angedeuteten Betrachtungen erkennt man die Spannungsumkehr bei „2“ als Ursache der Unstetigkeit: für $\epsilon_2 > 0$ (Entlastung auf der Außenseite der Biegung) gilt $E_2 = E$, während für $\epsilon_2 < 0$ (weitere Belastung) $E_2 = E'$ gilt. Der Wert $\epsilon_2 = 0$, wenigstens am Anfang der Ausbiegungen, gibt daher die untere Grenze $\min P_0 = P'_K$ für das nach bisherigen Auschauungen so überraschende Verhalten des Modells.

Literatur:

1. F. R. Shanley: Journ. Aeron. Sci. 14 (1947) S. 261—268.
2. F. Schleicher: Bauingenieur 26 (1951) S. 139—141.

Versuche über Kabelschellen anlässlich des Baues der Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen 1938.

Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart, und Dipl.-Ing. Hermann Maier, Stuttgart-Kornthal.
(Fortsetzung und Schluß aus Heft 5.)

Baustellenversuche¹.

Zur Ergänzung der Laboratoriumsversuche wurden an der fertigen Brücke die Versuchsschellen an das Kabel in der Nähe der Umlenkklager angeschraubt und verschoben. Die Untersuchungen wurden mit den für die Stuttgarter Versuche verwendeten Kabelschellen und Schrauben durch-

geführt. Die Futterstücke für die runden Schellen wichen nur unwesentlich von denen der Abb. 17 ab und waren 360 mm lang.

Die Farbe wurde an den äußeren Seilen entfernt, so daß die Schelle bzw. das Futter auf den trockenen, blanken Stahlflächen der Seildrähte anlag.

Die Versuchsanordnung geht aus Abb. 30 hervor. Die untere Schelle wurde stark angeklemt und außerdem

¹ durchgeführt von Dipl.-Ing. H. Maier und Ing. H. Mangold, Bauabteilung der OBR. Köln.

durch Holzsteifen abgestützt, um von ihr aus die obere Schelle verschieben zu können. Da die Schellenwandungen kein genügend breites Auflager für die Pressen bieten, wurden zwischen Presse und untere Schelle zwei IP 20 eingebaut, deren andere Enden am Widerlager auflagen. Zwischen Presse und oberer Schelle wurde eine runde Schelle ohne Futter so eingebaut, daß sie das Kabel nicht berührt und ihre breiten Schraubenbacken auf den Pressen aufsaßen. Zwischen dieser mittleren Schelle und der zu

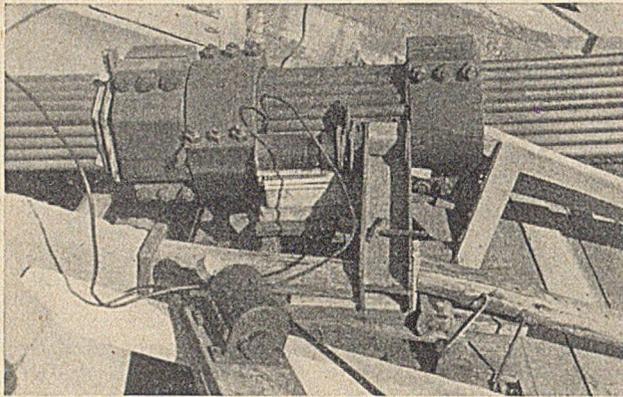


Abb. 30. Versuchsanordnung der Baustellenversuche.

verschiebenden oberen Schelle waren zwei Flacheisen unter dem Backen der oberen Schelle so eingelegt, daß die Verschiebungskraft mittig auf die Versuchsschelle wirkt.

Die Bewegungen der oberen Schelle wurden an 4 Meßuhren von 1/100 mm Meßeinheit abgelesen, die an einem auf das Kabel fest aufgepreßten Rahmen befestigt waren. Die Pressen wurden samt den Manometern bei der Firma Schieß, Defries A.G., Düsseldorf, geeicht.

Das Kabel hatte an der ausgesuchten Stelle im Mittel einen Seitenabstand von 527 mm und einen Durchmesser über Eck von 598 mm, also mehr als bei 65,9 mm Seildurchmesser planmäßig war, so daß angenommen werden muß, daß die Seile trotz der Längsspannung nicht fugen-

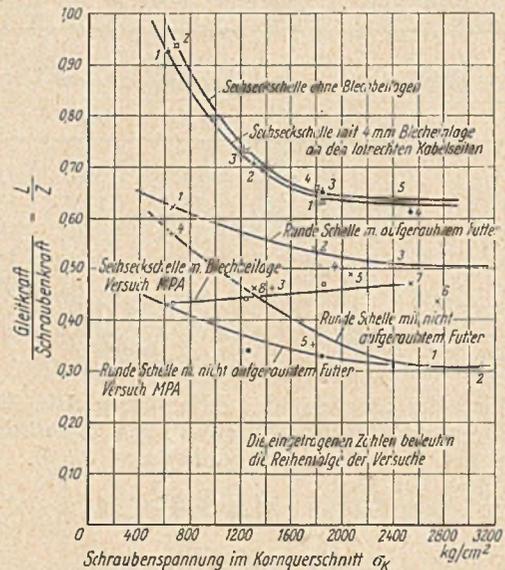


Abb. 33. Graphische Zusammenstellung der Gleitversuche.

los aneinanderliegen. Entsprechend mußte die Sechseckschelle aufgekittet werden; sie lag selbst bei ziemlich hohen Schraubenspannungen nur an den Schrägseiten an, und zwischen den Außenseiten der Schelle und dem Kabel verblieb ein Spalt (Fall 2), der sich erst bei 1880 kg/cm²

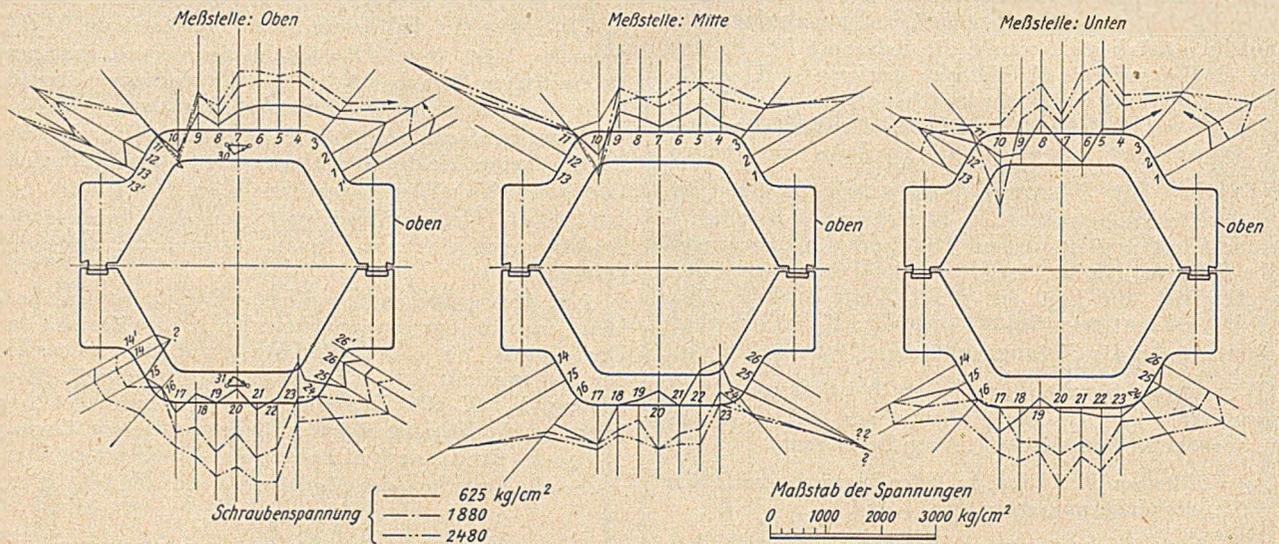


Abb. 31. Gemessene Spannungen an der Sechseckschelle.

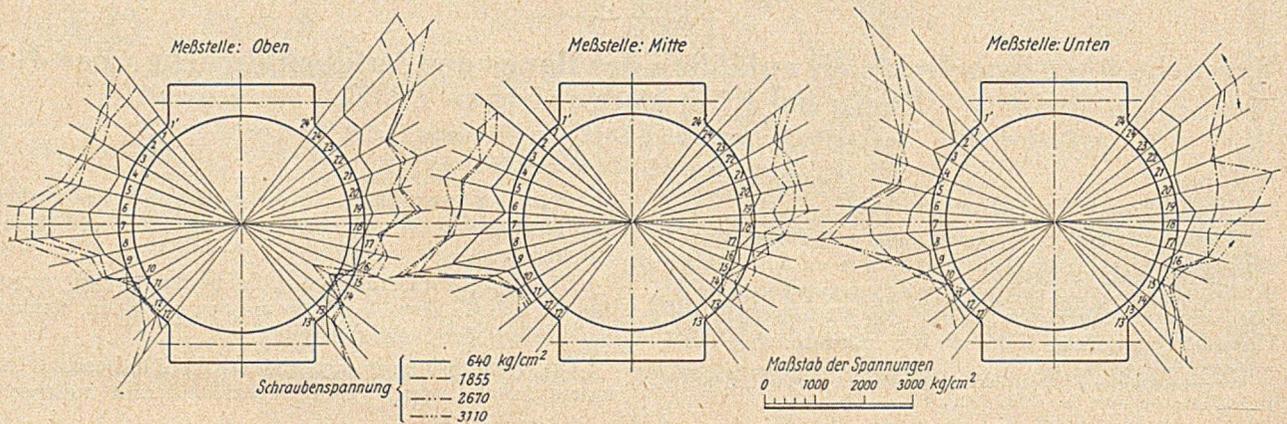


Abb. 32. Gemessene Spannungen an der runden Schelle.

Schraubenspannung schloß. Dabei waren die Eckseile so sehr gepreßt, daß unmittelbar vor der Kabelschelle zwischen den Z-Drähten der äußeren Lage kleine Spalte entstanden. Eine gleichmäßige Verteilung der Klemmkraft konnte also nicht erreicht werden. Entsprechend schwanken auch die gemessenen Spannungen (Abb. 31). Die beim Verschieben der Schelle gemessenen Werte Gleitkraft/Schraubenspannung liegen infolge der starken Keilwirkung zunächst sehr hoch, nehmen aber mit zunehmender Schraubenspannung ab (Abb. 33).

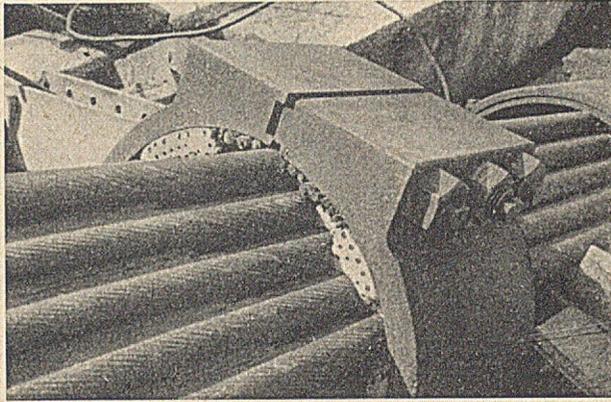


Abb. 34. Gleiten zwischen Futterstäben.

Bei der runden Schelle war der Kabeldurchmesser mit Futter um so viel zu groß, daß die Schelle erst eingebaut werden konnte, nachdem einige Stäbe des Futters neben der oberen Schellenfuge weggenommen waren. Die Stäbe wurden nachträglich wieder eingeschoben. Das Aufkeilen war jedoch mäßiger als bei der Sechseckschelle, die Außen-seiten lagen schon bei niedrigen Schraubenspannungen an. Die aus den gemessenen Dehnungen berechneten Spannungen sind in Abb. 32, die Verschiebungswerte in Abb. 33 wiedergegeben. Die Versuche wurden mit und ohne Aufrauung der Futter durchgeführt. Bei nicht aufgerauhten Futter tritt das Gleiten zwischen Seil und Futter ein, bei aufgerauhten Futter brach der Endverguß der Futter teilweise auf, und die Gleitfuge entstand zwischen den ein-

Durchweg ergibt sich, daß bei den niedrigen Schraubenspannungen die Klemmkraft durch das Aufkeilen der zu kleinen Schellen wesentlich erhöht wird, erst bei großen Schraubenspannungen tritt die Keilwirkung zurück und die Gegenkräfte des Kabels werden gleichmäßiger. So ist im Bereich der in der Brücke angewandten Schraubenspannungen von 1800 bis 2200 kg/cm² das Verhältnis $\frac{\text{Gleitkraft}}{\text{Schraubenspannung}} \approx 0,54$ (Versuch 2), was bei gleichmäßiger Klemmkraftverteilung einem Reibungswert $\mu = \frac{0,53}{\pi} = \frac{0,53}{3,14} = 0,17$ entspricht, der gut mit dem gemessenen Reibungswert übereinstimmt.

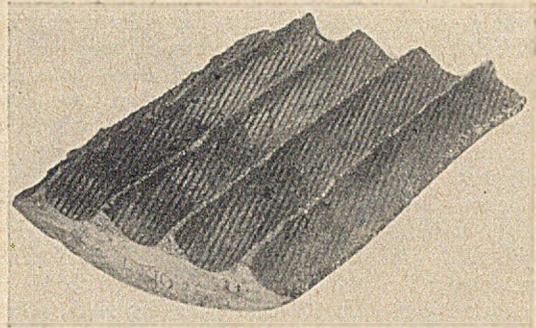


Abb. 36. Ausgebautes Betonfutter.

Bemerkenswert war noch der letzte Versuch, bei dem, einem Vorschlag von Dipl.-Ing. H. Maier folgend, der Raum zwischen der runden Schelle und dem sechseckigen Kabel mit Zementmörtel 1 : 1 (Rheinsand 0–3 mm) ausgestampft wurde. Nach vier heißen Sommertagen wurden die Schrauben angezogen, die Dehnungen der Schelle gemessen und die Gleitkraft angesetzt. Bei einer Schraubenspannung von 136,2 t ($\sigma_k = 1540 \text{ kg/cm}^2$) war mit der größten Pressenkraft von 142 t kein Verschieben der Versuchsschelle zu erreichen. Die Schraubenspannung wurde dann auf 96 t ($\sigma_k = 1090 \text{ kg/cm}^2$) und anschließend auf 58,2 t ($\sigma_k = 660 \text{ kg/cm}^2$) herabgesetzt, ohne daß die Schelle unter der hohen Pressenkraft rutschte. Der Gleitwert liegt also überaus hoch über (2,50), weil der Beton sich in die Rillen zwischen den Drähten setzt und an der rauhen Schellenwandung außerdem gut haftet. Der Vorschlag erweist sich aber nicht nur für das Gleiten günstig, sondern führt auch zu ziemlich gleichmäßigen Spannungen (Abb. 35), die im Mittel bei der rechnerischen reinen Ringzugspannung ohne Berücksichtigung des Biegemoments aus der Schraubenexzentrizität liegen, das wahrscheinlich hinter den Schraubenbacken rasch abklingt.

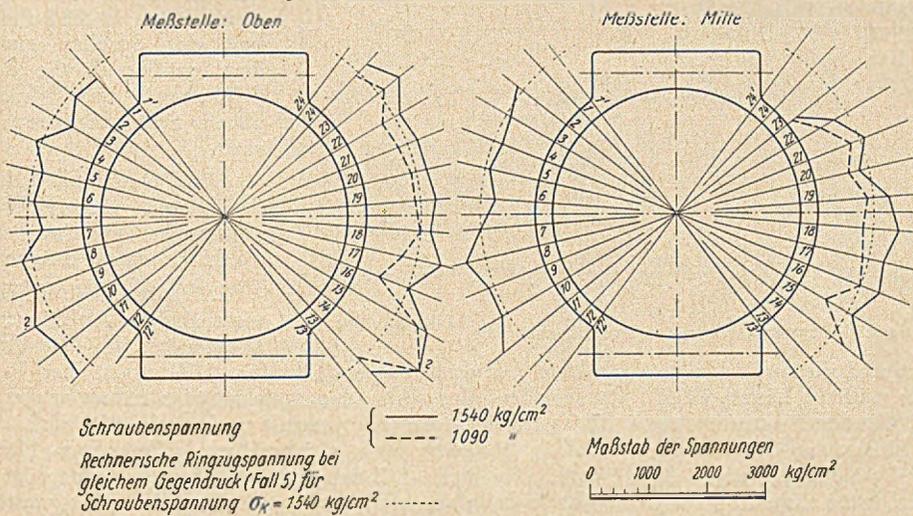


Abb. 35. Spannungen in der Kabelschelle bei Betonfutter.

zelnen Futterstäben (Abb. 34), teilweise jedoch auch zwischen Futter und Seil. Die Gleitwerte wurden mit jedem Versuch etwas niedriger, weil durch die vorausgehenden Versuche die Rauigkeit der Berührungsf lächen in der Gleitfuge immer mehr abgeschliffen werden; schließlich ist also nicht mehr der Reibungswert zwischen aufgerauhtem Futter und Seil maßgebend, sondern der von glatten Stahl- auf glatten Zinkflächen, der niedriger ist.

Bei den 8 Versuchen mit aufgerauhtem Futter dürfen also höchstens die ersten 3 Versuche gewertet werden.

an den abgeprägten Rillen der Seildrähte deutliche Spuren von noch frischer, aus den Seilen ausgepreßter Mennige am Beton, was bei den übrigen Versuchen nicht beobachtet worden war. Bei den Betonfuttern ist wahrscheinlich der Druck auf die Seile so gleichmäßig, daß die Seile nicht durch Verformung nach einer weniger gedrückten Stelle ausweichen können. Dadurch werden die Drahtlagen so aneinandergedreßt, daß die dazwischen flüssiggebliebene Bleimennige zutage tritt. Daß die Bleimennige zwei Jahre nach der Seilherstellung trotz langer

Beim Ausbau der Betonfutter (Abb. 36) zeigten sich

spannungsloser Lagerung im Freien noch flüssig ist, ist ein guter Beweis für den durch die äußeren Profildrahtlagen erzielten luftdichten und damit rost-sicheren Verschluss des Seilinneren. Die Herstellerfirma hat schon früher die Beobachtung gemacht, daß die Bleimennige im Seilinneren nur sehr langsam erhärtet.

Die Betonfutter waren im übrigen rissfrei geblieben, obwohl die Schrauben einmal scharf angezogen worden waren. Der Beton hat keine Ausweichmöglichkeit und verhält sich deshalb wahrscheinlich ähnlich „plastisch“ wie der Beton in den gepanzerten Burckhardt-Rollenlagern [Bautechnik 17 (1939) S. 225].

Die Betonfutter können nicht rosten, schützen sogar Kabel und Schelle gegen Rost und können leicht eingebracht werden. Sie sind also am günstigsten, soweit die Kabel keine allzugroße Querschrumpfung nach dem Anbau der Schellen aufweisen, weil dann beim Nachziehen der Betonring als Gewölbe wirken kann und so die Fortpflanzung der Klemmkraft auf die Seile hindert. Mit elastischen radialen Zwischenlagen läßt sich diese Gefahr wohl mindern. Bei größeren Kabeln muß jedoch aus diesem Grund das Betonfutter als ungeeignet bezeichnet werden.

Schließlich sei noch ein Belastungsverschiebungs-Diagramm der Baustellenversuche gezeigt (Abb. 37). Ein Vergleich mit den Abb. 22—25 ist sehr lehrreich. Bei den Versuchen am spannungslosen Kabelstück zeigten sich nämlich schon unter mäßigen Längskräften L kleine Verschiebungen zwischen Schelle und Kabel, die nach wenigen Minuten zum Stillstand kamen. Diese Erscheinung wird mit „Wandern“ bezeichnet und erhellt am besten aus dem Vergleich mit einer Gummistange, um die eine Schelle gelegt ist. Zieht man an der Gummistange, so wird diese unter der Schelle etwas dünner und schlupft dort aus der Schelle ein wenig heraus. Läßt man den Zug nach, so kann der Gummi nicht mehr in die Schelle zurück. In ähnlicher Weise zieht sich das zunächst spannungslose Kabel unter der Längskraft ein wenig zusammen und aus der Schelle heraus. Das unter Spannung befindliche Brückenkabel verändert sich aber unter der

Die Spannungen bleiben bei zulässigen Schraubenspannungen in zulässigen Grenzen. Die geringsten Schwankungen treten bei der runden Schelle mit Betonfutter auf, es zeigen sich außen nur Zugspannungen, was beweist, daß die sonst außen gemessenen Druckspannungen vom Aufkeilen der zu kleinen Schellen herrühren.

Ein zäher, dehnbarer Stahl baut beim Erreichen der Streckgrenze die Spannungsspitzen und damit die Momente ab. Die dabei auftretenden Verformungen führen besonders bei runden Schellen zu einer gleichmäßigeren Klemmkraftverteilung. Der Bruch einer Schelle kann dann eigentlich erst eintreten, wenn die Ringzugspannungen groß genug sind. Bevor dieser Zustand erreicht wird, brechen jedoch die Schrauben. D. h. runde Kabelschellen aus zähem Stahlguß können infolge der Klemmkräfte durch die Schrauben nie zum Bruch gebracht werden, wenn ihre Wandungen so dick sind, daß die Ring-

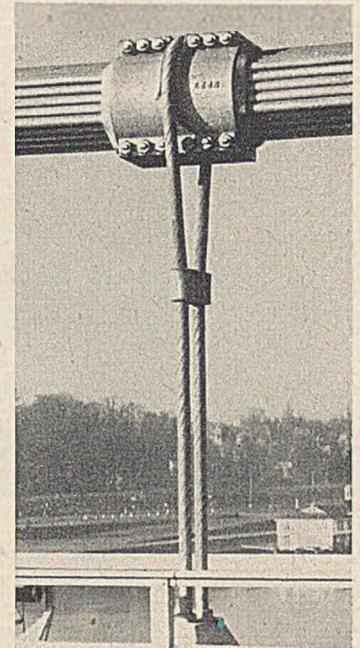


Abb. 38. Die fertige Kabelschelle der Hängebrücke Rodenkirchen.

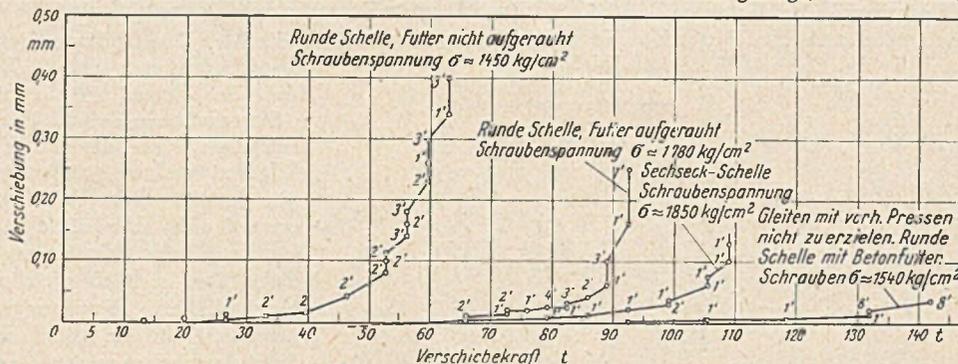
zugkräfte aufgenommen werden können. Die Schellen der Brücke wurden deshalb aus Stg 45.81 S mit 25% garantierter Bruchdehnung hergestellt. Bei den vorhandenen Schrauben aus St 52 hätte eine Wandstärke von 13 mm genügt, um die Ringzugkräfte aufzunehmen. Da die Schellen aus gußtechnischen Gründen 45 mm dick wurden, ist die Sicherheit der Schellen rund 3mal größer als die der Schrauben, wenn man zähen Stahlguß voraussetzt.

Die Dehnfähigkeit des Stahlgusses der Kabelschellen ist wichtiger als die Höhe seiner Festigkeit.

2. Gleiten. Die Ergebnisse sind in Abb. 33 zusammengestellt. Das Verhältnis Gleitkraft/Schraubkraft = L/Z nimmt bei

nahe allen Versuchen mit zunehmender Schraubkraft ab, weil die die Klemmkraft steigernde Keilwirkung (Fall 2) abnimmt und gleichmäßiger Klemmung Platz macht. Die Werte L/Z bei niedriger Schraubkraft wären nicht so hoch ausgefallen, wenn die Schellen etwas weiter gewesen wären, sie haben also keine allgemeine Gültigkeit. Andererseits nehmen die Werte bei mehrmaliger Wiederholung der Versuche durch Glätten der Gleitflächen (verminderte Reibung) ab. In jedem Fall stellen sich aber gewisse Grenzwerte ein, mit denen man mindestens rechnen darf.

Aus Abb. 33 könnte man den falschen Schluß ziehen, daß Sechseckschellen den runden überlegen sind, wenn nicht die in den Vorüberlegungen dargelegten Gründe wegen der Querschrumpfung der Kabel und der gleichmäßigen Klemmkraftverteilung am gespannten Kabel ein-



geringen Längskraft nicht, entsprechend verschwinden die kleinen Längsverschiebungen unter mäßigen Längskräften. In der Brücke selbst wird das „Wandern“ noch weiter durch den Kabelknick vor und hinter der Schelle verhindert. Immerhin mahnt auch diese Erscheinung, die Sicherheit der Kabelschellen gegen Gleiten nicht zu niedrig zu wählen.

Zusammenfassung der Versuchsergebnisse:

1. Spannungen. Die gemessenen Dehnungen an den Außenflächen der Kabelschellen schwanken in weiten Grenzen (Tabelle 3) und sind bei der Sechseckschelle trotz der großen Wandstärke am größten; aber auch bei der runden Schelle treten große Spannungsunterschiede auf, was darauf schließen läßt, daß neben den Ringzugkräften noch beachtliche Momente infolge ungleichmäßiger Klemmkraftverteilung vorhanden sind.

die Hauptspannungstrajektorie zwischen Schubdiagonale und y-Achse; es ist also

$$\sigma_x < \sigma_y$$

und damit das Wurzelzeichen negativ.

Die Resultierende der Zugspannungen σ_x ergibt sich aus dem Inhalt der Spannungsfigur zu $Z = 61,3$ kg. Eine Kontrolle ist durch die Gleichgewichtsbedingung am Element im Punkte F gegeben. Nachdem der Rand lastfrei ist, verlaufen die Haupttrichtungen parallel und normal zu ihm; mit der Isochromatenordnung 3,5 in F wird

$$\sigma_1 = -3,5 \cdot 13,3 = -46,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ und } \sigma_2 = 0.$$

Die Summe der normal aufeinanderstehenden Normalspannungen, welche an einem Element für alle Schnitttrichtungen konstant ist, ist demgegenüber

$$\sigma_x + \sigma_y = -21,6 - 26,7 = -48,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Im Einzelnen ergeben sich die Hauptspannungen am Rand aus den errechneten σ_x - und σ_y -Werten zu: Der Fehler beträgt rund 3,9 %

$$\sigma_2 = \frac{1}{2} (\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}, \quad (12)$$

$$\sigma_1 = -47,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ gegenüber } \sigma_1 = -46,5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_2 = -0,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ gegenüber } \sigma_2 = 0.$$

Schnitt LM. In dieser Ebene verläuft eine Arbeitsfuge. Unter der ungünstigen Annahme, daß hier keine Betonschubspannungen übertragen werden können, soll die gesamte Schubkraft durch eine schiefe Hauptzugbewehrung aufgenommen werden.

Die Strecke wird in 5 gleiche Abschnitte geteilt. Abb. 16 zeigt die Haupttrichtungsneigungen und Isochromatenordnungen, aus denen die Schubspannungen berechnet werden. Die resultierende Schubkraft ergibt sich als Inhalt der Schubspannungsfläche durch Planimetrieren zu $T = 72,5$ kg.

5. Übertragung und Bemessung.

Das Modell aus Kunstharz weist in allen Abmessungen der Tragwerksebene Ähnlichkeit mit der Hauptausführung auf. Das Verhältnis der Längen L der Hauptausführung zu den Längen l des Modells ist $\lambda = \frac{L}{l} = 80$. Dagegen wurde, wie bereits erwähnt, die Belastung nach rein versuchstechnischen Gesichtspunkten gewählt; demnach ist der Maßstab der Verformungen $\lambda_1 = \frac{\Delta L}{\Delta l}$ ein anderer als der Maßstab λ der Längen. Zur Übertragung der Versuchsergebnisse müssen daher die Regeln des erweiterten Ähnlichkeitsgesetzes [4] herangezogen werden. Dieses baut sich auf dem elastischen Grundgesetz auf.

Hauptausführung		Modell
Dehnungen $(\epsilon) = \frac{(\sigma)}{(E)}$		$\epsilon = \frac{\sigma}{E}$
$(\epsilon) = \frac{\Delta L}{L} = \frac{\Delta l \cdot \lambda_1}{l \lambda} = \frac{\lambda_1}{\lambda} \epsilon;$		(13)

daraus ergibt sich für die Spannungen

$$(\sigma) = (\epsilon) (E) \quad | \quad \sigma = \epsilon E$$

der Spannungsmaßstab

$$s = \frac{(\sigma)}{\sigma} = \frac{(\epsilon) (E)}{\epsilon E} = \frac{\lambda_1 (E)}{\lambda E} \quad (14)$$

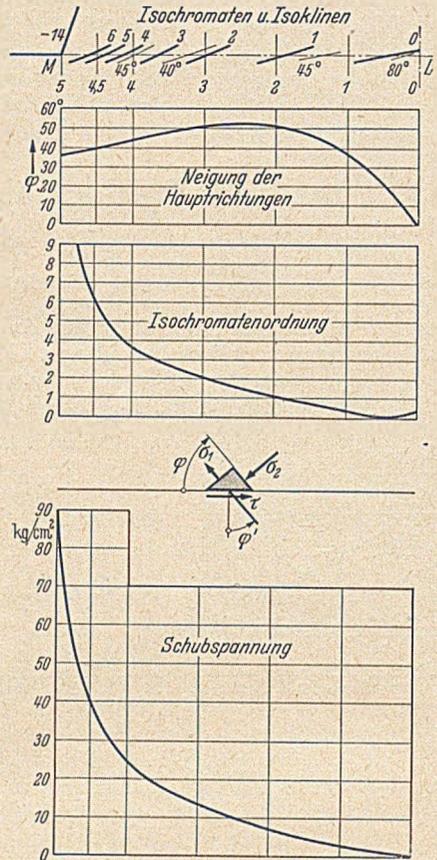


Abb. 16. Spannungsermittlung für den Schnitt LM.

und daraus für die Kräfte

$$K = (\sigma) F \quad | \quad k = \sigma f$$

der Kräftemaßstab

$$\kappa = \frac{K}{k} = \frac{(\sigma) F}{\sigma f} = s \lambda^2. \quad (15)$$

Führt man noch einen weiteren Maßstab für die Dicken ein mit

$$\delta = \frac{D}{d},$$

so wird der Kräftemaßstab

$$\kappa = \frac{(\sigma) F}{\sigma f} = s \frac{L D}{l d} = s \lambda \delta. \quad (16)$$

In unserem Falle liegt bereits vor:

$$\text{Längenmaßstab } \lambda = \frac{L}{l} = 80,$$

$$\text{Dickenmaßstab } \delta = \frac{D}{d} = \frac{90 \text{ cm}}{1 \text{ cm}} = 90,$$

$$\text{Kräftemaßstab } \kappa = \frac{K}{k} = \frac{427\,000 \text{ kg}}{139 \text{ kg}} = 3070.$$

Aus Gl. (16) ergibt sich damit der Spannungsmaßstab

$$s = \frac{\kappa}{\lambda \delta} = \frac{3070}{80 \cdot 90} = 0,427.$$

Schnitt AB. Die Resultierende der Zugspannungen im Modell war $k = 89,7$ kg; dem entspricht eine Zugkraft in der Hauptausführung von

$$K = k \cdot \kappa = 89,7 \cdot 3070 = 275\,000 \text{ kg.}$$

Mit einer zulässigen Bewehrungsspannung von $\sigma =$

1400 kg/cm² wird der erforderliche Bewehrungsquerschnitt

$$\text{erf} F_e = \frac{K}{\sigma} = \frac{275\,000}{1400} = 197 \text{ cm}^2;$$

vorhanden sind 19 Ø 34 und 11 Ø 24

$$\text{vorh} F_e = 172,50 + 49,76 = 222,26 \text{ cm}^2 \quad [> 197].$$

Die größte Betondruckspannung wird im Punkt 9 mit einer Modellspannung von 26,5 kg/cm² in der Hauptausführung

$$\sigma_B = 26,5 \cdot 0,427 = 11,3 \text{ kg/cm}^2.$$

In der gleichen Weise werden die Bewehrungen im Schnitt EF sowie die Schubbewehrung im Schnitt LM bemessen.

Die Anordnung der Bewehrung ist in Abb. 5 dargestellt. Ein Vergleich mit dem Bild der Hauptspannungstrajektorien zeigt die Anpassung der Stabformen an die Hauptzugrichtungen und damit die wirtschaftlichste Ausnutzung der Bewehrung.

6. Zusammenfassung.

Die Spannungsoptik, den meisten Ingenieuren nur als Zweig der Forschung bekannt, hat schon in vielen Fällen der Praxis zur Klärung von grundsätzlichen Fragen bei-

getragen. Im vorliegenden Falle hat es sich erwiesen, daß darüber hinaus dieses Verfahren in der Lage ist, dem Statiker und Konstrukteur als Werkzeug für den täglichen Gebrauch wertvolle Dienste zu leisten.

Die Spannungsoptik ist da am Platze, wo auf Grund der Formgebung die Rechnungsgrundlagen fehlen. Sie gibt die Möglichkeit, an Stelle einer aus Sicherheit reichlich bemessenen und nur gefühlsmäßig verlegten Bewehrung eine angemessene und daher wirtschaftliche Wahl der Stabquerschnitte sowie eine richtige Formgebung und Anordnung der Stäbe zu setzen. Der Aufwand an Zeit und Kosten war im vorliegenden Falle verhältnismäßig gering. Zwischen dem Entschluß zum Versuch und der konstruktionsreifen Auswertung lagen nur wenig mehr als 2 Wochen; die geringen Kosten für die Modellherstellung und die Versuchsdurchführung wurden durch die Einsparung an Bewehrung gegenüber einer früheren angenäherten Berechnung bei weitem aufgewogen.

Literatur:

1. Baud: Schweiz. Bauzeitung 128 (1946) Nr. 22.
2. Frocht: Photoelasticity, Bd. I, New-York 1946, Kap. 8.
3. Frocht: vgl. [2], Kap. 7.
4. Föppl-Mönch: Praktische Spannungsoptik, Springer-Verlag Berlin 1950.

Beitrag zum Momentenausgleichsverfahren.

Von Dipl.-Ing. Paul Braun, Ellwangen.

Die Abhandlung zeigt die analytische Berechnung statisch unbestimmter Stabtragwerke mit Hilfe der Ausgleichsmomente. Dieses Verfahren steht im engen Zusammenhang mit der Methode Cross, so daß die dafür üblichen Bezeichnungen und Regeln übernommen werden können. Zur Vereinfachung der Darstellung wird zunächst vom unverschieblichen Tragwerk mit felderweise konstanten Trägheitsmomenten ausgegangen.

a) Unverschiebliche Stabtragwerke.

Wir bezeichnen die Einspannmomente bei festgehaltenen Knoten als Ausgangsmomente mit \mathfrak{M} , die Ausgleichsmomente, d. s. die negativen Momentendifferenzen, mit d , die auf die angeschlossenen Stäbe aufgeteilten Ausgleichsmomente mit b und schließlich die auf das gegenüberliegende Stabende übertragenen Momente mit c . Das endgültige Moment am Ende m des Stabes $m-n$ ergibt sich zu

$$M_{m,n} = \mathfrak{M}_{m,n} + \Sigma b + \Sigma c. \quad (1)$$

Wir bezeichnen nun die Σd aller nach Cross am Knoten m festgestellten Ausgleichsmomente als Ausgleichsmoment des Knotens m mit D_m und die Summe der Ausgleichsmomente am Knoten n mit D_n .

Diese Ausgleichsmomente werden im Verhältnis der Biegesteifigkeiten k auf die am Knoten angeschlossenen Stäbe aufgeteilt. Die Biegesteifigkeit k ist das Maß für den Biege widerstand eines Stabs und entspricht demjenigen Moment, das am angegriffenen Stabende einen Drehwinkel $\tau = 1$ erzeugt. Da es nur auf die Verhältnisse der k -Werte ankommt, kann der Faktor $4E$ fortbleiben. Beim eingespannten Stab mit konstantem EJ ist dann bekanntlich $k = \frac{1}{l}$ und beim einseitig gelenkig gelagerten Stab

$k_0 = \frac{3J}{4l_0}$. Wir bezeichnen nun den Verteilungsfaktor $\frac{k}{\Sigma k}$ mit f , und insbesondere mit $f_{m,n}$ den Verteilungsfaktor am Stabende m für den Stab $m-n$. Entsprechend bedeutet $f_{n,m}$ den Verteilungsfaktor im Knoten n für diesen Stab. Die Summe aller Verteilungsfaktoren an einem Knoten ist gleich 1.

Mit diesen Bezeichnungen finden wir für das Stabende m

$$\Sigma b = f_{m,n} \cdot D_m$$

und ferner

$$\Sigma c = \frac{1}{2} f_{n,m} \cdot D_n.$$

Damit nimmt die Gl. (1) folgende Form an

$$M_{m,n} = \mathfrak{M}_{m,n} + f_{m,n} \cdot D_m + \frac{1}{2} f_{n,m} \cdot D_n. \quad (2)$$

Danach kann das endgültige Stabendmoment ermittelt werden, sobald die unbekanntenen Ausgleichsmomente D_m und D_n errechnet sind. Zu ihrer Bestimmung denken wir und aus einem beliebigen Tragwerk den in Abb. 1 darge-

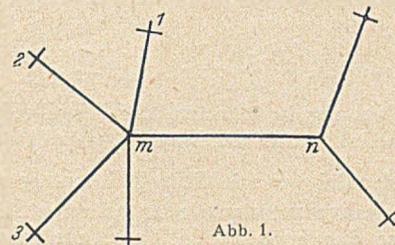


Abb. 1.

stellten Stab $m-n$ samt den in m angeschlossenen weiteren Stäben herausgenommen. Nun kann für jeden dieser Stäbe die Gl. (2) angeschrieben werden. Für den Knoten m ist die Summe dieser Gleichungen

$$\sum_1^n M_{m,n} = \sum_1^n \mathfrak{M}_{m,n} + \sum_1^n f_{m,n} \cdot D_m + \frac{1}{2} \sum_1^n f_{n,m} \cdot D_n = 0.$$

Diese Summe muß wegen des Gleichgewichts am Knoten Null sein. Wenn wir noch berücksichtigen, daß $\sum_1^n f_{m,n} = 1$ ist, dann finden wir als Knotengleichung:

$$\sum_1^n \mathfrak{M}_{m,n} + D_m + \frac{1}{2} \sum_1^n f_{n,m} \cdot D_n = 0. \quad (3)$$

Diese Gleichung kann bei einem Stabtragwerk ebenso oft angeschrieben werden, wie elastisch drehbare Knotenpunkte vorhanden sind, und damit läßt sich für jeden dieser Knoten das Ausgleichsmoment D rechnerisch ermitteln. Nuncmehr können mit Hilfe der Gl. (2) die endgültigen Stabendmomente bestimmt werden.

b) Beziehungen zum Drehwinkelverfahren.

Bei beiden Verfahren sind gleichviel Knotengleichungen zur Ermittlung der Stabendmomente erforderlich; auch läßt der Aufbau dieser Gleichungen auf den inneren Zusammenhang schließen, was durch die folgende Untersuchung bestätigt wird.

Wenn, wie aus Abb. 2 ersichtlich ist, am Stabende m des bei n eingespannten Stabs $m-n$ ein Moment $f_{m,n} \cdot D_m$ angreift, dann wird der Endtangentialwinkel an die Biegelinie

$$\tau_m = \frac{1}{E \cdot J} \left(\frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} f_{m,n} \cdot D_m \cdot l - \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{4} f_{m,n} \cdot D_m \cdot l \right) = \frac{1}{4 E \cdot J} f_{m,n} \cdot D_m \cdot l$$

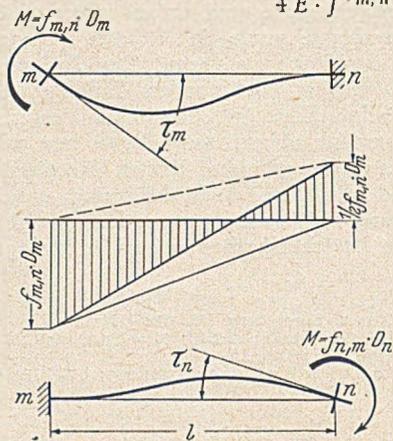


Abb. 2.

Daraus folgt

$$f_{m,n} \cdot D_m = \frac{4 \cdot E \cdot J}{l} \cdot \tau_m$$

In gleicher Weise erhalten wir bei Angriff eines Momentes $f_{n,m} \cdot D_n$ in n des bei m eingespannten Stabs $m-n$

$$f_{n,m} \cdot D_n = \frac{4 \cdot E \cdot J}{l} \cdot \tau_n$$

Setzen wir diese Werte in die Gl. (2) ein, dann wird

$$M_{m,n} = \mathfrak{M}_{m,n} + \frac{4 \cdot E \cdot J}{l} \tau_m + \frac{1}{2} \cdot \frac{4 \cdot E \cdot J}{l} \tau_n$$

oder

$$M_{m,n} = \mathfrak{M}_{m,n} + \frac{2 \cdot E \cdot J}{l} \cdot (2\tau_m + \tau_n)$$

Diese Gleichung ist identisch mit der Gleichungsform für das Drehwinkelverfahren. Man vgl. etwa Mörsch [1].

c) Horizontal verschiebliche Rahmentragwerke.

Bei Tragwerken mit einem oder mehreren Stockwerken treten infolge der horizontalen Verschiebungsmöglichkeit zusätzliche Momente auf. Zu ihrer Bestimmung denken wir uns zunächst die Riegel des Rahmens starr, aber horizontal verschieblich. Durch die Verschiebung entstehen an den Stützenenden Einspannmomente M . Wird hierauf die elastische Nachgiebigkeit des Riegels wiederhergestellt, dann sind zur Herstellung des Gleichgewichts in den Knoten Ausgleichmomente D erforderlich, zu deren Bestimmung Gl. (3) benützt werden kann. Darin treten jetzt als weitere Belastungsglieder die unbekanntene Verschiebungsmomente M auf, zu deren Bestimmung weitere Gleichungen benötigt werden. Diese Gleichungen heißen Verschiebungsgleichungen und ergeben sich aus der Bedingung $\sum H = 0$. Es sind ebensoviel Verschiebungsgleichungen aufzustellen wie unbekanntene Verschiebungsmomente M vorhanden sind. Wir werden sehen, daß (bei durchlaufenden Stützen) für jedes Rahmenstockwerk nur eine einzige Unbekannte M zu bestimmen ist, und daß daher nur so viel Verschiebungsgleichungen angeschrieben werden müssen, wie verschiebliche Stockwerke im Tragwerk vorhanden sind.

In Abb. 3 ist der Verschiebungszustand eines Rahmens mit starrem Riegel unter dem Einfluß einer Horizontalkraft H dargestellt. Alle Stützenköpfe werden um das gleiche Maß δ verschoben. Bei den am Fuß eingespannten Säulen ist das entstehende Moment am Kopf und am Fuß jeweils gleichgroß, während bei der Stütze mit dem Fußgelenk die Momentenlinie durch den Fußpunkt verläuft.

Wird der Kopf einer beiderseits eingespannten Stütze mit konstantem Trägheitsmoment um das Maß δ verschoben, dann entsteht am Kopf und am Fuß ein Moment

$$M = \frac{6 \cdot E \cdot J \cdot \delta}{h^2} \quad (4)$$

Wir nehmen als Maß für die Verschiebungssteifigkeit einer Stütze jenes Moment, das bei einer Verschiebung des Stützenkopfes um $\delta = 1$ auftritt, und erhalten hierfür

$$M = \frac{6 \cdot E \cdot J}{h^2}$$

Wir bezeichnen nun die Verschiebungssteifigkeit eines Stabes mit k . Da es sich bei der Rechnung immer nur um das Verhältnis der Verschiebungssteifigkeiten der einzelnen Stützen zueinander handelt, können wir die Konstante $6 E$ außer acht lassen und schreiben

$$k = \frac{J}{h^2} = \frac{k}{h}$$

wo $k = \frac{J}{h}$ die Biegesteifigkeit der Stütze ist.

In der gleichen Weise erhalten wir für eine Stütze mit Fußgelenk

$$k_o = \frac{2}{3} \cdot \frac{k_o}{h_o}$$

worin $k_o = \frac{3J}{4h_o}$ als Biegesteifigkeit eines gelenkig gelagerten Stabes bekannt ist.

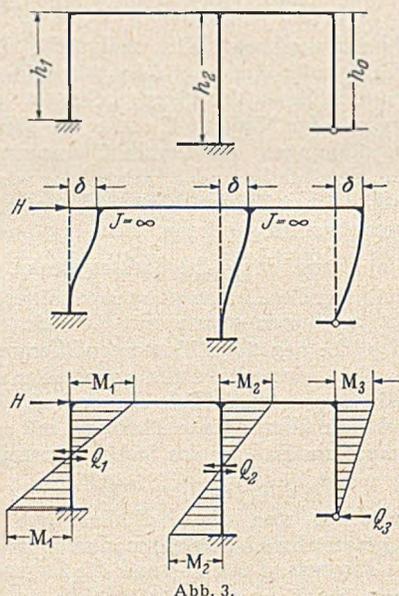


Abb. 3.

Greifen nun an den Rahmenstützen (Abb. 3) die Verschiebungsmomente M_1, M_2 und M_3 an, dann sind die relativen Verschiebungen der Stützenköpfe entsprechend Gl. (4)

$$\frac{M_1}{k_1} \quad \frac{M_2}{k_2} \quad \frac{M_3}{k_3}$$

Diese müssen aber einander gleich sein, so daß wir auch schreiben können:

$$M_1 = k_1 \cdot M, \quad M_2 = k_2 \cdot M, \quad M_3 = k_3 \cdot M$$

Wir heißen nun M das Verschiebungsmoment des Rahmenstockwerks und erschen aus den vorstehenden Beziehungen, daß für jedes verschiebliche Stockwerk nur eine einzige Unbekannte M aus der Verschiebung zu bestimmen ist.

Die Gl. (2) nimmt damit für verschiebliche Rahmentragwerke folgende Form an:

$$M_{m,n} = \mathfrak{M}_{m,n} + f_{m,n} \cdot D_m + \frac{1}{2} f_{n,m} \cdot D_n + k \cdot M \quad (2a)$$

und die Gl. (3) lautet in diesem Fall

$$\sum_1^n \mathfrak{M}_{m,n} + D_m + \frac{1}{2} \sum_1^n f_{n,m} \cdot D_n + k_o M_o + k_u \cdot M_u = 0 \quad (3a)$$

Hierin bedeuten k_o die Verschiebungssteifigkeit der Stütze des oberen Stockwerks und M_o das Verschiebungsmoment desselben, während mit k_u und M_u die entsprechenden Größen für das unterhalb des Knotens m gelegene Stockwerk bezeichnet werden. Für den Riegel selbst entfällt natürlich in Gl. (2a) der Ausdruck $\bar{k} \cdot M$.

Um die für die Bestimmung der Momente M erforderlichen Verschiebungsgleichungen aufstellen zu können, denken wir uns in Abb. 3 knapp unterhalb des Riegels einen horizontalen Schnitt durch die Stützen geführt. Die oberhalb des Schnittes angreifenden horizontalen äußeren Kräfte H müssen nun im Gleichgewicht mit den Querkräften in den Rahmenstielen sein. Die Horizontalkräfte H lassen sich ohne weiteres bestimmen. Bei den Querkräften in den Stielen haben wir zu unterscheiden Querkräfte, die aus den Verschiebungsmomenten $k \cdot M$ entstehen, und solchen, die von den verteilten Ausgleichmomenten $f \cdot D$ herrühren. Die Querkräfte ergeben sich aus

$$Q = \frac{M_o + M_u}{h}$$

und lassen sich in einfacher Form anschreiben.

Querkräfte aus den Verschiebungsmomenten: Nach Abb. 3 ist die Querkraft einer eingespannten Stütze

$$Q = \frac{2 \cdot k \cdot M}{h}$$

und die einer gelenkig gelagerten Stütze

$$Q = \frac{k_o \cdot M}{h_o}$$

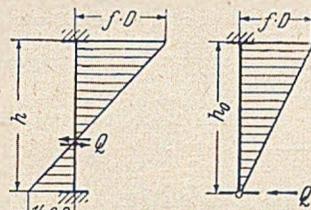


Abb. 4.

Querkräfte aus den Ausgleichsmomenten: Bei den eingespannten Stützen erzeugt das aufgeteilte Ausgleichmoment $f \cdot D$ am andern Stützenende ein Moment $\frac{1}{2} \cdot f \cdot D$, und die Querkraft wird

$$Q = \frac{1,5 \cdot f \cdot D}{h}$$

Es ist bei Stockwerkrahmen zu beachten, daß in den oberen Stockwerken sowohl am Kopf wie am Fuß der Stützen Ausgleichmomente wirken. Bei den Stützen mit Fußgelenk verläuft die Momentenlinie durch den Fußpunkt, und die Querkraft ist

$$Q = \frac{f \cdot D}{h_o}$$

Hinsichtlich der Vorzeichen legen wir fest, daß Querkräfte, welche positive Momente erzeugen, also im Uhrzeigersinn wirken, ebenfalls positiv sind; damit ergibt sich, daß horizontale äußere Kräfte H , die oberhalb des Schnitts von links nach rechts gerichtet sind, in die Rechnung als negativ eingeführt werden müssen.

Die Verschiebungsgleichung lautet damit

$$1,5 \cdot \sum \frac{f \cdot D}{h} + \sum_o \frac{f \cdot D}{h_o} + 2 \cdot \sum \frac{\bar{k} \cdot M}{h} + \sum_o \frac{k_o \cdot M}{h_o} - H = 0. \quad (5)$$

Die Glieder $1,5 \cdot \sum \frac{f \cdot D}{h}$ und $2 \cdot \sum \frac{\bar{k} \cdot M}{h}$ beziehen sich auf alle eingespannten Stützen des betrachteten Stockwerks, während das 2. und 4. Glied der Gleichung von den gelenkig gelagerten Stielen abhängt. Die Gl. (5) kann ebenso oft angeschrieben werden, wie verschiebliche Rahmenstockwerke vorhanden sind, und damit können auch alle unbekannteren Verschiebungsmomente M rechnerisch bestimmt werden.

Das vorbeschriebene rechnerische Verfahren der Momentenermittlung hängt, wie bereits bemerkt wurde, eng mit der Methode Cross und dem Drehwinkelverfahren zusammen. Von der Methode Cross unterscheidet es sich

dadurch, daß das Ausgleichmoment am Knoten in einem Betrag durch Gleichungen bestimmt und im ganzen aufgeteilt wird, während Cross das Ausgleichmoment in einer konvergierenden Reihe ermittelt und die einzelnen Glieder dieser Reihe auf die Stäbe verteilt. Für unverschiebliche Stabtragwerke wird diese schrittweise Lösung wegen der raschen Konvergenz im allgemeinen schneller zum Ziel führen als die Auflösung der Gleichungen. Der Zeitaufwand für die Auflösung einer Gleichungsgruppe kann jedoch durch Anwendung des von Guld an [2] angegebenen abgekürzten Eliminationsverfahrens beträchtlich gekürzt werden. Bei verschieblichen Tragwerken muß jedoch bei Cross der Einfluß der Verschiebung in einem getrennten Rechengang ermittelt werden, während bei dem beschriebenen Verfahren dieser Einfluß gleichzeitig berücksichtigt wird. Hinsichtlich des Drehwinkelverfahrens ist zu bemerken, daß die Rechenarbeit in beiden Fällen die gleiche ist; jedoch bietet das Verfahren mit den Ausgleichmomenten den großen Vorteil, daß deren Größenordnung dem rechnenden Ingenieur einen leichteren Überblick gibt als die Drehwinkel, deren Größenordnung einen Vergleich nicht gestattet.

Es ist klar, daß das beschriebene Verfahren auch auf die besonderen Verhältnisse vertikal verschieblicher Tragwerke angewendet werden kann. Ebenso läßt sich die Wirkung von Stützenverdrehungen und der Temperatureinfluß berechnen. Wegen der leichteren Übersicht haben wir zunächst nur den Fall behandelt, daß das Trägheitsmoment der Stäbe zwar felderweise verschieden, aber auf Stablänge konstant ist. Für den Fall, daß das Trägheitsmoment auf Stablänge veränderlich ist, tritt keine Änderung des beschriebenen Rechenganges ein; es muß aber berücksichtigt werden, daß nunmehr die Endtangentialwinkel an die Biegelinie infolge des veränderlichen Trägheitsmoments eine Änderung erfahren. Dadurch ändern sich gegenüber der seitherigen Rechnung die Ausgangsmomente, die Biegesteifigkeit, die Verschiebungssteifigkeit und auch die Fortleitungsziffern, mit denen die zu übertragenden Momente multipliziert werden. Diese waren seither bei den Stäben mit konstantem Trägheitsmoment in jeder Richtung gleich 0,5. Zur Erleichterung dieser Rechnung haben Dischinger [3], Guld an [2] und Mörsch [1] für die im Stahlbetonbau üblichen Trägerformen Tabellen aufgestellt, deren Verwendung nur eine geringe Mehrarbeit erfordert.

d) Zahlenbeispiel.

Es sollen die Momente an dem in Abb. 5 dargestellten Rahmen für die eingetragenen Belastungen unter Berücksichtigung der Verschieblichkeit ermittelt werden.

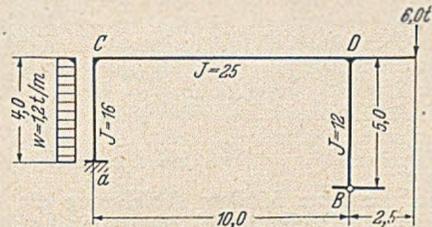


Abb. 5.

Stabsteifigkeitswerte:

Stab	J	l	k	k	Bem.
A-C	16	4	$\frac{16}{4} = 4,0$	$\frac{4}{4} = 1,0$	
B-D	12	5	$\frac{3}{4} \cdot \frac{12}{5} = 1,8$	$\frac{2}{3} \cdot \frac{1,8}{5} = 0,24$	Fußgelenk
C-D	25	10	$\frac{25}{10} = 2,5$		

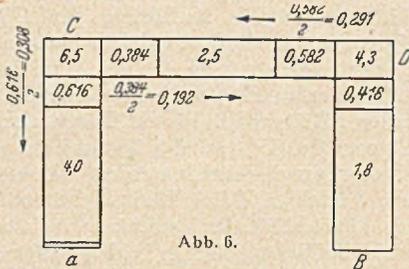
Ausgangsmomente:

Aus Windkraft

$$M_{a,c} = + \frac{1,2 \cdot 4,0^2}{12} = + 1,6 \text{ tm} = - M_{c,a}$$

aus Kraglast

$$M_K = + 6,0 \cdot 2,5 = + 15,0 \text{ tm.}$$



Querkräfte: Aus den Ausgleichmomenten

$$\text{Stütze A-C} \quad \frac{1,5 \cdot 0,616}{4} \cdot D_C = 0,231 \cdot D_C$$

$$\text{Stütze B-D} \quad \frac{0,418}{5} \cdot D_D = 0,0836 \cdot D_D$$

Aus den Verschiebungsmomenten

$$\text{Stütze A-C} \quad \frac{2}{4} \cdot M = 0,50 \cdot M$$

$$\text{Stütze B-D} \quad \frac{0,24}{5} \cdot M = 0,048 \cdot M$$

$$\Sigma = 0,548 \cdot M$$

$$\text{Windkraft am Riegel} \quad H = \frac{1,2 \cdot 4,0}{2} = 2,4 \text{ t.}$$

Knotengleichungen Gl. (3a)

$$D_C + 0,291 \cdot D_D + M - 1,6 = 0$$

$$0,192 \cdot D_C + D_D + 0,24 M + 15,0 = 0$$

Verschiebungsgleichung $H = 0$,

$$0,231 \cdot D_C + 0,0836 \cdot D_D + 0,548 M - 2,4 = 0$$

Die Auflösung dieser Gleichungen ergibt

$$D_C = -0,84 \text{ tm}, \quad D_D = -16,58 \text{ tm}, \quad M = +7,26 \text{ tm.}$$

Die Gl. (2a) ergibt damit als endgültige Stabendmomente

$$M_{C,A} = -0,616 \cdot 0,84 + 7,26 - 1,6$$

$$= -0,52 + 7,26 - 1,6 = + 5,14 \text{ tm}$$

$$M_{C,D} = -0,384 \cdot 0,84 - 0,291 \cdot 16,58$$

$$= -0,32 - 4,82 = - 5,14 \text{ tm}$$

$$M_{D,C} = -0,582 \cdot 16,58 - 0,192 \cdot 0,84$$

$$= -9,65 - 0,16 = - 9,81 \text{ tm}$$

$$M_{D,B} = -0,418 \cdot 16,58 + 0,24 \cdot 7,26$$

$$= -6,93 + 1,74 = - 5,19 \text{ tm}$$

$$M_{A,C} = -0,308 \cdot 0,84 + 7,26 + 1,6$$

$$= -0,26 + 7,26 + 1,6 = + 8,60 \text{ tm}$$

Literatur:

1. E. Mörsch: Der durchlaufende Träger. 3. Aufl., Stuttgart 1946, S. 170.
2. R. Guldán: Rahmentragwerke und Durchlaufträger. 4. Aufl., Wien 1949.
3. F. Dischinger in Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin, Ber. Neudruck 1949.

Kurze Technische Berichte.

Theoretische Betrachtungen über die Technik von Tunneln oder Stollen in großer Tiefe oder unter großem Wasserdruck.

Die „hydrostatische Theorie“, eine Hypothese von A. Heim (1878), wurde von Prof. Goguel weiterentwickelt und verbessert. Danach befindet sich der Fels in großer Tiefe in einem dreiaxigen Spannungszustand, etwa wie eine Flüssigkeit. Es ist dies eine bequeme An-

nahme, z. B. für gesunden Granit 350 000 kg/cm², für einen schiefrigen Gneis von Lucendro 220 000 bis 240 000 kg/cm², für einen Gneis von Fibbia 146 000 bis 168 000 kg/cm². Die zerfallenen Felsen haben offensichtlich einen sehr niedrigen Modul, oft unter 40 000 kg/cm².

3. Eine plastisch bleibende, die die elastische Verformung überlagert. Dabei ist der Faktor Zeit und die Temperatur zu berücksichtigen. Auch der seitliche Druck beim Bruch ist wichtig.

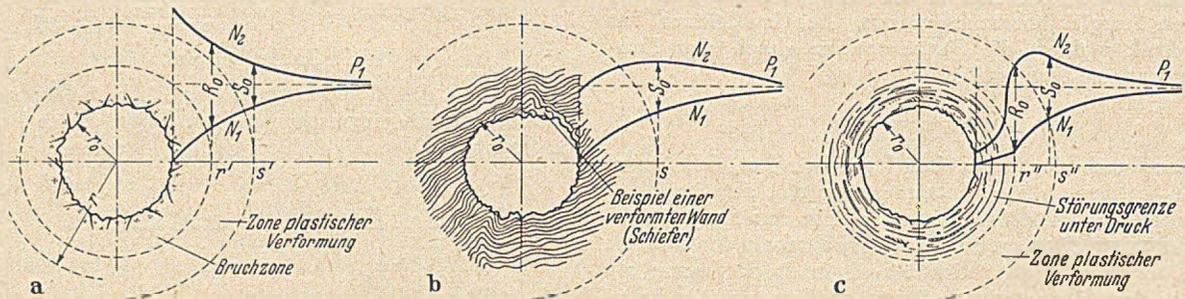


Abb. 1. Durch das Durchbohren eines Tunnels erzeugte Spannungen.

nahme, auf die trotz häufiger Ablehnung die Fachleute doch immer wieder zurückgekommen sind. Der Spannungszustand der Erdkruste ist doch überall verschieden und unvorhersagbar. Es fehlen zwar den aus den genannten Theorien entwickelten Studien über die Änderung des Gleichgewichtszustandes um einen Stollen herum die zahlenmäßigen Grundlagen, aber man kann sie durch direkte Messung erhalten.

Die Verformung der Felsen.

Das Verhalten des Gesteins selbst kann im Laboratorium bestimmt werden. Man muß mehrere Stadien bei der Verformung unterscheiden:

1. Eine anfängliche Zusammendrückung, die je nachdem, ob sie normal oder parallel zur Schieferung verläuft, verschieden ist,

2. eine elastische oder reversible Formänderung, die danach einsetzt. (Erfahrungswerte für den Elastizitäts-

4. Schließlich kommen zu den mechanischen Verformungen alle physikalisch-chemischen hinzu. Wenn das Gleichgewicht des Berges gestört ist durch Berührung mit der Luft oder durch Änderung der Feuchtigkeit und der Temperatur, kann eine Störung erfolgen bis zur Verwitterung des Felsens mit Änderung des Volumens. Das Wasser und die Temperaturänderungen sind die großen Ursachen der Zerstörung der Felsen. Die geschlossenen und sehr trockenen Tunnel sind im allgemeinen im Gleichgewicht. Dafür ist die Dauerhaftigkeit zahlreicher prähistorischer Grotten und nicht ausgekleideter römischer Stollen ein Beweis.

Die Wirkung des Durchfahrens auf das Gleichgewicht eines Felsmassivs.

Stellen wir uns vor, ein Tunnel mit Kreisquerschnitt durchdringe eine homogene und unbegrenzte Felsmasse. Nehmen wir an, daß in der ersten kurzen Periode die

Verformungen elastisch bleiben. Das Massiv, das gleichmäßig mit P_1 kg/cm² zusammengedrückt war, wird sein Gleichgewicht verändern. Im Umkreis des Tunnels wird die radiale Zusammendrückung $N_1 = -P_1 \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2}\right)$ (Abb. 1). Die Zusammendrückung in Richtung der Tangente wird $N_2 = -P_1 \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2}\right)$ sein. Die Verformung U , die die elastische Verringerung des Radius r_0 darstellt, wird annähernd $U = -\left(2 - \frac{\nu}{E}\right) (P_1 \cdot r_0)$ sein. Wenn die Proportionalitätsgrenze S_0 für den Felsen größer ist als $2P_1$, ist der Tunnel im Gleichgewicht. Das ist der Fall bei Tunnels in mittlerer Tiefe. Weiterhin werden die Fälle $2P_1 > S_0$ und $2P_1$ sehr viel größer als S_0 mit ihren nachteiligen Folgen behandelt.

Es seien nur noch die praktischen Folgerungen zitiert, die sich mit der Meinung der Spezialisten decken.

1. Der Angriff mit vollem Querschnitt ist zulässig, wenn man sicher ist, S_0 größer als $2P_1$ zu haben oder wenigstens die Bruchspannung R_0 größer als $2P_1$. Diese Bedingung gilt für eine Deckung von 500 m ab.

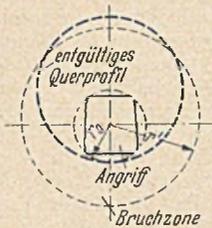


Abb. 2. Anordnung bei Stollenvortrieb.

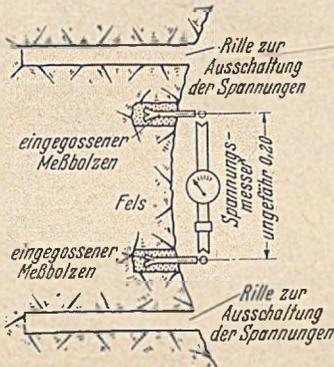


Abb. 3. Anordnungen zur Messung der Drücke an der Wand.

2. Ein vorläufiger Stollenvortrieb wird notwendig, wenn R_0 kleiner ist als P_1 . Er sollte immer an der Sohle des endgültigen Voll-Ausbruches liegen (Abb. 2) und gut ausgesteift werden (Abb. 4). Der endgültige Durchmesser des Tunnels sollte größter sein als der Abstand $r_0 + r'$. In der Praxis wird in der Schweiz und in Italien die österreichische Methode der belgischen durch die Erbauer tiefer Tunnel vorgezogen.

3. Der Querschnitt des Vollaushubes sollte sich der Kreisform nähern. Das ist die Form, der natürlicherweise der Tunnel zustrebt.

Die Messungen des Druckes der Felsen in der Tiefe.

Da der Wert der Zusammendrückung P_1 sehr wichtig ist, bleibt nichts anderes übrig, als ihn zu messen. Eine

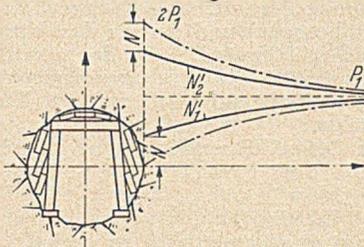


Abb. 4. Wirkung der Auszimmerung.

Messung, wie sie auch in USA. und Italien laufend angewendet wird und in Frankreich allgemein verwendet werden soll, zeigt Abb. 3. Ein Spannungsmesser wird an einer Stelle der Felswand in den Felsen eingebaut und der Druck des umgebenden Felsens durch Einschneiden einer um den Meßbereich geführten Rille ausgeschaltet. Man muß berücksichtigen, daß man nicht den Druck P_1 mißt, sondern nur einen Spannungszustand in der Wand. Die Ergebnisse bedürfen verschiedener Einschränkungen. Vor einer Verallgemeinerung wird gewarnt, da die Messungen nur in gesundes und wenig gepreßtem Gestein zuverlässig sind.

Die Messungen des Felsdruckes und die Leitung der Bauarbeiten im Tunnel.

Während des Bauvorganges sind solche Messungen recht schwierig. Dennoch liefern sie der Größenordnung nach P_1 , R und S . P_1 ist die wahrscheinliche Zusammendrückung des Bodens, R der Bruchwiderstand des Felsens und S die Plastizitätszahl des Felsens. Sie zeigen, welcher der Fälle, die in Abb. 1 dargestellt sind, vorliegt und welche Angriffsweise für den Stollen anzuwenden, besonders auch, welche Art der Aussteifung notwendig ist.

Die Frage der Auskleidung.

Der Druck zwischen Auskleidung und Stollenwand erzeugt eine Vorspannung. Man kann die Vorspannung auch durch Anwendung von Pressen herstellen. Die Vorteile der Zementinjektion zur Erreichung dieses Zweckes werden ausführlicher beschrieben. In der ersten Phase werden die Hohlräume mit einem Druck von 5 bis 7 kg/cm² gefüllt. Dabei kann der Mörtel bis zu 50% feinen Sand enthalten. In der 2. Phase wird reiner Zement eingepreßt. Die Auskleidung eines Tunnels verfolgt das Ziel, ihm eine bequeme Verwendbarkeit zu geben, die Dichtigkeit, Rauigkeit und Sicherheit zu verbessern, den Fels gegen Verwitterungseinflüsse, besonders durch Wasser, zu schützen, ihm den Einfluß von Temperaturänderungen fernzuhalten, den Bruch des Felsens infolge der Zusammendrückung aufzuhalten und die Verwitterungszonen im Falle eines Bruches zu stützen. Man kann sich die Auskleidung sparen, wenn die angedeuteten Gefahren nicht bestehen. Im allgemeinen ist das aber nur bei gesundem Granit der Fall.

Das Unter-Wasser-Setzen.

Das Unter-Wasser-Setzen verringert die Wandtemperatur, erzeugt also einen Spannungsrückgang. Auch in diesem Abschnitt werden wieder die Möglichkeiten der Vorspannung beschrieben.

Die Dichtigkeit.

Wasserverluste in Druckstollen entstehen durch Diffusion und Durchsickern nach der Formel

$$q = \frac{p a^2}{2 \nu l}$$

Die Bedeutung der Buchstaben ist folgende:

- q = Wasserverluste pro Längeneinheit des Risses,
- p = Wasserdruck,
- l = Sickerweg,
- a = Halbmesser des Wasserfadens,
- ν = Viskosität des Wassers.

Als Mittel gegen Wasserverluste werden genannt: Metallauskleidung oder Zementinjektionen (z. B. mit 3,5 kg/cm² Druck).

Zusammenfassung.

Das Maß des inneren Druckes der Felsgesteine kann dem Ingenieur bei der Ausführung tiefliegender Tunnel oder solchen mit hohem Wasserdruck sehr nützlich sein. Die tieferen Schichten, die meist aus harten und massigen Felsen bestehen, bieten im allgemeinen die erwünschten Bedingungen. Für die oberen Schichten, die der Verwitterung durch Temperatur und Wasser ausgesetzt sind, gelten sie nicht. Es wird möglich sein, die natürliche Spannung des Felsens auszunutzen. Diese Druckspannung bietet selten ein bemerkenswertes Hindernis für den Ingenieur, sondern sie kann im Gegenteil eine wertvolle Hilfe sein. [Nach J. Talobre: Travaux 33 (1949) S. 643—650.] Wilh. Loos, Karlsruhe.

Betrachtungen über den Hafen von Casablanca.

Eine Kommission von Marseille unternahm eine Reise nach Marokko, um einen Überblick über die Anlagen und den Betrieb des Hafens von Casablanca zu gewinnen. Auf der Rückfahrt wurden auch die Häfen von Oran und Algier besucht. Es kam nicht so sehr darauf an, die technischen Einzeleinrichtungen zu studieren als zu erfahren, welchen wirtschaftlichen Funktionen der Hafen von Casablanca dient oder wird dienen können.

Vor Schaffung des französischen Protektorats waren an der marokkanischen Atlantikküste nur einfache Reeden mit bescheidenen zusätzlichen Hafenerwerken vorhanden. An der durchweg flachen Küste einen großen Hafen zu schaffen, war schwierig. Die Küste ist bei den vorherrschenden Westwinden der starken Dünung ausgesetzt, die

in hohen Wellen anbrandet und die Ursache zur Bildung von Sandbarren ist, so daß die Schiffe weit vom Ufer entfernt ankern, leichtern oder in kleinere Fahrzeuge überladen müssen. Trotz dieser Schwierigkeiten hatte sich Ende des 19. Jahrhunderts schon ein nicht unbedeutender Umschlagsverkehr in Casablanca entwickelt. Die Kaufmannschaft und die Reeder führten jedoch ständig Klage über die Unzulänglichkeit der Anlagen. 1906 begann man mit erwähnenswerten Verbesserungsarbeiten, 1911 baute man am Westende des für die Hafenanlagen vorgesehenen Küstenstrichs einen kleinen Binnenhafen, und 1912 entschloß man sich zum Bau

laufende Wellenbrecher und senkrecht zur Küste vorgestreckte Molen oder Kaizungen.

Beim Blick auf die erwähnten Hafenanlagen sieht man, daß diese Gesichtspunkte beim Bau ausschlaggebend gewesen sind. Die Häfen von Marseille, Oran und Algier sind jedoch schon seit mehreren Jahrhunderten betrieben; die Gebiete waren dort durch vorspringende Landzungen geschützt, also konkave Buchten vorhanden, die später in ein Hafensystem einbezogen werden konnten. Den Vorteil besitzt Casablanca nicht; außerdem hat man hier mit einem Tidehub von etwa 4 m zu rechnen, der im mittelländischen Meer kaum von Bedeutung ist. Casablanca besitzt aber vor den drei anderen Häfen den großen Vorzug, daß das Gelände gegen das Innere nur sanft ansteigt, wodurch die Straßen- und Eisenbahnverbindungen mit dem Innern sehr erleichtert werden und mit nur geringen Kosten die Schaffung von Hafengelände möglich ist. Meerestiefen von 10–15 m sind allerdings erst in einem Abstand von 2000 m vom Ufer erreichbar, während in den anderen Häfen diese Tiefe schon in einer Entfernung von 500 m vorhanden ist. Dafür besitzen hier die Wellenbrecher und Molen bei dem steil abfallenden Meeresboden bedeutend größere Abmessungen. Eine der Molen in Marseille hat unter Wasser eine Höhe von 35 m.

Es wäre natürlich ungerecht, den Ingenieuren, die die Häfen von Marseille, Oran und Algier um die Mitte des vorigen Jahrhunderts entwarfen, vorzuwerfen, sie hätten die Wellenbrecher in zu geringem Abstand vom Ufer aufgeführt und dadurch nur Raum gelassen für Kaizungen und Molen von 150 bis

300 m Länge und für beschränkte Wasserflächen, wodurch die Nachfahren gezwungen waren, neue Anlagen auf große Längen auszudehnen. Die klare Linienführung in Casablanca war den planenden Ingenieuren durch die natürlichen Verhältnisse vorgezeichnet. Nichts hinderte sie, bis zu einem Abstand von 2000 m einen Wellenbrecher vorzustrecken, dessen Massen für den lfdm. viermal geringer sind als die für Oran, Algier und Marseille notwendigen. Man verschaffte sich mit dem Wellenbrecher von 2 km Länge und dem quer verlaufenden Wellenbrecher eine geschützte Wasserfläche von 110 ha (in Marseille war ein Wellenbrecher von 8 km Länge nötig, um 180 ha zu gewinnen). Man konnte im Schutz der Wellenbrecher eine Kaizung von 800 m Länge und 220 m Breite herstellen. In Marseille wird man erst im Jahre 1955 eine ähnliche Mole fertiggestellt haben. Bei Gegenüberstellung der nutzbaren Wasserflächen (die Vorhäfen nicht einbezogen) und der für den Umschlag nutzbaren Landflächen (vermindert um den durch Gleise und gepflasterte Straßen in Anspruch genommenen Raum) in den vier Häfen ergibt sich, daß auf den lfdm. Kai zur Verfügung stehen:

in Casablanca	345 m ² Wasserfläche	und	116 m ² Landfläche,
in Algier	190 m ²	"	89 m ²
in Oran	166 m ²	"	66 m ²
in Marseille	112 m ²	"	28 m ²

Bei der Ausnutzung ist natürlich zu berücksichtigen, daß die Art der umgeschlagenen Güter nicht die gleiche ist, denn für die Behandlung von Kohlen und Phosphaten sind weniger Flächen zur Verfügung zu halten als für Stückgüter; trotzdem ist die Beengtheit des Raumes in Marseille augenfällig. Durch den geplanten Ausbau eines Hafenbeckens in Marseille wird sich für den lfdm. Kai das Verhältnis in diesem Becken auf 250 m² Wasser- und 100 m² Landfläche stellen; nähert sich also schon den Verhältniszahlen von Casablanca.

Die Ausdehnungsmöglichkeiten sind in Casablanca bei dem flach abfallenden Meeresboden besonders günstig. Die Verlängerung des großen Wellenbrechers um 1, 2 oder 3 km kann ohne erhebliche Kosten durchgeführt werden, da die Wassertiefen in der Trasse 17 m nicht

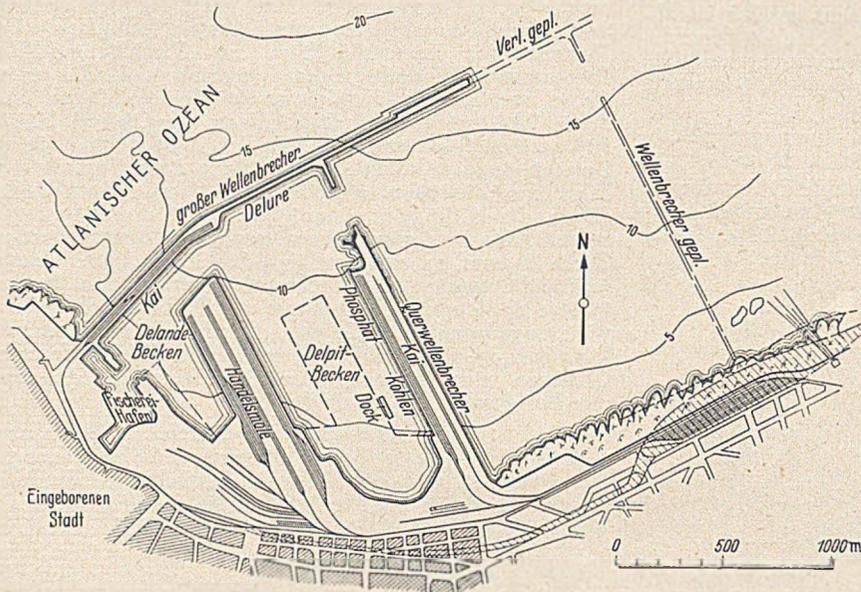


Abb. 1. Plan des Hafens von Casablanca.

eines großen Hafens, und zwar nach einem derart großzügigen Plan, daß die Abmessungen der Wellenbrecher, die Wasser- und Landflächen noch den Erfordernissen des Jahres 1947 genügten (Abb. 1).

Zwischen Hafenplanungen in Marokko und denen in Frankreich bestehen insofern wesentliche Unterschiede, als sich an der französischen Küste Erweiterungen der Hafenanlagen und die Aufbringung der Mittel fast immer gleichzeitig in mehreren Häfen als notwendig herausstellen. Die Häfen in Frankreich sind durch den allmählichen Ausbau von Buchten oder Flußläufen entstanden. Man hat bald hier, bald dort Verlängerungen und Erweiterungen vornehmen und alle 20 bis 30 Jahre die ursprünglichen Planungen abändern müssen. In Marokko erkennt man dagegen gleich beim ersten Besuch schon aus der einfachen Linienführung, daß man auf weite Sicht ohne Behinderung etwas Neues und Dauerhaftes hat schaffen können.

Es wird mit Bezug auf die Abmessungen und charakteristischen Merkmale ein Vergleich gezogen zwischen dem Hafen von Casablanca und einigen anderen Häfen. Zum Vergleich gestellt wurden die Häfen von Oran und Algier an der marokkanischen Mittelmeerküste und von Marseille. Die technischen Probleme sind die gleichen und die Lösungen ähnlich, doch der Betrieb und die Ausnutzung weichen voneinander ab, da ja die Funktion der Häfen von den Handelsbeziehungen und von dem Grad der Zivilisation der Bevölkerung des zu versorgenden Hinterlandes abhängt. Man will aus dem Vergleich schließen, ob die Gepflogenheiten, die sich beispielsweise in Marseille eingebürgert haben, auch für einen Hafen wie Casablanca übernommen werden können.

Bei der Planung des Hafens von Casablanca sind folgende Erwägungen bestimmend gewesen:

1. das Küstengebiet ist felsig, die wirtschaftlichste Lösung ist, das Hafengelände erst aufzuschütten, dem Meer also Hafensflächen abzugewinnen, anstatt Einschnitte in das Gelände auszuführen;

2. als Folge davon mußten vorweg Schutzwerke gegen Wind und Wetter geschaffen werden. Das Gepräge eines solchen Hafens erfordert parallel zum Ufer ver-

übersteigen. In den anderen Häfen sind jedoch erheblich größere Aufwendungen für Schüttsteine und Betonblöcke zu machen, um die wesentlich umfangreicheren Wellenbrecher und Molen aufzubauen. Das Hinterland von Casablanca mit dem Hafen durch Straßen und Eisenbahnen zu verbinden, macht bei dem flach ansteigenden Ufergelände keine Schwierigkeiten; in den anderen Häfen sind diese Verkehrswege und die Vershubbahnhöfe in dem steilen, felsigen Küstengelände nur schwer unterzubringen. Der Hafen von Casablanca versandt nicht; regelmäßige Baggerungen sind deshalb nicht vonnöten. Da man beim Planen des Hafens freie Hand hatte, erscheint die Gesamtanordnung harmonisch gegliedert. In dem zum Vergleich herangezogenen drei anderen Häfen erwecken die Anlagen den Eindruck von gedrängten Zusammenballungen und von Anhäufungen der Hafenwerke, die vielleicht malerisch wirken, aber schwer zu verbessern sind. Diese Häfen sind jedoch sehr viel früher entstanden. Casablanca hat aus den Fehlern dieser älteren Häfen, die

baut und verwaltet den großen Getreidesilo mit einem Fassungsraum von 30 000 t auf dem Westufer des Kais zwischen dem Delande- und Delpit-Becken. Stückgüter werden an den verschiedenen Kais und auch auf dem verbreiterten Wurzelende des großen Wellenbrechers Delure abgefertigt.

Unter dem Vorsitz des Hafenskapitäns wird zusammen mit nur einem Vertreter der Stauer die Verteilung der Schiffsliegeplätze vereinbart. In Marseille haben die verschiedenen Reeder und Stauer bei der Wahl der Liegeplätze mitzubestimmen, wobei fast ständig Meinungsverschiedenheiten und Mißhelligkeiten auftreten. Der einzige Vertreter der Stauer in Casablanca ist bemüht, alle Reeder und Verfrachter zufriedenzustellen.

Die Aufgabe der Betriebsgesellschaft in Casablanca umfaßt die Abfertigung der Schiffe, die Beförderung der Güter auf dem dieser Gesellschaft zugewiesenen Gebiet, die Stapelung der Waren in den Schuppen und auf den Landflächen, die Versorgung mit Trinkwasser, die Ver-

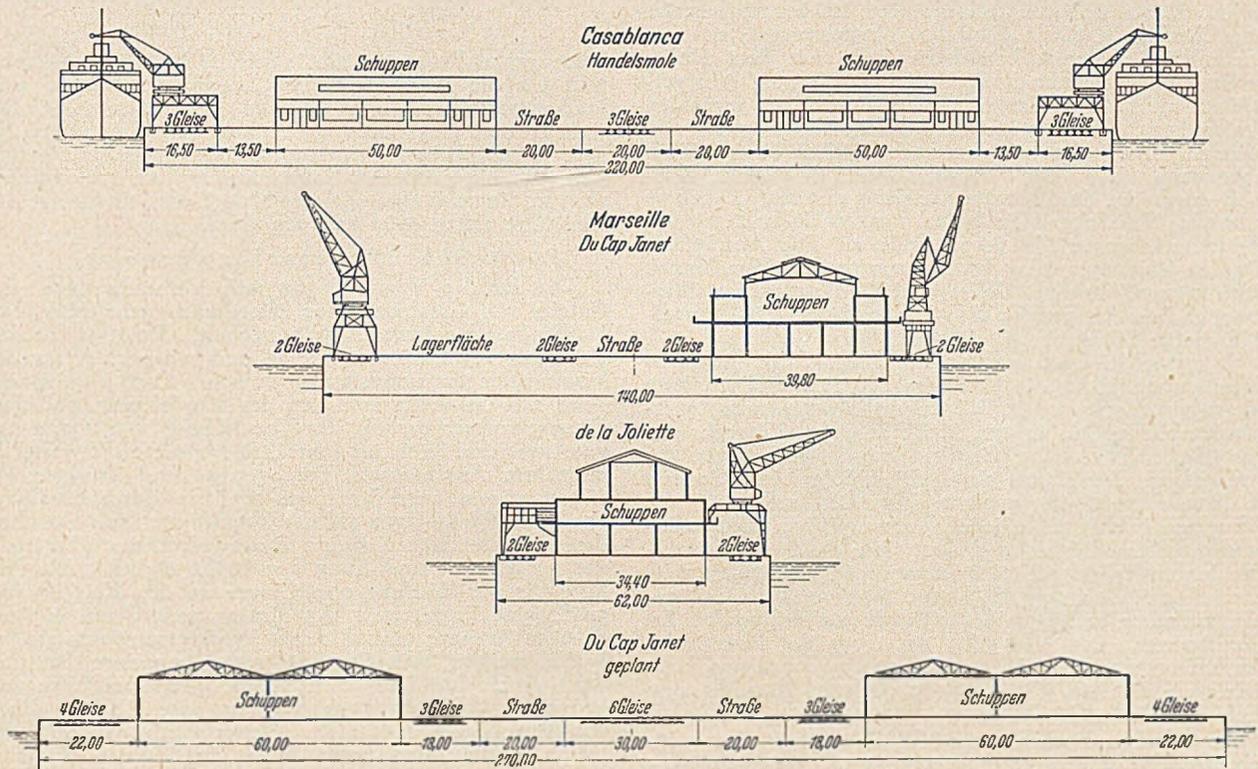


Abb. 2. Querschnitt durch Molen von Casablanca und Marseille.

ihnen durch die Natur und die zeitliche Entwicklung aufgewungen waren, für den eigenen Ausbau Nutzen gezogen.

In den vier Häfen bestehen große Unterschiede mit Bezug auf den Betrieb. Er gilt in Casablanca als muster-gültig. Das Lotsenwesen ist obligatorisch. Der Schleppdienst wird von einer Privatgesellschaft wahrgenommen. Die Brandung, die bei starken Stürmen oft den großen Wellenbrecher überspült, und die Strömungen zwingen die Schiffe fast immer, Schlepper anzunehmen. Diese sind, wie die Schlepper in den Häfen am Atlantischen Ocean allgemein sehr kräftig gebaut und mit starken Aufbauten versehen. Sie leisten auch Dienst als Bergungs- und Rettungsfahrzeuge. In Marseille ist ein besonderer Typ entwickelt; es sind kleinere wendige Schleppboote, die nur wenig Freibord, aber einen großen Tiefgang haben. Sie bieten den auf dem Mittelmeer gefürchteten Weststürmen geringe Angriffsflächen. Sie sind in den Hafenbecken mit beschränkter Wasseroberfläche sehr beweglich und dem Hafenbetrieb bestens angepaßt. Bei schwerem Seegang können sie die Hafenbecken nicht verlassen und sich nicht auf die offene See hinauswagen.

In Casablanca entwirft und baut die Verwaltung für öffentliche Arbeiten die Häfen und Kais mit Ausrüstung, mit Kaischuppen und Kränen. Den Betrieb einschließlich Kohlenumschlag hat sie einer Privatgesellschaft „la manutention Marocaine“ übertragen. Die Handelskammer

mietung von Beförderungsmitteln und dergl. mehr. In Marseille sind diese Funktionen auf eine Betriebsgesellschaft, auf eine Ausrüstungsfirma und auf verschiedene Stauereibetriebe verteilt. Das Monopol in Casablanca besteht nicht erst seit Schaffung des französischen Protektorats; es war ursprünglich ein Vorrecht der scherifischen Regierung, das später einer französischen Gesellschaft eingeräumt wurde.

Der Haushaltsplan des Hafens ähnelt dem eines autonomen Hafens, der die Ausrüstung, Schuppen und Kräne baut und durch einen Treuhänder betreiben läßt. Die Verwaltung für öffentliche Arbeiten kommt für einen Fehlbetrag auf und ist Nutznießer eines eventuellen Überschusses. Der Einwand, die Behörde, die die Anlage wohl baut und unterhält, den Betrieb dagegen einer Privatgesellschaft überläßt, handele nicht wirtschaftlich, ist zwar nicht ganz unberechtigt, dafür kann sie jedoch die Tarife niedriger halten, als eine Privatgesellschaft dies tun würde, und durch eine indirekte Subvention dem Gesamthandel dienen. Es versteht sich von selbst, daß die Tarife in Marseille schon deshalb wesentlich höher sein müssen, weil dort die Löhne der Schauerleute beträchtlich höher liegen. Casablanca verfügt über eine große Zahl modernster Kräne, in Marseille sind die meisten Kais mit einer zu geringen Zahl von Kränen besetzt und die Verfrachter mehr auf das Ladegeschirr der Schiffe angewiesen, worunter die Umschlagsgeschwindigkeit leidet

In Casablanca sind von Treckern bewegte Karren in reichlicher Zahl in Betrieb; in Marseille werden noch viele Güter von Kiararbeitern auf dem Rücken getragen oder mit einfachen Handwagen befördert.

Das aufgehöhte Gelände in Casablanca läßt es nicht zu, schwere Stahlbeton-Schuppen zu bauen; man begnügt sich mit weiträumigen, ebenerdigen leichten Schuppen. Die mit dem Betrieb beauftragte Privatgesellschaft hat die Güter unter Dach zu bringen und sie bis zur Auslieferung bewachen zu lassen. Werden die Lagerplätze zu stark in Anspruch genommen, muß die behördliche Verwaltung für Erweiterungen sorgen; um diese so weit wie möglich hinauszuschieben, übt sie einen Druck auf die Empfänger dadurch aus, daß sie Gebühren für längere Lagerzeiten erhebt, wie dies auch in anderen Häfen geschieht.

Die Hafenanlagen in Casablanca sind gegliedert nach Umschlagsanlagen für Massengut, für Stückgüter und für Fische. Die Ausfuhr von Phosphaten spielt eine große Rolle. Die Ausbeutungsfelder liegen 100 km südwestlich von Casablanca, 800 m über dem Meeresspiegel; sie sind durch eine elektrische betriebene Bahn mit dem Hafen verbunden. Marokko hofft, bald 4 000 000 t im Jahr verschiffen zu können, das wären ein Drittel des normalen Weltbedarfs. Wichtig für die Reeder, die Phosphat verschiffen, ist es, die entsprechende Rückfracht hereinzubekommen. Von 1944—46 wurde dies in großem Ausmaß durch die Einfuhr von Getreide erreicht. Die Einfuhr von Kohlen und Treibölen wird in Zukunft mit der Industrialisierung Marokkos wachsen. Die Ausrüstung für den Kohlenumschlag besteht aus großen 76 m langen Kranbrücken, die drei Gleise und die Lagerplätze überspannen. — An den Kohlenplatz schließen sich Stapelflächen für Eilenerze an.

Für den Stückgutumschlag ist hauptsächlich die Handelsmole bestimmt; sie ist 220 m breit. Die Aufteilung dieser Breite ist aus Abb. 2 ersichtlich, die auch Querschnitte einiger Molen von Marseille zeigt. Es geht aus der Gegenüberstellung hervor, wieviel geräumiger die Anlagen in Casablanca sind. Die Mole Léon Gourret in Marseille ist erst geplant. Es fällt auf, daß die Schuppen in Marseille jedoch zum größten Teil mehrgeschossig aus Stahlbeton gebaut sind; die mehrgeschossigen können allgemein nicht immer voll ausgenutzt werden. Beschießungen und Minenexplosionen während des Krieges haben gezeigt, daß ein Stahlbetongerippe den Erschütterungen gut widersteht, daß aber die Beseitigung der Trümmer und der Wiederaufbau eine lange und kostspielige Sache ist. Für die neue Mole in Marseille sind auch nur ebenerdige Schuppen vorgesehen.

In Casablanca dient ein Silo als Zwischenlager für die Ausfuhr von Roggen, Gerste und Mais; dagegen mußte 1945/46, um eine Hungersnot zu vermeiden, eine gleiche Menge, wie sie in normalen Zeiten ausgeführt wird, eingeführt werden. Der Silo spielt die Rolle eines Umschlagsreglers, denn die Beförderung auf der Eisenbahn kann sich nicht immer nach dem Zeitmaß des Be- oder Entladens der Schiffe richten. Die unterschiedlichsten Stückgüter werden in Casablanca umgeschlagen. Zur Ausfuhr kommen hauptsächlich Obst, Frühgemüse, Pflanzenfasern, Korkeichenrinde, Ölkuchen und dergl. In der Einfuhr überwiegen Maschinen, Holz, Kalk und Zement.

Das erstrebenswerte Ziel eines jeden Hafens ist, Sonderanlagen vorzuhalten, an denen Fahrgäste ein- und ausgeschifft werden können. Mit einem solchen Hafensbahnhof sind, wie üblich, Zollkontrollen, Polizeiaufsicht, Weiter Versand des Gepäcks u. a. m. zu vereinigen. Solche Sonderanlagen können sich große französische Häfen wie Cherbourg, Le Havre und Bordeaux (le Verdon) leisten. In Häfen wie Casablanca, Oran und Algier, die nur von Schiffen angelaufen werden, die sowohl Fracht als auch Fahrgäste befördern, läßt sich eine solche Abfertigung nicht rechtfertigen. Wollte man in diesen Häfen die Fahrgäste zunächst an einer bestimmten Fahrgastanlage absetzen, die Schiffe dann nach einem anderen Platz verholen, um die Güter zu löschen und zu laden und schließlich die Fahrzeuge wieder an den ersten Platz zurückzubringen, um die abfahrenden Gäste aufzunehmen, so stünden der Aufwand und die Kosten hierfür in keinem rechten Verhältnis zum Nutzen. Die gegebene Lösung ist,

die Fahrgäste an dem gleichen Kaiplatz abzufertigen, an dem auch die Güter gelöscht und geladen werden. Es ist dafür Sorge zu tragen, besondere Zu- und Abgänge für die Fahrgäste durch Stege zu schaffen, so daß sich der Verkehr nicht mit dem Gütertransport kreuzt. Dieser Ausweg ist nicht nur in den marokkanischen Häfen beschritten, sondern auch in Marseille.

In Casablanca hat die Fischausfuhr eine große Bedeutung; sie nimmt dem Umschlag nach einen der ersten Plätze in der Reihe der französischen Häfen ein. Es stehen Lager- und Auktionshallen und Kühlanlagen zur Verfügung. Die Verarbeitung der Fische in Casablanca und Umgebung hat zu einer hochentwickelten Industrie geführt.

Die Leistungsfähigkeit geht in den vier Häfen aus einem Vergleich des mittleren Umschlags in Tonnen auf den lfdm. Kai hervor. Die Zahlen sind:

Casablanca	720 t/m
Oran	620 t/m
Algier	470 t/m
Marseille	400 t/m.

Diese grobe Rechnung gibt natürlich kein einwandfreies Bild für die Leistungsfähigkeit, denn die Massen- und Stückgüter sind in dieser Rechnung zusammengefaßt. Bei einer solchen Gegenüberstellung schneidet Casablanca mit dem beträchtlichen Schwergutumschlag am besten und Marseille mit größerem Stütgutumschlag am schlechtesten ab. In einem Hafen für gemischte Güter übersteigt der Umschlag selten 400 t auf den lfdm.

Schlußbetrachtungen:

Die für die Vergrößerung und Verbesserungen des Hafens von Casablanca für erforderlich gehaltenen Planungen werden kurz zusammengefaßt. Der Kai für den Umschlag von Phosphaten kann und soll noch wesentlich leistungsfähiger ausgestattet werden. Die Herrichtung eines Teil des Ufers zwischen der Handelsmole und dem Querwellenbrecher soll der Verschiffung von Erzen zugute kommen. Um im Jahr 1950 für die zu erwartende vermehrte Ausfuhr von Frischgemüse und Früchten gerüstet zu sein, wird Vorsorge getroffen durch Schaffung von Umschlagsanlagen auf der Ostseite der Mole zwischen dem Fischereihafen und dem Delande-Becken. Man rechnet mit einer Verschiffung von 1000 t täglich. Als Abhilfe für die Häufung von Gütern an den Kais ist eine großzügige Erweiterung des Hafens nach Osten in Aussicht genommen; einmal durch Verlängerung des großen Wellenbrechers, mit der man schon begonnen hat und dann durch den Bau eines neuen, quer zum Ufer verlaufenden Wellenbrechers, wie aus der Abb. 1 durch punktierte Linien ersichtlich. Weiter soll in der Mitte des Delpit-Beckens eine breite Mole, ähnlich der Handelsmole, gebaut werden. Als Ersatz für ein Schwimmdock ist ein Trockendock geplant von 155 m Länge und 22 m Breite, das Schiffe von 8 m Tiefgang wird aufnehmen können. Auch die Fischhallen sind zu vergrößern. Schon lange war beabsichtigt, eine Freihafenzone einzurichten. Davon verspricht man sich eine wünschenswerte Entwicklung des Lagerbetriebes.

Alles in allem hinterläßt das Studium des Hafens von Casablanca den Eindruck und die Überzeugung, daß der Hafen das erfüllt, was man sich davon versprochen. Casablanca vermittelt den überwiegenden Teil des Gesamtverkehrs von Marokko. Wesentlich ist, daß die Anlagen der wirtschaftlichen Entwicklung des Landes durch beliebige Ausdehnung leicht zu folgen vermögen. Die Besonderheit liegt in erster Linie im Monopol des Stauerbetriebes. Anstatt den Hafen durch eine behördliche Verwaltung betreiben zu lassen, begnügt sich die Behörde damit, den Umschlag einer privaten Gesellschaft zu übertragen und die Tarife festzusetzen. Es wird angenommen, daß diese Gesellschaft wirtschaftlicher arbeitet als unabhängige Unternehmer, die schließlich weder frei darin sind, die Löhne zu bestimmen, noch ihr Personal anzuwerben oder zu entlassen. Der gewählte Stauer genießt den großen Vorzug, daß er stets das Gesamtbild des Hafenbetriebes vor sich hat. Sein Interesse deckt sich mit dem der Allgemeinheit.

[M. Jean Mathieu in Annales des Ponts et Chaussées. 119 (1949) S. 181—239.]

Erich Bunnies, Hamburg.

Eine Schalenkuppel mit vorgespanntem Zugring.

In Zürich wird zur Zeit die katholische Kirche Felix und Regula in Stahlbetonbauweise gebaut, und zwar als Zentralraum, dessen Decke als Schalenkuppel konstruiert ist. Die Kuppellast wird zunächst von einem Ringträger aufgenommen, der sie dann an einen Kranz nach innen geneigter Stützen abgibt. Die Schale leitet ihren Schub zum Teil in einen Zugring und zum Teil an die bereits erwähnten nach innen geneigten Stützen ab. Die Kuppel ist so flach, daß keine Bruchfuge auftritt. Infolgedessen würden ohne besondere Maßnahmen die Krepelmomente am Rande besonders groß und störend.

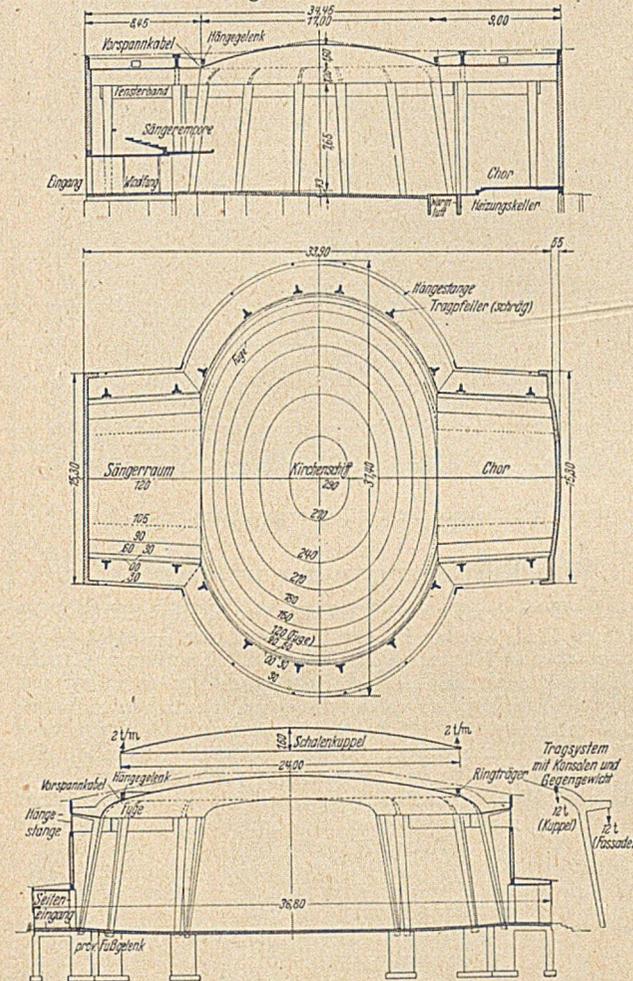


Abb. 1. a) Längsschnitt (in der kurzen Kuppelachse), b) Horizontalschnitt in der Höhe des Fensterbandes und Übersicht der Kuppel mit Höhenkurven, c) Querschnitt (in der langen Kuppelachse).

Die konstruktive Eigenart der Schale besteht darin, daß der Zugring vorgespannt wird, um die Randstörungenmomente klein zu halten. Die Abb. 1 zeigt die Gesamtanordnung und die wichtigsten Maße. Das Stichverhältnis ist außerordentlich gering, $f : D = 1 : 15$, Scheitelradius $R = 50$ m, Schalenstärke $d = 8$ cm, $d : R = 1 : 625$.

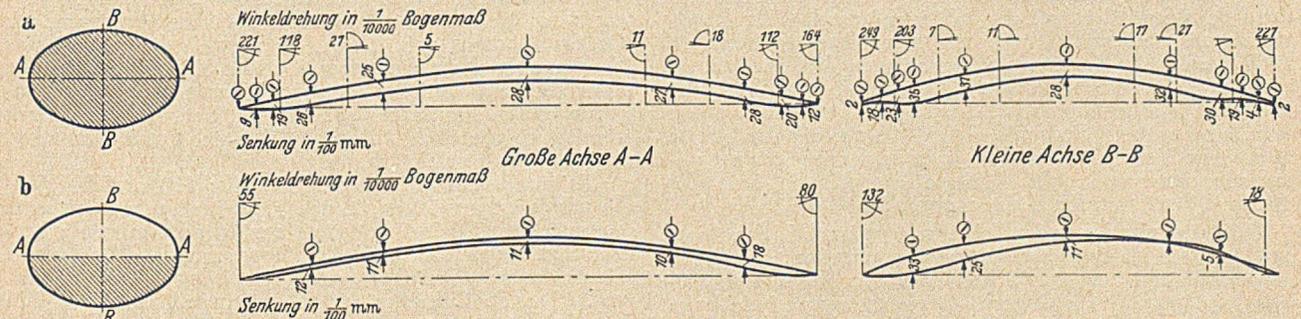


Abb. 4. Modellverformung in der großen und der kleinen Achse bei 100 kg/cm^2 verteilter Belastung
a) für symmetrische Belastung
b) für antisymmetrische Belastung.

Aus Abb. 2 ist ersichtlich, wie die Kraftübertragung von Schale auf Ringträger über ein Hängependel geschieht; das Hängependel hat die gleiche Neigung wie die angeschlossene Säule. Der Spielraum, den das Hänge-

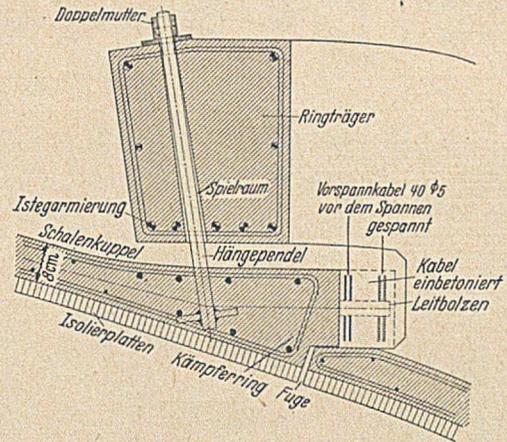


Abb. 2. Schnitt durch Säulenkopf, Ringträger und Kuppelring.

pendel im Ringträger hat, dient dazu, dem Pendel beim Vorspannen des Kuppelringes, der aus 40 Drähten $\phi 5$ besteht, die erforderliche Bewegungsmöglichkeit zu geben.

Die Berechnung der Kuppel erfolgte mit einem Näherungsverfahren, das im einzelnen nicht angegeben ist.

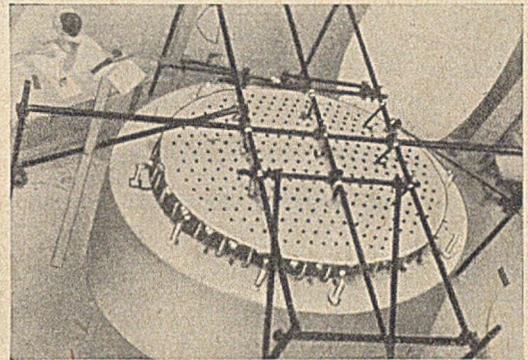


Abb. 3. Modellschale auf dem Bassinrand.

Anstatt einer eingehenden Berechnung wurden sehr sorgfältige Messungen mittels dreier Modellversuche vorgenommen. Als geometrischer Modellmaßstab wurde das Verhältnis $1 : 10$ und als Material ein Zementmörtel mit Klaviersaitenarmierung verwendet. Die Würfeldruckfestigkeit des Zementmörtels nach 28 Tagen betrug 211 kg/cm^2 , sein Elastizitätsmodul $300\,000 \text{ kg/cm}^2$, d. h. Werte, die sich von den Werten des Bauwerkbetons nicht wesentlich unterscheiden. Der Zugring des Modells bestand aus einem 8 mm starken Rundstahl und bildete mit dem Schalenrand das umschriebene Polygon. Die Kraftübertragung von Zugring auf Schalenrand erfolgte durch normal gerichtete Mikrometerschrauben, mit denen eine genaue Regulierung der Vorspannung möglich war.

Die Belastung bestand aus zahlreichen Blechröhren mit Bleiböden. Abb. 3 zeigt eine Modellschale, die mittels

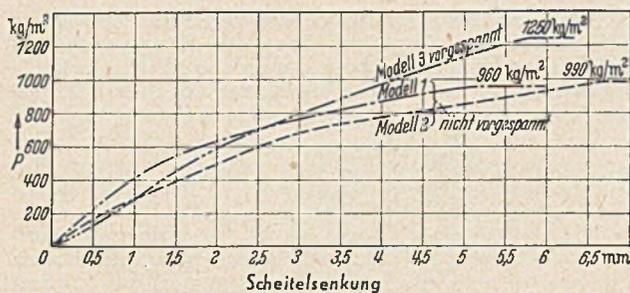


Abb. 5. Scheitelsenkung bei den drei Modellversuchen bis zur Bruchlast.

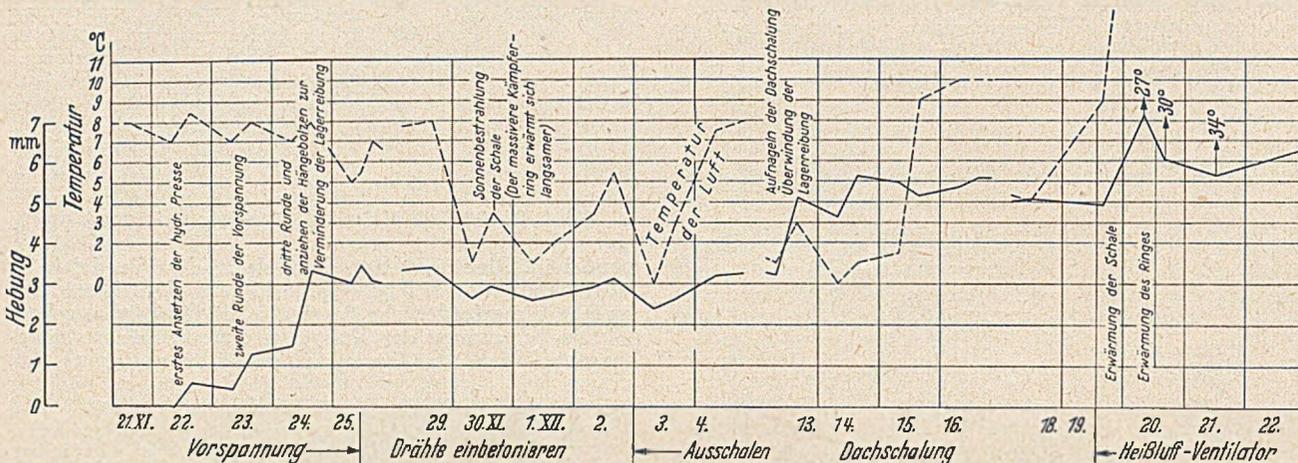


Abb. 6. Scheitelbewegung während des Vorspannens beim Aufbringen der Dachlast und bei Temperaturschwankungen.

Pendeln auf dem Rand eines gemauerten Bassins gelagert ist. Auf dem Bild sind die Aufhängepunkte der Lasten, die gleichmäßig über die Schale verteilt sind, erkennbar; das Stahlrohrgerüst trägt die Deformationsmesser, nämlich Durchbiegungszuhren für die radialen Verschiebungen der Schale und des Zugringes sowie Neigungsmesser längs dem Schalenrand. Die Größe der Modellbelastung wurde reguliert durch die Füllung des Bassins mit Wasser. Die Blechrohre mit den Bleiböden waren so dimensioniert, daß bei totaler Füllung die Lasten zum Schwimmen kamen und das Schalenmodell entlastet war. Bei totaler Leerung verschwindet der Auftrieb, und die Belastung hat die Größe der Gewichte. Durch partielle Füllung ist zwischen diesen beiden Grenzwerten jeder Wert leicht einzustellen. Diese geistreiche Belastungseinrichtung hat den besonderen Vorteil, daß ein Wechsel in der Belastung nicht nur genau, sondern auch ohne jede störende Nebenwirkung gleichmäßig erzielt werden kann.

Das erste Modell erhielt eine Vollbelastung, das zweite Modell eine Halbbelastung in antimetrischer Form, das dritte Modell erhielt wieder Vollbelastung, jedoch mit vorgespanntem Zugring. Abb.4 zeigt die Verformung der Schale unter symmetrischer und antimetrischer Last ohne Vorspannung. Die Kurve weist am Auflager deutlich einen Wendepunkt auf, was aus den als Randstörungen auftretenden Krepelmomenten herrührt. Abb.5 zeigt die Scheitelsenkung bei den drei Modellversuchen. Man sieht daraus, daß die Vorspannung die Bruchlast wesentlich erhöht. Die Modellversuche ergaben u. a. als wichtiges Ergebnis, daß die Stabilität der Schale auch ohne Versteifungsrippen, d. h. in der isotropen Konstruktionsform ausreicht. Nähere Einzelheiten, wie der Bruch eintrat, werden nicht angegeben.

Am Bauwerk wurden ebenfalls während des Vorspannens Dehnungsmessungen vorgenommen. Abb.6 zeigt die Bewegung des Scheitels während des Vorspannens, während einer längeren Beobachtungsperiode beim Aufbringen der Dachlast und als Folge von Temperaturschwankungen. Es ist interessant, zu sehen, daß der Einfluß der Temperatur mit den Einflüssen der Belastung

durchaus gleiche Größenordnung hat, woraus sich die Lehre ergibt, daß der Einfluß der Temperaturschwankungen bei Messungen an derartigen Bauwerken — und auch an anderen! — unter keinen Umständen vernachlässigt werden darf.

Der Entwurf stammt von dem beratenden Ingenieur Dipl.-Ing. Schubiger, Zürich und Solothurn, sowie dem Architekten Fritz Metzger. Prof. E. Torroja von der Techn. Hochschule Madrid hat die Modellversuche geplant und durchgeführt. [Nach „Schweizerische Bauzeitung“ 68 (1950) S.223.]

A. M e h m e l, Darmstadt.

Wrackräumung in der unteren Loire.

1. Die Aufgabe. Infolge der Kriegsereignisse des Jahres 1944 wurden in der unteren Loire — etwa 15 km stromab von Nantes — in einer Flußkrümmung zahlreiche Schiffe versenkt, um die Schifffahrt nach Nantes zu sperren. Dabei handelte es sich um den deutschen Marinetanker „Antarktis“ (15 000 t), ein deutsches Vorpostenboot (2800 PS) und mehrere Bagger-Großgeräte, nämlich den Sauge- und Spülbagger „Fatouville“ (6000 PS), den Eimerbagger „Pas de Calais II“ (Baggertiefe bis 23 m), einen weiteren Eimerbagger, einen Saugebagger und einen

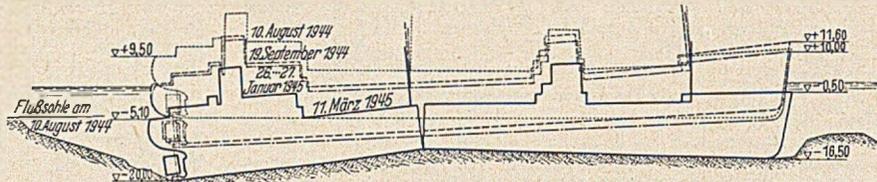


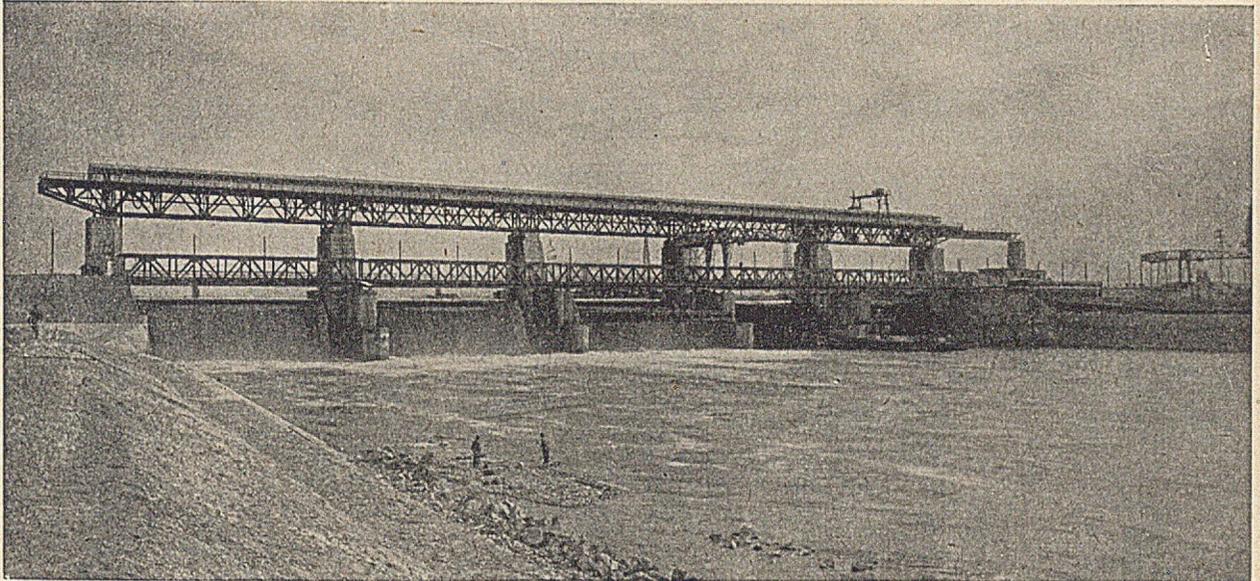
Abb. 1. Das Einsinken der „Antarktis“ im Flußbett der Loire.

Spüler. Nach Kriegsende stand die französ. Wasserstraßenbehörde vor der Aufgabe, das Schifffahrtshindernis zu beseitigen, die dadurch erschwert war, daß die Wracke in das Strombett eingesunken und die Schiffskörper mit Sand und Schlack gefüllt waren. Abb.1 gibt eine anschauliche Darstellung dieses überaus schnell eingetretenen Vorgangs am Beispiel der „Antarktis“. Durch Sprengung der Decksaufbauten auf dem Achterschiff dieses Tankers konnte man zwar eine provisorische Durchfahrt für die Schifffahrt mit fast der gleichen Wassertiefe wie im anschließenden Flußlauf herstellen (so tief war das Wrack bereits eingesunken), doch blieb die Durchfahrt eng, schwierig und gefährlich.

Es war somit die Aufgabe gestellt: 1. Das Schifffahrtshindernis zu beseitigen, 2. den Abflußquerschnitt wiederherzustellen, 3. möglichst viele der Wracke in wiederherstellungsfähigem Zustande zu bergen, von denen allein die beiden modernen, fast neuen Großbagger „Fatouville“ und „Pas de Calais“ einen Wert von rd. 18 Mill. DM darstellten.

2. Vorentwürfe. Die zunächst erörterten Vorschläge, die Wracke wie üblich durch Auspumpen oder

EISENBAU **WYHLEN** AKT.-GES.
WYHLEN (BADEN)



Stahlbrückenbau
Stahlhochbau

Stahlwasserbau
Stahlbehälter

Kranbau
Verladebrücken

Drehkrane
Dieselkrane

HUMBOLDT

AUFBEREITUNG für Erz, Steinkohle, Braunkohle
Zementfabriken · Eigene Versuchsanstalt

STAHLBAU HUMBOLDT

Eisenbahn- und Straßenbrücken
Stahlskelette für Wohn- und Geschäftshäuser
Stahlskelette für Industriebauten
Behälter, Bunker, Silos, Walzwerkshallen,
Schachthallen, Fördergerüste

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN



WESTDEUTSCHE
MANNESMANNRÖHREN

AKTIENGESELLSCHAFT

DUSSELDORF

ULMENSTR. 125

ABTEILUNG ROHRKONSTRUKTION

ROHRKONSTRUKTIONEN

IN LEICHTBAUWEISE
GEWICHTSPARSPARNIS BIS ZU 60%

FABRIKEN · HALLEN · THEATER UND KINOS
KIRCHENDÄCHER · DACHSTUHLE FÜR GESCHÄFTS-
UND WOHNHÄUSER · SCHÜNNEN · KRANANLAGEN
HEBEZEUGE · BRUCKEN

Auf der **TAGUNG DER**
HAFENBAUTECHNISCHEN GESELLSCHAFT

am 20. September 1951

wird »**DER BAUINGENIEUR**«

wie in jedem Jahr mit einem Sonderheft vertreten sein.

Der Inhalt wird jeden Wasser- und Hafenbauer besonders interessieren.

Anzeigenschluß
31. August 1951

Benutzen Sie dieses Heft für Ihre Anzeige!

SPRINGER-VERLAG · ANZEIGENABTEILUNG · BERLIN W35 · TELEFON 249251

mittels Preßluft zu heben, wurden wieder aufgegeben. Man hätte eine unendlich schwierige und voraussichtlich erfolglose Taucherarbeit unternehmen müssen, um die Wracke abzudichten und von den eingedrungenen Sand- und Schlammassen zu befreien. Der Abflußquerschnitt der Loire war an der Sperrstelle von 2000 auf 1000 m² verkleinert, so daß Taucher infolge der vermehrten Stromgeschwindigkeit bei jeder Tide nur eine Stunde hätten arbeiten können.

Ein anderer, speziell für die Hebung der „Fatouville“ erwogener Vorschlag ging dahin, das Wrack mit einem

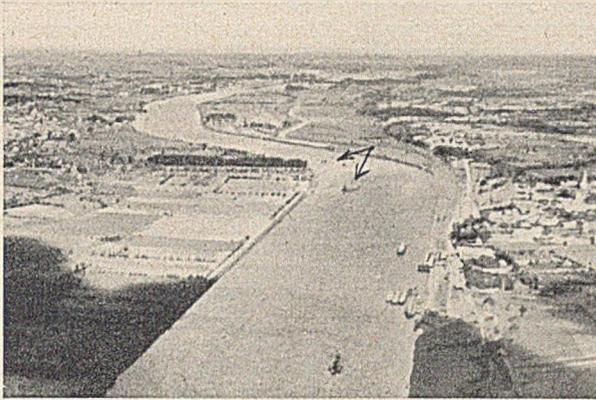


Abb. 2. Luftbild der Sperrstelle von Unterstrom (Westen).

Fangedamm zu umgeben, trockenulegen, abzudichten und es dann durch Steigenlassen des Wasserspiegels zum Aufschwimmen zu bringen. Dieses Verfahren ergab jedoch nur eine Teillösung. Man hätte es mehrfach anwenden müssen, um alle Wracke zu bergen; bei einigen, z. B. der „Pas de Calais II“, hätte es schwerlich zum Ziele geführt, da dieses Gerät gekentert war und auf der Seite lag.

3. Das endgültige Projekt. Der schließlich ausgeführte Entwurf war eine konsequente Ausdehnung des Fangedamm-Gedankens auf die Gesamtheit der Wracke. Man entschloß sich, den ganzen (rund 300 m breiten) Flußlauf ober- und unterhalb der Sperrstelle zu durchdämmen — wozu natürlich vorher eine neue Abfluß- und Schiffahrtrinne hergestellt werden mußte — und das von beiden Abschlußdämmen und den Flußufer gebildete Becken mit den darin befindlichen Wracken trockenlegen. Die Örtlichkeit kam diesem Plan insofern sehr entgegen, als die Sperrstelle in einer Flußkrümmung lag und das neue Fahrwasser daher so angelegt werden konnte, daß die Krümmung gleichzeitig begradigt wurde. Ein Vergleich der Luftbilder Abb. 2 und 3 (aufgenommen vor und



Abb. 3. Luftbild der Sperrstelle nach Verlegung des Fahrwassers und Herstellung des Oberstrom-Dammes, kurz vor Schließung der letzten Lücke im Unterstrom-Damm.

während der Bauausführung) zeigt das angewandte Verfahren.

So einfach der Grundgedanke dieses Projektes war, so viele Schwierigkeiten und Risiken waren zu beachten. Zweifler hielten es für ausgeschlossen, einen großen Tidenstrom mit 2000 m³/sec Flut- bzw. Ebbwassermenge zu sperren, indem man einfach eine Sand-Wasser-Mischung verspülte, um dadurch Dämme quer zum Strom herzu-

stellen. Und selbst wenn das gelang, blieb die Frage offen, ob die Dämme statisch dem Wasserüberdruck von maximal 17 m gewachsen und ob sie ausreichend dicht sein würden, um ein Trockenlegen des Beckens zu ermöglichen.

Das Spülverfahren ist seit langem gebräuchlich zum Aufspülen von Landflächen und Landdämmen parallel zum Strom. Querdämme hatte man so noch niemals hergestellt. Große Sandverluste waren zu erwarten, da man die Dämme zwar an den Flanken durch Faschinen schützen konnte, aber nicht vor Kopf. Man sah daher vor, zunächst neben den beiden geplanten Sanddämmen je einen niedrigen Schutzdamm aus Steinbrocken herzustellen. Da ferner der Körnungsaufbau des Loiresandes durch das Vorrerrschen der Fraktion von 0,5 bis 3 mm (über 75%) und

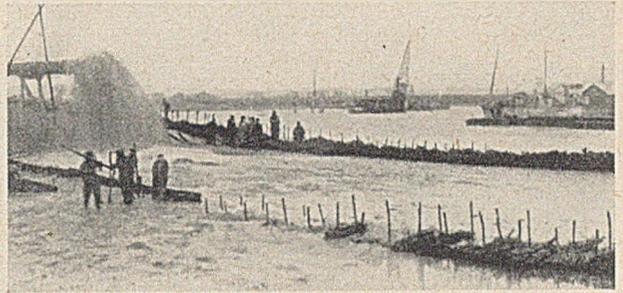


Abb. 4. Schließen des Unterstrom-Dammes.

das Fehlen von Feinstmaterial (Schluff und Ton) gekennzeichnet ist, läßt sich das Material zwar schwer verspülen, zeigt aber unter Wasser relativ großen Widerstand gegen Fortschwemmen und steht infolgedessen auch unter Wasser in ziemlich steiler Böschung.

Die Wasserdurchlässigkeit der Dämme bereitete die meisten Sorgen. Berechnungen der voraussichtlichen Sickerlinie hatten die enorme Sickerwassermenge von 10 m³/sec für das ganze Becken ergeben. Der dabei angewandte Durchlässigkeitskoeffizient $K = 0,2$ cm/sec war durch Modellversuche ermittelt worden. Da sich die Fließgeschwindigkeit im Dammkörper dabei nur zu 0,3 mm/sec ergab und man deshalb in den Sommermonaten, wo die Loire stark sinkstoffführend ist, eine gewisse Selbstdichtung der Dämme voraussetzen konnte, wurden neue Modellver-



Abb. 5. Das Becken während der Trockenlegung; vornean die schwimmende Pumpstation.

suche mit dem vorgesehenen Dammaterial und sinkstoffführendem Loirewasser durchgeführt. Sie ergaben einen K -Wert von 0,14 cm/sec in den ersten drei Tagen; er fiel auf 0,10 am 4., 0,05 am 6., 0,04 am 7. Tage. Schließlich stellte er sich auf $\frac{1}{10}$ des Anfangswertes, also 0,023 cm/sec ein. Man konnte somit hinsichtlich der Dichtigkeit der Dämme beruhigt sein, sofern man das Absenken des Wasserspiegels im Becken in einer Periode starker Sinkstoffführung der Loire durchführte.

Die tatsächlich aufgetretene Sickerwassermenge hat 1500 l/sec nie überschritten und ist im Laufe der Bauausführung auf 700 l/sec zurückgegangen, so daß die Hypothese von der Selbstdichtung der Dämme vollauf bestätigt wurde.

4. Die Bauausführung. Man begann im Januar 1947 mit dem Ausbaggern der neuen Schiffahrtrinne, wobei das Baggergut notgedrungen zunächst auf Land gespült werden mußte, da man mit dem Vortreiben der Abschlußdämme erst beginnen konnte, wenn das neue Flußbett durchgebagert war. Bis Ende 1947 war diese Baggararbeit abgeschlossen. Der zweite Bauabschnitt, die Her-

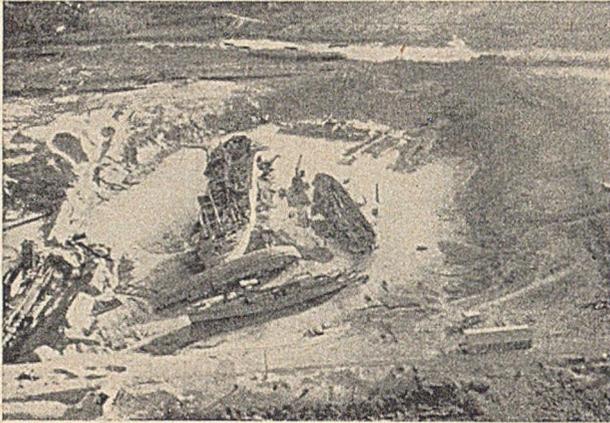


Abb. 6. Die Wracke im trockengelegten Becken; vorn links „Fatouville“, in der Mitte „Antarktis“, rechts davon „Pas de Calais II“ (z. T. schon wieder aufgerichtet).

stellung der Abschlußdämme, spielte sich im ersten Halbjahr 1948 ab. Schon Ende Februar konnte der Oberstromdamm geschlossen werden, als ein mittelstarkes Loire-Hochwasser eine Veränderung der normalen Gezeitenperioden in der Weise herbeiführte, daß eine — für den Arbeitsfortschritt höchst förderliche — Stauwasserzeit von mehreren Stunden entstand (normal nur 1 Std.). Die Ebbe lief dafür natürlich um so heftiger. Eine Konzentration der Kräfte durch Einsatz eines zusätzlichen Spülers und mehrerer Klappschuten brachte trotzdem den Erfolg in einem Augenblick, als man vom Ziel weiter denn je entfernt schien; eines Nachts sank das Niedrigwasser unter die damals erreichte Dammkrone ab und durch Einsatz aller Geräte gelang es, den Damm schneller hochzubringen, als das Wasser stieg.

Bei der Schließung des Unterstromdamms im Mai 1948 hatte man es nur noch mit dem Strom zu tun, der sich aus Füllung und Entleerung des Beckens infolge der Gezeiten ergab. Da dieses aber immerhin eine Fläche von 12 ha bedeckte und die Wasserspiegelunterschiede drinnen und draußen wegen des behinderten Ausgleichs immer größer wurden, blieb der Strom auch an dieser Stelle das Haupthindernis für einen schnellen Abschluß der Arbeiten. Man nahm schließlich Faschinen zu Hilfe und erreichte damit nach einem nochmaligen Mißerfolg endlich die Schließung des Damms (Abb. 4).

Das Auspumpen des Beckens begann sofort anschließend mit einer schwimmenden Pumpenanlage von 4500 l/sec Lei-

stung (Abb. 5). Das anfänglich scharfe Absenkttempo mußte auf 30 cm/Tag ermäßigt werden, da einige Rutschungen auf den inneren Dammböschungen zur Vorsicht mahnten. Diese Böschungen hatten sich beim Spülen in der ziemlich steilen Neigung 1 : 2 ergeben, was sich aus dem Körnungsaufbau des Loiresandes erklärt.

Nach Trockenlegung des Beckens boten die Ausräumung der Sand- und Schlickmassen aus den Schiffskörpern und deren Abdichtung keine Schwierigkeiten mehr. Nur der Bagger „Pas de Calais II“ und einige kleinere Schiffe mußten noch aufgerichtet werden. Sodann konnte man durch Steigenlassen des Wasserspiegels die Wracke zum Aufschwimmen bringen. Die „Antarktis“ allerdings blieb nach Bergung wertvollerer Teile da, wo sie lag, weil sich kein Käufer gefunden hatte und sie nach Verlegung des Flußbettes weder für die Schifffahrt noch für den Abfluß hinderlich ist.

Im Februar 1949 konnte man nach völligem Fluten des Beckens einen der Dämme durch eine kleine Baggerung öffnen und die Wracke den Reparaturwerften zuführen. Man beabsichtigt noch, den nördlichen Teil der Dämme und das alte Nordufer fortzubaggern, um dem neuen Flußbett die Normalbreite von 300 m zu geben.

Die Arbeiten zur Herstellung des neuen Fahrwassers und der Abschlußdämme sowie zur Trockenlegung und Wasserhaltung einschl. der noch ausstehenden Arbeiten zur Herstellung der vollen Flußbreite (aber ohne die Kosten der Entschlammung, Abdichtung und Aufrichtung der Wracke) haben einen Kostenaufwand von 330 Mill. fr. erfordert. Das sind nur 26 % der Neubaukosten allein der beiden Großbagger „Fatouville“ und „Pas de Calais II“.

Es bleibt bedauerlich, daß die „Antarktis“ keinen Käufer fand und somit ungehoben blieb. Nach dem Urteil des französischen Verfassers hätte „dieses schöne und wertvolle Schiff“ (1939 in Kiel erbaut) von ganz moderner Konstruktion und mit tadellos erhaltenen Maschinen (der Loireschlamm hatte bei allen Wracken konservierend gewirkt) es verdient, wiederhergestellt zu werden. [Nach M. Gibert in Travaux 33 (1949) S. 573.]

Dr.-Ing. Karl-Eduard N a u m a n n , Hamburg.

Erste Spannbetonbrücke in den USA.

Mit dieser Straßenbrücke ist nun auch in den USA die Bahn für den Spannbeton gebrochen. Der Auftrag wurde in freier Konkurrenz vergeben, wobei sich die vorgespannte Betonbrücke als billigste Bauweise erwies.

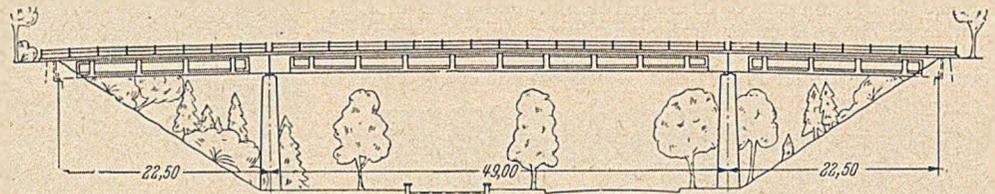


Abb. 1. Walnut-Lane-Brücke im Bau, in Philadelphia.

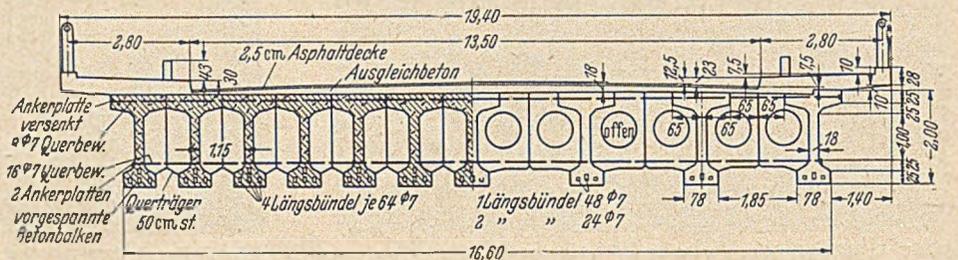


Abb. 2. Brückenquerschnitt, links der Mittel-, rechts der Seitenöffnung. Gewicht eines gr. Trägers 150 t.

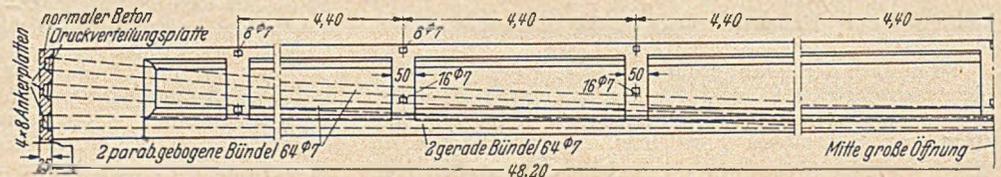


Abb. 3. Längsansicht eines Trägers der Mittelöffnung mit der vorgespannten Bewehrung.

Das Tragwerk bilden frei aufliegende Balken mit 22 und 48 m Spannweite bei nur 2,0 m Höhe (Abb. 1 und 2). Die Bewehrung besteht aus gezogenen Drähten $\varnothing 7$ mm mit $15,0 \text{ t/cm}^2$ Festigkeit und $11,2 \text{ t/cm}^2$ Streckgrenze, die paarweise mit $8,8 \text{ t/cm}^2$ vorgespannt werden. Im Gebrauchszustand wird eine Spannung von $7,4 \text{ t/cm}^2$ vorausgesetzt. Die Drähte sind je Träger zu 4 Bündeln mit je 64 Drähten zusammengefaßt, die mit Stahlblech umhüllt sind und von denen die Hälfte gegen das Auflager zu nach oben aufgebogen wird, um Zugspannungen an der Oberseite zu vermeiden (Abb. 3). Die Hohlräume der Bündel werden schließlich mit Zementmörtel ausgepreßt, um nachträglichen Verbund herzustellen.

Der Beton soll eine Festigkeit von 380 kg/cm^2 nach 28 Tagen besitzen und wird beim Vorspannen mit 140 kg/cm^2 , im Dauerzustand mit 127 kg/cm^2 beansprucht. Die Bruchsicherheit der Träger ist rechnerisch 4fach und soll je an einem 48-m- und 22-m-Träger in natürlicher Größe an Ort und Stelle nachgeprüft werden.

Nachdem man erwogen hatte, die Träger auf der Talsohle herzustellen und dann hochziehen, entschied man sich schließlich, die Balken einzeln auf einem Gerüst neben der Brücke zu betonieren sowie vorzuspannen, und dann quer bis auf ihre Lager zu verschieben. Sie werden dann durch eine vorgespannte Querträgerbewehrung noch miteinander verbunden.

Von den bekanntesten Vorteilen des Spannbetons wird besonders die Rissefreiheit sowie die Möglichkeit, hochwertigen Baustoffe auszunützen, erwähnt. Ferner wird auf das geringe Gewicht hingewiesen, das in der besseren Ausnützung der Baustoffe begründet ist, da z. B. ein vorgespannter Rechteckquerschnitt, gleiche Betonpressung vorausgesetzt, das doppelte Moment wie mit schlaffer Bewehrung aufzunehmen vermag. Unter Berücksichtigung der günstigeren Beanspruchungsverhältnisse kann der Beton jedoch bei Vorspannung höher ausgenützt werden, wodurch das Verhältnis der Momente auf 3–4 steigt. [Nach Schofield, Civil Engineering 19 (1949) S. 32.]

G. Franz, Bad Vilbel.

Aluminium im Behälterbau.

Die Aluminium Construction Co. London hat für einen Behälter ein Kuppeldach aus Aluminium gebaut. Es hat die Form einer Kugelkalotte mit einem Durchmesser von 25 m, einem Stich von 2,7 m und einem Krümmungsradius von 30,5 m. Die Dachhaut liegt auf einem gitterförmigen Netz von Rippen, die sich im Abstand von je 1,5 m rechtwinklig kreuzen und aus gekantetem Aluminiumblech hergestellt werden, so daß sie einen quadratischen Hohlquerschnitt von 6,4 cm Kantenlänge bilden. Die Rippenenden sind mit einem als Kugelkalotte ausgebildeten Schuh versehen und stecken in entsprechend geformten Hülsen auf dem oberen Rand der Behälterwandung. Durchgeführte Probelastungen ergaben eine ausreichende Sicherheit. Nach Angaben der Konstrukteure sind Spannweiten bis zu 150 m möglich. [Nach Eng. News-Record 143 (1949), Nr. 5 vom 4. August 1949.]

Dipl.-Ing. Helmut Weigler, Darmstadt.

Amerikanische Versuche mit Stabanschlüssen.

I. Versuchsziel und Beschreibung der Probestäbe und Meßarten.

Ziel der Versuche war, den Einfluß verschiedenartiger Stabanschlüsse in genietet, geschraubter und geschweißter Ausführung bei üblicher und ungewöhnlicher Anordnung auf die statische und Dauerfestigkeit von Stäben mit Rohr-, L- und \perp -L-Querschnitten nachzuweisen. Obwohl die Versuche mit Probekörpern aus Aluminium angestellt sind, lassen sich die Ergebnisse mit ihren grundsätzlichen Folgerungen auf andere ähnliche Baustoffe, z. B. Stahl, durchaus übertragen, dies um so mehr, als im wesentlichen Al-Legierungen mit Gütewerten ähnlich denen des Baustahles gewählt wurden. (Die mit den Besonderheiten des Al zusammenhängenden Angaben sind im folgenden übergangen.)

Die Versuchskörper Reihe A bis H mit verschiedenen Stabquerschnitten und Anschlüssen sind in Abb. 1 dargestellt. Ungewöhnlich sind dabei besonders die z. T. abgeplatteten Anschlüsse der Rohr- und L-Stäbe. Die

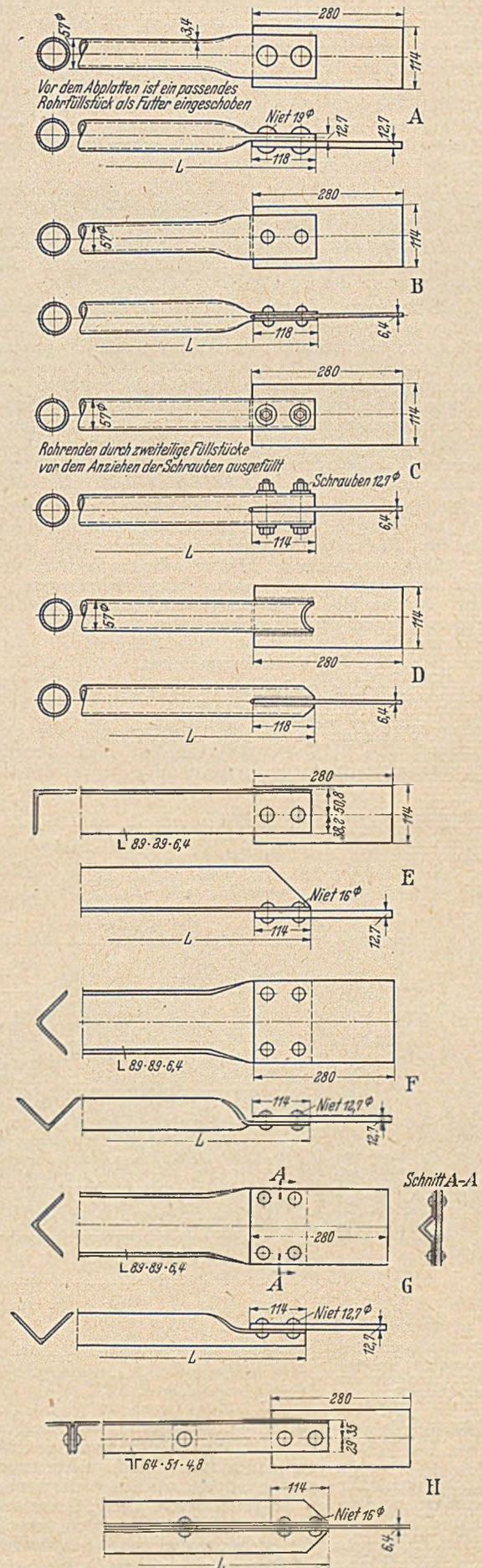


Abb. 1. Probestäbe der Reihe A—H.

Stabquerschnitte sind so gewählt, daß die ungünstigsten Trägheitsradien aller Stäbe etwa gleich groß sind. Von jeder Versuchsreihe wurden mehrere Einzelproben angefertigt, unterschieden z. T. in der Länge und durch die Ausbildung der Enden zum Einbau in der Prüfmaschine. Von allen Versuchsreihen wurde je ein Probestab zwischen Druckplatten mit Schneidlagern einer 135-t-Amsler-Prüfmaschine eingesetzt, und zwar in sorgfältig zentrierter Lage bei allen symmetrischen Querschnitten; bei den unsymmetrischen Proben waren gewisse Ausmittigkeiten natürlich unvermeidbar. Die Versuchsanordnung entsprach den Verhältnissen einer Fachwerkstrebe bei Annahme reibungsloser Gelenke in den Knotenpunkten. Gemessen wurden unter statischer Last die Ausbiegungen in Stabmitte und nahe den Knotenblechen.

Bei weiteren, durch abweichende Längen unterschiedenen Proben aller Versuchsreihen wurden die Druckplatten der Prüfmaschine gegen Kippen und Drehen festgelegt, die Stäbe somit unvollkommen eingespannt. Die Anordnung entsprach dem normalen Anschluß einer Fachwerkstrebe an einen Gurt von großer Steifigkeit. Gemessen wurden unter statischer Last die Ausbiegungen in Stabmitte sowie die Spannungen in mehreren Querschnitten. Für letztere Messungen wurden Huggenberger Tensometer verwendet.

Die zwei weiteren Proben der Versuchsreihen waren für Dauerfestigkeitsversuche bestimmt. Hierbei wurden stets zwei Probestäbe paarweise und symmetrisch in eine mit 210 Lastwechseln je Minute arbeitende Dauerprüfmaschine eingebaut und wiederholten Belastungen von Null bis zur Höchstlast ausgesetzt; gemessen wurden Spannungen und Ausbiegungen.

II. Versuchsergebnisse.

a) Gelenkig gelagerte Stäbe, statisch belastet.

Das Diagramm nach Abb. 2, aufgetragen für einen Probestab der Reihe D, charakterisiert diese Versuchsergebnisse. Die Ausbiegungen nahe den Anschlußblechen

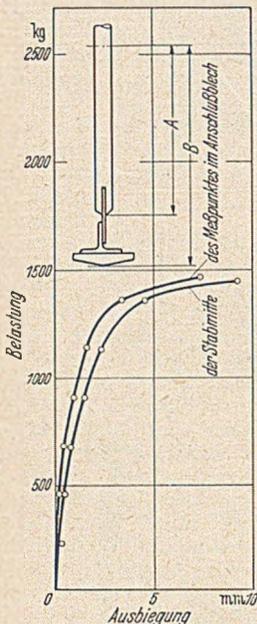


Abb. 2. Diagramm Belastung/Ausbiegung eines Probestabes der Reihe D.

trischen Querschnitten auf die ungünstigste Achse (min J) bezogen. Natürlich beeinträchtigten die Ausmittigkeiten der Druckübertragungen sowie die Querschnittsänderungen den Euler-Vergleich sowieso. Die Ergebnisse zeigt Tafel I. Der niedrige Wert von F läßt, insbesondere im Vergleich zum ähnlichen Stab G erkennen, daß die Abflachung des dünnen Winkels am Anschluß die Größtlast sehr ungünstig beeinflusst hat. Eine gewisse Steifigkeit am Anschluß ist also zweckmäßig. Das schlechte Ergebnis des symmetrischen Stabes H ist auf das sehr dünne Anschlußblech zurückzuführen.

b) Unvollkommen eingespannte Stäbe, statisch belastet.

Die Stäbe versagten i. a. durch seitliches Ausbiegen, vielfach mit zwei Knicken in den Anschlußblechen bzw. den abgeplatteten Anschlüssen und mit nur wenig verformten Mittelstücken. Nur bei der Probe E wurden die Niete abgesichert.

Die kürzeren Probestäbe haben mit wenigen Ausnahmen wesentlich geringere Grenzlasten getragen als nach der Rechnung zu erwarten war, während bei den längeren Probestäben gerechnete und gemessene Werte gut übereinstimmen. Hieraus wäre zu folgern, daß die unvermeidbaren Ausmittigkeiten sich bei kürzeren Stäben mehr auswirken als bei längeren. Die Tafel zeigt die als Grenzwerte erreichten Spannungen $\max \sigma$ der Kurz- und Langstäbe, bezogen auf die entsprechenden Stäbe der Reihe A, deren $\max \sigma = 100$ gesetzt ist. Die Spannungen der Vergleichsstäbe sind aus den gemessenen Größtlasten und den Stabquerschnitten errechnet.

Die Reihe C hat die besten Ergebnisse erbracht. Es zeigt sich deutlich, daß die Stäbe mit Rohr- und \perp -L-Querschnitte höhere Lasten aufnehmen als L-Stäbe.

Bei diesen Versuchen wurden zusätzlich Spannungsmessungen mit Tensometern durchgeführt. Wenn auch die gemessenen Spannungen einzelner Querschnitte sehr verschieden waren, z.T. von Druck auf Zug übergangen,

Tafel I: Versuchsergebnisse

Probestab	Querschnitt	Statisch belastet				Dauerbelastet		
		Enden gelenkig gelagert. Größtlast in % Eulerwerte	Enden unvollkommen eingespannt		relat. rechn. Spannung $\sigma_{\text{mittel}}^{**}$	Anzahl der Lastwechsel	Bemerkungen	
			relativ $\max \sigma^{*}$	$\frac{\sigma_{\text{größt}}}{\sigma_{\text{mittel}}}$				
A	O	76	100	100	1,75	100	342 200	—
B	O	24	82	57	2,74	99	172 000	—
C	O	43	106	96	1,38	100	25 004 500	unbeschädigt
D	O	49	81	62	1,24	101	20 785 400	kleine Anrisse in den Anschlußblechen
E	L	34	73	45 ^{***)}	3,12	53	71 900	Niete abgesichert
F	L	15	92	47	3,22	99	4 276 700	Ein Niet abgesichert, Anriß im L
G	L	51	84	68	4,16	52	1 118 600	unbeschädigt
H	\perp L	15	94	—	1,38	99	443 800	—
						95	5 508 200	—
						52	4 216 800	—
							24 899 100	unbeschädigt

*) bezogen auf Stab A, dessen $\max \sigma = 100$ gesetzt wird
 **) bezogen auf Stab A, dessen rechnerisches $\sigma_{\text{mittel}} = 100$ gesetzt wird
 ***) Niete abgesichert

waren i. a. fast so groß wie in Stabmitte, so daß die Stäbe selbst fast gerade blieben, während sich außer den Verdrehungen an den Schneidlagern Knickpunkte in den Anschlußblechen ausbildeten. Bei solchen Verformungen wurden natürlich nur verhältnismäßig kleine Grenzlasten, verglichen mit den rechnerischen Eulerwerten, erreicht. Für die Vergleichsrechnung waren bei symmetrischen Stabquerschnitten die Trägheitsmomente auf die Achse parallel zu den Schneidlagern der Druckplatten, bei unsymme-

trischen Querschnitten auf die ungünstigste Achse (min J) bezogen. Natürlich beeinträchtigten die Ausmittigkeiten der Druckübertragungen sowie die Querschnittsänderungen den Euler-Vergleich sowieso. Die Ergebnisse zeigt Tafel I. Der niedrige Wert von F läßt, insbesondere im Vergleich zum ähnlichen Stab G erkennen, daß die Abflachung des dünnen Winkels am Anschluß die Größtlast sehr ungünstig beeinflusst hat. Eine gewisse Steifigkeit am Anschluß ist also zweckmäßig. Das schlechte Ergebnis des symmetrischen Stabes H ist auf das sehr dünne Anschlußblech zurückzuführen.

111 % und an den Stabenden Zugspannungen von 27 % bis Druckspannungen von 175 % der mittleren Spannung (Mittel aus allen Spannungsmessungen in Stabmitte) festgestellt. Dies bedeutet, daß beim Vergleich der größten örtlich auftretenden Druckspannungen die Messungen an den Stabenden den 1,6fachen Wert der Größtspannung in Stabmitte nachgewiesen haben.

Andererseits zeigten die Messungen, daß die Folgen der Ausmittigkeit bei L-Stäben wie Reihe E durch die Wirkung der Anschlußbleche in der einen und die Anordnung mehr als eines Nietes in der anderen Richtung gemildert wurden. Selbstverständlich verminderte das Abplatten der Stabenden die Ausmittigkeit entsprechend. Die geringsten Spannungsunterschiede zeigten, wie zu erwarten, Stäbe mit symmetrischen Querschnitten.

c) Wiederholt belastete Stäbe (Dauerfestigkeit)

Die Spannungsmessungen ergaben ganz ähnliche Feststellungen wie unter b) beschrieben. Für die Dauerversuche d. h. die Feststellung der ohne Schäden ertragenen Lastwechsel wurden alle Stäbe mit einer etwa gleichgroßen Beanspruchung und zusätzlich die Stäbe mit L-Querschnitten mit etwa der halben Beanspruchung belastet, wobei die Belastung jeweils von Null zum Größtwert anwuchs. Die Stäbe der Reihe C (mit voller Beanspruchung) und diejenigen der Reihe F und H (mit halber Beanspruchung) hielten 25 Millionen Lastwechsel ohne sichtbare Schäden aus; Einzelheiten siehe Tafel 1. Die Überlegenheit der symmetrischen Stäbe für die Dauerfestigkeit ist offensichtlich; das Abplatten der Enden bei Rohlquerschnitten dagegen ungünstig.

III. Folgerungen.

1. Rohrstäbe tragen höhere statische Lasten als Stäbe mit L-Querschnitt.
2. \perp L-Querschnitte sind bei statischen Lasten den L-Querschnitten überlegen.
3. Steifigkeit der Anschlußbleche und des Anschlusses selbst ist wichtig.
4. Die Stäbe mit Rohrquerschnitten und gelenkiger Lagerung erreichten 24 bis 76 %, diejenigen mit L-Querschnitten 15 bis 51 % der vergleichbaren Euler-Werte.
5. Bei den unvollkommen eingespannten Stäben lagen die Grenzlasten der Langstäbe um 20 % unter bis 27 % über den rechnerischen Vergleichswerten.
6. Die gemessenen Grenzlasten lagen bei den Kurzstäben mit Rohrquerschnitten zwischen 61 und 108 % der gerechneten Werte, bei Kurzstäben aus Einzelwinkeln zwischen 37 und 55 %.
7. Die gemessenen Größtwerte der Spannungen lagen zwischen dem 1,38- bis 4,16fachen der gerechneten mittleren Spannungen.
8. Bei den Dauerfestigkeitsversuchen haben sich die nicht-abgeplatteten Rohrstäbe (C und D) den abgeplatteten überlegen gezeigt. Bei den Stäben mit Winkelprofilen hatten die Stäbe mit \perp L-Querschnitt und diejenigen mit L-Querschnitt, aber ganz abgeplatteten Anschluß (geringste Ausmittigkeit) die besten Ergebnisse.
9. Bei gleichzeitiger Betrachtung der statischen und Dauerfestigkeit waren die nicht-abgeplatteten Rohrstäbe (C und D) sowie der \perp L-Stab am günstigsten, während die abgeplatteten Rohrstäbe (A und B) den Einzelwinkelstäben (E, F und G) vergleichbar waren.

[Nach Proc. Amer. Soc. Civil Engineers, 75 (1949) S. 1477.]

Dr.-Ing. H o p p e, Bonn.

Sporthallen in geschweißter Stahlkonstruktion.

In einer kleinen Stadt im Südosten Oklahomas (USA) wurde zu einem Preise von 40 000 Dollar oder 4,10 Dollar/Quadratfuß eine Sporthalle von 24,5 · 36,6 m Grundfläche mit geschweißten Steifrahmen ausgeführt. Hierbei sind Vorräume oder ständige Sitze vorläufig nicht vorgesehen.

Andere Sporthallen innerhalb eines Umkreises von einigen hundert Kilometern haben 8—10 Dollar/Quadratfuß gekostet. In jedem Falle zeigt eine Überprüfung dieser letzteren Anlagen die gebräuchlichen Sonderheiten, wie etwa hohe Außenwände, dekorative Mauerwerkszierrate

und unnötige Komplikationen, die anscheinend absolute Notwendigkeiten eines zweckmäßigen Entwurfs und einfacher Konstruktion bei einem Gebäude dieser Größe bilden.

Beim Entwurf derartiger Bauten müssen alle Erfahrungen aus dem Bau industrieller Anlagen herangezogen werden. Hierbei zeigt sich, daß geschweißte Stahlrahmen ein Maximum an Wirtschaftlichkeit bieten. Eine der kostspieligsten Angelegenheiten ist in jedem Gebäude der Be-

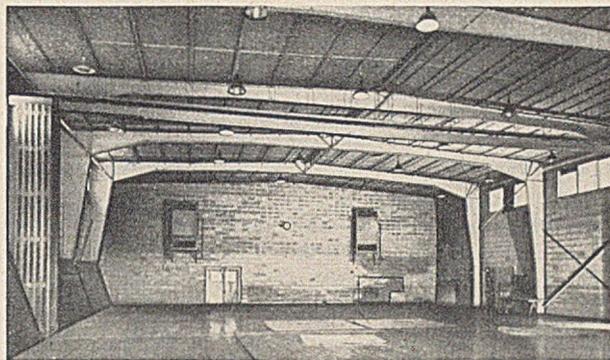


Abb. 1. Inneres einer Grundschul-Turnhalle mit geschweißten Rahmen und flachem Dach. Wandhöhen-Ersparnis etwa 1,20 m. Man beachte die elektrischen Falltüre, links.

reich der Außenwände, und ein Sporthallenbau mit etwa 7,5 bis 9,20 m hohen Wänden war bisher normal. Die Abb. 3 zeigt die Wandhöhe bei Fachwerkträger und Pfostenkonstruktion für genormte Basket-Ball-Platzabmessungen im Vergleich mit einer Halle aus geschweißten Stahlrahmen, die so gebaut ist, daß sie die über dem Spielraum und über dem Sitzplatzbereich geforderten Höhen einhält. Da hierbei die Wandhöhe etwa 1,85 bis 2,50 m geringer ist als die über dem Spielplatz geforderte, ergibt sich eine beachtliche Mauerwerksersparnis. Für einen Raum von etwa 24,5 · 30,6 m bedeutet das eine Ersparnis von 6000 Dollar oder 2 Dollar/Quadratfuß des Wandbereichs.

Wenn diese Art Konstruktion durch einen erfahrenen Ingenieur geplant wird, stellen sich die Kosten hierfür nicht höher als bei einer Ausführung mit Fachwerkträgern und Pfosten bei gleicher Spannweite. Es muß aber festgestellt werden, daß viele Bauwerke in Rahmenkonstruk-

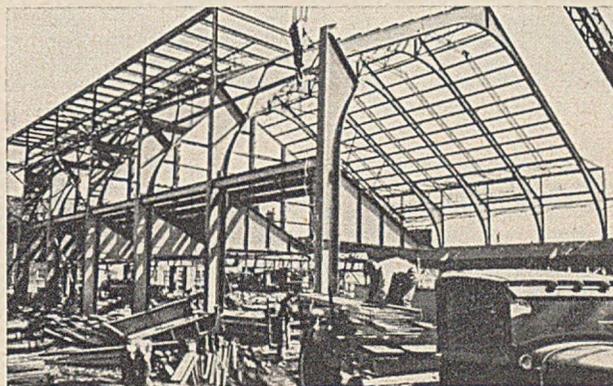


Abb. 2. Große Universitätssporthalle mit ausgekragten Sitzstützen während der Montage.

tion weit schwerer ausgeführt worden sind als es notwendig war, wobei der Mehraufwand an Stahl durch die Ersparnis an Wandausführung ausgeglichen wurde.

Das erhöhte Gewicht bedeutet nicht notwendigerweise eine erhöhte Beanspruchung, denn es darf daran erinnert werden, daß die Beanspruchung eines Bauwerks ebenso von der Art der Verbindung als auch von dem Eigengewicht des Stahls abhängig ist und eine nach den Normvorschriften des AISC (American Institute of Steel Construction) entworfene Konstruktion hat eine große Beanspruchungsreserve. Die im Bilde gezeigten Entwürfe sind nach AISC-Vorschriften ausgeführt.

In vielen Fällen, wo alle Angebote wegen der Kostenüberschreitung abgelehnt werden, wurde der Preis wegen der Verwendung üblichen Materials und wegen Labora-

toriumsversuchen bemängelt, anstatt die Verschwendung an Material beim Planen zu beanstanden. Nirgends ist das augenscheinlicher als bei der Stahlkonstruktion eines Bauwerks. Bei einer früheren Berechnung des ASCE wurde betont, daß die Kosten für das Mauerwerk weniger als 1% der Gesamtkosten eines Gebäudes ausmachen, wo

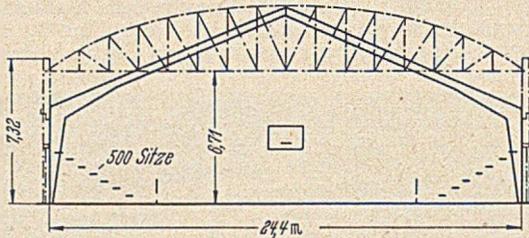


Abb. 3. Fachwerkträger und geschweißte Stahlrahmen zum Vergleich.

hingegen gezeigt wurde, daß 20% Stahlersparnis erreicht werden können, wenn man die Vorteile geschweißter Stahlrahmen in der Konstruktion ausnutzt. Es kann mit Sicherheit festgestellt werden, daß die Kosten eines Bauwerks weit mehr von der Planung, als von den laufenden Kosten abhängen.

Für die Gründung dieser Bauten werden zweckmäßig Rahmenfuß-Fundamente mit darüber liegendem durchlaufenden Stahlbetonbalken genommen. Diese Ausführungsart hat sich in den verflochtenen Jahren in der Praxis für alle Bauwerke bewährt. Die Wände können in einer Normausführung gefertigt werden. Da es sich nur um Verkleidungswände handelt, die keine Lasten tragen, braucht nur leichtestes Mauerwerk genommen zu werden. Sie können auch aus nichttragenden Metallfedern bestehen, die besonders für diesen Zweck gefertigt werden.

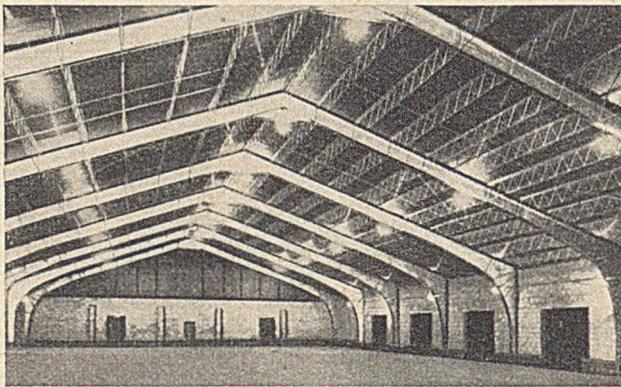


Abb. 4. Sporthalle mit geschweißter Dachkonstruktion und Ziegel-Innenwänden. Der Gesamtraum beträgt 27,40 · 54,85 m.

Die Erfahrungen haben immer wieder gezeigt, daß ein wichtiger Kostenfaktor die Anordnung der verschiedenen Konstruktionselemente ist, damit jede Montagegruppe unabhängig voneinander arbeiten kann, so daß etwa die Stahlkonstruktion mit Beendigung der Betonarbeiten verbolzt ist, das Dach gesondert aufgebracht werden kann und das Mauerwerk gefertigt werden kann ohne die Stahlbauarbeiter zu zwingen, ihre Arbeit mit der der Maurer abzustimmen.

Bei den Steifrahmenbauwerken ist das bestens erfüllt, wenn man an jedes Bauwerkende einen Rahmen setzt. Von einigen Ausnahmen abgesehen, ist die klare einfache Konstruktion die Vorbedingung für eine gute Architektur, und diese Einfachheit sollte niemals aus Gründen der Verschönerung oder architektonischer Einzelheiten wegen aufgegeben werden.

Es ist eine übliche Ausführung, die Ankleide- und Schrankräume unter die Sitze zu legen. Das verteuert aber

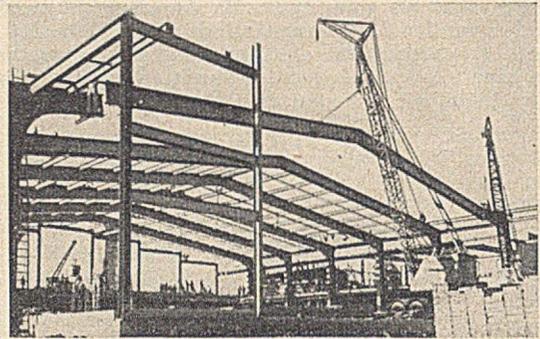


Abb. 5. Neue Oberschule mit Stahl-Steifrahmen in Hinsdale, Illinois (USA) im Bau.

die Bauausführung mehr, als wenn man für diesen Zweck das Gebäude am Ende oder an beiden Seiten größer macht. Es liegt kein Grund vor, den Raum unter den Sitzen als verloren anzusehen, wenn die Benutzung dieses Raumes es erfordert, das ganze Gebäude um einige Meter zu erhöhen oder den Fußboden um ein entsprechendes Maß zu senken.

Viele Konstrukteure sind gegen das Verkleiden der Innenseite der Bauwerke. Einige der schönsten bestehenden Bauten sind Bauwerke mit Stahlrahmen, bei denen der Stahl sichtbar ist und tatsächlich geht die gegenwärtige Ansicht dahin, die Konstruktion nicht zu verkleiden, auch schon aus Überwachungsgründen. Vom akustischen Standpunkt genügen die geringen Konstruktionsteile längs der Dachlinie, um genügende Schalldämpfung in einem Bauwerk aus geschweißter Konstruktion zu bieten. [Steel Construction Digest 7 (1950) Nr. 2.]

Reg.-Bmstr. W e n k , Köln.

Internationale Spannbeton-Tagung in Paris.

Im Februar 1949 wurde in Frankreich die „Association scientifique de la précontrainte“ gegründet mit dem Ziel einer Auswertung der bisher auf diesem Gebiet erworbenen Erfahrungen, einer Verbesserung der Konstruktionsmethoden und der Anregung eines Gedankenaustausches zwischen Wissenschaftlern und ausführenden Konstrukteuren. Von 27.—29. Juni 1949 hielt sie in Paris eine Tagung ab, an der 500 Ingenieure, darunter 225 Ausländer teilnahmen. Die Herren Freyssinet, Lossier und Chalos hielten Referate über Fragen aus dem Gebiete des Spannbetons. Im Anschluß an die Tagung fanden Besichtigungen statt. [Nach Le Génie Civil 126 (1949) S. 435 und Travaux 34 (1950) S. 45.]

Dipl.-Ing. Helmut Weigler, Darmstadt.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Kollmann, F.: Technologie des Holzes und der Holzwerkstoffe. 2. Aufl., I. Bd.: Anatomie und Pathologie, Chemie, Physik, Elastizität und Festigkeit. XIX u. 1050 S. Gr. 8° mit 870 Abb., 191 Zahlentafeln und 6 Tafeln in einer Tasche. Berlin/Göttingen/Heidelberg, Springer-Verlag und J. F. Bergmann, München. 1951. Preis: Ganzl. DM 136,—.

Die stürmische Entwicklung der Holzforschung in den letzten 15 Jahren machte schon seit längerer Zeit eine Neubearbeitung dieses erstmalig 1936 erschienenen Standardwerkes notwendig. Nach sorgfältiger wissenschaftlicher Arbeit legt Kollmann den ersten Band des nunmehr zweibändigen Werkes vor, der in die Abschnitte

„Anatomie und Pathologie“, „Chemie“, „Physik“ und „Elastizität und Festigkeit“ gegliedert ist.

Wenn in der ersten Auflage diese Kapitel etwa 400 Seiten umfaßten und jetzt auf 950 Seiten gebracht wurden, so ist das nur ein äußeres Zeichen der beträchtlichen Erweiterung. Es muß vielmehr betont werden, daß das Werk besonders an Gründlichkeit und Tiefe erheblich gewonnen hat, wobei auch die neuesten Ergebnisse der Holzforschung des Auslandes in reichem Maße miteinfaßt sind. Der Werkstoff Holz ist hier in biologischer, chemischer und physikalisch-technischer Hinsicht ungewöhnlich umfassend behandelt. Hervorzuheben sind auch die ausgezeichneten Abbildungen (Strichzeichnungen, Röntgeninterferenzbilder und Aufnahmen zur Pathologie des

Holzes). Das Buch ist mit einem außerordentlich umfangreichen, sorgfältig angelegten Sachregister ausgestattet, wie es eigentlich jedes Handbuch haben sollte.

Holzfachleute der Wissenschaft, Wirtschaft und Industrie werden das Erscheinen dieses klaren und umfassenden Standardwerkes sehr begrüßen, und es ist zu hoffen, daß in Kürze der zweite Band, der praktische Teil, ebenfalls erscheint.

W. S t o y, Braunschweig.

Saliger, Rudolf, Dr.-Ing., ord. Prof. em. der Techn. Hochschule Wien: Fortschritte im Stahlbeton durch hochwertige Werkstoffe und neue Forschungen. 138 S., Gr. 25 × 17 cm mit 113 Abb. und 7 Zahlentafeln. Wien 1950, Verlag Franz Deuticke, Preis geh. DMark 12,—.

Der bekannte Fachmann behandelt in dem vorliegenden Buch im wesentlichen den Torstahl und seine Verwendung im Stahlbetonbau. Der Torstahl ist ein Betonsonderstahl mit kreisförmigem Querschnitt und zwei aufgewalzten gegenüberliegenden Rippen, deren Dicke in der Regel kleiner als $\frac{1}{10}$ der Stabdicke ist. Streckgrenze und Zugfestigkeit sind gegenüber den Werten der Ausgangsstoffe, als die naturharte Betonstähle I, II und andere hochwertige Stähle dienen, durch Kaltverwindung erhöht. Der Verfasser kommt zu dem Schluß, daß der Torstahl den meisten anderen Stabformen überlegen und es möglich ist, die Risse unter Spannungen von 3000 bis 4000 kg/cm² in Torstahl in den gleichen Grenzen zu halten wie in Rundeinlagen unter Spannungen von 1200 bis 1400 kg/cm².

Die theoretischen Überlegungen vermögen nicht immer zu überzeugen. Verf. berechnet z. B. die Erhöhung des Gleitwiderstandes durch Reibung infolge Schwindens, indem er den (schwindenden) Beton als starr und die Stahlbewehrung als elastisch betrachtet (!) und von der dadurch ermittelten Reibungskraft $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$ ohne nähere Begründung als wirksam annimmt. Mittels der aus der elementaren Gleichgewichtsbetrachtung gewonnenen bekannten Differentialgleichung $u \cdot \tau \cdot dx = F_e \cdot d\sigma_e$ ermittelt Saliger die Schubspannungsverteilung über die Einbettungslänge. Diese Differentialgleichung aber ergibt für das Verhältnis τ_x / σ_e Unterschiede bis zu 100%, je nachdem von welchen Festigkeitsbeziehungen (Druck-, Zug-, Schub-, Haftfestigkeit) innerhalb der in Abschnitt 12 des Buches angegebenen Grenzen ausgegangen wird.

Trotz solcher Mängel, die wohl mit der beabsichtigten Werbewirkung für den Torstahl zusammenhängen, wird der Fachmann die Arbeit mit Gewinn studieren.

A. M e h m e l, Darmstadt

Aluminium-Taschenbuch, herausgegeben von der Aluminium-Zentrale E. V. 10. Aufl., XVIII und 627 S. mit 300 Abb. und 130 Zahlentafeln, Gr. B 6, Verlag der Alu-

minium-Zentrale E. V., Düsseldorf 1951, Preis: Ganzleinen geb. DMark 12,60.

Die 10. Auflage des erstmalig im Jahre 1933 erschienenen Taschenbuches ist in fast sämtlichen Abschnitten unter Beachtung des heutigen Standes der Forschung und Normung überarbeitet und ergänzt. Nach einem kurzen Überblick über die Geschichte des Aluminiums werden der Werkstoff und seine Eigenschaften, Frömmethoden sowie Bearbeitungs- und Verwendungsmöglichkeiten dargestellt. Für den Baufachmann besonders erwähnenswert ist der Abschnitt „Berechnungsgrundlagen für Hoch-, Kran- und Brückenbau“, in dem die DIN 1050, DIN 4112 und DIN 120 auf die Festigkeits- und Werkstoffeigenschaften des Leichtmetalls umgestellt sind. Damit ist ein wertvoller vorläufiger Anhalt für die Verwendung von Aluminium im Bauwesen geschaffen.

Das vorzüglich ausgestattete Buch stellt eine zuverlässige und eingehende Informationsquelle für den Werkstoff Aluminium dar, für deren Beliebtheit und Brauchbarkeit die Höhe der Gesamtauflage von über 150 000 Stück spricht.

H. Fr ö h l i c h, Dortmund.

H. Hencky: Neuere Verfahren in der Festigkeitslehre, 72 S. mit 12 Abb. Gr. 8°, 1950, Verlag R. Oldenbourg, München. Preis: brosch. 11,— DMark.

In außerordentlich interessanter Weise wird die Tensorrechnung zum Erfassen komplizierter Spannungsverhältnisse verwendet. Mit Hilfe der drei Invarianten des Spannungstensors gelingt es, in einer vermittelnden Stellung zwischen der Mohr'schen Darstellung des Spannungszustandes und dem Westergaard'schen räumlichen System die Bruch- und Plastizitätserscheinungen in einem Diagramm zu erfassen. Die Platten- und Schalenbeziehungen werden mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Arbeiten unter Beachten der „Fehlkräfte“ aufgestellt.

Im einzelnen bringt das Buch nach einleitenden Worten über Tensoren und die Indizesmethode die Anwendung der Tensorrechnung auf die analytische Geometrie insbesondere in ihrer Beziehung zur Festigkeitslehre, auf die Gleichgewichtsbedingungen der Statik und weist die Tensoreigenschaft der Spannung nach. Nach Aufstellen der Beziehung zwischen Spannung und Verformung und dem Übergang zu krummlinigen Koordinaten werden die Platten- und Schalenbeziehungen abgeleitet. Die allgemeinen Gleichungen werden auf Zylinder- und Ringflächenschalen mit konstantem und veränderlichem Krümmungsradius angewandt.

H. M ü l l e r, Bremen.

Mäkelt, Arthur, Prof. Dr.-Ing., Berlin: Baustoffe. XII, 308 S., Gr. 23,5 × 16,5 cm mit 232 Abb., Leipzig: B. G. Teubner Verlagsges. 1951, Preis geb. DM 12,50.

Kraemer, Dipl.-Ing., Düsseldorf: Druckluft im Stahlbaubetrieb. [Heft 9 der Abhandlungen aus dem Stahlbau, herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband], 42 S., Gr. 8° mit 12 Abb., Bremen-Horn, Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn G. m. b. H., 1951, Preis DM 4,— geh.

Verschiedenes.

Zuschrift

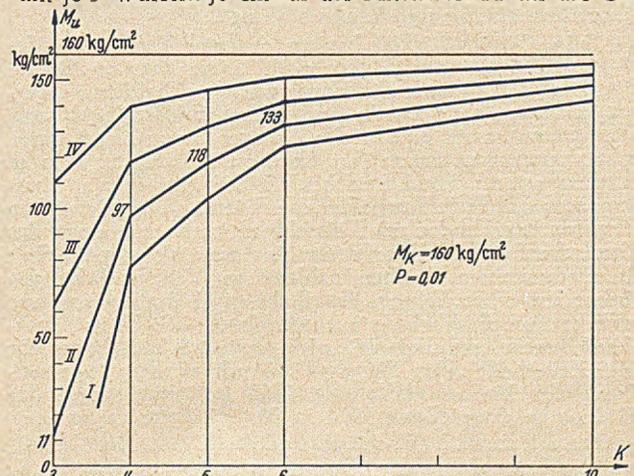
zum Aufsatz von K. G a e d e: Der notwendige Umfang von Stichproben, Der Bauingenieur 26 (1951) S. 10.

Auf Grund der theoretischen Untersuchungen von Herrn G a e d e habe ich in Abb. 1 den Einfluß sog. Ausreißer dargestellt und damit wieder festgestellt, daß solche ausgefallenen Werte keinesfalls als nicht vorhanden betrachtet werden dürfen. Alle Reihen sind mit der Wahrscheinlichkeit $P = 0,01$ mit dem Durchschnittswert der Stichproben $M_k = 160 \text{ kg/cm}^2$ berechnet. Die Abszisse gibt die Zahl k der für eine Stichprobe untersuchten Würfel an, die Ordinate M_n den unteren Grenzwert für die mittlere Festigkeit M des Kollektivs. Der Unterschied in den Reihen I—IV ist durch die Festigkeit des Ausreißers bedingt. Diese beträgt in Reihe I $x_1 = 120 \text{ kg/cm}^2$ und steigt um je 10 bis zu 150 kg/cm^2 in Reihe V.

Als Beispiel sei die Reihe II erläutert:

$k = 3$; Würfel: $x_1 = 130$; $x_2 = 175$; $x_3 = 175$, also $M_k = 160$.

Es besteht die Wahrscheinlichkeit, daß bei 200 Stichproben mit je 3 Würfeln je einmal der Mittelwert M für das Ge-



samtkollektiv unter $M_u = 11$ bleibt, also ein absolut schlechtes Ergebnis.

$k = 4$; 4 Würfel: $x_1 = 130$; $x_2 = 175$; $x_3 = 175$; $x_4 = 160$, also $M_k = 160$; der Mittelwert M_u ist auf 97a gestiegen.

$k = 5$; 5 Würfel je Stichprobe: x_1 bis x_3 wie vor, $x_4 = x_5 = 160$; der Mittelwert M_u ist auf 118 gestiegen und liegt noch 26% unter dem verlangten Wert.

Man sieht hieraus, daß mindestens 5 Würfel für eine Stichprobe nötig sind, um zu einem brauchbaren Ergebnis zu gelangen.

Dipl.-Ing. E. L u c a n
im Landesprüfamt für Baustatik,
Düsseldorf-Oberkassel.

Stahlbau-Tagung Karlsruhe 1951.

Alter Tradition folgend, hatte der Deutsche Stahlbau-Verband (DStV), Köln, in dem sich die bisher in den Ländern bestehenden Stahlbauvereinigungen am 16. 2. 1951 auf Bundesebene zusammengeschlossen haben, seine Mitglieder, Freunde und Förderer zu einer Stahlbau-Tagung in der Zeit vom 10. bis 11. 5. 1951 nach Karlsruhe eingeladen.

Die auf der Tagung gehaltenen Vorträge und ihre Diskussion werden als Heft 11 der *Abhandlungen* aus dem Stahlbau: „Stahlbau-Tagung Karlsruhe 1951“ im Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn G. m. b. H., Bremen und Hannover, erscheinen, worauf besonders aufmerksam gemacht sei.

Die Veranstaltung klang mit einem Ausflug nach Kurhaus „Hundseck“, Schwarzwald, aus. Die Tagung hat die enge Zusammenarbeit aller auf dem Gebiete des Stahlbaus Tätigen erneut bekräftigt und alle Teilnehmer können befriedigt auf sie zurückblicken. Der Deutsche Stahlbau-Verband erwies durch die Veranstaltung, daß er gewillt ist, die gegenwärtigen technischen Probleme des Stahlbaus zu meistern.

W e n k, Köln.

Dr.-Ing. Hugo Carl Klammt 75 Jahre.

Am 21. Juni 1951 vollendete Dipl.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Hugo Carl K l a m m t sein 75. Lebensjahr. Unter seiner Leitung entwickelte sich die im Jahre 1878 gegründete Firma Hermann Klammt zu einer der angesehensten und größten der ostpreussischen Bauunternehmungen, die namentlich durch Bahn-, Straßen- und Gründungsbauten bekannt wurde. Seit 1925 besteht eine Niederlassung der Firma in Berlin.

H. Fischmann †.

Am 12. April 1951 verstarb in Berlin-Zehlendorf Dr.-Ing. Hermann F i s c h m a n n kurz nach Vollendung seines 74. Lebensjahres.

1877 in Jauer in Schlesien geboren, erwarb er 1895 das Zeugnis der Reife und studierte nach einjähriger praktischer Arbeit in München und Berlin Bauingenieurwesen. 1901 bestand er die 1. Staatsprüfung als Regierungsbauführer und promovierte 1916 in Aachen zum Dr.-Ing. mit einer Dissertation: „Die Normalprofile für Formeisen, ihre Entwicklung und Weiterbildung“.

Seine Berufstätigkeit begann er beim Tiefbauamt der Stadt Königsberg und ging nach einem Jahr zu Baurat Dr.-Ing. E. h. T a k s in Hannover, wo er bald zum Oberingenieur ernannt wurde und hauptsächlich Kanal- und Tiefbauten sowie industrielle Anlagen auszuführen hatte. Sein Lebensweg führte ihn dann zum Stahlbau, dem er bis zu seinem Tode treu blieb. 1909 trat er als Oberingenieur und Prokurist in die Dienste des Deutschen Stahlwerkverbandes in Düsseldorf, errichtete dort das Statische Büro und entfaltete eine rege Vortragstätigkeit in Fachvereinen. Neben zahlreichen Veröffentlichungen besonders über Fragen des Stahl- und Stahlbetonbaues gab er dort das bekannte Taschenbuch: „Stahl im Hochbau“ heraus und beteiligte sich an der Schriftleitung für die Zeitschrift „Der Eisenbau“. Auch an der Ausgestaltung der Baufachausstellung 1913 in Leipzig und der Baltischen Ausstellung 1914 in Malmö hatte er, nament-

lich im Rahmen der Kennzeichnung der Bedeutung der deutschen Stahl- und Stahlbau-Industrie, besonderen Anteil.

Als wesentliche Leistungen aus seiner Tätigkeit beim Stahlwerksverband seien seine erfolgreichen Bestrebungen zur Vereinheitlichung der technischen Baupolizei-Bestimmungen, seine geschickte Werbearbeit für den Stahlbau und seine vielfachen fördernden Anregungen zur Lösung wichtiger technischer Probleme erwähnt. In einem gemeinsam mit Dipl.-Ing. W e i r i c h 1916 im Eisenbau veröffentlichten Aufsatz: „Die Frage der Knickung und ihre planmäßige Lösung durch den Versuch“ hat er erstmals das auf diesem Gebiet theoretisch und experimentell Geleistete kritisch zusammengestellt und die Anregung zu den späteren klärenden Arbeiten gegeben.

Sein durch diese Leistungen begründeter Ruf führte 1918 zu seiner Anstellung als Direktor des Deutschen Stahlbau-Verbandes. Dort leitete er die oft sehr schwierigen Verbandsgeschäfte, und es war sein Verdienst, die von den Gründern des Verbandes, namentlich von Seifert und Krohn angestrebte wissenschaftliche Förderung des Stahlbaues, als wesentliche Aufgabe des Verbandes, zu neuem Leben erweckt zu haben.

Fischmann war Mitgründer und bis 1923 Mitherausgeber der Zeitschrift für das gesamte Bauwesen „Der Bauingenieur“. Vgl. Bauingenieur 24 (1949) S. 1. Er arbeitete auch später vielfach an dieser Zeitschrift mit und bewahrte ihr treue Verbundenheit.

Auch die Ausgestaltung der Hauptversammlungen des Stahlbau-Verbandes zu bedeutsamen wissenschaftlichen Kundgebungen entsprang seiner persönlichen Initiative. Das Ansehen und Gedeihen des Verbandes verstand er mit seltenem Geschick zu pflegen und zu fördern.

1924 trat er als Direktor und Betriebsleiter zu der Firma Beuchelt & Co., Grünberg in Schlesien, über und wurde damals Mitglied der Handelskammer in Sagan.

1935 ernannte ihn die Techn. Hochschule Breslau zum Ehrensator. Bis zu seinem Ausscheiden aus der Firma Beuchelt hatte er sich der Stahlbau-Industrie erneut als Leiter der neugeschaffenen Fachgruppe zur Verfügung gestellt. Seit 1945 war er u. a. wissenschaftlicher Mitarbeiter für den Wiederaufbau Berlins und kommissarischer Verwalter der ehemaligen Wirtschaftsgruppe Stahl- und Eisenbau.

Ein arbeitsreiches Leben und bedeutsames Wirken hat nun mit seinem Ableben seinen Abschluß gefunden. Durch langjährige Zusammenarbeit und Freundschaft mit dem Verstorbenen verbunden, ist es uns ein Bedürfnis, neben der Würdigung seiner beruflichen Leistungen, auch des guten Menschen und Menschenfreundes Hermann Fischmann zu gedenken.

Im Berufsleben sicherten ihm sein sympathisches und gewinnendes Wesen, seine Tatkraft und Organisationsgabe seinen schnellen Aufstieg in leitende Stellen. In schwierigen Lagen bewunderten wir gar oft seine meisterhafte Selbstbeherrschung und sein diplomatisches Geschick. In seinem Tun und Lassen beobachtete er ohne jede Kleinlichkeit peinliche Gewissenhaftigkeit. Gegen seine Mitarbeiter und Untergebene zeigte er sich stets voller Hilfsbereitschaft und Nachsicht, und im Verkehr hatte er immer höfliche und angenehme Umgangsformen. Gar manchen von ihnen wurde er zum Führer und Förderer in lebenswichtigen Entscheidungen. Weite Kreise waren ihm in Dankbarkeit und Verehrung zugetan, und sie beklagen mit uns den Heimgang dieses gütigen Freundes.

W. R e i n, Tübingen.

81. Hauptversammlung des VDI.

Der Verein Deutscher Ingenieure hält seine diesjährige Hauptversammlung — die 81. seit Gründung im Jahre 1856 — in Hannover (Stadthalle) ab.

In der Zeit vom 30. Juli bis 3. August werden in elf Fachsitzungen (darunter drei Diskussionstagungen) insgesamt 33 Themen behandelt. Dazu kommen die gesellschaftlichen Veranstaltungen, 14 Fabrikbesichtigungen und sieben ganztägige Besichtigungsfahrten.

Anfragen nach Programmen und Anmeldungen zur Tagung sind an die Abteilung C. O., VDI-Geschäftsstelle Düsseldorf, Prinz-Georg-Straße 77, zu richten.

In allen
Schmierungsfragen: **SHELL**
TECHNISCHER DIENST



DEUTSCHE SHELL AKTIENGESELLSCHAFT
ZWEIGNIEDERLASSUNGEN IN

- BERLIN
- BREMEN
- DUSSELDORF
- FRANKFURT/M.
- HAMBURG
- HANNOVER
- KÖLN
- LUDWIGSHAFEN
- MÜNCHEN
- NÜRNBERG
- STUTTGART

vermessungsgeräte

CARL ZEISS JENA

bau-nivelliere + ingenieur-nivelliere +
tachymeter-theodolite + reduktions-tachy-
meter „dahlta“ + reduktions-tachymeter „redta“
+ auskünfte und druckschriften unter 10/F +

OPTIK CARL ZEISS JENA VEB

**CONSTRUCTA
BAUAUSSTELLUNG 1951
HANNOVER 3.VII.-12.VIII.**

LANDESPLANUNG
STADTEBAU UND ORTSGESTALTUNG
BAUPLANUNG
ABC DES BAUENS
INGENIEURBAU
BAUWIRTSCHAFT
AUSLAND
BAUEN AUF DEM LANDE
DAS KLEINE HAUS
ZENTRALBÜCHEREI
KONGRESSE UND TAGUNGEN

Die Deutsche Bundesbahn gewährt Tarifvergünstigungen • Sonderzüge und Gesellschaftsreisen durch DER-Reisebüros • Auskünfte erteilt CONSTRUCTA Hannover-Messegelände

**Bims-
Baustoffe**
aller Art

Dacheindeckungen mit
Stahlbeton-Hohldielen DIN 4028
für Hallenbauten
Schwemmsteine, Hohlblock-
steine, Bims-
dielen u. a.

HEIMBACHWERKE
Bimsbaustoff-Gesellschaft m. b. H., NEUWIED

Hans Stapelfeldt

Spezial-Unternehmen für Grundwasserabdichtungen und Isolierungen

Berlin N 65, Müllerstr. 79b
Telefon 46 39 86

Hannover, Lönssstr. 21
Telefon 2 39 71

Bremen, am Barkhof 24
Telefon 4 52 32

*Grundwasserabdichtungen für alle Ingenieursbauten / Terrassen-Isolierungen,
temperaturbeständige, Behälter-Isolierungen, auch säurefeste, nach eigenem
Verfahren / Brücken- und Tunnel-Abdichtungen nach A. I. B.*

Referenzen von zahlreichen Behörden und Industrien stehen zur Verfügung. Technische Beratung unverbindlich!

STELLENGESUCHE

Junger

Bauingenieur

sucht Anfangsstellung in Ing.-Büro oder Bauunternehmung.

Spezialität:

Statik, Stahlbeton, Brückenbau

Angebote unter „Der Bauingenieur 310“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20, erbeten.

Werkstattmeister

22 Jahre im Stahlhoch- und Brückenbau tätig, 46 Jahre alt, verh., kinderlos, die Heimat zweimal verloren, jetzt anerkannter Flüchtling in West-Berlin, in Kürze erfolgt Umsiedelung nach dem Bundesgebiet, sucht Stellung als Meister oder Vorzeichner in Büro oder Werkstatt. Habe reiche Erfahrungen in genieteten und geschweißten Stahlkonstruktionen und bin mit den neuesten Fertigungsmethoden vertraut. Zuschriften unter „Der Bauingenieur 305“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20, erbeten.

Dr.-Ing.

Erste Kraft, mit besten theoretischen und praktischen Veranlagungen und langjährigen Erfahrungen, verhandlungsgewandt, 50 Jahre alt, wünscht sich aus leitender Stellung in

leitende Stellung

bei nur erstklassigen Unternehmen des Stahlbetonbaues zu verändern.

Angebote unter „DER BAUINGENIEUR 308“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20, erbeten.

Bauingenieur (Dipl.-Ing.)

40 Jahre, sucht sofort Stellung. Langjährige Erfahrung im Hoch-, Tief-, Straßen- und Bahnbau (Entwurf, Ausführung, Kostenanschläge). Zuschriften unter „Der Bauingenieur 364“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20, erbeten.

Junger

Dipl.-Ing.

mit praktischer Erfahrung und guten statischen Kenntnissen sucht Anstellung in einem Bauunternehmen für Beton- und Stahlbetonarbeiten in Nord- oder Westdeutschland (evtl. auch mit Beteiligung.) Angebote unter „Der Bauingenieur 311“ an den SPRINGER-VERLAG, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20, erbeten.

Diplom-Bauingenieur

(Dr.-Ing.)

seit 1937 Unternehmerpraxis, davon 12 Jahre bei 2 Großfirmen, Niederlassungsleiter in Südwestdeutschland, 40 Jahre, verh., beste Berufserfolge, an selbständiges Arbeiten gewöhnt, Erfahrung in Leitung von Großbaustellen und Stahlbetonkonstruktion, repräsentative Erscheinung, mit erstklassigen Referenzen, sucht sich bis spätestens 1. Oktober 1951, evtl. auch früher, in leitende Position als Niederlassungsleiter, Geschäftsführer, Direktionsassistent oder Oberbauleiter eines Industriekonzerns zu verändern.

Angebote unter „Der Bauingenieur 318“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20, erbeten.

STELLENANGEBOTE

Erfahrener, tatkräftiger und energischer

BAUINGENIEUR

von mittlerer Bauunternehmung im Ruhrgebiet gesucht. Ihm wird die Möglichkeit gegeben, sich in die Stellung eines Oberingenieurs einzuarbeiten, dem die Oberaufsicht über die Baustellen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht obliegt. — Ausführliches Angebot mit Lebenslauf, Zeugnissen, Lichtbild und Gehaltsansprüchen erbeten unter „Der Bauingenieur 312“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschauer 20.

Von größerer Bauunternehmung Süddeutschlands wird zum sofortigen Eintritt ein

Dipl.-Ing. als 1. Statiker

und Vertreter des Leiters des Konstruktionsbüros gesucht. Mehrjährige Tätigkeit in einem Konstruktionsbüro wird vorausgesetzt. Zuschriften erbeten unter C 966 an THEBAL-WERBUNG, Stuttgart-O, Alexanderstraße 32.

Schutz von Mörtel u. Beton, Stein, Eisen u. Holz gegen

Zerstörung durch aggressive Wässer, Laugen, Säuren, Öle und dergl.

durch unsere bewährten und bekannten

BautenschutzmittelSIKA, BETONPLAST, IGOL, IGAS
PURIGO-FLUATSIKA G.m.b.H. / Chemische Fabrik
Durmshheim b. Karlsruhe / Ruf: 14**KWIKFORM**

Stahlrohrgerüste

Beton Schalung

schnell - sicher - wirtschaftlich
zum ersten Male in Deutschland

Constructa Hannover

Freigelände West - Stand 65 a, 66 a, 69, 70

STATIK

Bewährtes Ingenieurbüro übernimmt
Sofortaufträge für Berechnungen und
Pläne für Hoch- und Industriebauten.

Zuschr. unter „Beton u. Holz“ M. S. 41 100 bef.

ANNONCEN - EXPEDITION CARL GABLER

München 1, Theatinerstr. 8

Lieferfirmen der Bauindustrie

CERESIT

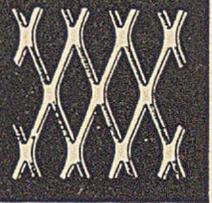
Das weltbekannte Mörtel- bzw. Betondichtungsmittel gegen Wasserschäden und Feuchtigkeit in Bauwerken aller Art
Pulver und breiförmig

WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA

Auf der CONSTRUCTA Hannover: Halle 7 — Stand 98
und Halle 3 — Gr. 29

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage

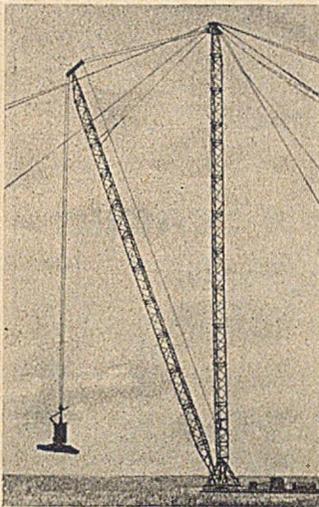


SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

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

MONTAGE-DERRICK-Krane

In Dreigurt-Rohrkonstruktion



Schmidt-Tychsen

Hamburg 24 B

KNAUF-GIPS



verbürgt
QUALITÄT

Werbung mit Erfolg

durch Anzeigen in der Zeitschrift
„DER BAUINGENIEUR“
SPRINGER-VERLAG

Anzeigenabteilung
BERLIN W 35
Reichpietschufer 20
Tel. 24 92 51

TRANSPORTANLAGEN

FÜR ALLE ART VON FÖRDERGUT



STÖHR
SPEZIALFABRIK FÜR TRANSPORTANLAGEN U. AUFZÜGE
OFFENBACH A.-M.

Bautenschutz durch

PROLAPIN
FÜR MÖRTEL-UND
BETONDICHTUNG

ORKIT
DER SCHWARZE
SCHUTZANSTRICH

FLUATOL
SCHALUNGS-
MITTEL

HANS HAUENSCHILD & CO. HAMBURG-WANDSBEK

J. Ferbeck & Cie., Industriebau

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

Schornsteinbau, Kesseleinmauerungen
Feuerungsbau, Eisenbetonbau



Schliemanns Homogen-Asphaltplatten

Seit über 50 Jahren bestens bewährt
als Fußbodenbelag
trittsicher, fußwarm, unempfindlich gegen
Mineralöl, Benzin und Witterungseinflüsse
> Druckfestigkeit über 300 kg/qcm <

Fordern Sie unverbindliches Angebot!

Schliemann & Co.

Asphaltfabrik und Teerdestillation A.-G.
Hannover-Linden • Bauweg 34
Fernruf: 419 44/45 • Drahtwort: Bimex

*der ideale
Baustoff*

P. MOSKOPF & CO. G.M.B.H.
Bimsbaustoffwerk
NEUWIED/RHEIN
Tel. : 3112 und 3113

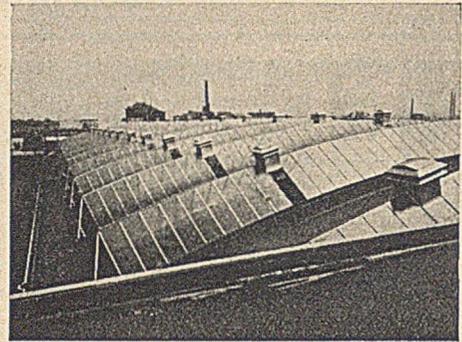
Öl- und Wasser-
Abscheider
für Druckluft

Filterapparate
Filtersteine

W. Schuler GmbH
EISENBERG (Pfalz)

MENCK & HAMBROCK

*Lieferer wieder
die bewährten
Deegust-Rohrgerüst-Rahmen
in allen Größen*

**HAMBURG - ALTONA****Kittlose Glasdächer**

Jahrzehntelange Erfahrung

Eickelkamp & Schmid

Glasdachwerk „Standard“

Düsseldorf / Hohenzollernwerk

Umhüllte

SCHWEISS-ELEKTRODEN**SCHWEISS-TRANSFORMATOREN**

mit stufenloser Regelung

**SCHORCH**
Schorch-Werke A.G. Rheydt

Diesem Heft liegen zwei Prospekte des Springer-Verlages, Berlin - Göttingen - Heidelberg, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Hans-Georg Halfter, Berlin W 35, Reichpietsch-
ufer 20. — Druck: Hempel & Co., Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 6-8. — Reg.-Nr. 115.
Springer-Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg. — Printed in Germany.