

PRÜFVERFAHREN ZUR ERMITTLUNG DES WÄRMESCHUTZES VON WÄNDEN UND DECKEN.

Von Dr.-Ing. W. Weißwange, Staatl. Materialprüfungsamt, Berlin-Dahlem.

Übersicht: Für die den Anforderungen des Wärmeschutzes entsprechende, sachgemäße Verwendung der Baustoffe ist die Kenntnis der wärmetechnischen Güteziffern der Baustoffe und deren Bedeutung unerlässlich. Es bestehen in dieser Richtung noch mancherlei Unklarheiten, insbesondere hinsichtlich Unterscheidung der einzelnen Güteziffern, wie Wärmeleitzahl λ , Wärmedurchlaßzahl A , Wärmedurchgangszahl k , Wärmeübergangszahl α u. a. Nachstehend soll über die verschiedenen Prüfverfahren und deren Entwicklung berichtet, sowie an Hand von Lichtbildern und Zeichnungen eine besondere, im Staatl. Materialprüfungsamt gebaute Versuchseinrichtung besprochen werden.

Zur Beurteilung eines Baustoffes oder einer Bauweise hinsichtlich zweckmäßiger, bautechnischer und wirtschaftlicher Verwendung im Wohnungs- oder Geschäftshausbau ist neben den Anforderungen an Festigkeit und Standsicherheit, Widerstandsfähigkeit gegen äußere und atmosphärische Einflüsse, sowie Feuerbeständigkeit auch die Kenntnis über die Güte des Wärmeschutzes von Wichtigkeit.

Dem Wärmeschutz hat man erst in den Nachkriegsjahren — veranlaßt durch den damaligen großen Mangel an Feuerungsmaterial und Baustoffen, sowie durch Einführung von Ersatzbauweisen — erhöhte Aufmerksamkeit geschenkt.

Die erhöhte Beachtung des Wärmeschutzes bedingte die Entwicklung besonderer Meßeinrichtungen und Verfahren zur Ermittlung von wärmetechnischen Güteziffern der Baustoffe.

Der von Poensgen vor dem Kriege entwickelte und in seinem Grundprinzip noch heute benutzte Plattenapparat¹ gestattet es, im Laboratorium Versuchsstücke in Form quadratischer Platten von 50 cm Kantenlänge bis etwa 20 cm Dicke zu prüfen. Die Platten müssen bestimmte Abmessung, genaue Form und besonders ebene Oberflächen haben, um ein gutes Anliegen und somit einen einwandfreien Wärmeübergang zwischen den Versuchsstücken und den Kühl- bzw. Heizplatten des Apparates zu ermöglichen. Abb. 1 zeigt die im Staatl. Materialprüfungsamt vorhandene Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Wärmeleitzahl.

Solange es sich um Material gleicher Art handelt — Wärmeschutzstoffe, Platten oder Steine von rechteckigen Formen und allseitig ebenen Flächen u. ä. — ist der Poensgen-Apparat ausgezeichnet zu verwenden; Schwierigkeiten entstehen aber, sobald die Untersuchung von aus mehreren Baustoffen zusammengesetzten Bauweisen in Frage kommt, wie Mauerwerk aus Steinen mit Fugen- und Putzmörtel, oder Stahl- und Skelettbauten mit den zugehörigen Füllstoffen. Bei der geringen Probenabmessung (50/50 cm) ist es nicht immer möglich, Proben zu fertigen, die gute und zuverlässige Mittelwerte ergeben. Hinzu kommt die Forderung, solche Versuche nicht nur im Laboratorium, sondern auch auf der Baustelle auszuführen. Dies alles gab Veranlassung zur Entwicklung der Meßverfahren für die Ermittlung des Wärmedurchganges an fertigen Bauteilen und gegebenenfalls auch an in der Versuchsanstalt hergestellten Probestücken, die dann aber wesentlich größere Abmessungen aufweisen als die beim Poensgen-Apparat verwendeten.

Die Entwicklung dieser Prüfverfahren beginnt in Deutschland etwa im Jahre 1915 im Laboratorium für technische Physik an der Technischen Hochschule München und im Forschungsheim für Wärmeschutz E. V. in München und ist an die Namen Knob-

¹ Poensgen: Ein technisches Verfahren zur Ermittlung der Wärmeleitfähigkeit plattenförmiger Stoffe, in „Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens“, Heft 130. Berlin: Julius Springer 1912.

lauch, Henky, Schmidt, Cammerer, Raisch u. a. geknüpft.

In Schweden ist es der Architekt A. Eriksson, der in Zusammenarbeit mit Professor Kreüger von der Technischen Hochschule Stockholm umfangreiche Versuche in einem besonders für solche Zwecke gebauten Versuchshause nach der sog. Kastenmethode² durchführt. Gleichzeitig, jedoch unabhängig von diesen Arbeiten, werden in Norwegen ähnliche Versuche von Bugge und Kollflath an 27 besonders gebauten Versuchshäusern vorgenommen³.

Ein im Forschungsheim für Wärmeschutz E. V. in München gebauter Versuchsstand wurde für Prüfkörper in der Abmessung 100 · 150 · 50 cm eingerichtet.

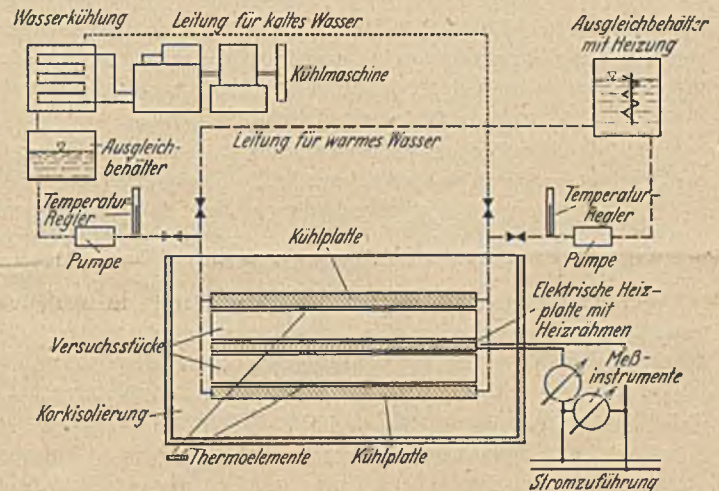


Abb. 1. Versuchseinrichtung zur Bestimmung der Wärmeleitzahl im Materialprüfungsamt.

Bei der Kastenmethode wird auf die zu prüfende Wand ein Kasten aufgesetzt, der auf vier Seiten geschlossen und nur an der der Wand zugekehrten Seite offen ist. Die Temperatur im Inneren des Kastens wird durch elektrische Heizung auf der gleichen Höhe gehalten wie die Umgebungstemperatur des Kastens, so daß die dem Kasteninneren zugeführte Wärmemenge nur durch die Versuchswand abströmen kann und somit ein Maß für den Wärmeschutz der Wand ergibt. Eine ausführliche Darstellung von Cammerer befindet sich in den Mitteilungen der Reichsforschungsgesellschaft⁴.

Der heute in Deutschland zur Ermittlung des Wärmedurchganges benutzte Wärmeflußmesser geht zurück auf die sog. Hilfswandmethode von Henky aus dem Jahre 1915⁵. Auf die Prüfwand, deren Wärmeleitzahl bestimmt werden soll, wird eine Versuchsplatte, etwa aus Kork, als sog. Hilfswand aufgebracht, deren Wärmeleitzahl bekannt ist. Bildet z. B. die zu prüfende Wand den Abschluß eines etwa auf Zimmertemperatur gehaltenen Raumes

² Kreüger, H. u. A. Eriksson: Untersuchungen über das Wärmeisolvierungsvermögen von Baukonstruktionen. Berlin: Julius Springer 1923.

³ Bugge u. Kollflath: Ergebnisse von Versuchen für den Bau warmer und billiger Wohnungen an den Versuchshäusern der norwegischen Techn. Hochschule. Berlin: Julius Springer 1924.

⁴ Cammerer: Mitteilung der Reichsforschungsges. Nr. 50, Gruppe II 9 Nr. 4, Feb. 1930.

⁵ Henky: Gesundheitsingenieur (1919) S. 437.

gegenüber der Außenluft, so fließt bei einem Temperaturgefälle zwischen der Luft im Raum und der Außenluft ein Wärmestrom durch die Hilfswand und damit auch durch die zu prüfende Wand, dessen Größe aus der Wärmeleitfähigkeit, der Dicke und den beiderseitigen Oberflächentemperaturen der Hilfswand errechnet wird. Aus der Größe dieses Wärmestromes, der Dicke und den beiderseitigen Oberflächentemperaturen der Prüfwand ergibt sich dann die gesuchte Wärmeleitfähigkeit.

Die nach dieser Methode von Schmidt entwickelten und vom Forschungsheim für Wärmeschutz E.V. in München gebauten Wärmeflußmeßstreifen dienen der Untersuchung von Rohrleitungen bei hohen Temperaturen und bestehen aus einem mehrere mm dicken, 60 cm langen und 6 cm breiten Gummistreifen, der eigentlichen Hilfswand, auf die eine große Anzahl (mehrere hundert) hintereinandergeschaltete Thermolemente aufgewickelt und durch Vulkanisierung mit dem Gummistreifen fest verbunden sind.

Fließt durch den Wärmeflußmesser ein Wärmestrom, so erhält man an einem geeigneten Meßinstrument einen gut meßbaren Ausschlag in Millivolt. Unter Berücksichtigung des zugehörigen Eichfaktors ergibt sich hieraus unmittelbar die Größe der hindurchströmenden Wärmemenge für die Flächen- und Zeiteinheit (1 m^2 , 1 Stunde). Die bei der Hilfswandmethode erforderliche Messung der Oberflächentemperaturen und der Dicke kommt in Fortfall. Zur Durchführung der Messung ist noch eine Reihe besonderer Maßnahmen, wie Blindstreifen aus Gummi, um ein seitliches Ausweichen des Wärmestromes zu verhindern, sowie gegebenenfalls das Aufbringen besonderer Dämpfungsschichten erforderlich. Im übrigen kann auf die Literatur verwiesen werden⁶.

Bei Wohnbauten wurde der Wärmeflußmesser zum erstenmal angewendet bei den von Cammerer für die Reichsforschungsgesellschaft an Bauten der Versuchssiedlungen in Dessau-Törten und Frankfurt am Main-Praunheim durchgeführten wärmetechnischen Versuchen.

Da bei Wohnbauten nur mit geringem Temperaturgefälle zu rechnen ist, wurde die Empfindlichkeit der Meßplatte durch Verstärkung der Dicke und Vermehrung der Thermolemente wesentlich erhöht; die Größe der Meßfläche wurde auf $\frac{1}{4} \text{ m}^2$ ($50 \times 50 \text{ cm}$) ausgedehnt, um einen möglichst guten Mittelwert zu erhalten.

Fast in die gleiche Zeit, jedoch unabhängig von Cammerer, fallen die Arbeiten von Hofbauer in Wien, der eine fast gleichartige Wärmeflußmeßplatte baut⁷.

Die bereits erwähnten und auch andere, in den letzten Jahren von Cammerer durchgeführten Versuche⁸ sind stets an ausgeführten Bauten vorgenommen worden. Auch Versuche ähnlicher Art von Dr. Reiherr in Stuttgart wurden an solchen Baustoffen vorgenommen, die in seinem Institut eingebaut sind⁹; sie sind also den Versuchen von Dr. Cammerer zuzuordnen. Alle solche Versuche haben den Vorteil, daß handwerksmäßig verarbeitete Baustoffe untersucht werden unter den bei solchen Bauten in Frage kommenden Bedingungen hinsichtlich Erhärtung, Austrocknung (Feuchtigkeitsgehalt) und Einfluß der Witterung u. a.

Diese Versuche machen jedoch eine Prüfung im Laboratorium an besonders gefertigten Versuchsstücken nicht überflüssig; es kann der Fall eintreten, daß Laboratoriumsversuche nicht nur zweckmäßig, sondern notwendig sind. Da der Wärmeschutz zu den wichtigsten Eigenschaften der Baustoffe für den Hochbau gehört, müssen solche Werte bei der bau- und feuerpolizeilichen Zulassung neuer, bisher nicht erprobter Baustoffe vorliegen. Sind bei Beantragung der Zulassung noch keine größeren Bauten ausgeführt,

so ist es erforderlich, Laboratoriumswerte zugrunde zu legen, deren Nachprüfung später durch Versuche auf der Baustelle zur Berücksichtigung von dort auftretenden Einflüssen, wie Verarbeitungsfehlern, ungünstige Witterung u. a., erwünscht ist. Auch umgekehrt kann der Fall eintreten, die mit gewissem Zeit- und Kostenaufwand am Bau gefundenen Werte durch Untersuchungen im Laboratorium nachzuprüfen.

Die Bestimmung des Feuchtigkeitsgehaltes, der zur Beurteilung des gemessenen Wärmedurchgangswertes unerlässlich ist, macht es nötig, die geprüfte Wand aufzustemmen, um Mauerwerk zu entnehmen. Dies wird an ausgeführten Bauten nicht immer möglich sein. Hinzu kommt noch, daß die Durchführung der Versuche eine über mehrere Tage gleichbleibende Außentemperatur bedingt, die aber mit Sicherheit nur im Herbst und teilweise den Winter über vorhanden ist.

Alle diese Überlegungen gaben Veranlassung, im Staatl. Materialprüfungsamt, Berlin-Dahlem, eine Versuchseinrichtung zu schaffen, in der Probekörper von 3—4 m² Größe, und zwar sowohl als senkrecht stehende Prüfkörper (Wände) als auch als solche in horizontaler Lage (Decken) zu jeder Zeit geprüft werden können. Die Abmessung der Probestücke von etwa $2 \times 2 \text{ m}$ bietet die Möglichkeit, solche Versuchskörper möglichst baumäßig herzustellen, um bei der Prüfung selbst Material von Durchschnittseigenschaft zu untersuchen.

Für die Untersuchung wird der Prüfkörper (Wand) auf einem Ladegestell in einer Versuchshalle des Amtes angefertigt und dort zunächst mehrere Wochen stehen gelassen, bis der Mörtel abgebinden hat und eine genügende Austrocknung eingetreten ist. Dabei ist es erwünscht, den Feuchtigkeitsgehalt zu erreichen, wie er sich später tatsächlich im fertigen Mauerwerk einstellen wird. Bei der Herstellung ist es belanglos, ob es sich um Versuchswände aus Vollsteinen im Normalformat oder aus Hohlsteinen der verschiedensten Art, Form und Abmessungen handelt, ob sie aus Materialien verschiedener Beschaffenheit zusammengesetzt werden; auch die Herstellung von Fachwerkbauten (Holz, Stahl) mit entsprechenden Füllstoffen bietet keine Schwierigkeit. Zur Prüfung wird die Versuchswand mit einem besonderen Transportwagen (Hubwagen von 3,5 t Tragfähigkeit) in die in Abb. 2 schematisch dargestellte Versuchskammer gefahren. Ein großer, durch 16 cm dicke Korkplatten mit beiderseitigem Putz gebildeter Versuchsraum, dessen äußere Abmessungen etwa 5 m in der Länge, 3 m in der Höhe und 3 m in der Tiefe betragen, wird durch eine ebenfalls 16 cm dicke Korkwand in einen Raum A von etwa 1,50 m Breite für die Untersuchung von Wänden und einen Raum B von der doppelten Breite für die Deckenprüfungen unterteilt. Nach vorne sind beide Räume durch große Kühltürschranken abgeschlossen.

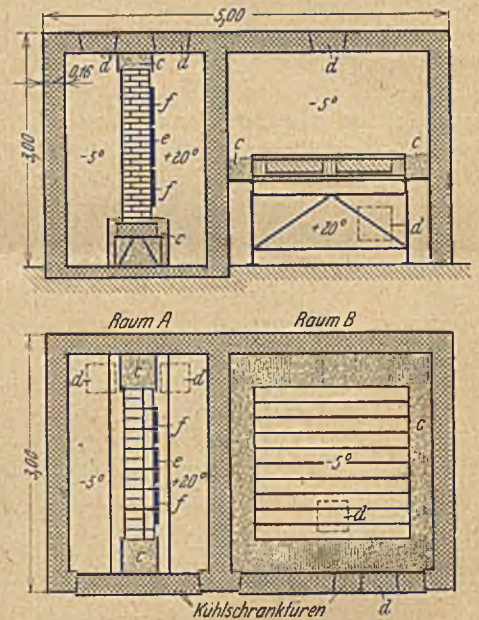


Abb. 2. Versuchseinrichtung zur Bestimmung des Wärmedurchganges an Wänden und Decken.

Die Prüfwand wird dann mit Isolierung aus Korkschröt — c in Abb. 2 — auf ihren vier Seitenflächen so mit der umgebenden Korkwand verbunden, daß aus dem ursprünglichen Raum A zwei kleine in sich geschlossene Kammern entstehen, zwischen denen sich als Trennwand die Prüfwand — in Abb. 2 ist eine 38 cm dicke

⁶ Heft 8 der Mitteilungen aus dem Forschungsheim für Wärmeschutz E. V. München 1930, sowie Regeln für die Prüfung für Wärme und Kälteschutzanlagen. Berlin: VDI-Verlag 1930.

⁷ Hofbauer: „Wärmeschutz von Gebäuden“, Sparwirtschaft (1930) S. 507 ff. u. Arch. f. Wärmewirtschaft u. Dampfkesselwesen (1929) S. 398 ff.

⁸ Gesundheitsingenieur (1931) Heft 43.

⁹ Bauwelt (1932) Heft 13, S. 335.

Ziegelwand eingezeichnet — befindet. Da die vordere Tür während der ganzen Versuchsdauer geschlossen bleibt, sind in der Decke Klappen — d — angeordnet, die ein Betreten der Kammern während der Versuche gestatten. Zur Durchführung der Versuche wird die Temperatur der einen Kammer auf etwa +20° (Zimmertemperatur) und die der anderen auf etwa -5° (Außentemperatur) gebracht und über einen Zeitraum von mehreren Tagen gleichmäßig gehalten. Es setzt dann ein Wärmeaustausch (nachstehend kurz Wärmestrom genannt) zwischen beiden Kammern durch die zu prüfende Wahl hindurch ein, dessen Größe von den Eigenschaften der Prüfwand abhängig ist und somit einen Maßstab zur Beurteilung des Wärmeschutzes liefert. Gemessen wird dieser Wärmestrom mit dem vorher beschriebenen Wärmeflußmesser, in Abb. 2 mit e bezeichnet. Die seitlich des Wärmeflußmessers angeordneten mit f bezeichneten Streifen aus Gummi bezwecken eine möglichst gleichmäßige Verteilung des Wärmestromes über die ganze Wand und sollen dadurch etwaige Randstörungen am Wärmeflußmesser ausschließen. Zur Berechnung des Wärmeschutzes werden ferner die Oberflächentemperaturen zu beiden Seiten der Prüfwand mittels Thermoelementen und die Dicke gemessen. Abb. 3 gibt noch

Lfd.Nr.	Eigenschaft	Bezeichnung	Größenordnung	Zeit der Beobachtung
1	Dicke der Prüfwand . . .	d	m	vor dem Versuch
2	Oberflächentemperatur der warmen Seite der Prüfwand	t_w	°C	Dauerbeobachtung während des Versuches
3	Oberflächentemperatur der kalten Seite der Prüfwand	t_k	°C	
4	Ausgetauschte Wärmemenge zwischen den beiden Oberflächen der Prüfwand . . .	Q	kcal	
5	Gewicht	G	kg	vor und nach dem Versuch
9	Abmessungen	—	m	vor dem Versuch

Aus vorstehenden Messungen werden errechnet:

- 1) Mittlere Temperatur $t_m = \frac{t_w + t_k}{2}$ in °C.
- 2) Temperaturdifferenz $\Delta t = t_w - t_k$ in °C.
- 3) Wärmedurchlaßzahl $A = \frac{Q}{\Delta t}$ in $\frac{\text{kcal}}{\text{m}^2 \text{ } ^\circ\text{C h}}$;

d. h. die Wärmedurchlaßzahl A bezeichnet für die vorhandene, also geprüfte Wanddicke diejenige Wärmemenge, die bei einer Temperaturdifferenz der Oberflächen von 1° in der Zeiteinheit — 1 Stunde — durch die Wand hindurchgeht.

$$4) \text{ Wärmeleitfähigkeit } \lambda = A \cdot d \text{ in } \frac{\text{kcal}}{\text{m} \cdot ^\circ\text{C} \cdot \text{H}}$$

d. h. die Wärmeleitfähigkeit λ ist die für A ermittelte Wärmemenge, jetzt aber nicht mehr bezogen auf die geprüfte Wanddicke, sondern auf 1 m Wanddicke (als Einheit). Daraus ergibt sich die allgemein gebräuchliche Erklärung: „ λ bezeichnet diejenige Wärmemenge, die durch einen Würfel von 1 m Kantenlänge von einer Oberfläche zur gegenüberliegenden hindurchgeht bei 1° Temperaturdifferenz der beiden Oberflächen während einer Stunde.“ Hierbei wird angenommen, daß die Wärme senkrecht zu den betrachteten Oberflächen durch den Würfel fließt und an den Rändern keine Verluste auftreten.

- 5) Raumgewicht in kg/m^3
 - 6) Feuchtigkeitsgehalt, ermittelt durch Trocknung in Raum- bzw. Gewichts-%.
- } vor und nach dem Versuch;

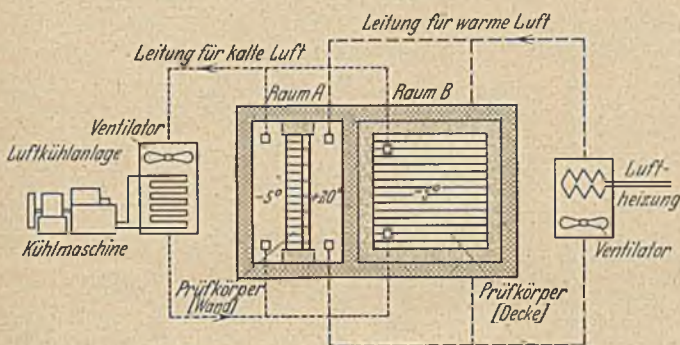


Abb. 3. Grundriß der Versuchseinrichtung mit Leitungsplan.

einen Überblick über die gesamte Versuchseinrichtung einschl. Grundriß der Versuchskammern. Auf der linken Seite der Abb. 3 befindet sich die Anlage zur Erzeugung der kalten Temperatur, bestehend aus einer vollautomatisch arbeitenden Kühlmaschine, aus einem Luftkühlsystem aus Rippenrohren mit 18 m² Oberfläche, einem Ventilator und zugehörigen luftdichten Leitungen aus Blech von 20 x 20 cm Querschnitt. Der Ventilator drückt die im Luftkühler durch die Kühlmaschine erzeugte kalte Luft durch die Leitungen in die Versuchskammer mit niedriger Temperatur und saugt sie am anderen Ende dieser Kammer im ununterbrochenen Kreislauf wieder ab. Die Temperatur in der Kammer selbst wird durch einen Feinthermostaten mit einer Schaltungsgenauigkeit von $\pm 1/10^\circ$, der auf dem Motor der Kühlmaschine arbeitet, gleichmäßig gehalten.

In entsprechender Weise wird die Temperatur der Versuchskammer mit warmer Temperatur erzeugt und gleichmäßig gehalten, nur daß hier an Stelle des Luftkühlers mit Kühlanlage eine elektrische Heizung vor dem Ventilator eingebaut ist. Die mit Absicht außerhalb der Versuchskammern aufgestellten Einrichtungen zur Erzeugung der Wärme und Kälte ermöglichen es, je nach Bedarf mit der gleichen Anlage abwechselnd auch die Kammer B zur Prüfung von Decken zu betreiben.

In Abb. 4 sind die Kühlschranktüren geöffnet, um den Einbau der Versuchsstücke zu zeigen. In der linken Kammer befindet sich als Prüfwand die bereits erwähnte 38 cm Ziegelwand, in der rechten Kammer eine Hohlsteindecke, wobei die seitliche Isolierung dieser Decke, die den oberen (kalten) Raum von dem unteren (warmen) mittels Korkschröt trennt, deutlich zu sehen ist.

Bei der Versuchsdurchführung sind folgende Messungen erforderlich:

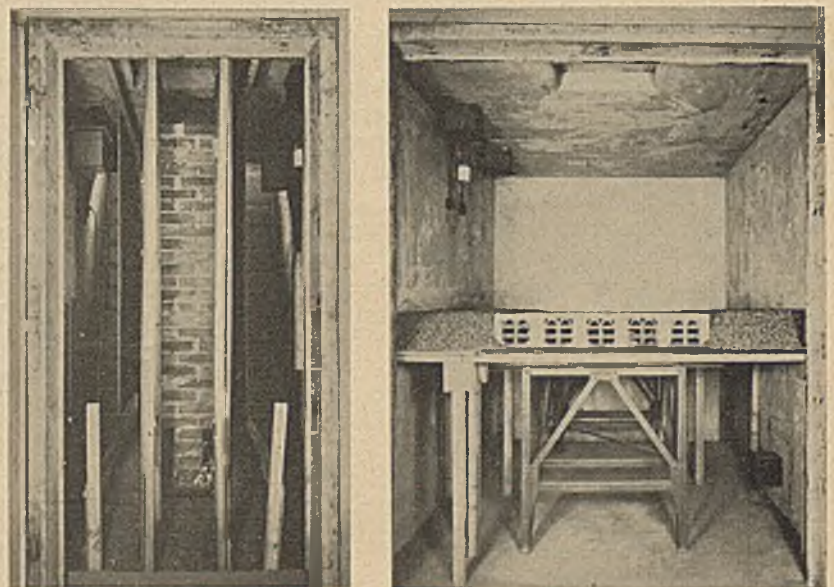


Abb. 4. Geöffnete Versuchskammern mit eingebauten Versuchsstücken.

7) Wärmedurchgangszahl k bzw. als umgekehrter Wert:

$$\text{Wärmedurchgangswiderstand } \frac{1}{k} = \frac{1}{\alpha_i} + \frac{d}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_a};$$

während die Werte d und λ aus den vorstehenden Ausführungen bekannt sind, sind die α -Werte noch näher zu erläutern.

Diese werden als Wärmeübergangszahlen bezeichnet, und zwar α_i für den Übergang der Wärme von der Luft des Innenraumes auf die warme Oberfläche der Wand und α_a von der außen liegenden Oberfläche der Wand an die Außenluft. Die Größe dieser Werte ist abhängig von der vertikalen oder horizontalen Lage des Prüfkörpers und von der geographischen Lage des betrachteten Gebäudes. Als gebräuchlich gelten folgende Mittelwerte¹⁰.

Geschlossene Räume:

Wandflächen, Fußböden und Decken,
letztere bei Wärmeübergang von unten
nach oben $\alpha_i = 7 \text{ kcal/m}^2\text{h}^\circ\text{C}$
Fußböden und Decken bei Wärmeübergang
von oben nach unten $\alpha_i = 5 \text{ „}$

Im Freien:

Innenbezirke von Städten $\alpha_a = 20 \text{ „}$
Außenbezirke von Städten und freie Lage $\alpha_a = 25 \text{ „}$

Hieraus ergibt sich, daß k diejenige Wärmemenge bezeichnet, die in der Zeit- und Flächeneinheit von der Luft auf der einen Seite der Wand durch die Wand zur Luft auf der anderen Seite hindurchgeht bei 1° Temperaturunterschied zwischen den beiden Luftmedien.

8) $Q^+ = k \cdot F \cdot (t_i - t_a)$. Q^+ ist diejenige Wärmemenge, die bei der Wärmeuntersuchung eines Gebäudes z. B. zur Errechnung des Heizungsbedarfes, zu ermitteln ist. k bezeichnet die unter Ziffer 7 angegebene Wärmedurchgangszahl, F die vorhandene Fläche des betreffenden Gebäudes, t_i und t_a die der Untersuchung zugrunde zu legenden Temperaturen innerhalb des Gebäudes (Raumtemperatur) und außerhalb (Außentemperatur). Im übrigen sei zur Durchführung der Berechnung auf die deutschen Normen DIN 4701, Regeln für die Berechnung des Wärmebedarfes von Gebäuden und für die Berechnung der Kessel- und Heizkörpergrößen von Heizungsanlagen — erschienen im Beuth-Verlag 1929 — verwiesen.

Wenn somit die Versuchsergebnisse bei der Berechnung des Heizungsbedarfes praktische Verwendung finden, so ist damit der Zweck der Materialuntersuchung keineswegs erschöpft. Denn es gehört zu den wichtigsten Aufgaben der Materialprüfung, Vergleichswerte für verschiedene Materialien untereinander zu schaffen.

Dafür sind die nach den Formeln 7) — k — und 8) — Q^+ — errechneten Werte nicht geeignet, da sie Faktoren enthalten, die je nach den vorliegenden Verhältnissen schwanken können. Deswegen kommen nur die Werte in Frage, die nach den Formeln unter 3) — λ — und 4) — A — ermittelt sind. Hierbei wäre aber auch A gegebenenfalls auszuschneiden, da in diesem Wert außer dem zu beurteilenden Wärmeschutz noch eine weitere veränderliche Größe, nämlich die Dicke der Wand, enthalten ist. Daher erscheint es zweckmäßiger, auf die Einheitsdicke von 1 m zu beziehen und somit den Wert λ zu erhalten.

Während bisher bei der physikalischen Auswertung λ die Funktion einer Materialkonstanten hatte unter der selbstverständlichen Voraussetzung, daß es sich um ein homogenes Material handelt, wird jetzt λ auf Bauglieder übertragen, die aus verschiedenen Ein-

zelstoffen zusammengesetzt sind und sich deshalb von den λ -Werten für die Einzelmaterialien unterscheiden müssen.

Es ist daher der Vorschlag aufgetaucht, dies λ als „äquivalente Wärmeleitfähigkeit“ zu bezeichnen¹¹. Bei Untersuchungen im Amt wurde hierbei die Bezeichnung „Gesamtwärmeleitfähigkeit“, nämlich „Wärmeleitfähigkeit der gesamten geprüften Konstruktion“ wiederholt angewandt. Eine einheitliche Bezeichnung dieser Größe wäre erwünscht. Reg.-Baumeister a. D. Sautter schlägt vor: „Wirksame Wärmeleitfähigkeit“¹².

Zur Beurteilung der Güte des Wärmeschutzes einer Wandkonstruktion dienen daher die λ -Werte der verschiedenen Materialien. Hierbei liegt es nahe, für λ gewisse Mindestwerte einzusetzen.

Ausgehend von dem Henky'schen Vorschlag 1921¹³, der auch Aufnahme gefunden hat in den vom Preußischen Minister für Volkswohlfahrt 1924 herausgegebenen Richtlinien¹⁴, gilt heute die $1\frac{1}{2}$ -Stein dicke Ziegelmauer (38 cm) mit einer Gesamtwärmeleitfähigkeit von $\lambda = 0,75$ als Mindestforderung für den Wärmeschutz; d. h. eine Vergleichsmauer muß, nach folgender Gleichung umgerechnet, mindestens den Wärmeschutzwert dieser 38 cm dicken Ziegelmauer aufweisen, also

$$\text{Gesuchte Dicke der Vergleichswand} = \frac{\text{Wanddicke der geprüften Wand} \times \text{Wärmeleitfähigkeit der Ziegelwand}}{\text{Wärmeleitfähigkeit der geprüften Wand}} \geq 38 \text{ cm}$$

Bei einer Stellungnahme zu der Zweckmäßigkeit dieser heute umstrittenen Vergleichsformel, die als Mindestschutz die 38 cm dicke Ziegelmauer vorsieht, ist zunächst dreierlei zu unterscheiden:

1. Ist eine Wanddicke von 38 cm stets und für alle klimatischen Verhältnisse erforderlich (Wärmeschutz, Schwitzwasserbildung)?
2. Ist $\lambda = 0,75$ ein tatsächlich billigerweise zugrunde zu legenden Wert für Ziegelmauerwerk?

Liegen hierfür genügend Versuchsergebnisse vor?

Dies kann besonders dann von Wichtigkeit sein, wenn andere Materialien λ -Werte haben, die nur ein geringes über 0,75 liegen.

3. Muß bei der Beurteilung des Wärmeschutzes der Vorgang der Auskühlung bzw. der Wärmespeicherungsfähigkeit des Materials berücksichtigt werden?

Da es im Rahmen der Arbeit nicht möglich ist, hierzu eingehend Stellung zu nehmen, so sei kurz folgendes gesagt und eine Auseinandersetzung einer späteren Arbeit vorbehalten:

Zu 1. Eine Aufteilung dieser Forderung nach einzelnen Gebieten, abhängig von der geographischen Lage und dem Klima scheint wünschenswert. Vorschläge hierfür liegen vor und sind auch anderweitig in Arbeit^{15, 16}.

Zu 2 u. 3. Die bisher vorliegenden Werte sind, soweit erforderlich, durch weitere Forschungsarbeit zu ergänzen. Hierbei müssen die neueren Erfahrungen über den Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes berücksichtigt werden.

Solche Versuche sind bereits im Gange.

Über die Ergebnisse wird später berichtet werden.

¹¹ Regeln für die Prüfung von Wärme- und Kälteschutzanlagen, VDI-Verlag (1930). DIN 4701, S. 7.

¹² Sautter: „Wärme- und Schallschutz im Hochbau“ (1933) Bauweltverlag, S. 6, Ziff. 13.

¹³ Henky: Die Wärmeverluste durch ebene Wände, Verlag Oldenbourg (1921) S. 63.

¹⁴ Erlaß vom 30. April 1924 Nr. 512 A Ziff. 4.

¹⁵ Schauer: Grundsätzliches zur Frage einer wirtschaftlichen und hygienisch ausreichenden Bemessung des Wärmeschutzes von Außenwänden. Verlag Frommhold & Wendler, Leipzig 1931. Cammerer u. Krause: Grundlagen für wirtschaftlichen Wärmeschutz. Arch. Wärmewirtsch., Bk. 14, Nr. 5 vom Mai 1933, S. 117 bis 120.

¹⁰ DIN 4701, Zahlentafel 2 und Cammerer: Wärmeschutztechnische Untersuchungen an Wohnbauten, Bericht Nr. 2 der Reichsforschungsgesellschaft, August 1930.

DIE NEUE SEESCHLEUSE VON ST. MALO — ST. SERVAN.

Von Ing. Dr. techn. Paul Cicin, Wiesbaden.

(Schluß von Seite 27.)

Zwischenrahmen. Die Blechhaut ist durch 13 waagerechte Zwischenrahmen, deren Abstand sich entsprechend dem steigenden Wasserdruck nach unten verringert, ausgesteift. Die Rahmen bestehen aus Winkeln, die an der Blechhaut und an den Ständern angenietet und durch Knotenbleche gegeneinander ausgesteift sind. Außer der Aussteifung der Blechhaut sollen diese Riegelrahmen die ganze Torkonstruktion zu einem räumlichen steifen Gebilde zusammenfassen. An den Rahmen sind auch die Reibhölzer durch außerhalb der Blechhaut liegende Winkel angeschlossen.

Der Schwimmkasten. Der untere Teil des Tores ist zu einem Schwimmkasten ausgebildet, um eine Entlastung der Lager herbeizuführen. Der wasserdichte Raum ist nach oben durch die bereits erwähnte Zwischenwand abgegrenzt und durch einen der mittleren Ständer in zwei Kammern getrennt worden, damit bei etwaigem Leckwerden eines Teiles der andere zur Entlastung verbleibt. Die wasserdichte Wand besteht aus einzelnen Tafeln, die zwischen den durchgehenden Ständern eingesetzt sind.

Um jederzeit in die Schwimmkammern gelangen zu können, sind die Räume zwischen den Ständern II—III und II—III zu Einsteigschächten ausgebildet worden, indem auf der ganzen Höhe Steigleitern eingebaut und im oberen Riegel und in der waagerechten Zwischenwand entsprechende Einsteiglöcher angeordnet wurden. Das Einsteigloch in der Zwischenwand ist durch Deckel wasserdicht verschließbar, da die Schächte gewöhnlich mit Wasser gefüllt sind und nur im Bedarfsfalle durch wasserdichte Türen vom übrigen Ballastraum abgeschlossen werden. Die übrigen Ständer — mit Ausnahme des als Trennwand dienenden Ständers VI — haben innerhalb und oberhalb der Schwimmkammern einfache Mannlöcher erhalten, damit alle Teile des Tores zugänglich sind.

Zum Füllen und Leeren des Ballastraumes dienen zwölf gußeiserner Krümmer (Abb. 5 u. 16), die von seinem Boden — der wasserdichten Zwischenwand — durch den Schwimmkasten und die Blechwand nach Oberwasser führen. Ordnet man diese Öffnungen auf der Unterwasserseite an, so verdoppelt sich fast der Auftrieb bei hohem Außenwasser, während er bei der getroffenen Anordnung nahezu konstant bleibt. Die innerhalb der Einsteigschächte befindlichen Krümmer sind durch Klappen verschließbar.

Die Größe des Schwimmkastens wurde so gewählt, daß beim Gesamtgewicht eines Torflügels von 225 t unter vollem Auftrieb ein Übergewicht von etwa 75 t verbleibt.

Um eine vollkommene Dichtigkeit zu gewährleisten, wurde überall Dichtnietung angewendet und bei allen in Frage kommenden Blechen die Kanten verstemmt. Außerdem wurden einzelne Fugen insbesondere in den Rahmen der waagerechten Zwischenwand durch Schweißung geschlossen.

Der Anschluß der Reib- und Dichtungshölzer im Bereich des Schwimmkastens

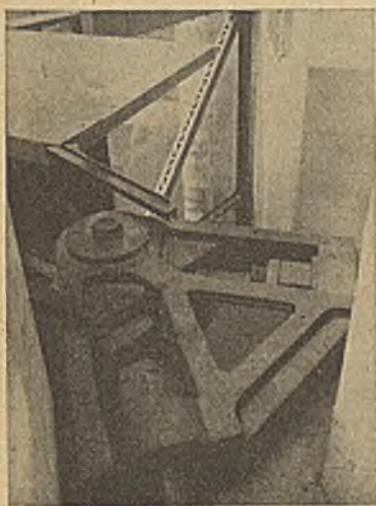


Abb. 11. Halslager.

wurde durch Befestigungsschrauben, die außerhalb der Blechhaut durch die Haltewinkel fassen, bewirkt, um ein Durchbohren der Blechhaut und somit undichte Stellen zu vermeiden.

Durch den Schwimmkasten sind jederzeit auch die unteren Teile des Tores von innen zugänglich, was an sich einen großen Vorteil bedeutet. Demgegenüber kann der entlastenden Wirkung nur eine sekundäre Bedeutung beigemessen werden, da das Tor

oftmals bei ganz niedrigen Wasserständen, also praktisch ohne Auftrieb, bewegt werden muß.

Die Drehlager. Die Lage der Tordrehachse ist durch die Bedingung gegeben, daß einerseits der Stemmkörper sich vom Lagerbock beim Öffnen abheben muß, und daß andererseits das in der Nische befindliche Tor mit den Reibhölzern um 10 cm hinter der Mauerkante der Häupter zurückspringen muß.

Das Halslager. Der Drehzapfen ist am Stemmkörper angegossen und hat einen Durchmesser von 320 mm. Die Verbindung mit der Verankerung vermittelt das Halsband (Abb. 11 u. 12), das den Drehzapfen umfaßt und durch je eine Ankerschraube mit den zwei Verankerungsböcken verbindet. Die Ankerschrauben ermöglichen es im Verein mit den entsprechenden Vorrichtungen am Spurlager, die Drehachse bei der Montage genau einzustellen und sie dadurch mit der Lage des Riegelstützpunktes, dessen Rege-

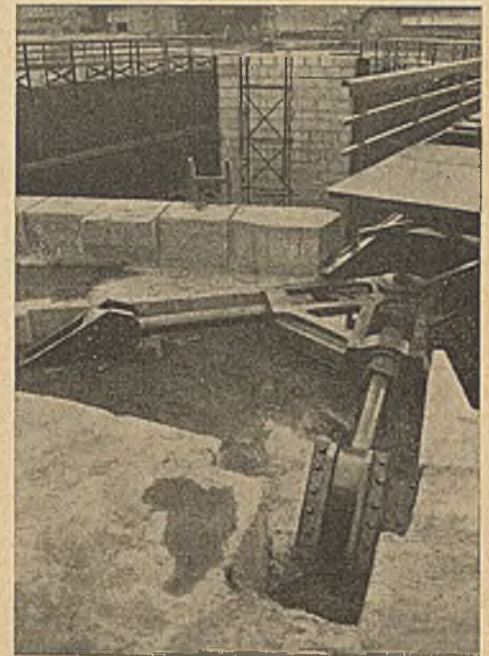


Abb. 12. Halsbandverankerung.

lung durch den erwähnten Einstellkeil im Lagerbock erfolgt, in Einklang zu bringen. Nach dieser Einstellung werden die Nischendichtungshölzer eingepaßt.

Das Spurlager (Abb. 13). Der halbkugelförmige Spurzapfen ist mit seinem konischen Schaft in einen Stahlgußkörper eingepaßt, der in einer fest mit dem Schleusenmauerwerk verankerten Pflanze eingelassen ist. Das Spurlager ist — wie erwähnt — verstellbar angeordnet, indem zwischen Stahlgußkörper des Spurzapfens und Pflanze entsprechend Spiel gelassen wurde. Das Ausrichten bzw. das Festlegen des Zapfens in seiner endgültigen Lage erfolgt mit-

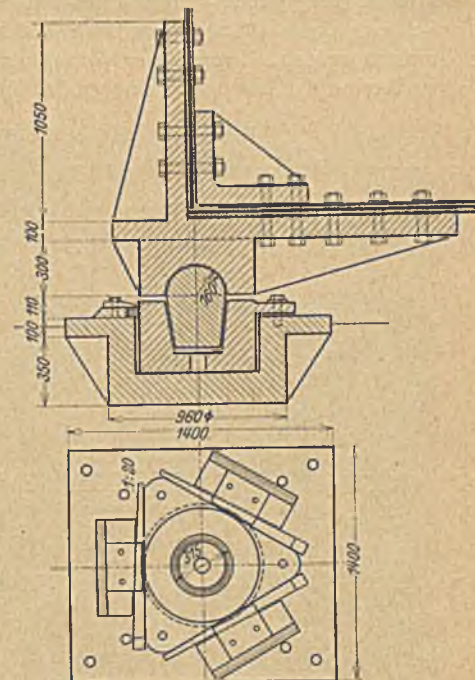


Abb. 13. Spurlager.

mittels dreier Keile. Die Halbkugelform für den Spurzapfen ist bei so großen Toren mit Rücksicht auf die Größe und Richtung der Abstützkraft der zylindrischen vorzuziehen. Der am Tor befestigte Lagerkörper trägt die ebenfalls halbkugelförmige Lager- schale. Die weiteren Einzelheiten gehen aus den Abbildungen hervor. Der Werkstoff für die Lager und Stemmkörper ist Stahl-

guß, mit Ausnahme der Keile, Ankerschrauben und des Spurzapfens, die in Schmiedestahl hergestellt wurden.

Die Verankerung erfolgt mittels zweier Anker, deren Anordnung aus der Abb. 3 zu ersehen ist. Der Öffnungswinkel zwischen den Ankern beträgt 60°. Mit Rücksicht auf die Mauerwerksbegrenzung ist es in der Regel nicht möglich, die Verankerung

das Tor in der Nische liegt, eine größte Druckkraft von 40 t. Der Zuganker hat eine maximale Zugkraft von 115 t aufzunehmen. Die beiden Anker sind verschieden ausgebildet. Der Zuganker (Abb. 14) besteht aus zwei Flacheisen 400 × 20, die in den Knickpunkten gelenkig miteinander verbunden und mit Lagerkörpern gegen das Mauerwerk abgestützt sind. Die Tiefe des Rostes wurde nach der größten Zugkraft in üblicher Weise bestimmt. Der Druckanker (Abb. 15) ist fachwerkartig ausgebildet, um die ihm zufallenden Zug- und Druckkräfte einwandfrei an das Schleusenmauerwerk abgeben zu können.

Beide Anker wurden in dafür vorgesehene Aussparungen eingelassen, ausgerichtet und einbetoniert. Die Feinregelung erfolgte durch die Einstellvorrichtung.

Entsprechend der Wirkungsweise der Anker ist es erforderlich, daß das betreffende Verbindungsrundeisen zwischen Anker und Halsband beim Druckanker Druck- und Zugkräfte zu übertragen vermag, während es beim Zuganker nur Zugkräfte aufzunehmen

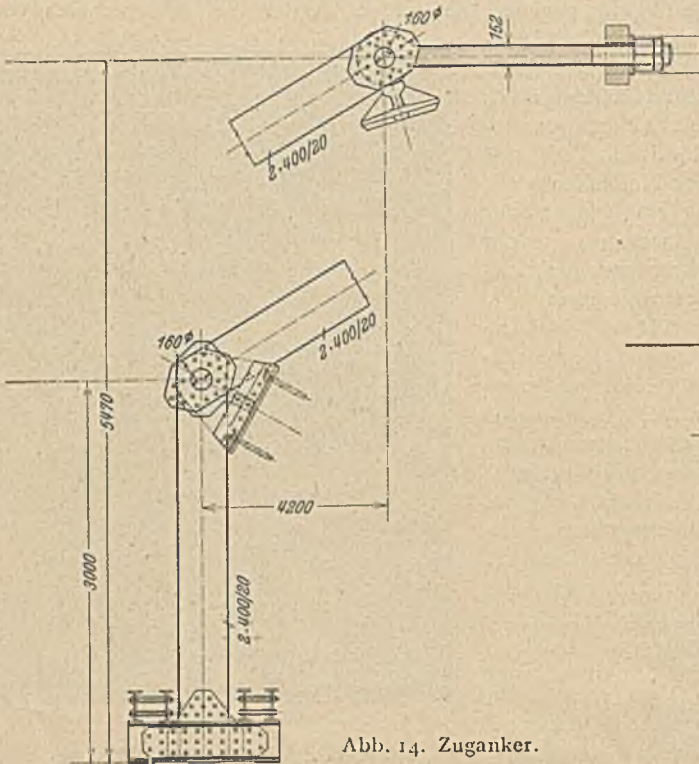


Abb. 14. Zuganker.

so anzuordnen, daß beide Stränge nur Zug erhalten; es tritt vielmehr beim inneren Anker beim Öffnen des Tores ein Wechsel von Zug auf Druck ein. Die Anker müssen für die Aufnahme des gesamten Torgewichts entsprechend der Bewegung in der leeren Schleusenkammer oder dem Leckwerden des Schwimmkastens bemessen werden. Unter dieser Voraussetzung erhält der Druckanker zu Beginn der Bewegung eine größte Zugkraft von 85 t, und wenn

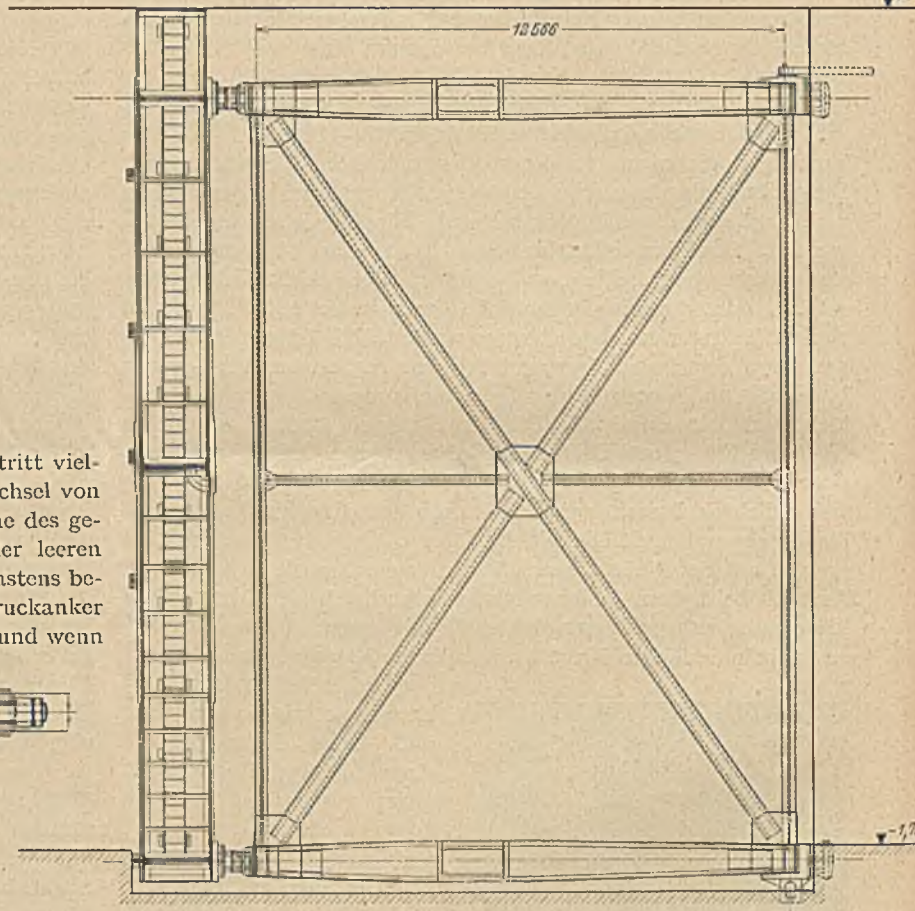


Abb. 16. Gegentore.

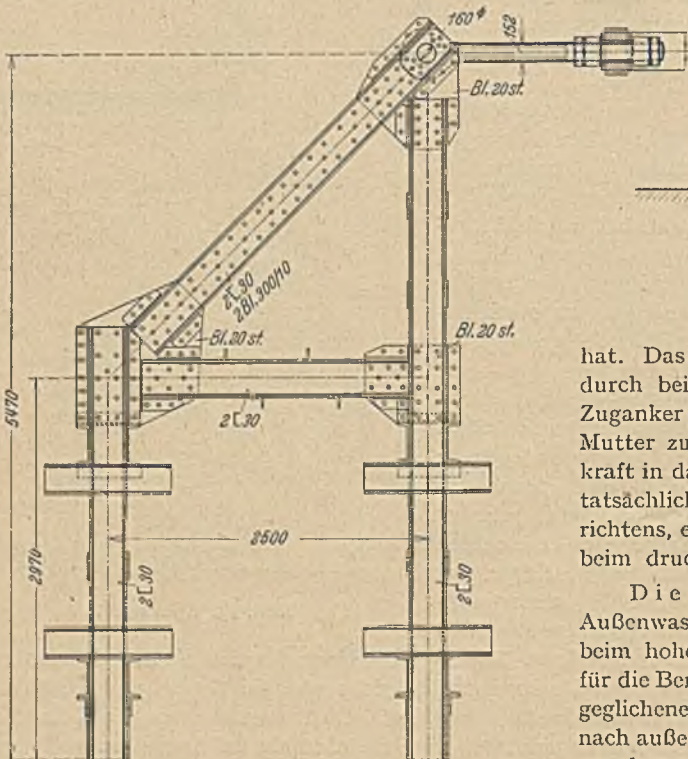


Abb. 15. Druckanker.

hat. Das zum Druckanker führende Rundeisen wurde daher an das Halsband durch beiderseitige Schraubenmuttern befestigt (Abb. 11 u. 12), während beim Zuganker eine Beweglichkeit in der Druckrichtung durch Fortlassung der zweiten Mutter zugelassen wurde. Dadurch wurde vermieden, daß ein Teil der Stemmkraft in das Halsband bzw. in die Verankerung geleitet wird. Es zeigte sich auch tatsächlich im Betrieb, beim Auftreten der Stemmkraft, trotz sorgfältigen Ausrichtens, ein leichtes Abheben des Zugankers vom Halsband, ein Zeichen, daß es beim drucksteifen Anschluß Kräfte aufgenommen hätte.

Die Gegentore. Diese sind, wie erwähnt, dazu bestimmt, die nach dem Außenwasser kehrenden Tore, d. h. die Fluttore, gegen plötzliches Aufschlagen beim hohen Wellengang zu sichern. Nach den Ausführungsvorschriften wurde für die Berechnung eine plötzliche Senkung des Außenwassers um 3,16 m beim ausgeglichenen höchsten Wasserstand angenommen, wodurch sich für ein Tor eine nach außen gerichtete Kraft von 650 t ergibt. Hiervon entfällt auf die Abstützung am oberen Riegel 307 t, und auf diejenige des unteren Riegels 343 t. Die Anordnung und Ausbildung der Gegentore ist aus der allgemeinen Übersicht und aus den Abb. 3,

16 u. 17 zu entnehmen. Die Tore sind in den Nischen hinter den Stautoren untergebracht und werden erforderlichenfalls durch den dazugehörigen Antrieb ausgeschwenkt. Sie bestehen aus dem oberen und unteren Stützbalken, die durch eine Wende- und eine Schlagsäule miteinander verbunden sind. Zur Aussteifung sind zwei sich kreuzende Diagonalen eingezogen. Für die Kraftübertragung sind eigentlich nur die zwei Stützbalken bestimmt, durch das Strebenkreuz tritt jedoch eine statische Unbestimmtheit und dadurch eine Mitwirkung der Streben hinzu, die in der Berechnung berücksichtigt wurde.

Die Lagerung der Tore ist analog derjenigen der Stemmtore, auch die Ausbildung im einzelnen erfolgte nach denselben Grundsätzen. Das Halsband ist wiederum mittels zweier Anker im Mauerwerk verankert, im Gegensatz zu den Haupttoren sind jedoch beide Anker Zuganker. Entsprechend den kleineren Kräften sind auch die Verankerungen einfacher. In ausgeschwenkter Lage legt sich das Gegentor mit den an den Säulenköpfen angebrachten Stützkörpern gegen entsprechend ausgebildete Lagerkörper am oberen und unteren Riegel des Haupttores (Abb. 3 u. 16). Gleichzeitig kommen in der Nische die inneren Stemmkörper der Stützsäulen gegen die im Mauerwerk eingelassenen Lagerböcke zum Anliegen.

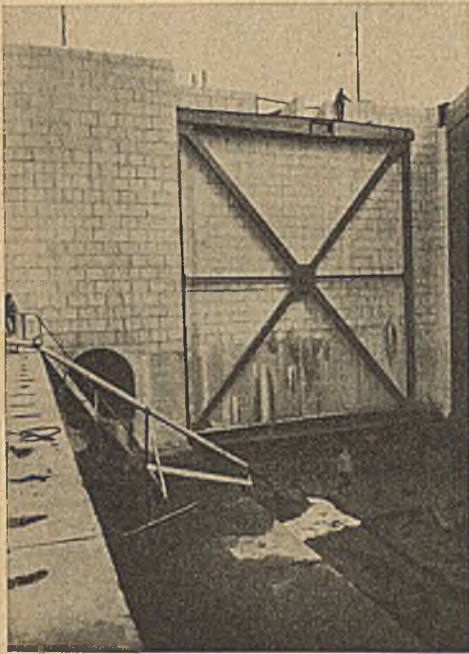


Abb. 17. Gegentor in der Nische.

Bei den Lagern zwischen Haupt- und Gegentor mußte allerdings ein gewisses Spiel (5 mm) belassen werden, um eine Zwängung und event. Überbeanspruchung der Konstruktion durch Wärmedehnungen zu vermeiden. Infolgedessen und da die Schutzrollen, die den hohen Wellengang von den Toren abhalten sollen, noch nicht fertiggestellt sind, legten sich die Haupttore ursprünglich mit einem heftigen Stoß an die Gegentore. Es wurde daher nachträglich zwischen Tor und Gegentor eine Keilvorrichtung eingeschaltet, wodurch die Stoßwirkung aufgehoben wurde.

Werkstoff. Als Walzmaterial wurde für alle Teile Stahl 37 · 12 verwendet; die zulässige Beanspruchung war für die Blechhaut mit 1,0 t/cm², für die übrige Konstruktion mit 1,2 t/cm² vorgeschrieben. Für die Stahlgußteile wurden die Reichsbahnvorschriften zugrunde gelegt.

Gewichte für einen Torflügel:

Haupttor	199 t
dazugehöriger Stahlguß und Schmiedestahl	26,2 t
Verankerung	13 t
Eichenholz	3,4 m ³
Gegentor	28 t
Stahlgußteile und Schmiedecisen dazu	4,9 t
Verankerung	0,5 t

Somit insgesamt 1810 t Eisenkonstruktion und 230 t Stahlguß und Schmiedestahl.

Anstrich. Tore und Gegentore erhielten einen doppelten Bleimennige-Grundanstrich und zwei Deckanstriche mit einer Teerspezialfarbe.

Montage. Die Tore wurden zunächst im Werk zusammen-

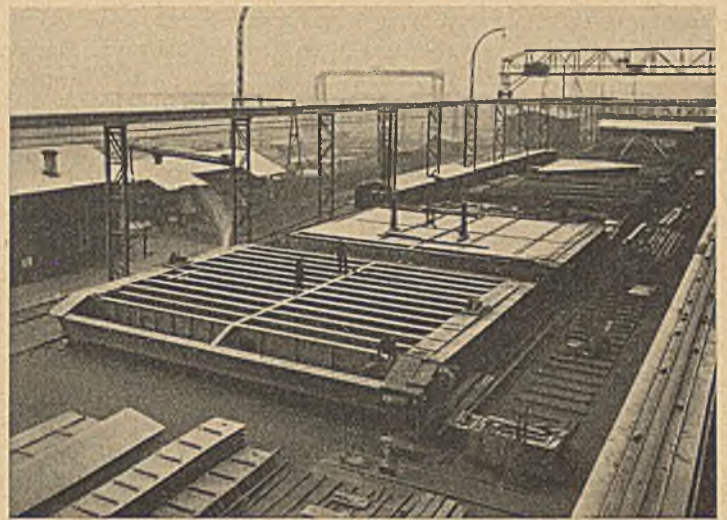


Abb. 18. Stautor auf der Zulage.

gebaut (Abb. 18), die Stahlgußstücke eingepaßt, wieder zerlegt und auf dem Wasserwege nach der Baustelle befördert. Die Montage erfolgte entsprechend der Größe der Tore stehend in halboffener Lage. Für den Einbau wurde eine auf den Häuptern gelagerte verschiebbare Montagebrücke mit elektrischer Laufkatze verwendet.

Der Antrieb. Für die Antriebe wurde die Anordnung ähnlich wie bei der neuen Ymuidner-Seeschleuse gewählt (Abb. 19 u. 20). Die Schubstange ist an einer elektrisch betriebenen Laufkatze gelenkig angeschlossen, die im entsprechend ausgebildeten Schacht läuft und mittels eines Ritzels in die im Mauerwerk verankerte Zahnstange eingreift. Gegen Verschiebungen nach oben und unten und nach der Seite ist die Laufkatze durch Führungsrollen, die zwischen Schienen laufen, gesichert. Der Antrieb erfolgt durch Elektromotor über ein Schneckenrad und Stirnradvorlege. Gegen Überlastungen ist nachträglich eine Rutschkupplung eingebaut worden. Der Strom wird mittels Bügeln von der beiderseits angeordneten Schleifleitung abgenommen; die Endlagen sind durch Endausschalter gesichert. Die Öffnungs- bzw. Schließzeit beträgt normal drei Minuten.

Die Bemessung des Antriebes erfolgte für eine größte Kraft von 60 t, entsprechend einem Überstau von 0,25 m². Die Schubstange war ursprünglich — wie aus dem Lichtbild ersichtlich — durch Vermittlung zweier Sätze stählerner Tellerfedern an den Antriebswagen angeschlossen. Beim Probebetrieb hat sich jedoch gezeigt, daß für die Betätigung der Tore beim höheren Seegang die verhältnismäßig wenig nachgiebige Federung nicht ausreichend war. Es wurde deshalb in der

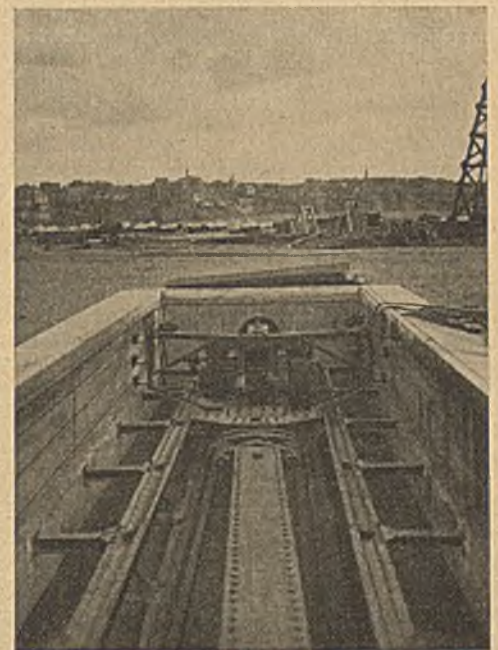


Abb. 19. Antriebswagen für das Stautor mit der ursprünglichen Federung.

² Nach Mitteilung der Firma Joseph Paris, Nantes, welche die Antriebe und die Zylinderschützen projektiert und ausgeführt hat.

Schubstange selbst, verteilt auf ihre ganze Länge, ein Feder-system eingebaut, das von einer Mittellage nach beiden Seiten wirksam ist und für eine Maximalkraft von 60 t bemessen wurde. Dieser größten Kraft entspricht ein Federweg von ± 75 cm. Die Federn wurden auf 8 t vorgespannt, entsprechend dem Bewegungswiderstand des Tores bei ruhiger See. Als Federn wurden zwei Satz kräftiger Gummiringe verwendet, die auf eine

Hierfür sprechen folgende Gründe:

Die Wellenbewegung folgt in der Hauptsache der Richtung der Schleusenachse, jedenfalls ist die Wirkung dabei am stärksten, und der Wellenschlag erreicht bei fast geschlossenen Toren seinen Größtwert, da bei dieser Lage der Ausgleich zwischen Außen- und Innenwasser am langsamsten vor sich gehen kann. Beim Kurbel-antrieb geht aber gerade zu Beginn der Bewegung der größte An-

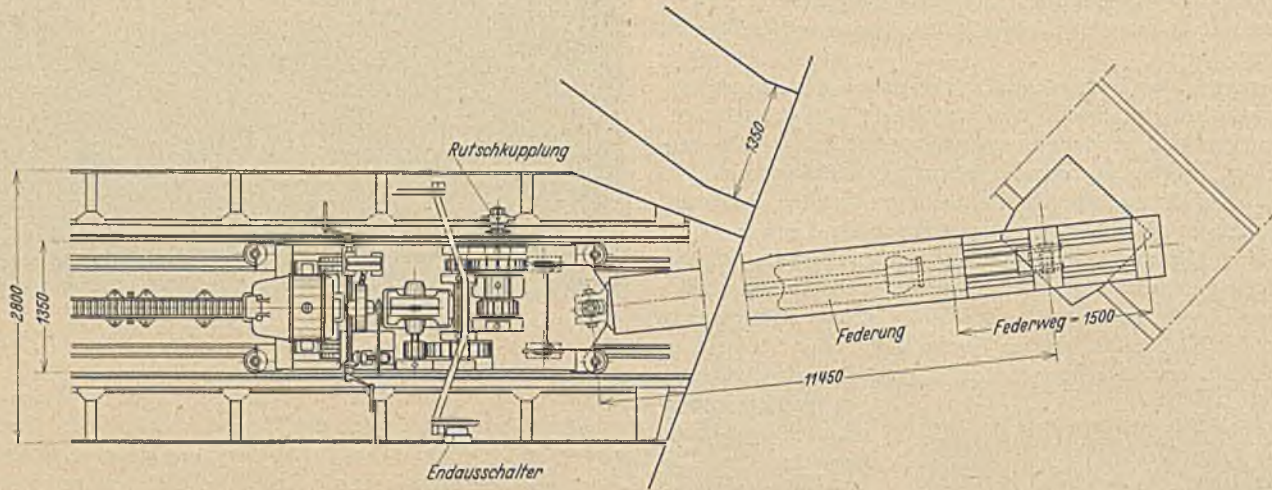


Abb. 20. Antriebswagen mit der neuen Federung.

auf die ganze Schubstangenlänge sich erstreckende Rundeisenstange aufgezogen sind. Diese Rundeisenstange ist mit ihrem äußeren Ende an das Tor gelenkig angeschlossen (Abb. 20). Die neue Federung hat sich sehr gut bewährt.

Wie vorher erwähnt, ist für Stoßwirkungen, die 60 t überschreiten, im Antriebswagen eine Rutschkupplung zwischen Ritzel und dem ersten Vorgelege eingebaut worden.

Die Federung gestattet außerdem, die Tore in Staulage gegeneinander anzupressen.

Bei der vorliegenden Anlage ergab der Schubstangenantrieb mit Rücksicht auf den zweiten Antrieb für die Gegentore die zweckmäßigste Anordnung.

Allgemein sei jedoch gesagt, daß für derartige Seeschleusen, an Hand der hier gemachten Erfahrungen, der Kurbelantrieb in mancher Beziehung vorteilhafter erscheint.

teil der Schubstangenkraft in den fest eingemauerten Drehzapfen des Kurbelrades, während beim Schubstangenantrieb auch in dieser Lage die Kraft fast in ihrer vollen Größe auf den Antriebswagen übertragen wird. Mit Rücksicht auf die Wellenwirkung ergibt sich somit beim Kurbelantrieb der Vorteil, daß das Windwerk von den Stoßwirkungen fast vollkommen verschont bleibt.

Die Antriebe für die Gegentore wurden ähnlich denjenigen für die Haupttore ausgebildet, sie erhielten jedoch nur Handantrieb.

Die Betätigung der Stautore und der Zylinderschützen erfolgt von einem erhöhten gemeinsamen Steuerstand am dockseitigen Haupt.

Der Umbau wurde abschnittsweise durchgeführt und dauerte im ganzen zehn Jahre. Die Planbearbeitung und Lieferung der Tore und Gegentore nebst Lagern und Verankerungen erfolgte durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.G., Werk Gustavsburg, in den Jahren 1928—29.

DER LANGER'SCHE BALKEN ALS KRANTRÄGER UND SEINE WIRTSCHAFTLICHE BEWERTUNG.

Von J. M. Bernhard, München.

Übersicht: Es werden die Vorteile des Langer'schen Balkens, als Kranträger gegenüber dem üblichen statisch bestimmten Kranfachwerkträger besprochen, dann eine kurze allgemeine Berechnung des Langer'schen Balkens gegeben mit einem Vergleich der statischen Ergebnisse für beide Trägertypen an Hand eines Zahlenbeispiels. Zum Schluß wird eine Gegenüberstellung der gesamten in den beiden Trägern auftretenden Stabkräfte gebracht.

Von motorisch bewegten Eisenkonstruktionen, insbesondere von solchen, die wiederum von Eisenkonstruktionen getragen werden, wie beispielsweise Kranträger und Kranlaufbahnen, wird aus wirtschaftlichen Gründen in erster Linie eine leichte Konstruktion verlangt. Die Hebezeugfirmen bauen deshalb, um allen Ansprüchen zu genügen, je nach der Betriebsart, leichtere und schwerere Ausführungen; nicht zuletzt auch mit Rücksicht auf die Ersetzungskosten des Unterbaues (sowie auf den Stromverbrauch). Die neueren Katzenkonstruktionen tragen dieser Forderung Rechnung. Das Gewicht der Kranträger dagegen steht aber immer noch nicht in einem annehmbaren Verhältnis zu den zu hebenden Lasten. Ich habe deshalb einen Träger mit drei Gurtungen vorgeschlagen; der-

selbe ist innerlich einfach statisch unbestimmt und verhältnismäßig einfach zu berechnen. Eine besondere Bedeutung bekommt dieser Trägertyp speziell für den Kranbau dadurch, daß er mit einer künstlichen Vorspannung negativ belastet werden kann. Die Ausführung wird bei gleicher Sicherheit und Steifigkeit wesentlich leichter und einfacher. Die Materialersparnis beträgt 50% und mehr. Die spez. max. Beanspruchungen können wesentlich höher genommen werden, als bei den normalen Kranträgern, da die Durchbiegungen auch bei höherer spez. Beanspruchung gering und bei jeder Katzenstellung nach oben und unten erfolgen. Die max. Momente treten nicht in der Mitte, sondern seitlich in Abständen von $1/5$ von den Auflagern auf. In der Mitte beträgt das max. Moment nur $1/3$ des an der Seite auftretenden max. Momentes. Es läßt sich deshalb für den oberen Balken ein abgestuftes Trägheitsmoment vorteilhaft verwenden, wodurch weiteres Material gespart werden kann. Die Differenz der max. positiven und negativen Momente, welche bei den ungünstigsten Katzenstellungen auftreten, wird durch die künstliche Vorspannung ausgeglichen; sie erzeugt

bei Nullast eine Überhöhung des oberen Balkens, wodurch die Biegungsspannungen aus den Raddrücken der Katze paralytisiert werden und die Durchbiegungen aus Last und Eigengewicht auf ein Minimum reduziert werden können. So ist das max. Moment für den statisch bestimmten Träger (s. Abb. 1) in Ausführung nach Abb. 3 b ohne Fahrwerkbelastung und seitliche Versteifung

$$(1) \quad M_{\max} = M_{R \max} + M_{g \max} = \frac{R}{4l} (l - t_2)^2 + g \frac{l^2}{8} = (126 \text{ tm})^{*1}$$

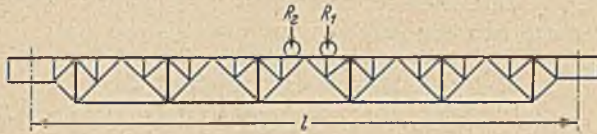


Abb. 1. Fachwerkträger für 30 t Tragfähigkeit und $l = 24 \text{ m}$ Spannweite in normaler Ausführung.

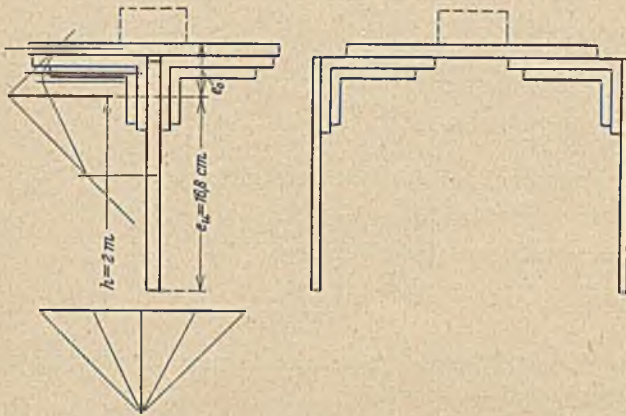


Abb. 3 a. Querschnitt in der Mitte des Fachwerkträgers nach Abb. 1 mit Fahrwerk- und horizontaler Versteifungsträgerbelastung.

Abb. 3 b. Querschnitt des Fachwerkträgers nach Abb. 1 ohne seitlichen Versteifungsträger. Durch besondere Maßnahmen werden die dynamischen Kräfte beim Bremsen des Fahrwerks vom Träger (Abb. 3 a) allein aufgenommen.

Abb. 4. Einflußlinien für die Momente aus den Raddrücken der Katze eines Trägers auf n Stützen.

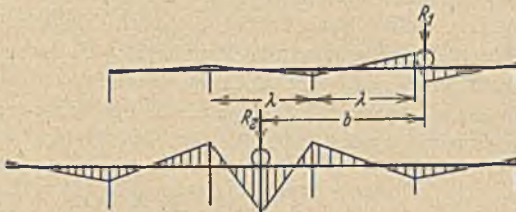
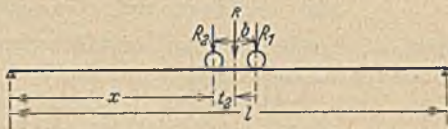


Abb. 2. Trägerschema zur Aufstellung der allgemeinen Momentengleichung.



Dagegen für den vorgeschlagenen einfach statisch unbestimmten Träger (s. Abb. 5):

$$(2) \quad M'_{\max} = M'_{R \max} + M'_g - X \cdot y \quad (= 29^{1/2} \text{ tm})$$

¹ Als Zahlenbeispiel ist ein Träger für eine Tragfähigkeit von 30 t gewählt. Spannweite $l = 24 \text{ m}$; Katzenradstand $b = 1,6 \text{ m}$, $t_2 = \frac{R_1 \cdot b}{R}$ (s. Abb. 2). Max. Raddrücke der Katze $R_1 = 9 \text{ t}$; $R_2 = 10 \text{ t}$; $R_1 + R_2 = R$. Trägergewicht mit Laufwerk und seitlicher Verspannung soweit sie den Träger belasten (s. Abb. 3 a): $0,32 \text{ t/m}$. Das Gewicht des Kranfahrers mit Vorgelege und Lagerung in Mitte: $1,0 \text{ t}$. Das Gewicht des zweiten Trägers (s. Abb. 3 b) ohne seitliche Versteifung $0,26 \text{ t/m}$. Zur Ableitung von $\frac{R}{4l} (l - t_2)^2$ ist Abb. 2 zu beachten. Dort ist das Moment allgemein $M_x = \frac{R}{l} (l - t_2 - x) x$. Dies ist die Gleichung einer Parabel, welche für $x = (l - t_2)$ $M_x = 0$ liefert. Die Parabellänge ist deshalb $l - t_2$ und das max. Moment in der Mitte für $x = \frac{l - t_2}{2}$ also

$$M_{\max} = \frac{R}{l} \left(\frac{l - t_2}{2} \right) \cdot \frac{l - t_2}{2}$$

$X \cdot y$ ist hierbei das negative Moment aus der horizontalen Spannkraft im Untergurt. Die statische Unbekannte X wird am einfachsten in der in Abb. 5—9 angedeuteten Weise nach Mohr gewonnen. Die Ordinaten der Biegungslinie (s. Abb. 9) η bestimmen die Durchbiegung des oberen Balkens für eine senkrechte Belastung $P = 1 \text{ t}$. Die Verschiebung $\delta = \delta_1 + \delta_2$ wurde aus der Horizontalkraft $X = -1 \text{ t}$ gewonnen (s. Verschiebungsplan in Abb. 9). Auf Grund der Gegenseitigkeit der Formänderungen ist dann nach Maxwell:

$$P \cdot \eta - X \cdot \delta = 0,$$

oder

$$(3) \quad X = \frac{P \cdot \eta}{\delta}$$

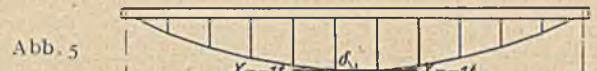


Abb. 5

Abb. 6

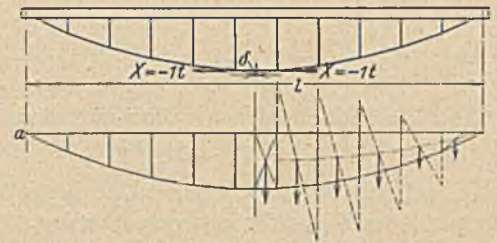


Abb. 5. Träger mit drei Gurtungen für 30 t Tragfähigkeit und 24 m Spannweite in der vorgeschlagenen Form.

Abb. 6. Momentenfläche aus der horizontalen Belastung $X = -1 \text{ t}$.

Abb. 7



Abb. 10

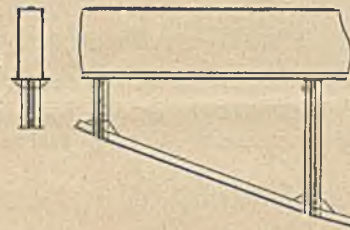


Abb. 8

Abb. 7. Cremonaplan aus der Belastung $X = -1 \text{ t}$.
Abb. 8. Seilpolygon zur Konstruktion der Biegungslinie (Abb. 9).
Abb. 10. Trägerteil in der Ausführung.

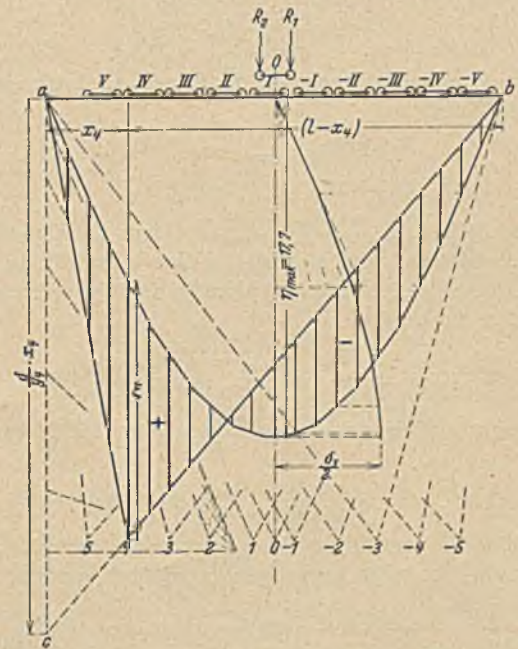


Abb. 9. Einflußlinie und Biegungslinie für den Querschnitt 4 mit Verschiebungsplan.

Die Verschiebung, $\delta_1 = 11$ in cm abgemessen, wurde auf graphischem Wege gewonnen; ihr Maßstab stimmt mit demjenigen für η überein. δ_2 dagegen wurde nach der bekannten Formel $\delta_2 = \sum \frac{S_i^3 \cdot s}{E \cdot F}$ für $E = 1$ an Hand einer Tabelle berechnet ($\delta_2 = 90,6$). Um δ_1 und δ_2 addieren zu können, müssen sie zuvor auf einen gemeinsamen Maßstab gebracht werden. Dies geschieht am einfachsten durch Bestimmung des Maßstabverhältnisses; zu diesem Zwecke wurde δ_1 nochmals aus der Bedingungsgleichung

$$(4) \quad \delta_1 = \frac{1}{E \cdot J} \int M_x \cdot \frac{\delta M_x}{\delta X} dx$$

für $E = 1$ berechnet. Es ergibt sich dann für X die Gebrauchsformel:

$$(5) \quad X = \frac{P \cdot \eta}{\delta} = 1 \cdot \frac{\eta}{11,8}$$

Nun können die Einflußlinien der Momente allgemein

$$(6) \quad M = M_0 - M_x \quad *2$$

für jeden beliebigen Querschnitt in der bekannten Weise unter Berücksichtigung der Maßstäbe entworfen werden. Steht die Last beispielsweise im Abstand x_4 vom Auflager a, so ist das Moment für eine vertikale Kraft $P = 1$ t (wenn y_4 der zugehörige vertikale Abstand vom Untergurt).

$$M_4 = 1 \cdot \frac{(1-x_4)}{1} x_4 - X \cdot y_4$$

oder nach Einführung des Wertes für $X = 1 \cdot \frac{\eta_4}{\delta}$.

$$M_4 = \frac{y_4}{\delta} \left[\frac{1 \cdot x_4 (1-x_4)}{1} - \frac{\delta}{y_4} \cdot 1 \cdot \eta_4 \right] = 1 \cdot \frac{y_4}{\delta} \cdot \xi$$

Wird nun die Einflußlinie bc in Abb. 9 mit dem Maßstab $\frac{\delta}{y_4}$ aufgetragen, so kann der Klammerausdruck ohne weiteres graphisch subtrahiert werden. Für die Lastengruppe R_2, R_1 ergibt sich das größte positive Moment bei Katzenstellung IV im Querschnitt 4 zu:

$$(7) \quad + M'_{R \max} = \frac{y_4}{\delta} [R_2 \cdot \xi_2 + R_1 \cdot \xi_1]$$

In Abb. 11 sind sämtliche Knotenmomente für die Katzenstellungen V, IV, III, II, I, 0 aufgetragen. Das größte negative Moment erscheint bei Katzenstellung III im Querschnitt (-3)

$$- M''_{R \max} = - \frac{y_{-3}}{\delta} [R_2 \cdot \xi'_2 + R_1 \cdot \xi'_1]$$

Die Momente aus Eigengewicht rechnen sich mit:

$$(8) \quad M_g = \frac{y}{\delta} \cdot Fl \cdot g \quad *3$$

Die positiven und negativen max. Momente aus Last und Eigengewicht sind dann:

$$+ M'_{(R+g) \max} \text{ tm,}$$

bzw. $- M''_{(R-g) \max} \text{ tm.}$

Die Differenz ($M'_{(R+g) \max} - M''_{(R-g) \max}$) soll nun die künstliche Vorspannung ausgleichen und gleichzeitig eine Überhöhung des Balkens herbeiführen. Das mittlere Moment im Querschnitt 4 bzw. (-3) beträgt dann:

$$M'_{\max} = \pm \frac{M'_{(R+g) \max} - M''_{(R-g) \max}}{2} \text{ tm}$$

In den Querschnitten 4 und -3 treten dann Entlastungen auf von

$$- M_{k4} \text{ tm}$$

bzw. von $- M_{k-3} \text{ tm}$

die durch eine gleichmäßig auf die Vertikalen verteilte negative Belastung von je $V_k(t)$ hervorgerufen werden können. Zur Be-

stimmung dieser Belastung aus der künstlichen Vorspannung kann Gl. (7) verwendet werden. Es ist:

$$M_{k4} = \frac{y_4}{\delta} \cdot V_k \cdot \sum (\xi) \text{ tm}$$

$$M_{k-3} = \frac{y_{-3}}{\delta} \cdot V_k \cdot \sum (\xi) \text{ tm}$$

Hieraus ergibt sich $V_k(t) \quad *4$

Nach den Verhältnissen des Cremonaplanes (s. Abb. 7) würde dies einem künstlichen Zug im Untergurt von

$$X_k = 1 \cdot \frac{V_k}{V_{(-1)}} (t) \quad *5$$

entsprechen.

Hinzu die Spannkraft aus dem Eigengewicht:

$$(8a) \quad X_g = \frac{1}{\delta} Fl_0 \cdot g (= \sim 4t)$$

und diejenige aus den Raddrücken R_2 und R_1 . Sie wird bei Katzenstellung 0 (in der Mitte) am größten und ist nach Gl. (5)

$$X_R = \frac{R \cdot \eta_{\max}}{\delta} (= \sim 28^{1/2} t)$$

Die Gesamtspannkraft der mittleren dritten Gurtung ist deshalb:

$$X = X_k + X_g + X_R = (48,5 t)$$

Die max. spez. obere Randspannung:

$$(9) \quad \sigma_{\max} = \frac{M'_{\max}}{W} - \frac{X}{F}$$

Beim stat. best. Fachwerkträger tritt die max. Randspannung im Fachwerkknotten unten auf:

$$(10) \quad \left\{ \begin{aligned} \sigma_{\max \text{ unten}} &= - \frac{R_2 \cdot \lambda' \cdot e_u}{12 \cdot I} - \frac{M_{\max}}{h \cdot F} \quad *6 \\ &= - \frac{10000 \cdot 100 \cdot 16,8}{12 \cdot 2570} - \frac{126000}{2 \cdot 95,4} = - 1200 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Die zusätzlichen Beanspruchungen aus den dynamischen Kräften, die beim Bremsen des Katz- oder Kranfahrwerks entstehen, sollen der Übersichtlichkeit halber hier nicht eingesetzt werden. Jedenfalls ist die angenommene Profilierung zu verstärken. Diese Notwendigkeit ergibt sich auch aus den Durchbiegungen. Diese ist für den schwereren Träger mit seitlicher Vorspannung aus Last und Eigengewicht nach Hütte I

$$f_{\max} = f_{R \max} + f_{g \max} = \frac{R \cdot l^3}{E \cdot I \cdot 48} + \frac{Q \cdot 5 \cdot l^3}{E \cdot I \cdot 384}$$

$$\text{(für } I = 1680000 \text{ cm}^4; f = \sim 2^{1/2} \text{ cm)}$$

Beim Anheben, insbesondere beim Arretieren der Vollast, entstehen jedoch zusätzliche Kräfte (s. meine Abhandlung über die dynamischen Kräfte während der \pm -Beschleunigungsperiode; *Fördertechnik*, 1926, Heft 21 u. 22). Hiernach wäre 30% zuzuschlagen.

Der zulässige Durchhang wird mit $\frac{1}{1200} = 2$ cm begrenzt.

Um die künstliche Vorspannung bei dem stat. unbest. Träger zu erreichen, sind die Untergurtstäbe zu verkürzen, die während der

*4 Um die Kräfte im Untergurt nicht wesentlich zu erhöhen, kann bei normaler Ausführung (s. Abb. 5 mit den angegebenen η - und δ -Werten) der Momentenausgleich nur teilweise erfolgen.

*5 Die Kräfte in den Vertikalen lassen sich auch analytisch berechnen. Legt man das Koordinatenkreuz in Punkt a (Abb. 6), so hat man für den vertikalen Abstand der Unterspannung (von Mitte Balken) die Parabel: $y = \frac{4h}{l^2} x (l-x)$, wobei h die Höhe der Parabel in Mitte. Die

Tangente an die Kurve ist: $\frac{dy}{dx} = \frac{4h}{l} - \frac{8hx}{l^2}$; für $x = 0$ wird $\frac{dy}{dx} = \frac{4h}{l}$.

Nach Abb. 7 ist dann, wenn n die Anzahl der Felder

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1/2 V_{(-1)} \cdot n}{l} = \frac{4h}{l} \text{ oder } V_{(-1)} = \frac{8h}{nl} = \frac{8 \cdot 3}{11 \cdot 24} = 0,0918 t$$

*6 $h = 2$ m, die günstigste Trägerhöhe nach Hütte III. $\lambda' = 1$ m die Feldweite, R_1 kann vernachlässigt werden (s. Abb. 4).

*2 M_0 ist das gewöhnliche Balkenmoment.

*3 $g =$ Trägergewicht pro m = 0,15 t/m einschl. der Vertikalen und der daran hängenden Unterspannung. $Fl =$ schraff. Einflußfläche s. Abb. 9).

Montage bei höherer Temperatur eingienietet werden können. D. h. die Stäbe der dritten Gurtung werden in normaler Weise für die gegebene Spannweite dimensioniert und nur der obere Balken erhält infolge der Überhöhung eine zusätzliche Länge nach der Formel (s. Hütte I)

$$(11) \quad s = 2 \cdot l/2 \cdot \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{f}{l/2} \right)^2 - \frac{2}{5} \left(\frac{f}{l/2} \right)^4 \right]$$

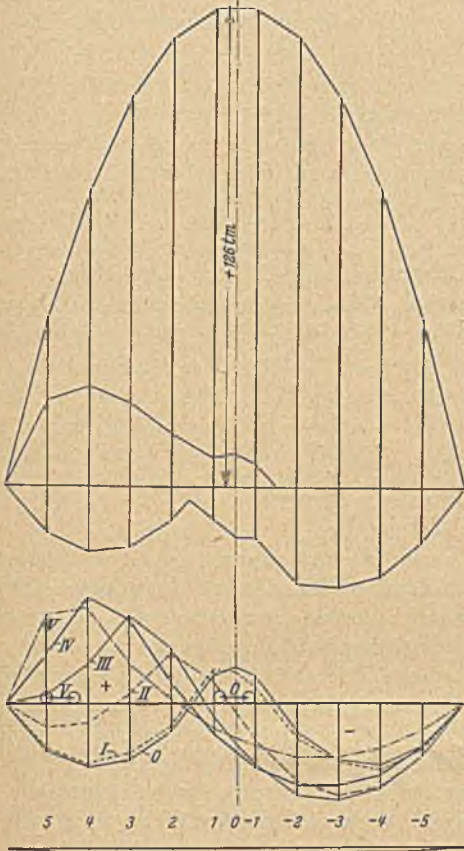


Abb. 13.
Max. \pm -Momente für alle Querschnitte aus Belastung und Eigengewicht für beide Träger.

Abb. 11. Momentenflächen für die Katzenstellungen V, IV, III, II, I, 0 aus den Raddrücken der Katze.

Abb. 12. Momentenfläche aus Eigengewicht.

Läßt man an Stelle und in Richtung der gefragten Durchbiegung f eine gedachte Kraft $P_n = 1 \text{ t}$ wirken, so kann mit Hilfe der Arbeitsgleichung die Überhöhung f oder auch die Durchbiegung aus Last und Eigengewicht gefunden werden, wenn die gedachte Kraft nachträglich wieder gleich Null gesetzt wird.

$$(12) \quad f = \frac{\partial A}{\partial X} = \int \frac{M_x \cdot \partial M_x}{E I \cdot \partial P_n} \cdot dx$$

So ergibt sich beispielsweise für die Trägermitte hieraus die Durchbiegung

$$(13) \quad f'_{\text{mitte}} = -\frac{40 h \cdot l^2 \cdot X}{384 \cdot E I}$$

die von der Durchbiegung für den einfachen Balken abgezogen werden muß, um die wirkliche Durchbiegung zu erhalten.

Diese sind: 1. für Mitte Träger:

a) aus Eigengewicht:

$$(14) \quad f_g = \frac{5 \cdot g l \cdot l^3}{E I \cdot 384} - \frac{40 h l^2 \cdot X_g}{384 \cdot E I} \quad \text{für } I = 92 \text{ 000 cm}^4 \quad (0,2 \text{ cm})$$

b) aus der künstlichen Vorspannung

$$f_k = \frac{5 \cdot g_k \cdot l \cdot l^3}{E I \cdot 384} - \frac{40 h l^2 \cdot X_k}{384 \cdot E \cdot I} \quad (0,4 \text{ cm})$$

c) aus der Einzellast $R = R_1 + R_2$:

$$f_R = \frac{R \cdot l^3}{E I \cdot 48} - \frac{40 h l^2 \cdot X_R}{384 \cdot E \cdot I} \quad (0,20 \text{ cm}).$$

Bei Einsetzung der Spannkraft X_g, X_k, X_R war zu beachten, daß sie nur aus den Längenänderungen der Stäbe $\sum \frac{S^2 \cdot s}{F E}$ bestimmt werden dürfen. In dieser Hinsicht besteht die Gleichung:

$$(15) \quad \int \frac{M_x \cdot \partial M_x}{I \cdot E \cdot \partial X} dx + X \cdot \sum \frac{S^2 \cdot s}{E F} = 0.$$

Bei variablem Trägheitsmoment ist die zeichnerische Auswertung der Arbeitsgleichung vorteilhafter. Die Momentenflächen lassen sich dann schnell für die verschiedenen Trägheitsmomente reduzieren. Es ist bekanntlich:

$$(16) \quad \int (t) \cdot \delta = \int \frac{M_a \cdot M}{E \cdot I} ds.$$

Für ein gleichbleibendes E und I erhält man

$$E \cdot I \cdot \int (t) \cdot \delta = \int (M \cdot ds) \cdot M_a = \sim \sum (F \cdot \xi) \cdot 7$$

Für den stat. best. Träger ergibt sich aus Last und Eigengewicht:

$$\delta = \frac{\sum (F \cdot \xi)}{E \cdot I \cdot \int (t)} = \frac{8144 \text{ tm} \cdot \text{m tm}}{21 \text{ 500 000} \cdot 0,0168 \cdot 1 \text{ t/m}^2 \cdot \text{m}^4 \cdot \text{t}} = 0,025 \text{ m}.$$

Bei Berechnung der Durchbiegungen für den stat. unbest. Träger können die Momentenflächenstreifen ($M \cdot ds$) aus der Belastung R unter Beachtung der Maßstäbe nach Abb. 11 und die Momentenfläche aus $P = 1 \text{ t}$ aus der Einflußfläche Abb. 9 benutzt werden,

nur sind die abzulesenden ξ noch mit $\frac{y}{\delta}$ zu multiplizieren [s. Gl. (8)].

Zu beachten sind hierbei die Vorzeichen für ξ „und“ für die Momente, sowie die Maßstäbe⁸. Infolge der fast gleich großen positiven und negativen Einflußflächen für die Momente sind die Durchbiegungen aus gleichmäßig verteilter Belastung selbst in den gefährlichen Querschnitten 4 und -3 außerordentlich gering (auch bei höheren spez. Spannungen). Insbesondere die Durchbiegungen aus Last in Mitte Träger, wie dies die Momentenfläche aus Last für Katzenstellung in Mitte Träger (s. Abb. 11) beweist. Aber auch

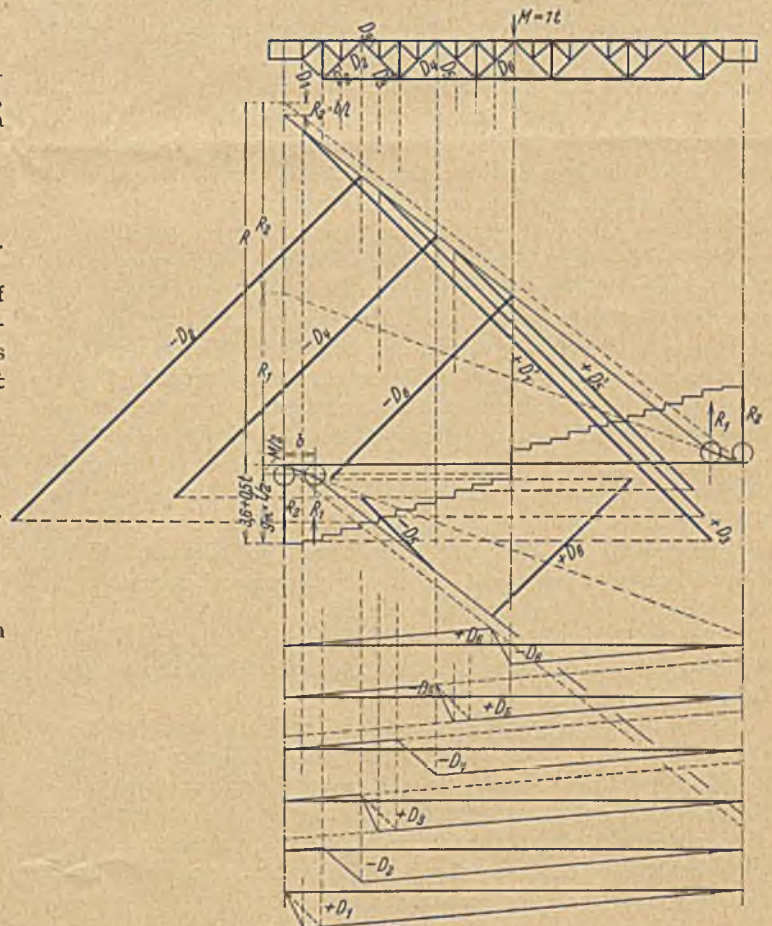


Abb. 14. Konstruktion der Diagonalkräfte für den statisch bestimmten Fachwerkträger.

⁷ $M \cdot ds = F$ ist der Flächenstreifen des wirklichen Momentes. $M_a = \xi$ die Ordinate der Momentenfläche aus der Last $P = 1 \text{ t}$, die an der gefragten Stelle der Durchbiegung angreift; abgelesen unterhalb des Schwerpunktes des Flächenstreifens F.

⁸ Man erhält nach dieser Methode die genaueren Werte:

1. für Mitte Träger: $f_g = 0,05 \text{ cm}$; $f_k = 0,08 \text{ cm}$; $f_R = 0,2 \text{ cm}$;
2. für Querschnitt 4: $f_g = 0,06 \text{ cm}$; $f_k = 0,10 \text{ cm}$; $f_R = 2 \text{ cm}$.

die Durchbiegungen aus Last in den gefährlichen Querschnitten (4 und —3) bleiben in den zulässigen Grenzen auch bei höherer spez. Spannung.

Zum Schlusse sollen die gesamten Stabkräfte der beiden Träger einander gegenübergestellt werden:

1. Für den stat. best. Fachwerkträger erhält man aus Last und Eigengewicht:

obere und untere Gurtung je ± 63 t

Die Diagonalen links ⁹:

$$D_1 = +30 \text{ t} \quad D_2 = -25\frac{1}{2} \text{ t} \quad D_3 = +24 \text{ t}$$

$$D_4 = -19\frac{1}{2} \text{ t} \quad D_5 = +17\frac{1}{2} (-5\frac{1}{2}) \text{ t} \quad D_6 = -13\frac{1}{2} (+10\frac{1}{2}) \text{ t}.$$

2. Für den stat. unbest. Träger ausschl. der Vorspannungskräfte:

⁹ Zur Bestimmung der Diagonalkräfte wählt man zweckmäßig die in Abb. 14 dargestellte Methode. Es werden nach oben und unten die Querkkräfte aus der vorfahrenden Katze mit Vollast gezeichnet und die Querkkräfte aus Eigengewicht graphisch addiert. Mit Hilfe der Einflußlinien die ungünstigsten Katzenstellungen für jede Diagonale ermittelt und die max. Diagonalkräfte nach der Formel $\sin \alpha = \frac{Q}{D}$ aufgetragen.

in der unteren Gurtung und im oberen Balken je $\pm 32\frac{1}{2}$ t,
in den Vertikalen: $V_1 = V_2 = V_3 = V_4 = V_5 = 4$ t. *¹⁰

Mißt man die Systemlängen der Innenglieder des stat. best. Trägers, so erhält man 75 m für „einen“ Träger; für den vorge schlagenen Träger betragen sie nur 22 m.

Noch größere Vorteile bietet der Langersche Balken als Kranträger für zwei Laufkatzen und als Träger zum Lokomotivkran, da für eine gleichmäßig verteilte Belastung die Momente sehr klein werden ¹¹.

Unter der Voraussetzung einer gleichmäßig verteilten Belastung kann im gegebenen Beispiel eine künstliche Vorspannung von $X_k = A(t)$ eine Belastung von rund $A(t) (= g \cdot l)$ parälysieren, wobei das auftretende negative Moment im oberen Balken bei Eintritt der wirklichen Belastung gleich Null wird.

¹⁰ Nach Maßgabe des Kräfteplanes Abb. 7 ist: $V = X \cdot c,091$.

¹¹ Auf S. 51 wurde das max. Moment für den normalen Kranträger mit 19 tm, dagegen für den Langerschen Träger mit 0,2 tm bestimmt.

PREISBILDUNG AUS LEISTUNGSGRUPPEN.

Von Dr.-Ing. Friedrich Hasse, a. o. Professor an der Technischen Hochschule Berlin.

I. Vorbemerkung.

Bei der Gliederung von Baukosten zum Zwecke der Preisermittlung oder Preisbeurteilung stößt man immer von neuem auf die Schwierigkeit, daß fast jeder, der sich mit solchen Fragen befaßt, andere Bezeichnungen wählt oder vorhandenen Bezeichnungen einen anderen Sinn unterlegt. So schwirren produktive und unproduktive Löhne, direkte und indirekte Selbstkosten, Hilfsstoffe, Unkosten usw. wahllos durcheinander, und es ist nicht oder nur schwer möglich, mit diesem widerspruchsvollen Wortschatz einen klaren Ansatz für eine Preisbildung zu gewinnen.

In der Zeit der Geldentwertung, als Wege gesucht wurden, die Verdingungstechnik dem weichenden Geldstand anzupassen, war jeder auf der Suche nach solchen Einteilungen, zu denen auch ich beigesteuert habe ¹; der Zweck der damaligen Gliederungen war aber ein ganz anderer: Die damals angestrebte weitgehende Unterteilung der Begriffe diente hauptsächlich der zweckmäßigen Fragestellung bei Verdingungen, weil doch sozusagen jeder Sachwert seine eigene Währung hatte; das fortschreitende Eindringen in die Praxis des Veranschlagens nach Wiederkehr stetiger Verhältnisse führt aber zu dem Ergebnis, daß es besser ist, mit einer möglichst geringen Zahl einheitlicher und gemeinverständlicher Begriffe auszukommen und die etwa notwendige Unterteilung in den Rechnungsgang zu verlegen.

Bei der Durchführung einer dahinzielenden Betrachtung sollen den Wörtern Preis, Kosten, Selbstkosten, Gestehungskosten usw. folgende Begriffe unterlegt werden.

Preis ist der geldliche Ausdruck der Kosten und zwar der Gesamtkosten, d. i. Gestehungs- (nicht Selbst-) Kosten einschließlich aller irgendwie gearteten Zuschläge, auf die später im einzelnen eingegangen wird. Das Wort Selbstkosten wird besser vermieden, weil es durch häufigen taktischen Mißbrauch aufgehört hat, begriffsdeckend zu sein, wie dies auch bei zahlreichen Modeworten der Umgangssprache zu beobachten ist.

II. Einmalige (Gestehungs-) Kosten.

Die Gestehungskosten werden zweckmäßig in laufende und einmalige geschieden. Hierbei sind laufende alle diejenigen, die mit der gewollten Leistung ursächlich und meßbar zusammenhängen, einmalige dagegen diejenigen, die zur Einleitung, Umstel-

¹ „Die Zeit des schwankenden Geldstandes als Bildnerin bleibender Werte für das Verdingungswesen“ in Verkehrstechnische Woche (1925) Heft 15.

lung oder zum Abbruch eines Arbeitsganges notwendig und daher auf die Gesamtzahl der in dem betreffenden Arbeitsgang erzielten oder zu erzielenden Leistungseinheiten umzulegen sind.

Sind dabei zur Erzielung einer Leistung mehrere zeitlich oder örtlich getrennte Arbeitsgänge erforderlich, so treten einmalige Kosten gedachter Art bei jedem einzelnen Arbeitsgang auf. Außerdem können sich für die einzelne Leistung in ihrer Gesamtheit noch derartige einmalige Kosten darüberlagern, die dann auf den ganzen Vordersatz umzulegen sind. Schließlich treten für die Gesamtbau- stelle auch noch einmalige Kosten gleicher Art hinzu, die, wenn dafür keine besondere Preisstelle vorgesehen ist, auf die übrigen nach irgendeinem besonderen Schlüssel umzulegen sind. Man kann daher, vom Engeren ins Weitere gehend, von einmaligen Kosten erster, zweiter und dritter Ordnung sprechen.

Diese Teilung ist weniger verwickelt als sie aussieht. Die dritte Ordnung wird, wie bereits gesagt, gegenstandslos, wenn dafür, wie es bereits vielfach geschieht, besondere Preisstellen im Leistungsverzeichnis gebildet werden. Auch die zweite Ordnung bildet sich in dem Maße zurück, wie sich das Leistungsverzeichnis in seiner Gliederung den wirklichen Arbeitsgängen nähert, worin ja ohnehin das Ziel jeder verständigen Ausschreibung erblickt wird.

III. Laufende (Gestehungs-) Kosten.

Um weiter die laufenden Kosten im einzelnen festzulegen, stellen wir uns einen einzelnen Arbeitsgang als eingeleitet vor, so daß ein beobachtungsfähiger Beharrungszustand vorhanden ist. Für diesen kommen wir dann mit nur vier Grundbegriffen aus, die nicht einmal unbedingt alle bei jeder Leistung auftreten müssen. Mehr als diese vier können aber auch bei noch so verwickelten Leistungen nicht vorkommen. Es sind dies Baustoffe, Löhne, Vorhaltungen und schließlich Betriebsstoffe und -Energien.

1. Baustoffe. Am unmittelbarsten ist die Beziehung zur gewollten Leistung beim Baustoffanteil, der auch rechnerisch am sichersten erfaßbar ist. Für unsere Zwecke muß er frei Verwendungsstelle unter Einschluß aller seinem Wesen nach möglichen Verluste (Verhau, Verschnitt, Streuung, Sackmaß, Schwund, Überdeckung usw.) betrachtet werden. „Frei Verwendungsstelle“, ist schärfer als „frei Baustelle“, denn von dem Platz, wo auf der Baustelle abgeladen wird, kann bis zur Verwendungsstelle noch eine erhebliche Förderleistung nötig sein, deren Kosten zweckmäßig noch auf den Baustoffanteil geschlagen werden, es sei denn, daß man es (auf sehr großen Baustellen) vorzieht, die Förderung vom

Abladen bis zur Verwendung als besonderen Arbeitsgang zu berechnen. In solchem Falle unterliegt also schon der erste Arbeitsgang der begrifflichen Unterteilung, die wir gegenwärtig durchführen.

Man ersieht schon hieraus, wie zweckmäßig es sein kann, die Baustofflieferung frei Verwendungsstelle zum Gegenstand einer besonderen Preisstelle zu machen, sofern sie zu den Leistungen des Unternehmers gehören soll.

Bei Baustoffen, die der Bauherr liefert, ist für das Abladen und die anschließenden Treuhandverpflichtungen des Unternehmers eine besondere Preisstelle zu bilden. Hier hat der Unternehmer ohne weiteres die Möglichkeit, die Förderung bis zur Verwendungsstelle in den Preis einzubeziehen. Für den Bauherrn empfiehlt es sich in diesem Falle, dem Unternehmer die vertragliche Haftung dafür aufzuerlegen, daß mit den Baustoffen pfleglich umgegangen wird und die Verluste nicht ein der Billigkeit und Erfahrung entsprechendes Maß überschreiten.

2. Löhne. Die Ermittlung des Lohnanteils am Arbeitsgang beruht auf dem Stundensatz und der Stundenleistung der einzelnen Arbeitskraft. Bei Gruppenarbeit mehrerer Arbeitskräfte mit unterschiedlichen Lohnsätzen (l) und Leistungen zählt man zweckmäßig die Tageslohnsumme der Gruppe zusammen und teilt diesen Betrag durch die Tagesleistung (n), um den auf die Tagesleistung entfallenden Lohnanteil zu erhalten. Ist mit gleichlanger Arbeitszeit (t) für alle zu rechnen, so wird der Lohnanteil

$$(1) \quad A_1 = \frac{t \sum (l)}{n}$$

Wirken dagegen nicht alle Arbeitskräfte den ganzen Tag in der Gruppe, so ist

$$(2) \quad A_1 = \frac{\sum (t l)}{n}$$

Letztere Berechnungsweise ist z. B. bei Ziegelmauerwerk, namentlich im Hochbau, gebräuchlich.

Der Stundensatz ist hier selbstverständlich nicht der reine Tariflohn, sondern mindestens der Tariflohn zuzüglich des Arbeitgeberanteils der sozialen Lasten und der Lohnsummensteuer. Es kann auch zweckmäßig sein, auch die anteiligen Kosten für Polier oder Schachtmeister einzurechnen, wenn die Gruppe keinen vollen Schacht bildet.

3. Vorhaltung. Der Begriff der Vorhaltung ist viel umfassender als man gemeinhin annimmt. Im Gegensatz zu den Baustoffen, die verbraucht werden, dient das, was vorgehalten wird, nur dem Gebrauch, also ohne Wechsel des Eigentümers. Im technischen Sinne ist Vorhaltung das Heranbringen, Auf- oder Einbauen, Herleihen, Unterhalten, Ab- oder Ausbauen und Wiederbeseitigen jedes beweglichen Gegenstandes, der zur Durchführung des Arbeitsganges Verwendung findet. Im anschlagsmäßigen Sinne pflegt man, wenn die einmaligen Kosten anderweit rechnerisch erfaßt werden, den Begriff der Vorhaltung auf Leihe (Miete) und Unterhaltung zu beschränken. Diese Auffassung des Begriffs hat den Vorteil, daß er sich zwanglos auf Bauhilfsstoffe, wie man sie auch genannt hat (Absteifungen, Behelfsträger), auf Werkzeuge, Geräte und Maschinen erstrecken läßt.

Die Leihe oder Miete zerfällt dabei in zwei Untereinheiten. Sie setzt sich rechnungsmäßig zusammen aus Zinsen des Neuwertes des vorgehaltenen Gegenstandes und der Tilgungsrücklage für die durch Abnutzung eintretenden Wert- und Stoffminderung. Bei der hier ausreichenden Näherungsrechnung erhält man die Tilgungsrücklage in folgendem Ansatz:

$$(3) \quad A_t = \frac{W_a - W_e}{m}$$

Hierin ist m die Lebensdauer in Jahren, W_a der Anschaffungsbzw. Neuwert und W_e der Endwert in dem Zeitpunkte, wo der Gegenstand aufhört, für seine ursprüngliche Bestimmung verwendbar zu sein. Dieser Wert wird bestimmt durch die dann noch bestehende Verwendungsmöglichkeit (Schrott, Brennholz usw.). Vielfach wird W_e einfach vernachlässigt. Bei einer mittleren Lebens-

dauer von fünf Jahren kommt man für A_t auf $\frac{1}{5} W_a$; für den Zinsanteil A_z sei vorsorglich $\frac{1}{10} W_a$ angenommen, für beide zusammen also

$$(4) \quad A_t + A_z = \frac{3}{10} W_a$$

aufs Jahr (= 300 Arbeitstage), oder auf den Arbeitstag:

$$(4a) \quad A_t + A_z = \frac{1}{1000} W_a$$

Wegen der Rücksicht auf Ausbesserungen und Unregelmäßigkeiten in der Ausnutzung tut man gut, diesen Tagessatz auf 1,5 bis 2,0⁰/₁₀₀ zu erhöhen. Bei großen Maschinen und scharfem Wettbewerb muß man natürlich die Zahlen für jeden Einzelfall von Grund auf neu ermitteln, hier sollte nur an einem einfachen Zahlenbeispiel der Grundgedanke erklärt werden.

Die Unterhaltung erfaßt man, soweit sie als Lohn in Erscheinung tritt, am besten als Zuschlag zu dem Lohnanteil der Gruppe, indem man dessen Summe mit einem Erfahrungsbeiwert, etwa 1,05, multipliziert; für die laufende Beschaffung von Ersatzteilen kann man sich mit ausreichender Sicherheit auf einen vorsorglich bemessenen Wert von A_z stützen.

4. Betriebsstoffe und -energien. Als letztes Glied der laufenden Gestchungskosten sind nun noch die Betriebsstoffe und -energien zu betrachten. Je nach der Art des Betriebes kommen in Frage: Kohle und Kesselwasser, Benzin, Benzol, Öle, Strom, Wasserkraft und schließlich vielleicht auch einmal Windkraft, dazu in allen Fällen die nötigen Putz- und Schmiermittel. Die zweckmäßigste Rechnungsgröße ist hier der Betrag, der für die nutzbare PS- (oder kW-) Stunde für Betriebsstoffe oder -energien aufzuwenden ist. Die PS-Zahl der Maschine ist bekannt, ebenso die nutzbare Arbeitsleistung (etwa m³ gemischter Beton, gelöster Boden usw.) je Stunde. Mit P_e = Pferdezahl, b = Betriebsstoffkosten je PS-Stunde und n Leistungseinheiten je Tag (= t Betriebsstunden) wird dann

$$(5) \quad A_b = \frac{P_e b t}{n}$$

Das scharf getrennte Herausstellen dieser Größe ist deshalb so wesentlich, weil sie in sehr weiten Grenzen schwanken kann. Man tut deshalb gut, sie als Verantwortungsbereich des maschinentechnischen Beraters oder Mitarbeiters sorgfältig abzugrenzen.

IV. Die Leistungsgruppe.

Mit den Bezeichnungen A_s (Stoffanteil), A_1 (Lohnanteil), A_v (Anteil für Vorhaltungen), A_b (Betriebsstoffanteil) werden jetzt die laufenden Tageskosten der Gruppe zu

$$(6) \quad G_1 = A_s + A_1 + A_v + A_b$$

oder

$$(7) \quad G_1 = A_s + \frac{\sum (t l)}{n} + \frac{1,5}{1000} \cdot \frac{W_a}{n} + \frac{P_e b t}{n}$$

oder mit der Vereinfachung aus Gl. (2):

$$(8) \quad G_1 = A_s + \frac{1,5}{1000} \cdot \frac{W_a}{n} + \frac{t}{n} (\sum (l) + P_e b)$$

Hierzu kommt nun noch der Anteil G_e für einmalige Kosten, bestehend aus den Anfangs- und Endkosten (A_1 und E_1) oder den Zwischenkosten (U_1) für Umstellung zwischen den einzelnen Arbeitsgängen. Ist der Arbeitsgang A für sich abgeschlossen, so ist der Zusammenhang (nur bildlich) folgender:

$$A_1 \dots A \dots E_1;$$

sind mehrere Arbeitsgänge vorhanden, aber durch Umstellung getrennt, so entsteht die Kette:

$$A_1 \dots A \dots U_1 \dots A \dots U_1 \dots A \dots \dots A \dots E_1$$

Auf den ersten Arbeitsgang entfallen also an einmaligen Kosten $A_1 + \frac{1}{2} U_1$, auf den letzten $\frac{1}{2} U_1 + E_1$, auf alle übrigen $\frac{2}{2} U_1 = U_1$; der erste und der letzte Arbeitsgang sind also höher belastet als die

mittleren. Wollte man bei r Arbeitsgängen gleichmäßig verteilen und genau rechnen, so müßte man für jeden

$$\frac{A_1 + (r-1)U_1 + E_1}{r}$$

zusetzen; man wird aber auch zurechtkommen, wenn man jedem Arbeitsgang die einmaligen Kosten A_1 hinzurechnet, denn diese sind ohnehin meist etwas höher als die Umstellungs- oder die Endkosten. Die Größe A_1 kann dabei in sich wieder nach Bedarf unterteilt sein, doch hängt dies von der Lage des Einzelfalles ab, so daß hier keine allgemeine Richtlinien gegeben werden können. Dagegen ist noch die rechnerische Beziehung zu G_1 herzustellen. Dauert der Arbeitsgang T_1 Tage mit je n geleisteten Einheiten, so wird

$$(9) \quad G_e = \frac{A_1}{T_1 n}$$

Die Gesamtgestehungskosten G_1 für die Leistungseinheit aus einem Arbeitsgang sind also

$$(10) \quad G_1 = G_1 + G_e = A_s + \frac{1,5}{1000} W_a + \frac{t}{n} [\Sigma(l) + P_e b] + \frac{A_1}{T_1 n}$$

Die Tiefziffer r bei A_1, E_1, T_1, U_1 und G_1 soll uns im Gedächtnis halten, daß es sich um einen Arbeitsgang mit einmaligen Kosten *e r s t e r O r d n u n g* handelt. Treten noch einmalige Kosten höherer Ordnung dazu, so müssen diese mit der auf sie entfallenden Tagezahl (T_2, T_3) umgelegt werden, dadurch nimmt der Wert G_e die erweiterte Form an:

$$(11) \quad G_e = \frac{A_1}{T_1 n} + \frac{A_2}{T_2 n} + \frac{A_3}{T_3 n} + \dots$$

Außer dieser *A n e i n a n d e r r e i h u n g* ist noch zu beachten, daß die Mehrzahl der Leistungseinheiten in der Form, wie sie im Anschlag auftreten, eine rechnerische *N e b e n e i n a n d e r l a g e r u n g* der Arbeitsgänge erfordern, z. B. Lösen und Laden, Fördern, Kippen und Einbauen bei Erdarbeiten; Mischen, Fördern, Schalen, Einbauen, Stampfen beim Beton usw. Das bedeutet also, daß jeder Arbeitsgang einzeln zu rechnen und das Ergebnis zusammenzuzählen ist. Dafür genügt hier dieser begriffliche Hinweis, die Fassung in Gleichungen dient hier nicht mehr der verbesserten Übersicht. Man sieht hieraus, wie schwierig der Rechnungsgang des veranschlagenden Unternehmers werden kann, wenn in eine Leistungseinheit durch die Fassung des Anschlages zu viele Arbeitsgänge hineingezwängt werden. Je größeren Umfang diese Häufung annimmt, desto mehr gehen die abgegebenen Preise auseinander und desto schwieriger wird auch für den Bauherrn die Nachprüfung und Auswertung. Je mehr sich also die Fragestellung im Leitungsverzeichnis der Gliederung der Arbeitsgänge anpaßt, desto übersichtlicher gestaltet sich die Rechnung für den Unternehmer und die Nachprüfung für den Bauherrn, und desto geschlossener wird sich das „Feld“ der abgegebenen Preise erweisen. Bei Leistungen mit kleineren Vordersätzen braucht man nicht immer so ins Einzelne zu gehen, denn sie schlagen nicht so zu Buche, wohl aber tut man gut daran, diese Sicherung anzuwenden, wenn die Vordersätze hoch und für die Gesamtkostensumme von entscheidender Bedeutung sind.

Von diesen Erfahrungen wird schon vielfach Gebrauch gemacht, aber bei weitem nicht in dem Umfange, in welchem es möglich und nötig wäre. Immerhin sind namentlich im Tiefbau erfreuliche Ansätze zu verzeichnen. So ist es jetzt wohl allgemein üblich, Aussteifungen, Wasserhaltung, Lehrgerüste usw. zum Gegenstand getrennter Preisstellen zu machen. Auch die Bewehrung des Eisenbetons wird vielfach abgetrennt. Weniger überlegsam ist man mit der Schalung im Betonbau, obwohl deren Kosten im Verhältnis zum Betonquerschnitt oft eine sehr einschneidende und vielfach sehr ungleiche Rolle spielen. Bei den Kosten für Anfracht

des Gerätes, Einrichtung der Baustelle, Abbruch der Baustelle und Abfracht des Gerätes ist eher eine Rückbildung als ein Fortschritt zu verzeichnen, obwohl gerade hier die Abtrennung die übrigen (Einheits-) Preise sehr viel durchsichtiger und vergleichsfähiger gestalten würde.

Die formelmäßige Auflösung des Arbeitsganges bietet noch den weiteren Vorteil, daß vergleichende Prüfungen verschiedener zur Wahl stehender Maschinen oder Arbeitsweisen leichter durchzuführen sind. Namentlich Grenzuntersuchungen über die Verwendungsbereiche kleinerer und größerer Maschineneinheiten gewinnen dadurch sehr an Planmäßigkeit.

V. Die Zuschläge.

Da die Gestehungskosten erst mit den Zuschlägen (für Aufrechterhaltung des Gesamtbetriebes [Unkosten], besondere Wagnisse, Rücklagen [z. B. für Inanspruchnahme der Gewährleistung, nachträgliche Haftpflichtansprüche] und Gewinn) die Gesamtkosten ergeben, gehören diese Zuschläge nicht mehr zur Betrachtung der eigentlichen Leistungsgruppe; sie müssen aber noch kurz erörtert werden, weil sie durch ihre verschiedenartige rechnerische Erfassung vielfach doch in die Gliederung der Leistungsgruppe eingreifen.

Das grundsätzlich Einfachste wäre ein einheitlicher Zuschlag auf die Gesamtgestehungskosten. Ein solcher verbietet sich aber vielfach durch die Ungleichheit der Wagnisse. Beispielsweise sind Wagnis und Unkosten beim Baustoffanteil erfahrungsgemäß wesentlich niedriger als bei Löhnen und Vorhaltungen. Man geht deshalb bei den Baustoffen im allgemeinen mit dem Zuschlag nicht über eine bescheidene Vermittlungsgebühr hinaus, namentlich wenn die Baustoffe getrennt gefragt sind, oder der Baustoffanteil nachrichtlich einzeln angegeben werden muß.

Wo die Vorhaltungen in einem festen Erfahrungsverhältnis zum Lohnanteil stehen, ist es vielfach auch üblich, die Vorhaltungen mit in den Zuschlag zum Lohnanteil einzurechnen, wodurch eine wesentliche Erhöhung eintritt. Unterstützt wird diese Berechnungsweise durch die Fragestellung bei den Stundenlöhnen, wo diese Einrechnung ohne weiteres erwartet wird.

Dies ändert nichts an der Tatsache, daß sie logisch wenig glücklich ist; bewiesen wird dies dadurch, daß in der Sprache der Bauherren vielfach davon die Rede ist, daß die Stundenlohnsätze sich aus Tariflohn und Zuschlag für Generalunkosten (?) zusammensetzen.

Infolge dieser Verschiedenheit der Berechnung und Bewertung ist es auch nicht möglich, hier mehr als diese allgemeinen Hinweise zu geben, denn einerseits sind die Zuschläge rein zahlenmäßig für jeden Betrieb verschieden hoch; andererseits liegt in der Bemessung der Zuschläge meist die einzige entscheidende Möglichkeit, den Anforderungen des Wettbewerbs taktisch Rechnung zu tragen. Dadurch nimmt die Zuschlagsbemessung häufig sehr subjektive Formen an. Es ist deshalb veranschlagungstechnisch nicht gutzuheißen, wenn Zuschläge mit in den Bereich der Gestehungskosten hinübergreifen, weil dadurch die Gefahr heraufbeschworen wird, daß auch die Gestehungskosten in eine unter Wettbewerbsdruck stehende subjektive Bewertung hineingezogen werden. Daraus entstehen dann die kopflos niedrigen Angebote, die in Wirklichkeit nicht mehr die Gestehungskosten decken.

Die Erteilung solcher Aufträge legt die Vermutung nahe, daß sowohl dem Unternehmer wie auch dem Bauherrn vielfach der Maßstab für die Beurteilung der Gestehungskosten und den Gesamtaufbau der Preise vollständig verloren gegangen ist.

Vielleicht tragen die vorstehenden Ausführungen dazu bei, die Rückkehr zu planmäßiger Preisbildung beim Unternehmer und zu richtiger Preisbeurteilung beim Bauherrn zu erleichtern.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Gekrümmte Eisenbeton-Bogenbrücken.

Die Ausführung im Grundriß gekrümmter Eisenbetonbrücken ist verhältnismäßig selten, obwohl diese Bauart durch eine besonders gute Anpassungsfähigkeit an das Gelände gekennzeichnet ist und hierdurch für viele Lösungen im Gebirge gewisse Vorteile bietet. Es ist daher erklärlich, daß bereits eine Reihe solcher Brücken im Zuge der Schweizer Gebirgsstraßen hergestellt wurde. Über zwei neuere Bauwerke dieser Art von dem bekannten Konstrukteur Maillart soll nachstehend kurz berichtet werden.

Die 4,0 m breite Bohlbachbrücke bei Habkern, Kt. Bern, (Abb. 1) hat eine winkelrecht zwischen den Widerlagern gemessene Breite von 14,40 m und eine kreisbogenförmige Achse von

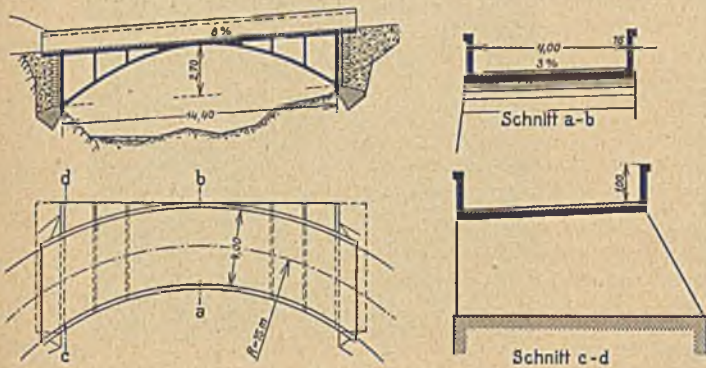


Abb. 1. Bohlbachbrücke.

15,0 m Halbmesser. Das Tragwerk stellt einen versteiften Stabbogen dar. Letzterer wird im Grundriß an der Außenseite der Krümmung gradlinig durch die Tangente und an der Innenseite durch den Kreisbogen begrenzt, bildet also ein Gewölbe, dessen Breite gegen die Widerlager zunimmt. Die beiden Versteifungsträger liegen in den Brüstungen und folgen den entsprechenden Kreisbogen. Hervorzuheben sind die geringen Betonmassen: insgesamt rd. 93,0 m³, wovon etwa je die Hälfte auf die unbewehrte Gründung und den Eisenbeton des Tragwerkes entfällt.

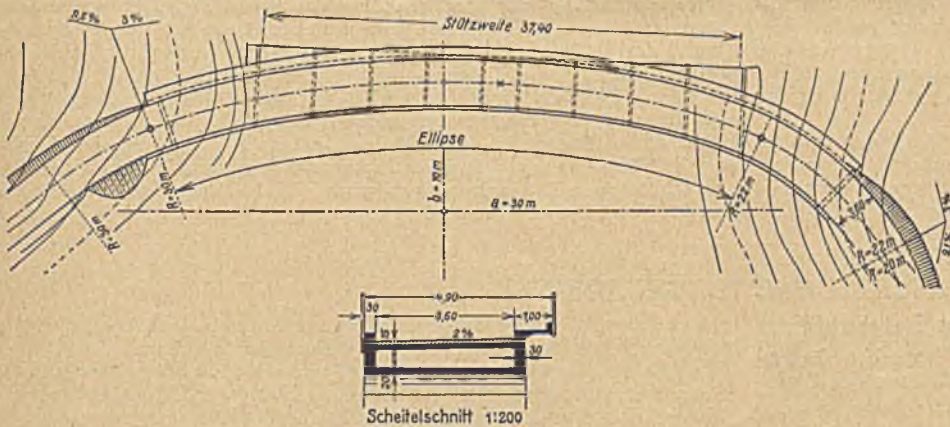


Abb. 2. Schwandbachbrücke.

Die Schwandbachbrücke bei Schwarzenburg, Kt. Bern (Abb. 2), hat eine Spannweite von 37,4 m. Der Grundriß der Brückenasche ist ein elliptischer Bogen mit Übergangshalbmesser von 22 bzw. 30 m. Die Anordnung des Tragwerks und dessen statische Wirkungsweise entsprechen der vorgenannten Bohlbachbrücke, nur liegen die 1,10 m hohen Versteifungsträger unterhalb der Fahrbahn. Die gesamten Betonmassen sind rd. 175,0 m³, wovon 1/3 auf den Gründungs- beton, 4/5 auf den Eisenbeton des Überbaues entfallen. Das Bewehrungs- verhältnis beträgt rd. 1,6%. (Nach Schweizerische Bauzeitung (1933), Bd. 102, Nr. 18.)
Dr.-Ing. Fritz l'Allemant

Der Wasserabfluß nach einem amerikanischen Unwetter.

Im Tehachapi-Tal in Süd-Kalifornien wurde im September 1932 in fünf Stunden eine Regenhöhe von 110 mm gemessen. Es flossen dabei, wie durch Messungen festgestellt wurde, in der Sekunde 3,3 m³ von 1 km², stellenweise sogar 5,5 m³ ab. Daß ein solches Unwetter Verwüstungen anrichtet, kann nicht Wunder nehmen. Neun Eisenbahn- brücken wurden zerstört, was mit den sonstigen Schäden an der Eisen- bahn einen Verlust von 580 000 Dollar bedeutete, und die Wiederher- stellung der vom Unwetter betroffenen Straßen kostete 45 000 Dollar. Die Wirkungen des Unwetters erstreckten sich auf eine Fläche von

etwa 16 km Breite und 32 km Länge. Im oberen Teil des Tals, durch das die Wassermengen abflossen, bestand der Schaden im wesentlichen darin, daß die Felder und Straßen mit Geröll bedeckt wurden, weiter unten wurden Straßen- und Eisenbahndämme weggespült. Ein solcher Damm hielt die Flutwelle zunächst auf, brach aber dann, und das sich daraufhin zu Tal ergießende Wasser richtete schweres Unheil an.

Unmittelbar nach dem Unwetter nahm die Bauverwaltung des Staates Kalifornien eine Anzahl Messungen vor, um Unterlagen für die Planung zukünftiger Bauwerke zu gewinnen, die dem Hochwasser aus- gesetzt sein würden. Hieraus ergaben sich die bereits angeführten Zahlen, die aber natürlich keinen Anspruch auf weitgehende Genauigkeit er- heben können.

Für das vom Unwetter betroffene Gebiet gibt es erst seit 27 Jahren Aufzeichnungen über die Niederschlagsmengen. Aus diesen beschränkten Unterlagen kann man natürlich auch nur beschränkte Schlüsse auf die Häufigkeit des Vorkommens von Hochwässern ziehen, doch glaubt man sagen zu können, daß eine Regenhöhe von 61 mm in 24 Stunden etwa einmal in zehn Jahren, eine solche von 94 mm einmal in 50 Jahren vor- kommen dürfte und daß sich ein Unwetter wie dasjenige vom September 1932 nur alle 90 bis 100 Jahre wiederholen wird.

(Nach Engineering News-Record vom 3. August 1933) W e r n e k k e.

Der Ausbau der rumänischen Donau.

Professor V a s i l e s c o von der Technischen Hochschule Bukarest hat Pläne zur Nutzbarmachung der Wasserkraft der Donau am Eisernen Tor ausgearbeitet, die auch außerhalb der von ihnen aus mit Strom zu versorgenden Ländern Beachtung verdienen. Die bekannte Strom- schnellenstrecke der Donau beginnt etwa 33 km unterhalb des Hafens Bazias, wo die Donau aus südslavischem auf rumänisches Gebiet über- tritt. Auf dieser etwa 100 km langen Strecke schwankt die Breite der Donau zwischen 2 km und 200 m und dementsprechend auch die Wasser- tiefe, die im Kasan-Paß 50 m beträgt, im Eisernen Tor aber so gering ist, daß die Felsspitzen aus dem Wasser herausragen. Hier befindet sich be- kanntlich ein aus dem 11. Jahrhundert herrührender Seitenkanal, auf dem im Kriege ein eigenartiger Treidelbetrieb mit Regelspurlokomotiven von den deutschen Eisenbahntrouppen eingerichtet wurde, um das ru- mänische Getreide donauaufwärts zu befördern. Die geringe Wassertiefe und die starke Strömung, bis 5 m in der Sekunde, bilden hier ein schwer zu überwindendes Hindernis für die Schifffahrt, und man schätzt 2 bis 3 Mio. Tonnen als die äußerste Menge Frachtgut, die jährlich durch das Eisernen Tor gebracht werden kann. Der Plan von Professor Vasilescu will diese Menge geradezu beliebig steigern, indem er eine dauernd vorhandene Wassertiefe von 3 m schafft, was auch der Tiefe des Fahrwassers auf dem übrigen Teil des Donaulaufs unterhalb Budapest entspricht.

Im Eisernen Tor müßte ein Wehr angelegt werden, das die Donau auf + 48 m anstaut, während jetzt der Donauspiegel an dieser Stelle selbst bei Hochwasser auf + 43,8 m liegt. Eine zweite ähnliche Anlage wäre oberhalb bei Greben zu schaffen. Beide Wehre wären mit Schleusen von 300 m Länge und 24 m Breite zu verbinden.

Um einen Ertrag für die zur Ausführung dieses Planes nötigen Bauten zu sichern, müßten mit ihnen, wie es überhaupt neuzeitlichen Anschauungen auf diesem Gebiet entspricht, Anlagen zur Kraftge- winnung verbunden werden. Hierfür sieht der Plan 16 Kaplan-Turbinen zu 30 000 PS vor; acht von ihnen würden dauernd laufen, acht würden regel- bar sein, um die Stromerzeugung dem Stromver- brauch anzupassen. An 355 Tagen im Jahre würden zu ihrem Betrieb mindestens 3500 m³ Wasser zur Verfügung stehen, während ein Hochwasser mit mehr als 7500 m³ nur etwa in zwei Wochen des Jahres vorkommt; selbst bei einem solchen Hochwasser ist immer noch ein nutzbares Gefälle von 7,65 m vorhanden. Das würde bedeuten, daß dauernd rd. 400 000 PS verfügbar wären.

Mit dem Wehr am Eisernen Tor wäre eine Straßen- und Eisenbahn- brücke zu verbinden. Das Bedürfnis für eine solche Brücke zur Erleichte- rung des Verkehrs zwischen Rumänien und Südslavien liegt schon lange vor.

Das Werk Greben könnte 380 000 PS leisten.

Eine Berechnung der Wirtschaftlichkeit ergibt, daß die Stromabgabe zu mäßigem Preis das Anlagekapital verzinsen und tilgen und die Unter- haltungs- und Betriebskosten decken könnte. Die Schwierigkeit be- steht aber darin, für diesen Strom Abnehmer zu finden. Er könnte zwar nach den vier Hauptstädten der in Frage kommenden Länder, Bukarest, Budapest, Belgrad und Sofia und auch nach dem Banat geleitet werden, es müßten aber in diesen Ländern noch Werke, z. B. auf dem Gebiete des Hüttenwesens und der Chemie geschaffen werden, die als Großverbraucher den Strom verwerten könnten. Für diese würde die benachbarte Donau einen vorteilhaften Weg zum Bezug ihrer Rohstoffe und zur Abbeförde- rung ihrer Erzeugnisse bilden.

(Nach „Le Genie Civil“ vom 24. Juni 1933.) W e r n e k k e.

Caissons als Dichtungsmauer im gewachsenen Grund eines Erddammes.

In den Talgrund, auf den später der Quabbin-Erddamm geschüttet werden soll, ist eine Kernmauer eingelassen worden, die aus 31 mit der Schmalseite aneinander gereihten Caissons von rechteckigem Querschnitt besteht (Abb. 1). Der Fels steht in Talmitte etwa 43 m unter der ursprünglichen Talsohle an. Bis zu dieser Tiefe mußten die Caissons unter Druckluft gegründet werden.

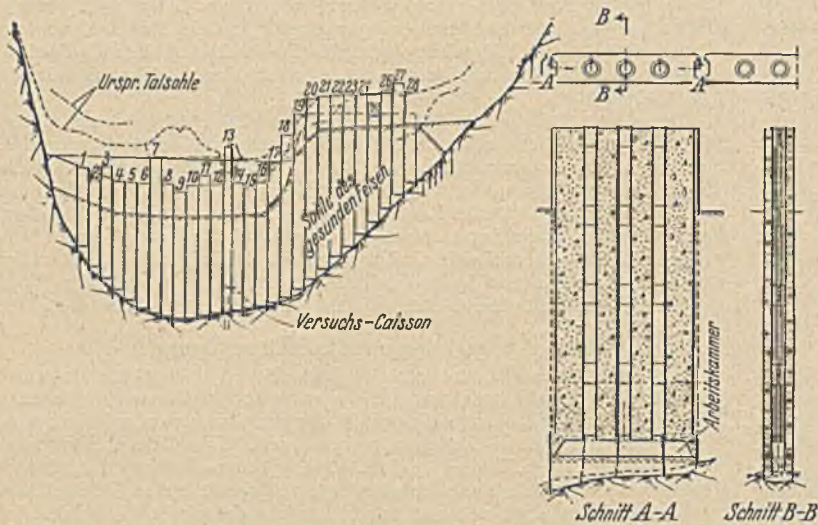


Abb. 1. Anordnung und konstruktive Ausbildung der Caissons.

(Abb. 1). Auf einen geschweißten stählernen Rechteckrahmen (Brunnenkranz) wurde zunächst die Arbeitskammer aufbetoniert, in der zwei Materialschleusen und eine Mannschaftsschleuse vorgesehen sind. Solange kein Wasser eindrang, wurde natürlich ohne Druckluft ausgehoben. Die beste Leistung bei offenem Aushub betrug 21,4 m³ pro Mann in einer 7 1/2-Stundenschicht. In dieser Schicht konnte der Caisson um 4,10 m abgesenkt werden. Dem Absinken wurde durch eine am Kastenkranz entlang fuhrende, mit hohem Druck arbeitende Spüleintrichtung nachgeholfen. Schwierigkeiten entstanden nur da, wo größere Findlinge ge-



Abb. 2. Ein Abschnitt der Caissonmauer.

Bohrversuche ergaben, daß die Felsüberlagerung vorwiegend aus Kiessanden mit Findlingen bestand und daß der Grundwasserspiegel praktisch an der Erdoberfläche lag. In Talmitte wurde zunächst ein Versuchscaisson (Nr. 13) abgesenkt, der dann als Brunnen diente. Durch eine entsprechende Pumpanlage gelang es, den Grundwasserspiegel in Talmitte um 9 m zu senken. Dann folgte Caisson Nr. 18, von dem aus nach der rechten Talseite hin und nach Caisson 13 zu gearbeitet wurde, analog von Caisson 7 aus nach links und nach der Mitte zu. Caisson Nr. 7, 13, 18 wurden als Pumpstationen ausgebildet und mit ihrer Hilfe der Grundwasserstand im ganzen um 24,4 m gesenkt. Dies verbilligte sehr die Gründung der übrigen Caissons. Während für den ersten Caisson (Nr. 13) 3,4 at angewendet werden mußten, konnten bei nahe alle übrigen mit 1,3 at gegründet werden. Bei 1,3 at lag die Grenze für normale Arbeitszeit und -löhne.

Abb. 2 zeigt einen Abschnitt der Caissonmauer. Sie setzt sich zusammen aus 31 einzelnen Caissons (einschließlich der nicht eingezeichneten drei Caissons für den Seitenanschluß) mit einem Querschnitt 2,75 x 13,75 m. Zwischen den Caissons bleibt ein Abstand von 50 cm

sprengt werden mußten. Wegen der Unebenheit und des Gefalles der Felsoberfläche erhielten die gelandeten Caissons eine Betonunterbauung, die auch die Außenseite der Arbeitskammer abschloß.

Die zwischen den Caissons stehengebliebene Erdsäule wird folgendermaßen beseitigt: Von der Arbeitskammer eines Caissons aus wird in den Zwischenraum vorgestoßen. Der Schacht wird senkrecht zwischen Holzschalung hochgetrieben mindestens bis zum Grundwasserspiegel. Der Rest des Aushubs erfolgt von oben herab, ebenso das anschließende Ausbetonieren. Vorher ist allerdings noch die Arbeitskammer ausbetoniert worden. Für spätere Zementausspritzungen in dem Felsuntergrund sind Röhre in diesen Füllbeton eingesetzt worden, die mit ihrem oberen Ende in die Material- oder Mannschaftsschächte des Caissons münden. Diese drei Schächte werden mit undurchlässigem Erdmaterial gefüllt. Auf die vorstehend besprochene Weise bildet die Kernmauer mit ihrer Herabführung bis zum Fels und mit ihren seitlichen Anschlüssen an die Hänge eine vollständige Dichtungswand in dem Talgrund, der den zu schüttenden Erddamm tragen wird. (Nach „Engineering News Record“, Vol. III, Nr. 8 v. 24. 8. 33.) E. Treiber.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Die 37. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins.

Die diesjährige 37. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins findet am 21. und 22. März d. J. in den Räumen des Zoologischen Gartens in Berlin statt.

Über die Stellung des Architekten-Ingenieurs zum Bauherrn.

Eine Berliner Bank-A.-G. beauftragte im Jahre 1923 einen Architekten, der schon mehrere Bauten für sie entworfen und geleitet hatte, mit dem Entwurf eines Planes für den Umbau des ihr gehörenden, in Dresden gelegenen Kaufhauses zu einem modernen, siebenstöckigen Bankgebäude. Nachdem R. die Pläne für den Umbau entworfen und mit der Polizeibehörde verhandelt hatte, teilte ihm die Auftraggeberin am 27. November 1923 mit, daß im Kaufhause einstweilen nur der Banktresor und die damit im Zusammenhang stehenden Kellerräume fertiggestellt werden sollten, sowie das Provisorium in den Stockwerken zur Unterbringung des Personals; der endgültige Umbau sollte erst nach Klärung der unübersichtlichen wirtschaftlichen Verhältnisse in Angriff

genommen werden. Gegen Beendigung des Teilbaues schrieb die Auftraggeberin am 19. September 1925 an den Architekten:

„Betr. Dresden-Zentrale neu. Nachdem die dortigen Bauarbeiten nunmehr fertiggestellt sind, bitten wir Sie, dafür Sorge zu tragen, daß sämtliche evtl. noch schwebenden Abrechnungen einschl. Ihrer Honorarabrechnung bis spätestens Ende dieses Monats erledigt werden. Wir bitten Sie, danach das Erforderliche zu veranlassen.“

Auf die in Auftrag gegebenen Arbeiten zahlte die Bank rund 55 000 RM. Der Architekt vertrat den Standpunkt, daß er weitere Ansprüche wegen Aufgabe des großen Projekts und der gefertigten Entwürfe habe. Trotzdem die Auftraggeberin am 3. Januar 1927 ablehnte, auf die Verjährungseinrede zu verzichten, erwirkte R. erst am 29. Dezember 1928 einen Zahlungsbefehl in Höhe von 30 000 RM. Die infolge Widerspruchs der Bank-A.-G. von dem Architekten erhobene Klage ist in sämtlichen Instanzen — Landgericht und Kammergericht zu Berlin und Reichsgericht — wegen Durchgreifens der Verjährungseinrede abgewiesen worden. Die ausführlichen reichsgerichtlichen Entscheidungsgründe siehe in „Reichsgerichtsbriefe“ (III 187/33. — 17. November 1933).

PATENTBERICHT

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) siehe Heft 3/4 vom 20. Januar 1933, Seite 60.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 2 vom 11. Januar 1934 und vom gleichen Tag ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 c, Gr. 9/20. T 41 842. Alfred Thiemann, Dortmund. Nachgiebige Einsteckverbindung von Grubenausbau-Rahmenteilern aus Profileisen. 17. XII. 32.
- Kl. 5 a, Gr. 9/30. T 39 726. Alfred Thiemann, Dortmund. Bügel-förmiger Kapschuh aus Stabeisen für den Grubenausbau. 9. XI. 31.
- Kl. 7 a, Gr. 3. K 119 793. Klöckner-Werke A.-G., Castrop-Rauxel. Verfahren zur Herstellung von doppelgurtigen Spundwand-

- eisen mit großen Widerstandsmomenten aus Breitflanschträgern. 2. IV. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 6. H 128 441. August Hahmann u. August Henkes, Hannover. Unterschwellung für Eisenbahnschienen, bestehend aus Eisenbetonquerschwellen mit Längsrippen. 7. IX. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 31. M 120 742. August Metken, Duisburg-Wanheim u. Rudolf Spranger, Duisburg-Wanheimerort. Vorrichtung zum Behobeln von Schienenköpfen. 16. VIII. 32.
- Kl. 19 f, Gr. 2. H 131 300. Gottfried Hallinger, Patentverwertungsgesellschaft m. b. H., Essen. Vorrichtung zum Dichten des Hohlraumes zwischen dem Vortriebsschild und der Tunnelauskleidung. 25. III. 31.
- Kl. 20 h, Gr. 5. F 74 330. Dr.-Ing. E. Frohne, Dresden-A., u. Jakob Dietrich, München. Vorrichtung zum Bremsen von Schienenfahrzeugen mittels Hemmschuhen. 26. X. 32.
- Kl. 20 h, Gr. 5. V 26 354. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Hemmschuh für Schienenfahrzeuge mit einem Bedienungshebel. 11. II. 31.
- Kl. 37 a, Gr. 2. W 90 493. Fritz Weidemann, Frankfurt a. M. Glaseisenbetondecke. 1. XII. 32.
- Kl. 37 d, Gr. 33/or. St 50 000. Franz Stoll, Laubach b. Kaisersesch, Bez. Koblenz. Verfahren zum Verkleiden von Mauerflächen. 22. X. 32.
- Kl. 37 f, Gr. 8. W 85 847. Dr.-Ing. Kurt Wiendieck, Düsseldorf. Raumabschlußdecke, insbes. für weitgespannte Hallen. 4. V. 31.
- Kl. 42 k, Gr. 20/02. L 72 395. Losenhausenwerk, Düsseldorfer Maschinenbau Akt.-Ges., Düsseldorf-Grafenberg, u. Dr. Wilhelm Späth, Wuppertal-Barmen. Verfahren zur Untersuchung fertiger technischer Gebilde, wie Brücken, Schiffe, Türme in ihrem Gebrauchszustand hinsichtlich ihres dynamischen Verhaltens; Zus. z. Pat. 584 553. 17. VII. 28.
- Kl. 42 k, Gr. 20/02. L 72 916. Losenhausenwerk, Düsseldorfer Maschinenbau Akt.-Ges., Düsseldorf-Grafenberg, u. Dr. Wilhelm Späth, Wuppertal-Barmen. Einrichtung zur Ausübung des Verfahrens zur Untersuchung fertiger technischer Gebilde, wie Brücken, Schiffe, Türme in ihrem Gebrauchszustand hinsichtlich ihres dynamischen Verhaltens; Zus. z. Pat. 584 553. 20. IX. 28.
- Kl. 42 k, Gr. 20/02. L 76 461. Losenhausenwerk, Düsseldorfer Maschinenbau Akt.-Ges., Düsseldorf-Grafenberg, u. Dr. Wilhelm Späth, Wuppertal-Barmen. Verfahren und Einrichtung zur Untersuchung fertiger technischer Gebilde, wie Brücken, Schiffe, Türme in ihrem Gebrauchszustand hinsichtlich ihres dynamischen Verhaltens; Zus. z. Pat. 584 553. 17. X. 29.
- Kl. 42 k, Gr. 25. B 159 161. Dipl.-Ing. E. Block u. Dipl.-Ing. H. Ellinghaus, Essen. Verfahren zum Prüfen von Metallen, insbes. von geschweißten Werkstücken, durch Biegen von Probestäben. 11. I. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/06. H 135 089. Hochtief Akt.-Ges. für Hoch- und Tiefbauten vorm. Gebr. Helfmann, Essen. Verfahren zur Herstellung höchstdichter Kornmengen. 18. V. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/09. N 35 371. Bruno Neuhoft, Berlin. Verfahren zur Verzögerung der Abbindung hydraulischer Bindemittel. 19. VI. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 21/03. F 75 741. Paul Fisch, Lyon, Frankreich; Vertr.: Dr. S. Hauser, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verfahren zur Verbesserung hydraulischer Bindemittel, wie Zement oder Kalk. 12. VI. 32. Frankreich 22. IX. 32.
- Kl. 84 a, Gr. 3/10. L 80 415. Alois Viktor Lutz, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Doppelklappenwehr. 8. II. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. E 43 079. Dipl.-Ing. Franz Eiler, Dresden-N. Vorrichtung zum Einspülen hohler Pfähle. 28. VII. 32.
- Kl. 85 d, Gr. 14. S 97 840. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. Rücksaugeschutzvorrichtung für Reinwasserleitungen. 7. IV. 31.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 3 vom 18. Januar 1934 und vom gleichen Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 37. K 129 649. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Sicherheitsvorrichtung für Gasbehälter. 28. III. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 14. P 67 443. Franz Paulus, Aachen. Einteilige Schienenklemme. 26. IV. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 25. B 153 702. Dr.-Ing. Wolfgang Bäseler u. Jakob Dietrich, München. Beischiene für den üblichen Eisenbahnoberbau zum Befahren für gummibereifte Fahrzeuge. 29. XII. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 27/02. N 33 217. Dipl.-Ing. Otto Neddermeyer, Wabern, Bez. Kassel. Abfuhr der über dem Seitenbankett bei der Reinigung gleisloser Bettung ausgeworfenen Abfallstoffe. 27. I. 32.
- Kl. 20 h, Gr. 5. V 24. 30. Dr.-Ing. Wolfgang Bäseler und Jakob Dietrich, München. Nachbeeinflussbarer Hemmschuh. 30. IV. 30.
- Kl. 80 b, Gr. 1/09. Z 19 629. Georg Zimmermann, Radolfszell a. B. Verfahren zur Herstellung von Baumaterial mit eingebetteten Hohlräumen. 12. X. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 24/06. A 65 643. Hugo Andrich, Hamburg. Verfahren zur Herstellung farbiger, insbes. grüner Spielplatzoberdecken aus Bimsstein o. dgl. Material. 5. I. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 25/10. F 74 352. Straßenbau-Gesellschaft M. Freudinger m. b. H., Augsburg. Verfahren zur Herstellung von Straßenbaustoffen durch Vermischen von Gesteinsklein, gelösten bituminösen Stoffen und Asphalt. 27. X. 32.
- Kl. 81 e, Gr. 127. A66 912. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig. In vier Punkten auf einer Fahrwerksgruppe abgestützte Tagebauanlage. 19. VIII. 32.
- Kl. 84 b, Gr. 2. S 98 120. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Steuerung der Antriebsvorrichtung für den Trog von Schleusen oder Schiffhebewerken. 19. IV. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. A 67 660. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig. Schaufelradbagger. 11. XI. 32.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

v. Mangoldt, H.: Einführung in die höhere Mathematik. Vollständig neu bearbeitet von Konrad Knopp. 3. Band: Integralrechnung und ihre Anwendungen. Funktionentheorie. Differentialgleichungen. 6. Aufl. 15 x 23 cm. XVI u. 618 S. mit 103 Abb. Verlag von S. Hirzel, Leipzig 1933. Preis geh. RM 15,—; geb. RM 16,80.

Der 3. Band des rühmlich bekannten Werkes ist in vollständiger Neubearbeitung erschienen. Wie in der Neubearbeitung der beiden vorhergehenden Bände wurde die bewährte Auswahl und Einteilung des Stoffes beibehalten. Jedoch gestaltete sich der Aufbau noch straffer und übersichtlicher. Die vorderen Teile danken diese Besserung insbesondere ihrer einseitigen Fundierung durch die Inhaltslehre. — Der erste Abschnitt über die unbestimmten Integrale geht vom elementaren Inhaltsbegriffe aus, behandelt die Grundregeln der unbestimmten Integration und läßt die wichtigsten Arten der geschlossen darstellbaren Integrale überblicken: Die Integrale der rationalen Funktionen, solche von entwickelten algebraischen Funktionen und die Integrale einiger transzendenten Funktionen. — Der zweite Abschnitt faßt den Inhaltsbegriff tiefer durch die Fragestellung: Welchen Punktmengen der Ebene kann ein Flächeninhalt zugesprochen werden und was ist unter demselben zu verstehen? Die Antwort wird zunächst unter denjenigen Einschränkungen gegeben, die uns auf das bestimmte Riemannsche Integral führen. Der Abschnitt enthält also im wesentlichen die Riemannschen Integrabilitätsbedingungen, den Mittelwertsatz und den Hauptsatz der Differential- und Integralrechnung. Es folgen Anwendungen und die Integration unendlicher Reihen, sowie ein Absatz über näherungsweise Berechnung bestimmter Integrale. — Im 3. Abschnitt wird der elementare Begriff des Flächen- bzw. des n-dimensionalen Raumbstücks durch den der Punktmenge im n-dimensionalen Raume ersetzt, und es wird die Frage nach einem vernünftig definierten Inhalte einer solchen Punktmenge gestellt. Daß dieses Inhaltsproblem für $n = 3$ in allgemeiner Form unlösbar ist,

hat zuerst Hausdorff gezeigt. Von den beiden wichtigen speziellen Lösungen des Inhaltsproblems behandelt das vorliegende Werk naturgemäß die von Peano und Jordan gegebene Antwort, während der Lebesguesche Integralbegriff hier beiseite bleibt.

Der vierte Abschnitt ist den Längenberechnungen, Bogendifferentialen und Kurvenintegralen gewidmet. Der fünfte fügt in ausnehmend glücklicher Weise die Elemente der Funktionentheorie einer komplexen Veränderlichen in das Werk ein. Aus seinem Inhalt seien hervorgehoben: Der Cauchy'sche Integralsatz und seine Folgerungen, die analytische Fortsetzung (Kreiskettenverfahren), singuläre Punkte, die Laurent'sche Entwicklung und der Residuensatz.

Abschnitt 6 und 7 behandeln die mehrfachen Integrale und ihre Anwendungen. Es folgen die Integralsätze von Gauß, Green und Stokes, uneigentliche Integrale, die Gammafunktion und die Fourier'schen Reihen.

Der Band schließt mit einem inhaltlich und didaktisch geschickt begrenzten Abschnitte über Differentialgleichungen. — Übersichtlichkeit und organischer Aufbau, Verständlichkeit der Darstellung ohne Minderung der wissenschaftlichen Strenge sind die Vorzüge des Werkes, das jedem empfohlen werden kann, der ernstlich um seine Ausbildung in der Höheren Mathematik bemüht ist.

H a e n z e l.

Hohenemser, K. und Prager, W.: Dynamik der Stabwerke. Eine Schwingungslehre für Bauingenieure. 16 x 24 cm, VI/367 S. mit 139 Textabbildungen. Verlag Julius Springer Berlin, 1933. Preis brosch. RM 32,50, geb. RM 34,—.

Die Schwingungsvorgänge in Maschinenfundamenten, Brücken usw. finden eine dauernd zunehmende Beachtung auch seitens der Bauingenieure. Bei Brückenprojekten wurde in letzter Zeit öfter die Frage nach den zu erwartenden Eigenfrequenzen gestellt. Die Bauingenieure sind

daher in steigendem Maße gezwungen, sich mit Schwingungsfragen zu beschäftigen. Da aber die für solche Untersuchungen erforderlichen Hilfsmittel in zahlreichen Zeitschriftenaufsätzen verstreut und noch nicht in die Taschenbücher aufgenommen sind, wurde es oft als störend empfunden, daß bisher ein geeignetes Buch fehlte, in dem die Grundlagen und die wichtigsten Methoden insbesondere zur Berechnung der Eigenfrequenzen von elastischen Systemen in übersichtlicher Darstellung kritisch zusammengefaßt sind.

Hier will das vorliegende Buch Abhilfe schaffen, dessen Inhalt sich wie folgt gliedert: Grundbegriffe der Schwingungslehre, Allgemeine Methoden für Stäbe mit Einzelmassen und mit stetiger Massenverteilung, Differentialgleichung, Grundgleichung, Frequenzgleichungen und Näherungsberechnung der Eigenschwingungszahlen von Stabwerken, Kontrolle der Näherungen. Bei größerer Zahl der homogenen Einzelstäbe versagen die strengen Methoden. In diesen Fällen und bei veränderlicher Steifigkeit oder Massenverteilung sind die verschiedenen Methoden zur angenäherten Berechnung der Eigenschwingungszahlen zu verwenden. Die Energiemethode, die Methode des benachbarten Tragwerks und die der reduzierten Trägheitsmomente wird an Beispielen von einfachen und kontinuierlichen Balken sowie Fachwerken gezeigt. Den Abschluß des Kapitels bildet eine Untersuchung des Einflusses der Rotationsträgheit und der Längskräfte. Das folgende Kapitel behandelt die Berechnung der erzwungenen Schwingungen infolge von schwingenden Lasten mit festem Angriffspunkt. Für die Berechnung von kontinuierlichen Trägern und Rahmentragwerken wird der Drei- bzw. Viermomentensatz der Stabwerksdynamik benutzt, der vollkommen der Clapeyron'schen Gleichung bzw. der Bleichschen Verallgemeinerung entspricht. Auch die Ermittlung der Ausgleichsschwingungen bei plötzlicher Laständerung und infolge gleichförmig bewegter Lasten hat eine kurze Behandlung gefunden. Als letzte Kapitel des Buches findet man eine zusammenfassende Darstellung der dynamischen Berechnungsmethoden der Stabwerke und 40 Seiten Funktionentafeln, mit deren Hilfe die Zahlenrechnungen für aus homogenen Stäben bestehende Tragwerke wesentlich erleichtert werden können.

Die für die praktisch wichtigen Stabwerke in Betracht kommenden Berechnungsmethoden sind in leicht verständlicher Darstellung gegeben und durch zahlreiche gute Beispiele erläutert. Das Buch ist deshalb geeignet, die oben erwähnte Lücke auszufüllen. Eine ausführlichere Behandlung der bei Fachwerken auftretenden Fragen, auch in den Beispielen, wäre jedoch erwünscht gewesen. Leider ist der Preis des Buches etwas hoch ausgefallen, was wenigstens teilweise durch die behaglich breite Darstellungsweise bedingt sein dürfte. Ferd. Schleicher.

Petry, W.: Der Betonstraßenbau. Neue Ausgabe mit Nachtrag 10,5 x 16 cm. 124 Seiten mit 49 Abb. Sammlung Göschen, Band 976. Verlag Walter de Gruyter & Co., Berlin und Leipzig 1933. Preis geb. RM 1,62.

Es ist bedauerlich, daß bei der Neuausgabe dieses Bändchens nicht gleichzeitig eine Um- und Überarbeitung des im Jahre 1927 geschriebenen Textes stattgefunden hat. So kommt es, daß veraltete Anschauungen über Betonstraßenbau sozusagen in neuem Gewand auftreten und so leicht zu Irrtümern führen können. Einen gewissen Ausgleich bietet ein zwölf Seiten langer summarischer Nachtrag, in dem die neueren Erfahrungen und Vorschriften, wie sie das Merkblatt der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau von 1933 enthält, niedergelegt sind. Es wäre in Anbetracht der Wichtigkeit der Betonstraße für den neuzeitlichen Straßenbau zu wünschen, daß bald eine durchgreifende Neubearbeitung des Bändchens nach Text und Abbildungen erscheinen würde, in der neben der historischen Seite des Betonstraßenbaues auch die baupraktische voll zur Geltung käme. Dr.-Ing. v. Meng.

Stolper, H.: Bauen in Holz. Blockbau, Fachwerk, Plattenbau und Hallenbau. Die Baubücher, Bd. 14. Quartformat. 148 Seiten. Mit 68 Konstruktionstafeln und 130 Abbildungen ausgeführter Bauten. Verlag Julius Hoffmann, Stuttgart 1933. Preis kart. RM 13,50.

Einführenden kurzen Abhandlungen über das Holz als Baustoff, die Werkhölzer und den Zusammenhang zwischen Stoff, Bauweise und Gestaltung folgt eine Sammlung gut durchgezeichneter Konstruktionsblätter zum Hausbau in Holz, in denen die wichtigsten Konstruktions-Einzelheiten aus den europäischen Holzbauweisen in Rissen, Schnitten und Isometrien verarbeitet sind. Bildbeispiele alter und neuer Hochbauten bringen Perlen der Holz-Wohnbaukunst aller Länder. In gleicher Weise bildlich aber weniger vollständig behandelt sind Hallenbauten und einige Ingenieurbauten in Holz. Knappe Abhandlungen über Holzverbindungen und die statischen Grundlagen des Hallenbaus schließen, zusammen mit einigen ergänzenden Grundrißdarstellungen zu den Bildbeispielen, das Werk ab. Die in der bekannten geschmackvollen Ausstattung der „Baubücher“ gehaltene Schrift, welche eine lehrreiche Übersicht über die verschiedensten Holzbauweisen mit schmucken Bildern in glücklicher Weise vereinigt, bedeutet in erster Linie eine Feinkost für Architekten und solche Techniker, die das Formproblem in der Technik beschäftigt. Hummel.

Vocational Guidance in Engineering Lines. Herausgegeben von der „American Association of Engineers“. 16 x 24 cm. 521 Seiten und 50 ganzseitige Abbildungen. The Mack Printing Company, Easton, Pa., 1. Aufl., 1933. Preis gebunden Dollars 2,50

für Einzelexemplare und Dollars 2,— für zehn und mehr Exemplare einschließlich Porto.

Das Buch wendet sich vornehmlich an die Studierenden technischer Hochschulen, die vor der engeren Berufswahl stehen und einen klaren Begriff von den Betätigungsmöglichkeiten in den verschiedenen Zweigen der Technik bekommen wollen. Es enthält jedoch viel mehr als der Titel verspricht, denn es fesselt auch den reifen Leser durch die klare Darstellung der Rolle des Ingenieurs im amerikanischen Geistes- und Erwerbsleben. Aus diesem Grund verdient sein Inhalt besonders in Europa die größte Beachtung.

Ein Hauptreiz des Buches besteht in dem herzlichen und kameradschaftlichen Ton, mit dem die Verfasser der einzelnen Abschnitte zu der jüngeren Technikergeneration über ihr Berufsleben plaudern. Diese Verfasser — etwa fünfzig an der Zahl — gehören ausnahmslos zu den „oberen Zehntausend“ der älteren Generation der amerikanischen Technikerschaft und die im Anhang enthaltenen Lebensbeschreibungen dieser Verfasser stellen zugleich einen interessanten Beitrag zu der Geschichte der amerikanischen Technik dar.

Das Buch besteht aus zwei Teilen. Der erste, allgemeine, beschäftigt sich mit dem Wesen der Hauptfächer einschließlich technische Journalistik, der Ethik der technischen Arbeit und den Voraussetzungen für eine erfolgreiche Betätigung als Techniker. Die wirtschaftliche Lage des Technikers wird in übersichtlicher Weise an der Hand von statistischen Angaben und Schaubildern erörtert und der Anfänger findet sogar eine Anleitung für die beruflich am nutzbringendsten Verwendung seines Erstlings-Einkommens. Der bekannte Schriftsteller Stuart Chase ist durch ein geistreich geschriebenes Kapitel aus seinem Buch „The Nemesis of American Business“ vertreten.

Der zweite Teil behandelt kapitelweise 39 Sonderfächer der Technik. Sein Inhalt wird durch ganzseitige Abbildungen hervorragender amerikanischer Schöpfungen auf dem Gebiet dieser Sonderfächer ergänzt.

Bedenkt man schließlich den für mitteleuropäische Verhältnisse unglaublich niedrigen Preis des stattlichen Bandes, so kann man wohl sagen, daß dem Buch die weiteste Verbreitung gebührt und man könnte nur wünschen, daß einmal ein deutschsprachiges Gegenstück entsteht. Der Herausgeber des Sammelwerkes, der bekannte amerikanische Brückenbauer J. A. L. Waddell, hat sich durch seine erfolgreiche Mühewaltung nicht bloß den Dank der kommenden Generation sondern auch den Beifall der reifen Technikerschaft verdient. K. Terzaghi.

Walch, O.: Entwurf und Ausführung von Stau- und Kanaldämmen aus Erde und Fels. 16 x 24 cm VII/234 Seiten mit 108 Textabbildungen. Verlag Julius Springer, Berlin 1933. Preis geb. RM 22,50.

Das Buch verfolgt den Zweck, durch übersichtliche Darstellung der bisherigen Erfahrungen im Bau von Staudämmen die einschlägige Bautätigkeit in Deutschland anzuregen. Es behandelt folgende Gegenstände: Die Vorarbeiten, den Entwurf, die Bauausführung und den Betrieb.

Der Abschnitt über Vorarbeiten bringt eine Aufzählung der gebräuchlichen Untersuchungsverfahren ohne jedoch zu denselben kritisch Stellung zu nehmen. Man vermißt ein Kapitel über das elektrische Potentialverfahren, das im Laufe der letzten Jahre im Dammbau außerordentlich wertvolle Dienste geleistet hat. Ebenso fehlen Hinweise betreffend die Ermittlung von Durchlässigkeits-Profilen für jene Teile des Geländes die vor dem Einstau über dem Grundwasserspiegel liegen.

Die Abschnitte über Entwurf und Ausführung stellen einen ziemlich vollständigen Auszug aus dem einschlägigen Schrifttum dar und entheben den Leser im Bedarfsfall der Mühe, selber die Literatur zusammenzutragen. Der deutsche Ingenieur wird den ausführlichen Abschnitt über gespülte Dämme begrüßen, doch merkt man diesem Abschnitt an, daß der Verfasser die einschlägigen Kenntnisse vornehmlich aus dem Schrifttum geschöpft hat. Über die mit dem Spülverfahren und mit den Felsdämmen (Steinschüttung) gemachten ungünstigen Erfahrungen ist nämlich bisher noch wenig in die Öffentlichkeit gedrungen. In dem Abschnitt „Kontrolle“ vermißt man einen Hinweis auf das zukunftsreiche Hertwigsche Schwingungsverfahren.

Trotz der Lücken die das kleine Buch aufweist, wird es sich infolge der übersichtlichen Darstellung des Gegenstandes und der wertvollen Literaturnachweise zweifellos viele Freunde erwerben. K. Terzaghi.

Rouse, H.: Verteilung der hydraulischen Energie bei einem lotrechten Absturz. Theoretische und experimentelle Untersuchungen der Wirkung gekrümmter Strombahnen, ausgeführt im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe. 8°. 41 S. mit 20 Abbildungen und 3 Plänen. Verlag von R. Oldenbourg, München 1933. Preis brosch. RM 3,60.

In der vorliegenden, im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe entstandenen Abhandlung ist der Versuch gemacht, die Druck- bzw. Energieverteilung in einem über einen lotrechten Absturz überfallenden Strahl unter Anwendung des Koch'schen Stützkraftsatzes (Impulssatz) zu erfassen.

Während es dem Verfasser gelungen ist, für den Gesamtdruck eines beliebigen Querschnittes aus dem Impulssatz theoretische Gleichungen zu entwickeln, konnte für die Druckverteilung in der Lotrechten lediglich eine empirische Formel abgeleitet werden.

Durch die umfangreichen und sorgfältigen Messungen werden die Beziehungen zwischen Druck- und Geschwindigkeitsverteilung bei gekrümmten Stromfadenverlauf geklärt. Außerdem bestätigen sie die Gültigkeit des Ähnlichkeitsgesetzes auch für den vorliegenden Fall, bei dem die Schwerkraftwirkung ausschlaggebend ist. Dr. Musterle.

Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München. Herausgegeben vom Institutsvorstand Prof. Dr.-Ing. D. Thoma. Heft 7. 80. 86 S. mit 115 Abb. Verlag R. Oldenbourg, München und Berlin, 1933. Preis geh. RM 5,80.

Der hohe wissenschaftliche und praktische Wert der in den Mitteilungen des Hydraulischen Instituts veröffentlichten Arbeiten ist in den Besprechungen der früheren Hefte bereits mehrfach hervorgehoben worden. Auch das neue Heft legt wieder Zeugnis ab für den Fleiß und für die Forschungsleistung des Instituts. Es ist selbstverständlich, daß die Arbeiten an frühere Erkenntnisse anschließen, und so bilden die hier mitgeteilten vier Abhandlungen mehr oder weniger Fortführungen von Arbeiten, die in den vorhergegangenen Heften bekanntgegeben wurden.

W. B ü r n e r bringt mit seinen Untersuchungen über die Schmierfähigkeit von Ölen und Starrfetten (insbesondere beim Gleiten von Stahl auf verschiedenen Metallen) eine Ergänzung der Arbeiten von R. Voittländer (Heft 3 u. 5). — Die Untersuchungen an Überfällen von O. Dillmann haben besonders für den Bauingenieur praktischen Wert, wenn auch der erste Teil, Einfluß von Beruhigungseinbauten auf den Überfallbeiwert, doch vorwiegend versuchs-technische Bedeutung hat. Besonders sei aber auf die wertvollen Feststellungen über den Druckverlauf am Wehrkörper bei abgerundeter Wehrkrone hingewiesen. — C. P. K i t t r e d g e behandelt die Vorgänge bei Zentrifugalpumpen-Anlagen, nach plötzlichem Ausfallen des Antriebes, durch die Wasserschläge in den Rohrleitungen auftreten können. — Die Versuche von T. Ch. S e n mit einem Hitzdraht-Instrument zur Bestimmung der jeweiligen Größe und Richtung der örtlichen Wasserströmung sind sehr beachtenswert. Die Anordnung der drei Hitzdrähte nach den Kanten einer Pyramide ergab die Möglichkeit, die jeweilige Raumrichtung der örtlichen Geschwindigkeit des Wassers zu ermitteln. Die Feststellung, daß eine Gasbildung an den blanken Platindrähten keinen nennenswerten Einfluß auf das Messungsergebnis hat, ist wichtig, weil so mit einem geeigneten Schreibapparat die turbulente Strömung im Wasser verfolgt werden kann. Dadurch, daß die Leitungswiderstände sich fast augenblicklich mit den zeitlichen Schwankungen der Wassergeschwindigkeit ändern, wird durch den Wechsel der Stromstärken auch fast augenblicklich der Schreibapparat beeinflusst.

R. Winkel.

Festschrift anlässlich des 25jährigen Bestehens der Staatlichen Tung-Chi Universität zu Woonung, China 1932. 19 x 27 cm. XVI/203 Seiten mit zahlreichen Abbildungen im Text.

Aus Anlaß des 25jährigen Jubiläums der Tung-Chi Universität in China am 20. Mai 1932 ist eine Festschrift herausgekommen, die in einer äußerst reichhaltigen Reihe von Aufsätzen einen lebendigen Querschnitt durch das Wirken und Schaffen an dieser hochbedeutenden Kultur- und Lehrstätte gibt.

Der eigentliche Jubiläumstag fiel unglücklicherweise in eine Zeit härtester Prüfung des chinesischen Staates infolge des bewaffneten Konflikts zwischen China und Japan, der auch die Universität in stärkster Mitleidenschaft gezogen hat. Jedoch der unermüdbaren Zähigkeit der chinesischen Leitung sowie der deutschen und chinesischen Dozentenschaft unter Mitarbeit der Studierenden und früheren Absolventen der Universität ist es gelungen, nach Beendigung der Kämpfe den Wiederaufbau tatkräftig in die Wege zu leiten und in kürzester Zeit zu vollenden.

Wir wünschen mit allen Freunden der Anstalt, daß ihr als Denkmal deutschen Geistes und deutscher Arbeit in den nächsten 25 Jahren eine gedeihliche Aufwärtsentwicklung zum Nutzen der chinesischen Jugend und zur Stärkung der deutsch-chinesischen Freundschaft beschieden sein möge.

NEUERSCHEINUNGEN.

Brennecke, L. † und E. Lohmeyer: Der Grundbau-Band III. Die einzelnen Gründungsarten mit Ausnahme der Pfahlrostgründung. 4., neubearbeitete Auflage. Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1933. Bisher sind 5 Lieferungen erschienen. Preis für Lieferung 1 u. 2 je RM 5,70; für Lieferung 3 RM 3,40, für Lieferung 4 RM 5,70 und für Lieferung 5 RM 4,60, jeweils geheftet.

Emperger, F.: Handbuch für Eisenbetonbau. Bd. IX: Behälter, Maste, Schornsteine, Rohrleitungen. 4., neubearb. Auflage. Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1933. Bisher sind sechs Lieferungen erschienen. Preis je Lieferung geh. RM 5,50.

Besprechung erfolgt insgesamt nach Abschluß sämtlicher Lieferungen.

Das Rohr im Dienst von Gas und Wasser. Herausgegeben von den Mannesmannröhren-Werken, Düsseldorf 1933. 11,5 x 16,5 cm. 286 Seiten mit 75 Abb. und zahlreichen Tabellen und Nomogrammen.

Preissteigerungen von Rohstoffen und Halbfabrikaten und ihre Auswirkungen auf die Preise handwerkerlicher Arbeiten. Herausgegeben vom Reichsstand des deutschen Handwerks. I. Grundsätzliches zur Frage der Preispolitik des Handwerks. II. Entwicklung der Preise einzelner Baustoffe im laufenden Jahr. III. Zusammenstellung der Preissteigerungen. IV. Auswirkung der Preissteigerungen im Baugewerbe. 21 x 29,6 cm. 25 Seiten und 1 Kurventafel. Berlin 1933.

Steggewentz, J. H.: De Invloed van de Getijbeweging van Zeeën en Getijrivieren op de Stijghoogte van Grondwater. 16 x 24,7 cm. VIII/138 Seiten mit 18 Abb. Naamlooze Vennootschap W. D. Meinema. Delft 1933.

Hermanns, H.: Der ständische Wirtschafts- und Staatsaufbau des Faschismus. Mit Übersetzung der „Carta del Lavoro“ und des Kollektiv-Arbeitsvertrages der Hütten- und Maschinenindustrie. 14,7 x 20,8 cm. 55 Seiten. Verlag für nationale Politik, Kultur und Aufklärung, Potsdam 1933. Preis RM —,60.

Regelquerschnitte für die Neuanlage von Straßen. Ausgearbeitet vom Ausschuß „Planung“ der Stufa. Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Berlin-Charlottenburg 2, Knesebeckstr. 30. Preis RM 0,50 zuzügl. Porto.

Merkblatt über Pflastersteine aus Kupferhochofenschlacke. Anhang zur Denkschrift über die Verwendung von Steinpflaster aus Natursteinen. Ausgearbeitet vom Ausschuß „Steinpflasterstraßen“ der Stufa. Verlag wie oben. Preis RM 0,20 zuzügl. Porto.

Blau, K.: Zur Entwicklung der ländlichen Siedlung am Oberrhein. Heft 1 der Siedlungsstudien. Veröffentlichungen des Seminars für Städtebau, Stadtwirtschaft und Siedlung der Techn. Hochschule Fridericiana Karlsruhe. Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Heiligenthal. 16 x 23 cm. 39 S. u. 12 S. Anhang mit histor. Plänen u. Abb. Verlag G. Braun, Karlsruhe 1933. Preis geh. RM 3,—.

Kollmann: Fußböden aus deutschem Holz. 15 x 21 cm. 38 S. mit 30 Abb. Preis RM 0,80.

Stoy-Seidel: Nagelverbindungen im Hallen- und Wohnungsbaunach DIN 1052. 15 x 21 cm. 39 S. mit 28 Abb. u. 1 Zahlentafel. Preis RM 1,20.

Erdmann, W.: Holzmasten im Freileitungsbau. 15 x 21 cm. 18 S. mit 8 Abb. Preis RM 0,50.

Die drei Abhandlungen sind die Hefte 5, 6 u. 7 der Schriftenreihe der Arbeitsgemeinschaft Holz (Reichsforstwirtschaftsrat und Deutscher Forstverein). Neudeutsche Verlags- und Treuhand-Gesellschaft m. b. H., Abt. „Der deutsche Forstwirt“. Berlin, November 1933.

Behrens, H.: Die Lüftung von Aufenthalts- und Versammlungsräumen. Vorträge und Aussprachen, gehalten im Verein Deutscher Heizungsingenieure, Bezirk Berlin E. V. DIN A 4, 186 S. mit 125 Abb. und 9 Tafeln. Verlag des Kurators der Zeitschrift „Heizung und Lüftung“. Berlin 1933. Preis kart. RM 4,—, geb. RM 5,50.

Ginsberg, O.: Hermann Recknagels Hilfstabellen zur Berechnung von Warmwasserheizungen. 6. vollständig neubearbeitete Auflage. 21 x 30 cm. 35 Seiten (46 Zahlentafeln). Preis geh. RM 4,—.

Rothe, R.: Höhere Mathematik, Teil IV. Übungsaufgaben, Formelsammlung. 2. Heft. Teubners Math. Leitfäden. Bd. 34. 13 x 20,5 cm; 52 S. mit 41 Textabb. Verlag B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1933. Preis geh. RM 2,—.

Besprechung erfolgt für alle Hefte zusammen nach Erscheinen der weiteren Hefte.

Carter, H.: Tut-ench-Amun. Ein ägyptisches Königsgrab. Entdeckt von Earl of Carnarvon † und Howard Carter. Dritter (Schluß-) Band. 15,5 x 23,5 cm. 240 Seiten mit 156 Abb. nach photographischen Aufnahmen von H. Burton sowie Anhängen von Douglas E. Derry und A. Lucas. Verlag F. A. Brockhaus, Leipzig 1934. Preis geh. RM 7,50, i. Gzl. geb. RM 9,50.

Deutscher Reichsbahnkalender 1934. 8. Jahrgang. Herausgegeben vom Pressedienst der Deutschen Reichsbahn. Verlag Konkordia-Verlag, Leipzig. Preis RM 3,60 in Kalenderform, RM 4,50 in Buchform.

MITTEILUNGEN DES DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES

Noch nicht endgültig!

Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau Ausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen

DIN
Entwurf 2
E 1050

Einspruchsfrist: 1. Mai 1934

Vorbemerkung

Entwurf und Ausführung von Stahlhochbauten und von tragenden Bauteilen aus Stahl im Hochbau fordern eine gründliche Kenntnis dieser Bauweisen und der anerkannten Regeln ihrer Herstellungstechnik. Daher darf der Bauherr nur solche Fachleute und Unternehmer damit betrauen, die diese Kenntnis haben und eine sorgfältige Ausführung gewährleisten. (Vgl. §§ 222, 230, 330 und 367, Ziffer 14 und 15 RStGB und § 831 BGB.)

Für die Berechnung und Ausführung von Schweißverbindungen sind die „Vorschriften für geschweißte Stahlbauten — DIN 4100“ maßgebend.

I. Geltungsbereich und allgemeine baupolizeiliche Vorschriften

§ 1. Geltungsbereich

Die „Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau“ gelten für sämtliche Bauteile aus Stahl im Hochbau. Sie gelten auch für Bauten zu vorübergehenden Zwecken, für fliegende Bauten, Baugerüste¹, Lehrgerüste, Schalungsstützen und Kranbahnen.

Für Stahlbrücken und Stahlstege unter Straßen, Fußwegen, Straßen, Klein- und Feldbahnen sind die „Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken — DIN 1073 —“ zugrunde zu legen.

Für Stahlbrücken unter Eisenbahngleisen und Industriebahnen, für ihre Lehrgerüste und Schalungsstützen sind die „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE)“ zugrunde zu legen.

Für Maste in Starkstromanlagen, auch wenn sie auf massivem Sockel aufgestellt sind, gelten folgende Vorschriften:

VDE 0210 „Vorschriften für den Bau von Starkstrom-Freileitungen V. S. F.“

VDE 0217 „Bahnkreuzungsvorschriften für fremde Starkstromanlagen B. K. V.“

VDE 0218 „Vorschriften für die Kreuzung von Reichswasserstraßen durch fremde Starkstromanlagen W. K. V.“

VDE 0220 „Allgemeine Vorschriften für die Ausführung und den Betrieb neuer elektrischer Starkstromanlagen (ausschl. der elektrischen Bahnen) bei Kreuzungen und Näherungen von Telegraphen- und Fernspreitleitungen.“

VDE 0221 Ausführungsbestimmungen des Reichspostministers zu den „Allgemeinen Vorschriften für die Ausführung und den Betrieb neuer elektrischer Starkstromanlagen (ausschl. der elektrischen Bahnen) bei Kreuzungen und Näherungen von Telegraphen- und Fernspreitleitungen.“

Für Funktürme gelten die Sondervorschriften der Deutschen Reichspost.

Für Gasbehälter sind die „Normalbedingungen für die Herstellung und Lieferung von Gasbehältern für Niederdruck“, aufgestellt von dem Deutschen Verein von Gas- und Wasserfachmännern e. V. und den Deutschen Gasbehälter-Fabrikanten, maßgebend.

§ 2. Bauvorlagen

Der Bauherr, der Entwurfsverfasser und vor Beginn der Arbeiten auch der ausführende Unternehmer haben die Vorlage zu unterschreiben. Wird die Ausführung einem anderen Unternehmer übertragen, so ist dies der Baupolizeibehörde sofort mitzuteilen.

§ 3. Sonderbauweisen

Abweichungen von diesen Vorschriften, vor allem Sonderbauweisen, bedürfen der Genehmigung durch die zuständige Behörde des Landes².

II. Allgemeine Vorschriften für die Festigkeitsberechnung

§ 4. Allgemeine Bezeichnungen

Für die Bezeichnungen in den Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen gilt DIN 1350 „Zeichen für Festigkeitsberechnungen“.

§ 5. Werte von E, G und α_t

¹ Bei der Ausführung von Baugerüsten sind die Sonderbestimmungen der örtlichen Polizeiverordnungen zu beachten (z. B. Berliner Gerüstverordnung vom 9. August 1930).

² Für Preußen siehe Erlaß des Herrn Preuß. Min. f. Volkswohlfahrt vom 4. 7. 1930 — II 6200 31. 5. betreffend Zulassung neuer Bauweisen.

Tafel 1

Baustoff	E = Elastizitätsmodul kg/cm ²	G = Schubmodul kg/cm ²	α_t = Wärme- dehnzahl (linear)
Flußstahl, Stahlguß u. geschmiedeter Stahl . .	2 100 000	810 000	0,000 012
Gußeisen	1 000 000	380 000	0,000 010

§ 6. Inhalt der Berechnung

Die Festigkeitsberechnung soll ausreichend angeben:

- a) die der Berechnung zugrunde gelegten Belastungen und Stoßzahlen nach DIN 1055,
- b) die für die Ausführung vorgesehenen Werkstoffe,
- c) die Eigengewichte aller wesentlichen Teile,
- d) die Querschnittsformen und Querschnittswerte aller wesentlichen Bauglieder,
- e) die größten ermittelten und die zulässigen Spannungen der einzelnen Bauglieder,
- f) die Größe der Durchbiegung, soweit dies nach § 15 erforderlich ist,
- g) falls erforderlich, den Standfestigkeitsnachweis gegen Abheben und Umkippen.

§ 7. Einzelheiten der Berechnung

1. Genauigkeitsgrad

Für die Ausrechnung genügt im allgemeinen die Genauigkeit, die der Gebrauch eines guten Rechenschiebers oder ein sorgfältig durchgeführtes zeichnerisches Verfahren bietet.

In besonderen Fällen, z. B. bei statisch unbestimmten Systemen oder bei der Berechnung der Ordinaten der Einflußlinien, kann eine größere Genauigkeit erforderlich werden.

2. Nachweis der Spannungen

Die Grenzwerte der Stabkräfte, Momente, Querkraft und Auflagerkräfte sind, wenn erforderlich, getrennt für die ständigen Lasten, die Nutzlasten und die übrigen Lasten (Wind, Schnee, Temperatur usw.) zu bestimmen. Aus den Grenzwerten sind die Spannungen zu ermitteln und den zulässigen Spannungen gegenüberzustellen.

3. Außergewöhnliche Formeln

Für außergewöhnliche Formeln ist die Quelle anzugeben, wenn sie allgemein zugänglich ist. Sonst sind die Formeln so weit zu entwickeln, daß ihre Richtigkeit geprüft werden kann.

III. Zulässige Spannungen und Spannungsermäßigung

§ 8. Zulässige Spannungen

Unter der Voraussetzung, daß die Stahlbauteile ausreichend und dauernd gegen Rost geschützt und sachgemäß unterhalten werden, sind die in den folgenden Tafeln angegebenen Spannungen zulässig (wegen Spannungsermäßigung siehe § 9).

Hierbei sind folgende Belastungsfälle zu unterscheiden:

Belastungsfall 1 (Hauptkräfte):

Gleichzeitige ungünstigste Wirkung

der ständigen Last,

„ Nutzlast und

„ Schneelast,

wobei Bremskraft oder Schrägzug, soweit sie von einem Kran herühren, Riemenzug u. dgl. der Nutzlast zuzuzählen sind.

Belastungsfall 2 (Haupt- und Zusatzkräfte):

Gleichzeitige ungünstigste Wirkung der unter Belastungsfall 1 genannten Lasten und

Windlast

Wärmeschwankungen sowie

Bremskräfte oder Schrägzug von mehr als einem Kran.

Maßgebend für die Querschnittsermittlung ist stets der Belastungsfall, der den größten Querschnitt ergibt.

I. Vollwandige Träger, Fachwerke und Stützen
Tafel 2

Zulässige Spannungen in kg/cm ²		St 00.12 ³ Belastungsfall		St 37.12 ³ Belastungsfall		St 52 ⁴ Belastungsfall		Bemerkungen
		I u. 2		1	2	1	2	
		1	2	1	2	1	2	
Zug und Biegung . . .	σ_{zul}	1400	1400	1600	2100	2400		
Schub . . .	τ_{zul}	1120	1120	1280	1660	1920		

Zulässige Spannungen von Druckstäben siehe § 12.

2. Niet- und Schraubenverbindungen
a) Nietverbindungen

Tafel 3

Zulässige Spannungen in kg/cm ²		Bei Bauteilen aus				Bemerkungen
		St 00.12 ³ und St 37.12 ³		St 52 ⁴		
		Niete aus St 34.13		Niete aus St 44 ⁵		
		Belastungsfall		Belastungsfall		
		1	2	1	2	
Abscheren . .	$\tau_{a\ zul}$	1400	1600	2100	2400	Maßgebend ist der Lochdurchmesser
Lochleibungsdruck . . .	$\sigma_l\ zul$	2800	3200	4200	4800	

b) Schraubenverbindungen

Tafel 4

a) eingepaßte Schrauben

Zulässige Spannungen in kg/cm ²		Bei Bauteilen aus				Bemerkungen
		St 00.12 ³ und St 37.12 ³		St 52 ⁴		
		Schrauben aus St 38.13		Schrauben aus St 52 ⁴		
		Belastungsfall		Belastungsfall		
		1	2	1	2	
Abscheren . .	$\tau_{a\ zul}$	1120	1260	1680	1920	Maßgebend ist der Lochdurchmesser
Lochleibungsdruck . . .	$\sigma\ zul$	2520	2880	3780	4320	
Zug	σ_{zul}	1400	1600	2100	2400	Maßgebend ist der Kernquerschnitt d. Schrauben

Tafel 5

f) rohe Schrauben

Zulässige Spannungen in kg/cm ²		Schrauben aus St 38.13		Bemerkungen
		Belastungsfall		
		1	2	
Abscheren . .	$\tau_{a\ zul}$	980	1120	Maßgebend ist der Schaftdurchmesser der Schrauben.
Lochleibungsdruck . . .	$\sigma_l\ zul$	1400	1600	
Zug	σ_{zul}	1000	1000	Maßgebend ist der Kernquerschnitt der Schrauben.

³ St 00.12 ist ein Flußstahl mit einer Mindestzugfestigkeit von 34 kg/mm² und einer Mindestbruchdehnung von 20% am langen Normalstab.

⁴ St 37.12 ist ein Flußstahl mit einer Mindestzugfestigkeit von 37 kg/cm² und einer Mindestbruchdehnung von 20% am langen Normalstab gemäß DIN 1612.

Bei Tragteilen aus besonders hohen Blechen ist ein Nachweis der Festigkeit des Blechwerkstoffes zu erbringen.

⁴ St 52 muß den „Technischen Lieferbedingungen für Stahlbauwerke aus St 52“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft entsprechen und nach diesen Bedingungen abgenommen und gekennzeichnet werden.

⁵ St 44 muß den Bedingungen der „Verfügung — 82 Ibs 28 — der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, vom 12. Juli 1930 betr. Berechnungsvorschriften und technische Vorschriften für stählerne Brücken“ entsprechen und nach diesen Bedingungen abgenommen und gekennzeichnet werden.

3. Ankerschrauben und Ankerbolzen
Tafel 6

Zulässige Spannungen in kg/cm ²		St 37.12 ³ Belastungsfall		St 52 ⁴ Belastungsfall		Bemerkungen
		1	2	1	2	
Zug	σ_{zul}	933	1067	1400	1600	Maßgebend ist der Kernquerschnitt d. Schrauben

4. Lagerteile und Gelenke

Tafel 7

Zulässige Spannungen in kg/cm ²		Gußeisen Ge 14.91		Stahlguß Stg 52.81 S		Vergütungsstahl StC 35.61	
		Belastungsfall		Belastungsfall		Belastungsfall	
		1	2	1	2	1	2
Biegung: Zug	σ_{zul}	450	500	1800	2000	2000	2200
Druck		200	1000	1800	2000	2000	2200
Druck	σ_{zul}	1000	1100	1800	2000	2000	2200
Berührungsdruck nach d. Formeln von Hertz . .	σ_{zul}	5000	6000	8500	10000	9500	12000

Diese Werte sind bei den Walzen bewegl. Lager, die mehr als zwei Walzen haben, um 1000 kg/cm² zu ermäßigen, wenn der auf die einzelnen Walzen entfallende Druck nicht einwandfrei ermittelt werden kann.

Bei Gelenkbolzen darf der Lochleibungsdruck gleich der 1,3 fachen zulässigen Zug- und Biegespannung der zu verbindenden Teile sein.

§ 9. Spannungsermäßigung

Für Bauteile von fliegenden Bauten, die stoßweise belastet werden oder Wechselbeanspruchung erleiden, oder starker Abnutzung ausgesetzt sind, ermäßigen sich die Werte der Tafeln 2 bis 7 um 20%, sofern nicht bereits Stoßzuschläge berücksichtigt sind. Wird alter Baustahl wieder verwendet, so müssen die zulässigen Spannungen gemäß dem Erhaltungszustand herabgesetzt werden.

IV. Bemessungsregeln

10. Mindestquerschnitte

Führen Festigkeitsberechnungen bei verbundenen Stahlbauteilen zu sehr kleinen Blech- oder Profildicken, so sind bei Haupttragteilen nur Querschnitte zu verwenden, deren kleinste Abmessung 5 mm nicht unterschreitet und deren Anschlußseiten so breit sind, daß sie ordnungsmäßig genietet, verschraubt oder geschweißt werden können. Dies gilt nicht für Bauwerke von untergeordneter Art, wie Gartenzelte, Vorgartenüberdachungen, Einfriedigungen u.dgl., sowie für Sonderbauweisen (vgl. § 3).

§ 11. Zugstäbe

Bei der Ermittlung des nutzbaren Querschnittes von Zugstäben müssen die Nietlöcher abgezogen werden, deren Lage es erfordert.

§ 12. Druckstäbe

Die Knicksicherheit von Druckstäben ist nach dem ω -Verfahren nachzuweisen.

Hierbei wird der Druckstab für die mit einem Beiwert ω , der sog. „Knickzahl“, multiplizierte Druckkraft wie ein Zugstab, jedoch ohne Nietlochabzug berechnet. Die „Knickzahl“ ω ist vom Schlankheitsgrad und Baustoff des Stabes abhängig.

Im einzelnen ist nach den folgenden unter 1 bis 4 aufgeführten Regeln zu verfahren.

1. Freie Knicklänge s_K

a) Bei Fachwerkstäben: Bei den Gurtstäben von Fachwerkträgern, wozu auch die Endstreben trapezförmiger Träger gehören, ist als freie Knicklänge s_K die Länge ihrer Netzlinien anzunehmen. Bei den Füllungsstäben (Streben und Pfosten) ist für das Ausknicken aus der Trägerebene im allgemeinen als freie Knicklänge s_K ebenfalls die Länge der Netzlinien, für das Ausknicken in der Trägerebene im allgemeinen als freie Knicklänge s_K der Abstand der nach der Zeichnung geschätzten Schwerpunkte der beiderseitigen Anschlußnietgruppen des Stabes einzuführen. Bei sich kreuzenden Stäben, von denen der eine Druck, der andere Zug erhält, ist der Kreuzungspunkt als ein in der Trägerebene und rechtwinklig dazu festliegender Punkt vorzusetzen, falls die sich kreuzenden Stäbe dort durch mindestens zwei Niete (bei

zweiteiligen Stäben in jedem Teil) miteinander verbunden sind. Die Enden der freien Knicklänge s_K sind als gelenkig geführt anzusehen (2. Eulerfall).

b) Bei Geschoßstützen: Stehen Stützen in mehreren Stockwerken übereinander und werden sie durch anschließende Deckenträger unverrückbar gehalten, so ist die Geschoßhöhe als Knicklänge anzunehmen.

2. Schlankheitsgrad.

Stäbe mit einem Schlankheitsgrad $\lambda > 250$ sollen im allgemeinen nicht verwendet werden.

3. Mittiger Kraftangriff.

a) Einteilige Druckstäbe: Für den Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i_{\min}}$ des Stabes und den verwendeten Baustoff ist aus den Tafeln 8 u. 9 die Knickzahl ω zu entnehmen und nachzuweisen, daß

$$\frac{\omega \cdot S}{F} \leq \sigma_{zul} \text{ ist.}$$

Hierbei sind:

- $i_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{F}}$ der kleinste Trägheitshalbmesser des Stabquerschnittes,
- J_{\min} das kleinste Trägheitsmoment des Stabquerschnittes,
- F der unverschwächte Stabquerschnitt,
- S die größte Druckkraft des Stabes,
- σ_{zul} die zulässige Zug- und Biegespannung nach Tafel 2, jedoch darf bei reiner Knickung die nach obiger Formel errechnete Spannung 1400 kg/cm² bei St 00.12 und St 37.12 und 2100 kg/cm² bei St 52 nicht überschreiten.

Knickspannungen σ_K und Knickzahlen ω für St 00.12 und St 37.12

Tafel 8

Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickspannung σ_K $\lambda \leq 60; \sigma_K = 2400$ $\lambda \begin{matrix} \geq 60 \\ \leq 100 \end{matrix};$ $\sigma_K = 2890,5 - 8,175 \lambda$ $\lambda \geq 100;$ $\sigma_K = \frac{20\,726\,000}{\lambda^2}$ kg/cm ²	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d\,zul}}$	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$
10	2400	1,01	0,001
20	2400	1,02	0,003
30	2400	1,05	0,005
40	2400	1,10	0,007
50	2400	1,17	0,009
60	2400	1,26	0,013
70	2318	1,39	0,020
80	2237	1,59	0,029
90	2155	1,88	0,048
100	2073	2,36	0,050
110	1713	2,86	0,051
120	1439	3,40	0,060
130	1226	4,00	0,063
140	1057	4,63	0,069
150	921	5,32	0,073
160	810	6,05	0,078
170	717	6,83	0,083
180	640	7,66	0,087
190	574	8,53	0,093
200	518	9,46	0,097
210	470	10,43	0,101
220	428	11,44	0,107
230	392	12,51	0,111
240	360	13,62	0,111
250	332	14,78	0,116

b) Mehrteilige Druckstäbe

a) Zweiteilige Druckstäbe. Für das Ausknicken um die Stoffachse $x-x$ (Bild 1) ist der Stab wie ein einteiliger Druckstab zu berechnen. Für das Ausknicken um die stofffreie Achse $y-y$ (Bild 1) ist für den „ideellen Schlankheitsgrad“

$$\lambda_{yi} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_i^2}$$

* Vereinfachte Formel von Engesser.

die Knickzahl ω_{yi} aus Tafel 8 u. 9 zu entnehmen und nachzuweisen, daß

$$\frac{\omega_{yi} \cdot S}{F} \leq \sigma_{zul} \text{ ist.}$$

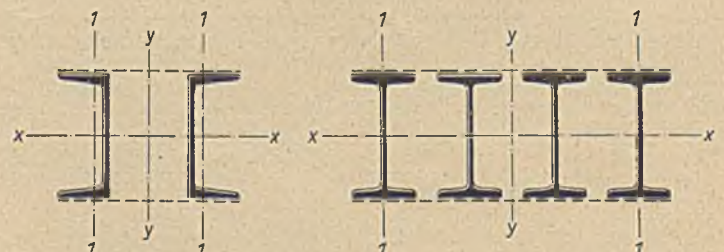
Knickspannungen σ_K und Knickzahlen ω für St 52
Tafel 9

Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{i}$	Knickspannung σ_K $\lambda \leq 60; \sigma_K = 3600 \text{ kg/cm}^2$ $\lambda \begin{matrix} \geq 60 \\ \leq 100 \end{matrix};$ $\sigma_K = 5890,5 - 38,175 \lambda$ $\lambda \geq 100;$ $\sigma_K = \frac{20\,726\,000}{\lambda^2}$ kg/cm ²	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d\,zul}}$	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$
10	3600	1,01	0,002
20	3600	1,03	0,004
30	3600	1,07	0,006
40	3600	1,13	0,009
50	3600	1,22	0,013
60	3600	1,35	0,019
70	3218	1,54	0,031
80	2837	1,85	0,054
90	2455	2,39	0,116
100	2073	3,55	0,074
110	1713	4,29	0,082
120	1439	5,11	0,088
130	1226	5,99	0,096
140	1057	6,95	0,103
150	921	7,98	0,110
160	810	9,08	0,117
170	717	10,25	0,124
180	640	11,49	0,131
190	574	12,80	0,139
200	518	14,19	0,145
210	470	15,64	0,152
220	428	17,16	0,160
230	392	18,76	0,167
240	360	20,43	0,173
250	332	22,16	0,173

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Hierin bedeuten:

- λ_y den Schlankheitsgrad des vollwandig gedachten Gesamtstabes mit dem Trägheitsmoment I_y für die stofffreie Achse $y-y$;
- λ_i den Schlankheitsgrad des Einzelstabes mit dem Trägheitsmoment I_i für die der Achse $y-y$ gleichlaufende Schwerachse $i-i$ des Einzelstabes. Als freie Knicklänge des Einzelstabes $s_{K1} = \lambda_i \cdot i_1$ ist bei Vergitterungen die Feldweite und bei Bindeblechen deren Mittenabstand anzunehmen,
- S die größte Druckkraft des Gesamtstabes;
- F den Querschnitt des Gesamtstabes.



Ein zweiteiliger Druckstab ist für beide Achsen gleich knicksicher, wenn der „ideelle Schlankheitsgrad“ λ_y gleich dem Schlankheitsgrad λ_x des Gesamtstabes für die Stoffachse $x-x$ ist, also wenn

$$\sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_i^2} = \lambda_x$$

Sind z. B. die Knicklängen s_{Kx} und s_{Ky} sowie die Trägheitsmomente I_x , I_y und I_i gegeben, so errechnet sich der (zulässige) Schlankheitsgrad des Einzelstabes zu

$$\lambda_i = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_y^2}$$

Sind die Knicklängen s_{Kx} , s_{Ky} und s_{K1} , dazu die Trägheitsmomente I_x und I_i gegeben, so errechnet sich das erforderliche Trägheitsmoment des Ge-

samtstabes um die stofffreie Achse zu

$$I_y = \left(\frac{s_{Ky}}{s_{Kx}} \right)^2 \cdot \frac{\lambda_x^2}{\lambda_x^2 - \lambda_y^2} \cdot I_x$$

β) Druckstäbe mit mehr als zwei Einzelstäben

1. Mit einer stofffreien Achse: Bei Druckstäben mit mehr als zwei Einzelstäben und einer Stoffachse (Bild 2) ist der Gesamtstab nach dem für zweiteilige Druckstäbe angegebenen Verfahren zu berechnen. Dabei ist λ_1 der Schlankheitsgrad eines Einzelstabes (Bild 2).

Außerdem sind die Einzelstäbe auf Knicksicherheit zu untersuchen. Bedeuten:

- F_1 den Querschnitt des zu untersuchenden Einzelstabes,
- S die größte Druckkraft des Gesamtstabes,
- S_1 die größte auf den betreffenden Einzelstab entfallende Druckkraft,
- ω_y die Knickzahl des Gesamtstabes in bezug auf die stofffreie Achse $y - y$,
- ω_1 die Knickzahl des Einzelstabes in bezug auf die Achse seines kleinsten Trägheitsmomentes,

so ist nachzuweisen, daß $\frac{\omega_1 \cdot S_1}{F_1} \leq \sigma_{zul}$ ist, wobei $S_1 = S \cdot \frac{F_1}{F} \cdot \omega_y^2$.

2. Mit zwei stofffreien Achsen: Druckstäbe mit mehr als zwei Einzelstäben und zwei stofffreien Achsen (Bild 3) sind im allgemeinen nur bei Baugliedern anzuwenden, die nicht dynamisch beansprucht werden. Bei ihnen genügt der Nachweis der Knicksicherheit des ganzen Stabes als Vollstab und der Knicksicherheit der Einzelstäbe, wobei nachzuweisen ist, daß

$$\frac{\omega_1 \cdot S_1}{F_1} \leq \sigma_{zul} \text{ ist,}$$

worin

$$S_1 = S \cdot \frac{F_1}{F} \cdot \max \omega$$

$\max \omega$ ist hierbei die größte Knickzahl des Gesamtstabes in bezug auf eine seiner beiden stofffreien Hauptachsen.

γ) Vergitterungen und Bindebleche. Die Abmessungen und Anschlüsse der Vergitterungen und Bindebleche sind für eine Querkraft Q zu berechnen, die überschläglich für Querschnitte nach Bild 1, 2 und 3 in % von $\frac{F \cdot \sigma_{zul}}{\omega_y}$ aus der nachfolgenden Tafel zu entnehmen ist, wenn die Querkraft nicht nach einem besonderen Verfahren ermittelt wird. Für Querschnitte nach Bild 3 sind außerdem die der Achse $y - y$ gleichlaufenden Vergitterungen und Bindebleche für einen dem Schlankheitsgrad λ_x entsprechenden Vornhundertersatz von $\frac{F \cdot \sigma_{zul}}{\omega_x}$ zu berechnen.

Tafel 10

	Q in % von $\frac{F \cdot \sigma_{zul}}{\omega_y}$					
bei λ_y	≤ 40	$= 80$	$= 120$	$= 150$	$= 200$	$= 250$
für St 00.12 . . . }	1	2	4	6	10	14
und St 37.12 . . . }						
für St 52	1	3	6	9	14	19

Für Zwischenwerte ist geradlinig einzuschalten.

Bei der überschläglichen Berechnung der Vergitterungen oder Bindebleche und ihrer Anschlüsse dürfen die zulässigen Spannungen der Tafeln 2 bis 5 nicht überschritten werden. Sowohl bei Vergitterungen wie bei Bindeblechen sind an beiden Stabenden kräftige Bindebleche möglichst innerhalb der Knotenbleche anzuordnen.

δ) Mehrteilige Stützen im Hochbau

7 Aus $\frac{I_y}{I_x} = \frac{F \cdot i_y^2}{F \cdot i_x^2}$ folgt mit $i_y^2 = \frac{s_{Ky}^2}{\lambda_y^2}$ und $i_x^2 = \frac{s_{Kx}^2}{\lambda_x^2}$

$$\frac{I_y}{I_x} = \frac{s_{Ky}^2 \cdot \lambda_x^2}{\lambda_y^2 \cdot s_{Kx}^2} = \left(\frac{s_{Ky}}{s_{Kx}} \right)^2 \cdot \frac{\lambda_x^2}{\lambda_y^2}$$

Bei gleicher Tragfähigkeit nach beiden Achsen ist

$$\lambda_{y1}^2 = \lambda_y^2 + \lambda_1^2 = \lambda_x^2, \text{ also } \lambda_1^2 = \lambda_x^2 - \lambda_y^2,$$

woraus

$$\frac{I_y}{I_x} = \left(\frac{s_{Ky}}{s_{Kx}} \right)^2 \cdot \frac{\lambda_x^2}{\lambda_x^2 - \lambda_y^2} \text{ und } I_x = \left(\frac{s_{Ky}}{s_{Kx}} \right)^2 \cdot \frac{\lambda_x^2}{\lambda_x^2 - \lambda_y^2} \cdot I_x$$

folgt.

⁸ Nach dem Verfahren von K r o h n hergeleitete Näherungsformel

Bei mehrteiligen Stützen im Hochbau ist ein rechnerischer Nachweis der Knicksicherheit um die stofffreie Achse nicht erforderlich, wenn das Trägheitsmoment I_y und die stofffreie Achse mindestens 10% größer ist als das Trägheitsmoment I_x um die Stoffachse, wenn der Abstand der Bindebleche kleiner oder gleich dem 30fachen kleinsten Trägheitsradius der Einzelstäbe ist, und wenn mindestens in den Drittelpunkten der Knicklängen Bindebleche vorhanden sind.

4. Außer mittiger Kraftangriff

Bei Stäben, die nicht unerheblich außermittig durch eine Kraft S oder die neben einer mittigen Kraft S von einem Biegemoment M beansprucht werden, darf die aus der Gleichung $\sigma = \frac{\omega \cdot S}{F} + \frac{M}{W_n}$ errechnete (gedachte) Randspannung den entsprechenden Wert σ_{zul} nicht überschreiten. Hierbei ist ohne Rücksicht auf die Richtung der Ausbiegung stets der größte Wert von ω einzusetzen. Die Momente M bei außermittigem Kraftangriff sind dabei auf die Achse des unverschwächten Querschnittes zu beziehen; W_n ist nach § 14 Ziff. 2 zu ermitteln.

Bei Stützen in besonders schwer belasteten Gebäuden mit der Möglichkeit starker einseitiger Belastung (z. B. Druckereien) ist der dadurch hervorgerufene außermittige Kraftangriff zu berücksichtigen.

§ 13. Abstützen von Druckstäben gegen seitliches Ausweichen

Druckgurtungen, die nicht durch einen Windverband verbunden sind, müssen auf Sicherheit gegen seitliches Ausweichen untersucht werden. Wird auf eine eingehende Rechnung verzichtet, so ist als Überschlagsrechnung eine Seitenkraft von $1/100$ der größten Stabkraft der beiden benachbarten Gurtstäbe (ohne Knickzahl) rechtwinklig zur Trägerebene nach außen oder innen anzunehmen. Hiermit sind die abzustützenden Teile zu berechnen.

Sinngemäß ist zu verfahren, wenn ein gedrücktes Wandglied durch einen halben Rahmen in einem Zwischenpunkte gegen seitliches Ausweichen gestützt ist.

§ 14. Auf Biegung beanspruchte Bauteile

1. Stützweite

Bei Berechnung der Angriffsmomente eines Trägers ist grundsätzlich als Stützweite die Entfernung der Auflagermitten einzuführen. Bei Lagerung unmittelbar auf dem Mauerwerk darf als Stützweite die um mindestens $1/20$, mindestens aber um 12 cm vergrößerte Lichtweite gelten; jedoch darf die zulässige Spannung des stützenden Bauteiles nicht überschritten werden.

2. Nutzbares Widerstandsmoment

Bei Ermittlung des nutzbaren Widerstandsmomentes von Walzträgern und genieteten Trägern müssen die in der Zugzone des auf Biegung beanspruchten Querschnitts liegenden Nietlöcher abgezogen werden. Wird bei genieteten Trägern auf eine genaue Berechnung der Widerstandsmomente verzichtet, so sind die Nietlöcher in beiden Gurtungen und außerdem für eine senkrechte Nietreihe im Stegblech 15% der Stegblechdicke abzuziehen.

3. Berechnung von Stahlträgern

Stahlträger sind im allgemeinen je nach Ausführung und Anordnung ihrer Auflager nach den Regeln für freiaufliegende, für durchlaufende oder, bei Anordnung von Gelenken, deren Wirksamkeit nicht behindert ist, z. B. bei Dachpfetten, für durchlaufende Gelenkträger zu berechnen.

a) Durchlaufende Deckenträger und Unterzüge. Deckenträger und Unterzüge, die über drei oder mehrere Stützen, in den Mittelfeldern mit vollem Querschnitt, durchlaufen, dürfen bei ungefähr gleichen Stützweiten und gleichmäßig verteilten, ungefähr gleich großen Belastungen (siehe c) mit den Größtmomenten

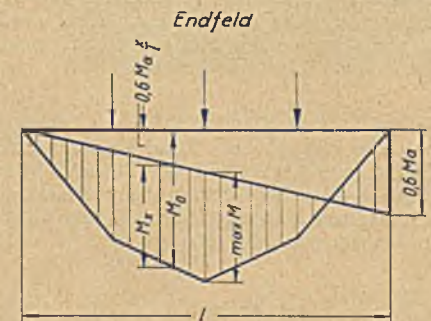


Bild 4.

$$M = \frac{Q \cdot l}{11} \text{ in den Endfeldern und}$$

$$M = \frac{Q \cdot l}{16} \text{ in den Mittelfeldern}$$

berechnet werden.

⁹ Über die zulässige Spannung für Knickung und Biegung steht ein Beschluß des Knickausschusses noch aus.

Bei anderen Belastungsarten dürfen die Größtmomente mit Hilfe der Formeln

$$M_x = M_0 - 0,6 M_a \cdot \frac{x}{l} \text{ in den Endfeldern (Bild 4) und}$$

$$M_x = M_0 - 0,75 \left(M_b \cdot \frac{1-x}{l} + M_c \cdot \frac{x}{l} \right) \text{ in den Mittelfeldern (Bild 5)}$$

berechnet werden.

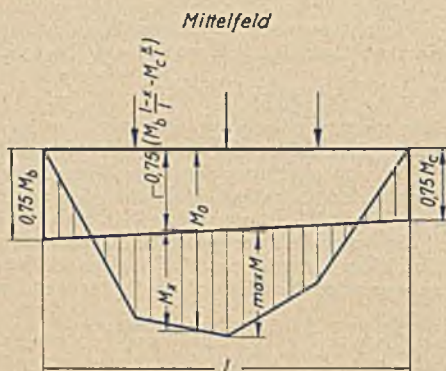


Bild 5.

Hierin bedeuten:

M_0 die im untersuchten Feld auftretenden Biegemomente bei freier Auflagerung,

M_a das in den Endfeldern bei freier Auflagerung an der Randstütze und bei voller Einspannung an der Mittelstütze auftretende Einspannungsmoment.

M_b M_c die in den Mittelfeldern bei voller Einspannung an den Stützen auftretenden Einspannungsmomente.

b) Deckenträger und Unterzüge mit teilweiser Einspannung. Deckenträger und Unterzüge, die an andere gleichgerichtete Träger oder Zwischenstützen angeschlossen sind, dürfen nach den unter a angegebenen Regeln berechnet werden, wenn die nachstehenden Ausführungsgrundsätze beachtet werden, so daß eine teilweise Einspannung steht:

Die Träger sind bei Anschluß an andere Träger außer durch die übliche Stegverlascung noch auf der Zugseite durch aufgelegte Platten von dem vollen Nutzquerschnitt des Trägerflansches und durch Schrauben von einer Anzahl und Dicke, die der zu übertragenden Zugkraft entsprechen, untereinander zu verbinden.

Die Kräfte im Druckflansch müssen durch eingelegte, der Zwischenfuge angepaßte und gegen Herausfallen gesicherte Druckplatten oder durch vollständige oder teilweise Ausfüllung der Zwischenfugen durch Schweißung oder bei Zwischenstützen durch festangeschlossene, versteifte Winkel übertragen werden.

c) Deckenträger und Unterzüge mit ungleichen Stützweiten oder ungleichen Belastungen. Ist die Stützweite eines Feldes kleiner als das 0,8fache der Stützweite des größten Nachbarfeldes, oder ist bei gleichen Stützweiten die Belastung eines Feldes kleiner als das 0,8fache der Belastung des am schwersten belasteten Nachbarfeldes, so sind die Träger für das größte in einer Gruppe von drei benachbarten Feldern auftretende Moment zu bemessen.

4. Berechnung von Riegeln in Fachwerkwänden

Die Riegel von stählernen Fachwerkwänden brauchen nicht auf Biegung infolge senkrechter Belastung durch Mauerwerk berechnet zu werden, wenn die Wände so gestützt sind, daß ihr Gewicht vom Erdboden unmittelbar aufgenommen wird, ohne daß besondere Biegespannungen in den Riegeln auftreten.

V. § 15. Durchbiegung von Trägern

Die Einhaltung eines bestimmten Größtmaßes für die Durchbiegung von Trägern ist nicht allgemein vorgeschrieben. In besonders gearteten Fällen, vor allem bei durch Riemenantriebe stark belasteten Trägern und bei über 7 m langen Trägern und Unterzügen, die ein Gebäude aussteifen und an Stelle der sonst vorhandenen Quer- und Längswände treten, soll die Größe der Durchbiegung $1/500$ der Stützweite nicht überschreiten.

Erläuterungen zum Normblattentwurf DIN E 1050

Bereits im Jahre 1921 wurde in den DIN-Mitteilungen ein Entwurf „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Beanspruchungen der Baustoffe, Flußstahl — DIN E 1050“ veröffentlicht. Eine Weiterbehandlung dieses Entwurfs scheiterte damals daran, daß das Knickproblem noch nicht genügend geklärt war.

Nachdem der für die eingehende Bearbeitung dieser Frage eingesetzte Knickausschuß seine Aufgabe grundsätzlich gelöst hatte, wurden bei der Neugründung des Ausschusses für ETB im April 1931 auch der Arbeitsausschuß „Flußstahl“ unter Führung von Herrn Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. H e r b s t mit der Neubearbeitung der Bestimmungen für Stahl im Hochbau beauftragt. Infolge besonderer Umstände konnten jedoch die Vorarbeiten erst Ende 1932 abgeschlossen werden.

Im Januar 1933 wurde der neue Entwurf einem Kreis von Fachmännern zur Stellungnahme vorgelegt. Bei dieser Gelegenheit wurden von seiten des Stahlbau-Verbandes verschiedene Wünsche geäußert, die eine grundlegende Umgestaltung und Erweiterung des Entwurfs nach dem Vorbild der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton bezweckten. Die Entwicklung der Arbeiten in den folgenden Monaten zeigte aber, daß die Grundlagen dafür noch nicht gegeben sind. Beschlossen wurde daher, sich bei der ersten Ausgabe der neuen Bestimmungen auf das zu beschränken, was heute allgemein als Regel der Baukunst im Stahlbau anerkannt ist, um die Zusammenfassung der z. Z. in vielen Erlassen verstreuten Bestimmungen nicht noch weiter hinauszuschieben und den heutigen für den Stahlbau außerordentlich unübersichtlichen Zustand möglichst bald zu beseitigen.

Dem Entwurf liegen u. a. die „Vorschriften für stählerne Eisenbahnbrücken (B. E.)“ der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und die „Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken — Din 1073“ zugrunde. Vor allem war man bemüht, möglichst weitgehende Übereinstimmung mit den angeführten Vorschriften herbeizuführen.

Als wichtigste Änderung gegenüber den bestehenden amtlichen Bestimmungen ist der sogenannte Prämiaparagraph gefallen. Auf Grund von Vereinbarungen zwischen dem Deutschen Stahlbau-Verband und dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute werden in Zukunft die Stahlbaufirmen nur noch einen Flußstahl verwenden, der den Bedingungen für St 37.12 nach DIN 1612 entspricht, d. h. die Stahlwerke gewährleisten für diesen Werkstoff eine Mindestzugfestigkeit von 37 kg/mm² und eine Mindestbruchdehnung von 20% am langen Normalstab. Unter diesen Voraussetzungen wurde der Grundwert der zulässigen Spannungen für Beanspruchung auf Zug und Biegung von 1200 kg/cm² auf 1400 kg/cm² bei Belastungsfall 1 und von 1400 kg/cm² auf 1600 kg/cm² bei Belastungsfall 2 erhöht. Damit wird die seit Herausgabe des Preußischen Erlasses vom 25. Februar 1925 entstandene Unklarheit beseitigt, und für das ganze Reich eine einheitliche Regelung herbeigeführt. Neben dem Stahl St 37.12 wird auch weiterhin Stahl St 00.12, wesentlich für Deckenträger im Hochbau, verwendet werden, doch darf dieser Stahl, für den eine Mindestzugfestigkeit von 34 kg/mm² gewährleistet wird, höchstens mit 1400 kg/cm² beansprucht werden.

Für die Berechnung mehrteiliger Knickstäbe sind die Anfang d. J. erschienenen neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft übernommen worden.

Auf weitere Einzelheiten des Entwurfs einzugehen erübrigt sich, da im wesentlichen die bestehenden Vorschriften für Stahl im Hochbau zusammengefaßt sind.

Um der Öffentlichkeit zu möglichst weitgehender Mitarbeit an dem Normblattentwurf Gelegenheit zu geben, ist eine Einspruchsfrist von drei Monaten vereinbart worden. Gebeten wird, Einsprüche in doppelter Ausfertigung bis zum 1. Mai 1934 an die Geschäftsstelle des Deutschen Normenausschusses, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, einzurichten.

H e r b s t