

DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

5. April 1942

Heft 14/16

DIE BERECHNUNG DER SOHLDRUCKVERTEILUNG UNTER GRÜNDUNGSKÖRPERN.

Von Joh. Ohde, Neuenhagen bei Berlin¹.

DK 624.131.522.3

Übersicht: Kritische Betrachtung über die Verteilung des Sohldruckes. Versuchsergebnisse und die Zulässigkeit der Annahme linearer Spannungssummierung. Neues Verfahren für die Berechnung der Sohldruckverteilung unter biegsamen Gründungskörpern, Vergleich mit dem „Bettungsziffer“-Verfahren. Rechnerische Berücksichtigung der besonderen Eigenschaften des Baugrundes und Andeutung der Lösung für die räumliche Aufgabe (Platte). Näherungslösung für die Berechnung der Einspannungswirkung von Spundwänden.

Der Sohldruck unter Gründungskörpern ist bekanntlich nur selten gleichmäßig verteilt. Auch bei symmetrischer Belastung ist seine Verteilung mehr oder weniger ungleichmäßig, meistens sogar in starkem Maße. Eine wirtschaftliche, aber trotzdem ausreichend sichere Bemessung von Gründungsbauten ist erst dann möglich, wenn die Verteilung des Sohldruckes in jedem Falle einigermaßen richtig angegeben oder berechnet werden kann. Die Klärung der Frage nach der Sohldruckverteilung unter Grundplatten ist von großer wirtschaftlicher Bedeutung — es sei hier nur an Flachgründungen sowie an Schleusen- und Dockböden erinnert —, worauf im Schrifttum schon verschiedentlich hingewiesen wurde².

Im Schrifttum stehen sich hauptsächlich zwei Auffassungen gegenüber: Auf der einen Seite läßt man die Ergebnisse der Theorie des gleichmäßig-federnden Halbraumes mit nur geringen Einschränkungen auch für Baugrund gelten (theoretische Richtung, vertreten z. B. durch F. Schleicher³), während man auf der anderen Seite auf die Widersprüche hinweist, die zwischen den Ergebnissen der Theorie und den Versuchsergebnissen für Sand-schüttungen bestehen, und die durch Rechnung erhaltene Druckverteilung allenfalls noch für stark verfestigten Ton und ähnliche Erdarten gelten läßt, nicht aber für wenig verfestigten oder sandigen Untergrund (versuchstechnische Richtung, vertreten z. B. durch Kögler und Scheidig⁴).

Anläßlich baupraktischer Aufgaben, die eine Klärung dieser Fragen dringend notwendig erscheinen ließen, habe ich den Standpunkt beider Richtungen in allen Einzelheiten sowohl theoretisch als auch durch Versuche überprüft und bin dadurch zu dem Ergebnis gekommen, daß die Theorie des gleichmäßig-federnden Halbraumes (Schleicher) dem wirklichen Verhalten des Baugrundes am nächsten kommt. Aus Mangel an Zeit kann ich diese Untersuchungen leider augenblicklich nicht ausführlich zusammenstellen und muß mich mit den nachstehenden Angaben begnügen.

Bei der Theorie des gleichmäßigen Halbraumes wird angenommen, daß der Untergrund bis in große Tiefen völlig gleichartig

¹ Aus der Erdbauabteilung der Berliner Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau.

² Siehe z. B. Scheidig, A.: Bautechn. 9 (1931) S. 275.

³ Schleicher, F.: Bauing. 14 (1933) S. 242.

⁴ Kögler, F.: Bauing. 14 (1933) S. 473. — *Zuschrift Scheidig und Erwiderung Schleicher in: Bauing. 14 (1933) S. 482 u. 483.* — Scheidig äußert sich vorsichtiger als Kögler. Wenn er z. B. sagt: Neuerdings untersuchte „versenkte Lastplatten . . . verhalten sich hinsichtlich Einsenkung, Formänderungen und Spannungsverteilung durchaus anders als Körper an der Oberfläche“ oder: „Ein Schüttungselement kann, wenn es unter allseitigem Druck steht, im Superpositionsfall auch gewisse Zugspannungen aufnehmen, solange ein kritisches Hauptspannungsverhältnis nicht überschritten wird“. Danach „würde auch im Kiessandboden bei versenkten Lastkörpern und niedrigen Sohlldrücken eine Sohl-druckverteilung mit größeren Randdrücken grundsätzlich möglich sein . . .“, so kommt er der nachstehend vertretenen Auffassung schon sehr nahe, und es erscheint mir in dieser Hinsicht nicht ganz folgerichtig, daß Scheidig die Beweiskraft der von Schleicher angeführten Sohl-druckmessungen unter einem Pfeiler der Ludwigshafen-Mannheimer Rhein-brücke (Abb. 1) so sehr bestreitet.

ist und dem linearen Verformungsgesetz nach Hooke gehorcht. Die für Einzelwirkungen berechneten Spannungen können dann einfach addiert werden, um die Gesamtwirkung zu erhalten (lineare Spannungsüberlagerung). — Der „Baugrund“ ist nun freilich nur selten bis in größere Tiefen hinreichend gleichmäßig, weil die Zusammendrückbarkeit meistens mit der Tiefe abnimmt und weil bei wechselnder Erdschichtung auch die einzelnen Schichten ganz verschiedene Eigenschaften haben können. Außerdem gehorchen die Erdstoffe meistens nicht dem Gesetz der Verhältnigleichheit zwischen Spannungen und Formänderungen. Abweichungen von diesem Gesetz treten z. B. auch bei sonst einheitlichem Untergrund aus folgenden Gründen auf:

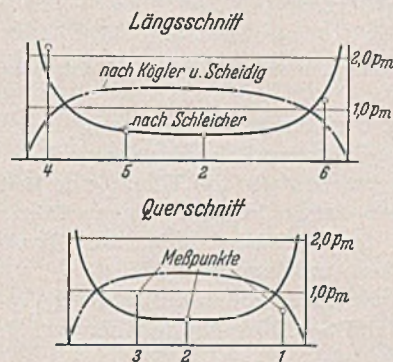


Abb. 1. Die Sohldruckmessungen unter der Rheinbrücke zwischen Ludwigshafen und Mannheim. (Bauing. 14 (1933) S. 242.)

1. infolge der Abnahme der Zusammendrückbarkeit der Erdstoffe mit wachsendem Druck;

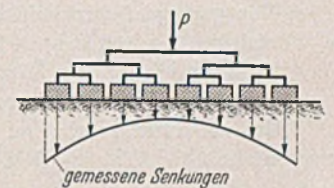


Abb. 2. Einsenkungsversuch für Sandbelastung nach Kögler und Scheidig. (Bautechnik 7 (1929) S. 829.)

2. infolge von Vorbelastung der Erdschichten und
3. durch Überschreitung der Grenztragfähigkeit unter dem Rande der belastenden Platte.

Aber alle diese Abweichungen lassen sich rechnerisch einigermaßen erfassen (vgl. den Schluß dieses Aufsatzes), solange die Annahme linearer Spannungsüberlagerung beibehalten werden kann. Diese letztere Annahme ist nun tatsächlich in den meisten Fällen genügend genau erfüllt, was man sowohl durch theoretische Untersuchungen als auch durch Versuche nachweisen kann. In theoretischer Hinsicht sei hier nur erwähnt, daß sich schließlich jede einzelne Kraftwirkung irgendwie im Untergrund verteilen muß, wobei die Möglichkeiten für die Verteilungslinie — wie sich heute schon übersehen läßt — nicht sehr weit auseinander liegen. Versuchsmäßig wird durch Abb. 3 u. 4 der Beweis geliefert (s. nachstehend).

Wie schon Schleicher bemerkt⁵, kommt man mit der Annahme einfacher Spannungsüberlagerung zwangsläufig zu Ergebnissen im Sinne der Halbraumtheorie. Dem stehen folgende Versuchsergebnisse von Kögler und Scheidig u. a. entgegen:

1. Die unmittelbare Messung der Sohlpressungen auf lockeren Sandschüttungen von 30—50 cm Dicke durch Meßdosens ergab eine annähernd parabelförmige Verteilung mit dem Größtwert in der Mitte (bei größeren Flächen mehr abgeflacht, vgl. Abb. 1).
2. Ein Einsenkungsversuch mit gleichmäßiger Belastung lieferte nach Abb. 2 am Rande der Lastfläche bedeutend größere Einsenkungen als in der Mitte.

⁵ Bauing. 14 (1933) S. 483.

Die gemessenen Sohldruckungen lassen sich jedoch durch die besonderen Versuchsbedingungen hinreichend erklären und dürfen deshalb m. E. nicht auf wirkliche Grundkörper übertragen werden:

- a) Es ist mit mittleren Sohldrücken bis zu 1,0 kg/cm² gearbeitet worden, was für die benutzten ziemlich lockeren Sandschüttungen einer Beanspruchung von etwa 50—20% der Grenzbelastung (je nach Plattengröße) entspricht. Größere Gründungskörper werden demgegenüber meist nur mit 5—10% der Bruchlast des Untergrundes beansprucht.
- b) Es handelt sich um Oberflächenbelastung, während in Wirk-

Zu dem Einsenkungsversuch nach Abb. 2 möchte ich bemerken, daß keine näheren Versuchsdaten angegeben sind; es ist weder über die Größenverhältnisse der Einrichtung noch über die absolute Größe der Belastung und der Einsenkungen wie auch über die Lagerungsdichte des Versuchssandes irgend etwas mitgeteilt. Wenn schon Scheidig diesen Versuch als „überzeugenden Beweis“ [Bautechn. 9 (1931) S. 277] seiner Anschauung anführt, so muß man aber m. E. eine eingehende Beschreibung erwarten, damit der Versuch jederzeit an anderer Stelle wiederholt oder auch zahlenmäßig überprüft werden kann. Ich vermag daher dem Einsenkungsversuch nach Abb. 2 vorläufig keine Beweiskraft beizumessen, da ja ohne weiteres möglich ist, daß das wiedergegebene Einsenkungsbild schon einem weit fortgeschrittenen Gleitzustand entspricht (Nähe der Bruchlast). — Ich habe jedoch auch in dieser Frage den eigenen Versuch noch zu Rate gezogen. Die vorhin beschriebene Versuchseinrichtung ließ sich verhältnismäßig leicht für annähernd gleichmäßige Belastung umbauen (Abb. 4a). Die in Abb. 4b bis 4e aufgetragenen Ergebnisse liegen mit Ausnahme der Oberflächenbelastung durchaus im Sinne linearer Spannungs- und Setzungsüberlagerung, wenn man bedenkt, daß der lotrechten Beweglichkeit der einzelnen Brettstücke gewisse Hemmungen widerstanden (Reibung zwischen den Brettern durch seitlichen Druck, Verformungswiderstand durch die Stufenbildung der Setzungslinie, beschränkte Länge der Brettstücke). Aber auch der in Abb. 4e aufgetragene Versuch für Oberflächenbelastung bestätigt nicht den Versuch nach Abb. 2⁶.

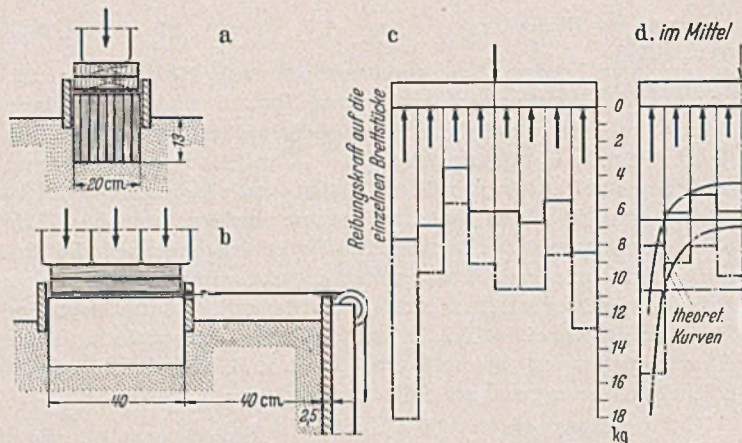


Abb. 3. Messung der Druckverteilung unter einer starren Lastplatte.

lichkeit jedes Fundament den Baugrund in einer gewissen Tiefe belastet (vgl. auch die Äußerung Scheidigs hierzu⁴).

- c) Die geringe Schichtdicke ist ebenfalls von Einfluß; es läßt sich rechnerisch zeigen, daß der Sohldruck bei beschränkter Schichtdicke in der Mitte der Lastfläche stärker ausfällt als für einen Untergrund großer Ausdehnung.

Um vollständig sicher zu gehen, habe ich in der Berliner Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau den in Abb. 3 a u. b

Wenn auch die Versuchsergebnisse nach Abb. 3 und 4 mit primitiven und relativ kleinen Vorrichtungen erhalten wurden, so sind sie m. E. trotzdem noch zuverlässig genug, um bisher bekannte und für einwandfrei gehaltene Versuchsergebnisse als fehlerhaft oder zumindest als einseitig bedingt erkennen zu lassen. Eine Nachprüfung meiner Ergebnisse in größerem Maßstabe unter möglichst natürlichen und außerdem wechselnden Verhältnissen würde wohl sehr zu einer endgültigen Klärung beitragen. — Nach den mitgeteilten Versuchsergebnissen darf die Annahme linearer Spannungssummierung als eine recht brauchbare Arbeitshypothese für die Berechnung der Sohldruckverteilung betrachtet werden.

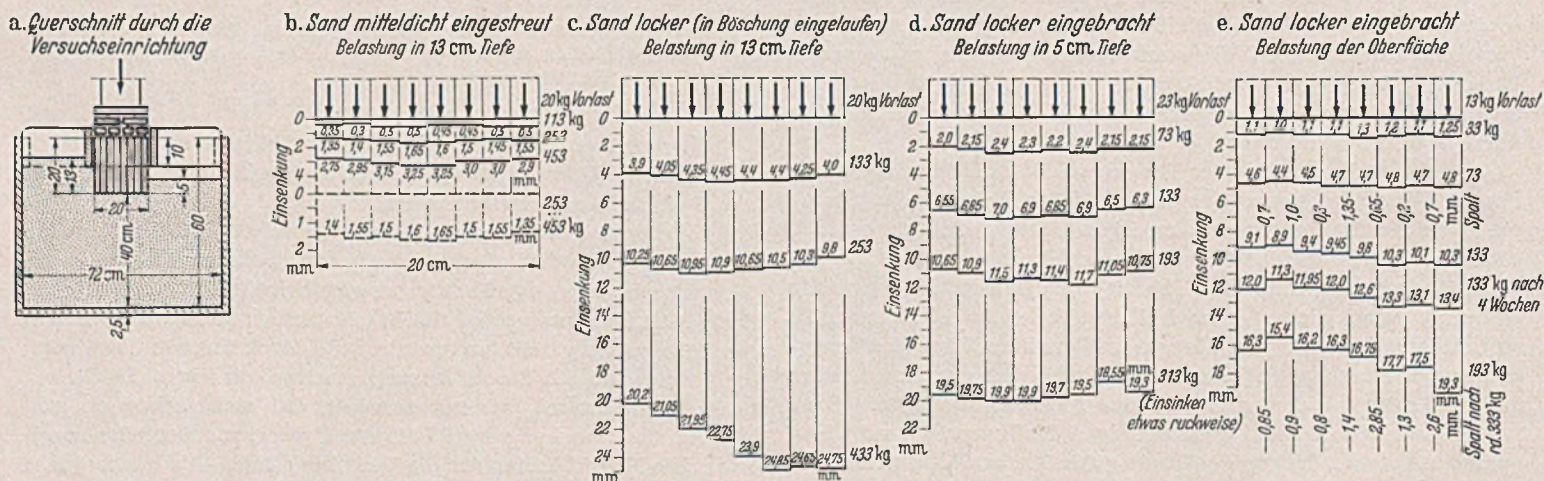


Abb. 4. Einsenkungsmessungen für gleichmäßige Belastung.

angedeuteten Versuch durchgeführt: 8 Bretter von 2,5 cm Dicke und 20 cm Länge wurden auf eine sorgfältig abgeglichenere lockere Sandschicht von 40 cm Dicke und 72 cm Breite nebeneinander gestellt und die Sandschüttung dann noch um etwa 13 cm aufgefüllt. Auf die einzelnen Brettstücke wurden oben Blechstreifen gelegt und auf diese Blechstreifen zwei starke Bohlenstücke, die dann mit Hilfe von 20 kg-Gewichten vorsichtig belastet wurden. Auf einfachste Weise konnte dann die Reibung der einzelnen Blechstreifen festgestellt werden, die ein unmittelbares Maß für die Stärke des Sohldruckes auf jedes Brett lieferte. Wie die in Abb. 3c u. d aufgetragenen Versuchsergebnisse zeigen, erhielten die Randbretter erheblich stärkeren Druck als die übrigen Bretter; die oben erwähnten Freiburger Sohldruckmessungen wurden also nicht bestätigt.

Bisherige Berechnungsverfahren.

Abgesehen von der Annahme geradliniger Spannungsverteilung nach dem sog. Spannungstrapez, die ja nur als rohe — meistens ungünstige — Näherung anzusehen ist, sind die sog. „Bettungsziffer-Verfahren“ wohl am bekanntesten. Hierbei wird angenommen, daß der Druck q auf eine beliebige Stelle der Gründungssohle verhältnismäßig ist der Einsenkung ζ dieser Stelle im Baugrund. Man schreibt an: (1) $q = C \cdot \zeta$

⁶ Die teilweise unsymmetrischen Einsenkungslinien wurden erhalten, weil es nicht immer möglich war — besonders nicht bei stärkerer Belastung — die Gewichte zum Belasten genau zentrisch aufzubringen. — Um Gelegenheit zur Wiederholung der Versuche zu geben, wird die Einrichtung in der Berliner Versuchsanstalt aufbewahrt und kann Interessenten auf Antrag zur Verfügung gestellt werden.

und nennt die Konstante C die „Bettungsziffer“ des Baugrundes⁷. C wird je nach dem Untergrund und der Größe der Belastungsfläche verschieden angenommen; man erhält es hauptsächlich aus Versuchsmessungen, neuerdings auch aus Setzungsberechnungen.

Bei dem Bettungsziffer-Verfahren wird der Einfluß der Biegsamkeit des Trägers oder Grundkörpers in einwandfreier Weise berücksichtigt, nicht aber der Verformungseinfluß des Untergrundes. Der einfache Ansatz (1) wird leider dem wirklichen Verhalten des Untergrundes nicht gerecht, weil die Einsenkung ζ an einer beliebigen Stelle der Baugrundsohle nicht nur von dem Sohldruck q an dieser Stelle, sondern auch von den benachbarten Spannungen und somit letzten Endes von der ganzen Verteilung des Sohldruckes abhängig ist. Hinzu kommt, daß die Bettungszahl nicht nur von der Erdart und -schichtung sowie der Lagerungsdichte der Erdstoffe abhängig ist, sondern auch von der Größe und Form der Lastfläche und der Verbiegung der Fundamentsohle. Ein allgemeines Rezept, nach dem die Bettungszahl C für jeden beliebigen Fall einwandfrei gefunden werden könnte, gibt es nicht und dürfte es auch in Zukunft schwerlich geben.

Am sichersten erhält man die Bettungszahl C durch Versuche (z. B. durch Probebelastungen, deren Ergebnisse auf Bauwerkgröße umgerechnet werden) oder durch die Berechnung der mittleren Bauwerksetzung auf Grund sorgfältiger Erdproben-Untersuchungen. Jedoch erhält man auf diese Weise immer nur eine untere Grenze von C. Denn für die Abweichungen der Sohlspannungen q von ihrem Mittelwert q_m ist eine größere Bettungszahl maßgebend als für q_m selber, weil die Unterschiede ($q - q_m$) wegen ihrer geringeren Breitenausdehnung geringer in die Tiefe wirken als die Gesamtlast. Hierüber hat Terzaghi in der „Österr. Bauztg.“ 8 (1932) S. 302 ausführlich berichtet. Terzaghi versucht, die anzunehmende Bettungszahl der jeweiligen Wellenlänge der Verformungslinie anzupassen, für ein und dieselbe Aufgabe also mit mehreren Bettungszahlen zu arbeiten und im übrigen „bei Böden mit sehr hoher Kohäsion die Konzentration der Drücke in den Randgebieten der Platte schätzungsweise zu berücksichtigen“. Ein solches Vorgehen läßt in der Hand eines erdbaumechanisch gut durchgebildeten Ingenieurs richtige Ergebnisse erwarten; ob es aber zur allgemeinen Benutzung empfohlen werden kann, bleibe dahingestellt. Zumindest für „kurze“ Tragwerke mit nur einer halben Biegewelle (z. B. bei Schleusenböden) dürfte der richtige Ansatz der Bettungszahl nach wie vor unsicher bleiben.

Im Schrifttum ist schon des öfteren auf die Unzulänglichkeit des Bettungszahl-Verfahrens hingewiesen worden⁸. Was mich besonders bewegen hat, dieses Verfahren abzulehnen, ist die immer wieder anzutreffende falsche Sicherheit, die mit dem bequemen Begriff „Bettungszahl“ einhergeht. Bei der meist fehlenden Vertrautheit mit den strittigen Fragen und im Hinblick auf die zahlreichen theoretischen Arbeiten über das Bettungszahl-Verfahren hat man oft die Meinung, man rechne nach dem besten und anerkanntesten Verfahren, während man sich bei der Begründung der oft nur geschätzten Bettungszahl, von der doch das Rechnungsergebnis in erster Linie abhängt, vielfach noch mit wenigen oberflächlichen Sätzen über die vorhandene Unsicherheit hinweghilft. — In dieser Hinsicht ist die oft anzutreffende Beliebtheit des Bettungszahl-Verfahrens freilich durchaus zu verstehen. Dem Ingenieur, der die erstatische Berechnung durchzuführen hat, bleibt oft nur wenig Zeit, tiefer in die wahren Zusammenhänge einzudringen; auch fehlt ihm vielfach noch die Gelegenheit, die grundlegenden Eigenschaften des Baugrundes näher kennenzulernen. Unter diesen Umständen ist er meist froh, daß ihm die Vorarbeiten, die für eine genauere Feststellung der Eigenschaften des Untergrundes erforderlich wären, durch ein Berechnungsverfahren abgenommen werden, bei dem man durch eine einzige, oft nur schätzungsweise angenommene Zahl den Einfluß des Untergrundes leidlich gut berücksichtigen kann — wie man meint. Kein Wunder, daß es dann

oft auch mit der Abhängigkeit der Bettungszahl von der Größe der Lastfläche, der Erdschichtung usw. nicht so genau genommen wird. Ich habe es z. B. erlebt, daß eine Bettungszahl, die für die Berechnung einer Schleusensole einigermaßen zutreffend gewählt war, auch für die Berechnung der Einspannungswirkung einer Spundwand herangezogen wurde u. a. m. Das vortreffliche Bettungsziffer-Verfahren ist eben ein „Mädchen für alles“ und muß über die vorhandene Unkenntnis der wirklichen Zusammenhänge in äußerlich eleganter Weise hinweghelfen! — Bedenkt man außerdem, daß es möglich ist — wie nachstehend gezeigt wird —, mit fast demselben Aufwand an Rechenarbeit eine bedeutend einwandfreie Berechnung durchzuführen, so dürften kaum noch ernsthaftige Gründe für die Beibehaltung des Bettungsziffer-Verfahrens anzugeben sein.

Man hat versucht, die Verteilung des Sohldruckes mehr oder weniger gefühlsmäßig anzunehmen, wobei die Erfahrung an ausgeführten Bauten und andere Beobachtungen mit herangezogen werden können. Es sei hier ein angeblich auf Ellerbeck zurückgehendes Verfahren zur Ermittlung der Bodenpressungen unter Schleusenkörpern genannt, das Pietrkowski durch handliche Formeln ergänzt hat⁹. Hierbei wird angenommen, daß sich der Sohldruck für jede Hälfte der Sohle trapezförmig verteilt (Kleinstwert in der Mitte), wodurch die zunächst für gleichmäßige Verteilung berechnete Durchbiegung f um ein bestimmtes Maß $\mu \cdot f$ zurückgeht. Der sog. „Reduktionsfaktor“ μ wird nach dem örtlichen Befund des Baugrundes und der Wertigkeit der erbohrten Erdproben geschätzt. — Bei diesem Vorgehen hängt letzten Endes alles von der richtigen Annahme des Faktors μ ab, für den eine noch größere Unsicherheit vorhanden ist als für eine Bettungszahl C. Man sagt sich zwar, daß die wirklich auftretende Sohldruck-Verteilung zwischen zwei Grenzfällen liegen muß: dem einen Grenzfall eines schlammigen, also stark festigkeitslosen Untergrundes mit halbwegs schwimmendem Fundament (gleichmäßige Sohldruck-Verteilung) und dem anderen Grenzfall eines praktisch unnachgiebigen Felsuntergrundes (keinerlei Verteilung des Sohldruckes und daher auch keine Biegebeanspruchung der Sohle), daß also der Faktor μ zwischen 1,0 und 0,0 liegen muß; jedoch liegen diese Grenzfälle viel zu weit auseinander, als daß man dazwischenliegende Fälle genügend genau einschalten könnte. Nach den bisher bekannt gewordenen Zahlen für μ ¹⁰ hängt dieser Faktor außerdem gar nicht von der Steifigkeit der Schleusensole ab (es ist gleichgültig, wie dick diese ist!), was aber doch unbedingt gefordert werden müßte. Ich kann daher in diesem Verfahren nur eine ganz rohe Einschätzung der Spannungen sehen; eine Verbesserung oder auch nur ein Ersatz des Bettungsziffer-Verfahrens ist es keinesfalls.

Bei einer genaueren Berechnung der Sohldruck-Verteilung unter Gründungkörpern ist von folgendem Gedankengang auszugehen: Unter der Wirkung der äußeren Kräfte (Eigengewicht, Erd- und Wasserdruck, Nutzlasten usw.) entstehen Sohlspannungen, die je nach ihrer Verteilung einerseits eine bestimmte Form der Biegelinie des Gründungstragwerkes zur Folge haben (oder mit einer solchen verknüpft sind), andererseits aber auch den Untergrund belasten und in bestimmter Weise verformen. Da normalerweise vorausgesetzt werden kann, daß die Sohle überall auf dem Baugrund aufliegt, muß die Verformung des Untergrundes längs der Sohle in jedem Punkte der Biegelinie der Sohle entsprechen. Durch diese Bedingung ist die Verteilung der Sohlspannungen festgelegt; diese ist so anzunehmen oder zu berechnen, daß die Biegelinie der Sohle mit der Senkungslinie des Untergrundes zur Deckung gebracht werden kann.

Die unmittelbare Lösung dieser Aufgabe ist im Schrifttum bisher nur für wenige Sonderfälle angegeben worden, wobei vorausgesetzt wurde, daß der Untergrund bis in sehr große Tiefe vollständig gleichmäßig ist (gleichmäßig federnder Halbraum). Eine allgemeinere Lösung der Aufgabe gelingt durch Reihenentwicklungen, doch ist der Aufwand an Rechenarbeit dabei verhältnismäßig groß [vgl. z. B. H. Borowicka: Ing.-Arch. 10 (1939) S. 113],

⁷ Besser wäre die Bezeichnung „Bettungszahl“ oder „Verformungszahl“ des Baugrundes.

⁸ Siehe z. B. Wieghardt, K.: Z. angew. Math. Mech. 2 (1922) S. 168 — Scheidig, A.: Bautechn. 9 (1931) S. 275 u. 277. — Fröhlich, O. K.: Beton u. Eisen 34 (1935) S. 192.

⁹ Pietrkowski: Bauing. 10 (1929) S. 139.

¹⁰ Bautechn. 18 (1940) S. 467.

so daß ein solches Vorgehen für die besonderen Fälle der Baupraxis nicht in Frage kommt. — Man könnte versuchen, durch Probieren (schrittweise Änderung der Spannungslinie) zum Ziel zu kommen, jedoch ist auch ein solches Vorgehen wohl noch zu umständlich.

In einem interessanten Aufsatz in „Beton u. Eisen“ 34 (1935) S. 189 versucht O. K. Fröhlich eine Näherungslösung, indem er die zunächst für gleichmäßige Sohl-druck-Verteilung ermittelte Biegelinie durch zusätzliche Kräfte (die sowohl auf den Grundkörper als auch auf den Baugrund wirken) so verändert, daß die neue Biegelinie wenigstens in den wichtigsten Punkten mit der entsprechenden Setzung des Untergrundes übereinstimmt. Die Einsenkungen ermittelt Fröhlich näherungsweise, indem er längere Strecken der Sohlfläche durch eine inhaltgleiche Kreislastfläche ersetzt und für diese Ersatzfläche die Setzung berechnet, wobei er die Zusammendrückungszahl des Untergrundes verhältnisgleich mit der Tiefe zunehmen läßt.

Dieses Vorgehen von Fröhlich mag auf den ersten Blick recht anpassungsfähig und vielleicht sogar ausreichend erscheinen; es ist aber doch mancherlei daran auszusetzen. Die Annahme einer geradlinig mit der Tiefe z zunehmenden Zusammendrückungszahl entspricht nach meinen Erfahrungen nur selten den wirklichen Verhältnissen. Eine Zunahme mit \sqrt{z} dürfte in den meisten Fällen der Wirklichkeit näher kommen; doch könnte die Fröhlichsche Berechnungsart natürlich auch für diesen Fall ohne weiteres durchgeführt werden. Schwerwiegender ist es m. E., daß die benutzten kreisförmigen Ersatzlastflächen nicht unmittelbar nebeneinander liegen und deshalb die gegenseitige Beeinflussung der Sohlpressungen fast gar nicht mehr zum Ausdruck bringen. Es werden daher auch kaum genauere Ergebnisse erhalten als nach der Bettungsziffer-Theorie¹¹. Fröhlich ist sich dieses Einwandes wohl auch bewußt, da er sein Verfahren selbst als „grobe Schätzung“ bezeichnet, weil „der Zusammenhang zwischen Grundbaukörper und Baugrund nur in den wichtigsten Sohlpunkten und nicht durchlaufend zur Bedingung gemacht“ wäre.

Als vielleicht letzte Möglichkeit einer hinreichend genauen Lösung bleibt die Anwendung der Differenzenrechnung. Hierbei wird die Sohle des Gründungskörpers in eine Anzahl rechteckiger Einzelflächen aufgeteilt, die nur so groß sein dürfen, daß der Sohl-druck q innerhalb jeder Einzelfläche als gleichbleibend angenommen werden kann. In dieser Weise hat z. B. F. Schleicher die Berechnung der Sohl-druck-Verteilung unter starren Fundamenten erstmals gezeigt [Bauing. 14 (1933) S. 244], und A. Habel hat für biegsame Gründungsplatten die Rechnung durchgeführt [Bauing. 18 (1937) S. 188 und 19 (1938) S. 76]. Beide haben zwar als Unterlage den gleichmäßigen Halbraum vorausgesetzt, doch ist ein wesentlicher Unterschied zwischen diesem Halbraum und dem wirklichen Baugrund in rechnerischer Hinsicht nicht vorhanden, solange man mit linearer Spannungsüberlagerung rechnen kann.

Schleicher berechnet zunächst die Einsenkungen für die Belastung nur einer Teilfläche mit $q = 1,0$. Die sich hierfür ergebende Senkungsmulde ist die Einflußfläche für die Gesamtsetzungen; letztere werden durch Summieren der Einflüsse aller Einzelflächen-Lasten erhalten¹². Auf diese Weise können für jede beliebige Verteilung der Pressungen die zugehörigen Einsenkungen gefunden werden. Die zu einem starren Gründungskörper gehörende Sohl-druck-Verteilung wird dann durch die Bedingung erhalten, daß die Senkungen ζ der einzelnen Sohlpunkte alle in einer Ebene liegen müssen. — Der Rechnungsgang nach Schleicher erfordert die Auflösung von n-Gleichungen für die unbekanntenen q-Werte der n-Einzelflächen und ist damit einfach genug, um für baupraktische Berechnungen in Frage zu kommen. Es sind lediglich noch die schon erwähnten Abweichungen der Eigenschaften des „Baugrundes“ von denen des „gleichmäßigen Halbraumes“ rechnerisch zu berücksichtigen.

¹¹ Man gewinnt den Eindruck, daß das von Fröhlich durchgerechnete Zahlenbeispiel eher eine Rechtfertigung als eine Verurteilung des Bettungszifferverfahrens ergibt.

¹² Vgl. auch EngeBer, Fr.: Zbl. Bauverw. 13 (1893) S. 307. Dieser seiner Zeit vorausseilende und sich durch klare Gedankengänge auszeichnende Aufsatz verdient auch heute noch volle Beachtung.

Gegenüber der Näherungslösung von O. K. Fröhlich versucht Habel, die Bedingung streng zu erfüllen, daß die Einsenkung in jedem Punkte des Gründungskörpers der Durchbiegung der Gründungssohle entsprechen muß. Die Senkungen des Untergrundes berechnet Habel in derselben Weise wie Schleicher. Zur Berücksichtigung des Biegeeinflusses schreibt er die Differentialgleichung der elastischen Linie als Differenzengleichung an. — Das Habelsche Verfahren ist hinsichtlich des Aufwandes an Rechenarbeit genügend einfach, so daß es zur Anwendung im Grundbau empfohlen werden könnte, wenn es nicht einen recht fühlbaren Mangel besäße: es gibt die Druckverteilung in der Nähe des Randes der Sohlfläche nicht richtig wieder. Man erkennt das deutlich an dem von Habel gezeigten Berechnungsergebnis für einen gleichmäßig belasteten Träger [Bauing. 19 (1938) S. 79, Abb. 8]. Während eine von K. Wieghardt für diesen Sonderfall durchgeführte genauere Berechnung¹³ die in Abb. 5 voll ausgezogene Sohlspannungslinie ergab, erhielt Habel die gestrichelte Spannungslinie. Dabei ist nicht nur ein unrichtiges Bild von der Verteilung der Sohlspannungen erhalten, sondern es ist auch das Gleichgewicht in lot-rechter Richtung nicht erfüllt, worauf Habel auch selbst hinweist¹⁴.

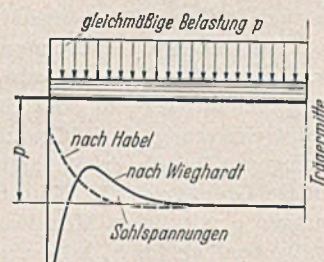


Abb. 5.

Für andere Zahlenbeispiele, bei denen der „Randeinfluß“ nur geringe Bedeutung hat, werden von Habel richtige Ergebnisse erhalten. — Das Habelsche Verfahren erscheint deshalb m. E. nur für verhältnismäßig biegsame Tragkörper als zulässig, bei denen der „Randeinfluß“ nur gering ist; für steifere Gründungskörper, wie sie im Grundbau meistens vorkommen (z. B. durchgehende Schleusensohlen), ist es nicht geeignet.

Auf der Suche nach einer besseren Lösung habe ich gefunden, daß man zu einem sehr brauchbaren Verfahren gelangt, wenn man zur rechnerischen Erfassung der Verbiegung des Grundkörpers nicht die Differenzengleichung der elastischen Linie benutzt, sondern die Dreimomentengleichung des durchlaufenden Trägers für ungleiche Stützensenkungen. Dieses nachstehend vorgeführte Berechnungsverfahren liegt damit etwa in der Mitte zwischen dem Verfahren von Habel und dem von Fröhlich. Von Habel (oder Schleicher) wird die Berechnung der Einsenkungen des Untergrundes übernommen und von Fröhlich die Erfassung des Biegeeinflusses mit Hilfe der Dreimomentengleichung. Dadurch werden die Nachteile beider Verfahren vermieden.

Ein einfaches, für die Baupraxis geeignetes Berechnungs-Verfahren.

Als Unterlage des Grundkörpers sei vorläufig der gleichmäßige federnde Halbraum vorausgesetzt. Dieser Sonderfall ist beispielsweise vorhanden, wenn der Untergrund aus einer stark verfestigten Tonschicht großer Mächtigkeit besteht. — Außerdem sei die Berechnung zunächst auf die ebene Aufgabe beschränkt.

Die Sohlfläche des Gründungskörpers von der Länge $l = n \cdot a$ und der Breite b wird nach Abb. 6 a in n gleiche Einzelflächen $a \cdot b$ aufgeteilt gedacht. Die Mittelpunkte dieser einzelnen Flächen seien mit $1, 2, 3, \dots, n$ und deren Setzungen (Einsenkungen) mit $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3, \dots, \zeta_n$ bezeichnet (Abb. 6b). Denkt man sich nun eine Einzelfläche $a \cdot b$ mit den Sohlspannungen $q = 1,0$ gleichmäßig belastet und berechnet für diesen Sonderfall die Senkungslinie des Untergrundes (Abb. 6c), so ist diese Linie, wie oben bereits bemerkt wurde, die Einflußlinie für die Ermittlung der Gesamtsetzungen. Die Einsenkungen für die Belastung einer Einzelfläche können nach Schleicher [Bauing. 7 (1926) S. 934] durch folgende Ansätze wiedergegeben werden:

$$(2) \quad \zeta_{x=0} = c_0 \cdot \frac{qa}{E'}; \quad \zeta_{x=a} = c_1 \cdot \frac{qa}{E'}; \quad \zeta_{x=2a} = c_2 \cdot \frac{qa}{E'} \text{ usw.}$$

¹³ Wieghardt, K.: Z. angew. Math. Mech. 2 (1922) S. 165.

¹⁴ Es ist anzuerkennen, daß Habel seine Abb. 8 trotz des fehlerhaften Ergebnisses veröffentlicht hat; dadurch wird der Überblick über die Anwendungsgrenzen seines Verfahrens sehr erleichtert.

mit

$$E' = \frac{m^2}{m^2 - 1} \cdot \bar{E},$$

wenn \bar{E} die Elastizitätszahl und m die Querdehnungszahl des Untergrundes bedeuten. Die unbenannten Beiwerte c_0, c_1, c_2 usw. entsprechen der Senkungslinie für $q = a = E' = 1,0$. — Die innerhalb jeder Einzelfläche als gleichmäßig verteilt angenommenen Sohldrücke seien q_1, q_2, \dots, q_n und die äußeren Belastungen P_1, P_2, \dots, P_n (Abb. 6 d). Die Belastungen $p \cdot a$ und die Sohlkräfte $q \cdot a$ können durch Einzelkräfte P und Q ersetzt werden, die in der Mitte jeder Teilfläche angreifen (Abb. 6 e). — Bei gleich-

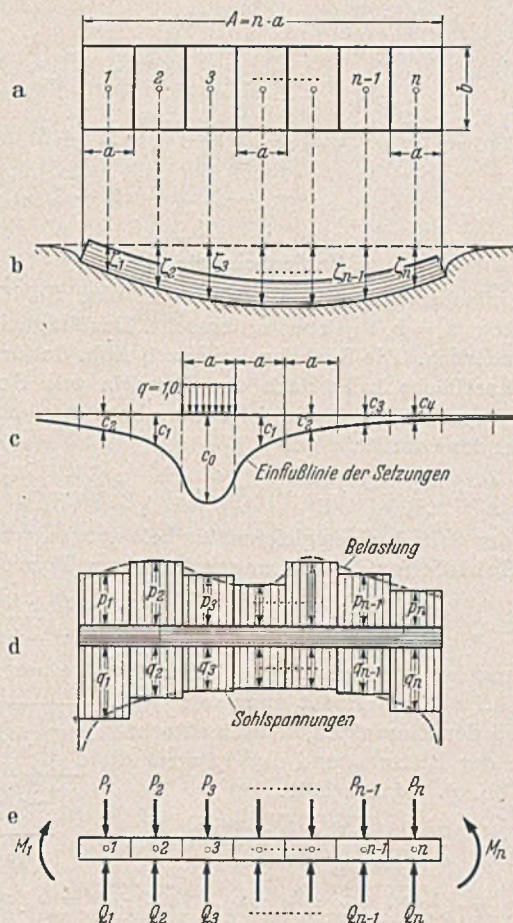


Abb. 6.

zeitiger Wirkung sämtlicher Sohlspannungen erhält man durch Überlagerung der Einzelwirkungen für die einzelnen Setzungen ζ_1 bis ζ_n folgende sog. „Summgleichungen“:

$$(3) \begin{cases} \zeta_1 = (c_0 \cdot q_1 + c_1 \cdot q_2 + c_2 \cdot q_3 + c_3 \cdot q_4 + \dots + c_{n-1} \cdot q_n) \cdot \frac{a}{E'} \\ \zeta_2 = (c_1 \cdot q_1 + c_0 \cdot q_2 + c_1 \cdot q_3 + c_2 \cdot q_4 + \dots + c_{n-2} \cdot q_n) \cdot \frac{a}{E'} \\ \zeta_3 = (c_2 \cdot q_1 + c_1 \cdot q_2 + c_0 \cdot q_3 + c_1 \cdot q_4 + \dots + c_{n-3} \cdot q_n) \cdot \frac{a}{E'} \\ \dots \\ \zeta_n = (c_{n-1} \cdot q_1 + c_{n-2} \cdot q_2 + \dots + c_1 \cdot q_{n-1} + c_0 \cdot q_n) \cdot \frac{a}{E'} \end{cases}$$

Dieselben Einsenkungen ζ gelten auch für die Verformung des Gründungkörpers, so daß man — wenn zunächst gleichbleibendes $E \cdot J$ des Fundamentes vorausgesetzt wird — für die Punkte 2, 3, 4 usw. folgende Dreimomentengleichungen aufstellen kann:

$$(4) \begin{cases} M_1 + 4M_2 + M_3 = (-\zeta_1 + 2\zeta_2 - \zeta_3) \cdot \frac{6EJ}{a^2} \\ M_2 + 4M_3 + M_4 = (-\zeta_2 + 2\zeta_3 - \zeta_4) \cdot \frac{6EJ}{a^2} \dots \text{usw.} \end{cases}$$

Für die einzelnen Momente hat man nach Abb. 6 e:

$$(5) \begin{cases} M_2 = M_1 + (Q_1 - P_1) a \\ M_3 = M_1 + (Q_1 - P_1) 2a + (Q_2 - P_2) a \\ M_4 = M_1 + (Q_1 - P_1) 3a + (Q_2 - P_2) 2a + (Q_3 - P_3) a \\ M_5 = M_1 + (Q_1 - P_1) 4a + (Q_2 - P_2) 3a + (Q_3 - P_3) 2a + (Q_4 - P_4) a \\ M_6 = \dots \text{usw.} \end{cases}$$

Nimmt man noch die beiden Gleichgewichtsbedingungen hinzu:

$$(6a) \Sigma Q = \Sigma P \text{ oder } q_1 + q_2 + q_3 + \dots + q_n = P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_n$$

$$\text{und } 2 \cdot \Sigma M = 0 \text{ oder}$$

$$(6b) \begin{cases} (n-1)(q_1 - P_1 - q_n + P_n) + (n-3)(q_2 - P_2 - q_{n-1} + P_{n-1}) + \\ + (n-5)(q_3 - P_3 - q_{n-2} + P_{n-2}) + \dots + R = 0 \end{cases}$$

$$\text{mit } R = 1 \cdot \left(\frac{q_n - P_n}{2} - \frac{q_{n-1}}{2} + \frac{P_{n-1}}{2} \right)$$

für gerades n und

$$R = 2 \cdot \left(\frac{q_{n-1}}{2} - \frac{P_{n-1}}{2} - \frac{q_{n+1}}{2} + \frac{P_{n+1}}{2} \right)$$

für ungerades n , so hat man damit alle Gleichungen zur Hand, die zur Berechnung der unbekanntenen Sohldrücke q benötigt werden.

Die Einsetzung der Gl. (5) in die Gl. (4) ergibt:

$$(7) \begin{cases} M_1 + 4M_2 + M_3 = 6M_1 + 6a(Q_1 - P_1) + a(Q_2 - P_2) \\ M_2 + 4M_3 + M_4 = 6M_1 + 12a(Q_1 - P_1) + 6a(Q_2 - P_2) + \\ + a(Q_3 - P_3) \\ M_3 + 4M_4 + M_5 = 6M_1 + 18a(Q_1 - P_1) + 12a(Q_2 - P_2) + \\ + 6a(Q_3 - P_3) + a(Q_4 - P_4) \\ M_4 + 4M_5 + M_6 = 6M_1 + 24a(Q_1 - P_1) + 18a(Q_2 - P_2) + \\ + 12a(Q_3 - P_3) + 6a(Q_4 - P_4) + a(Q_5 - P_5) \\ \dots \text{usw.} \end{cases}$$

Andererseits findet man mit Hilfe der Gl. (3):

$$-\zeta_1 + 2\zeta_2 - \zeta_3 = [(-c_0 + 2c_1 - c_2)q_1 + (-c_1 + 2c_0 - c_1)q_2 + (-c_2 + 2c_1 - c_0)q_3 + \dots] \frac{a}{E'}$$

$$-\zeta_2 + 2\zeta_3 - \zeta_4 = [(-c_1 + 2c_2 - c_3)q_1 + (-c_0 + 2c_1 - c_2)q_2 + (-c_1 + 2c_0 - c_1)q_3 + \dots] \frac{a}{E'} \text{ usw.}$$

oder

$$(8) \begin{cases} -\zeta_1 + 2\zeta_2 - \zeta_3 = [-C_1q_1 + C_0q_2 - C_1q_3 - C_2q_4 - C_3q_5 - \dots] \frac{a}{E'} \\ -\zeta_2 + 2\zeta_3 - \zeta_4 = [-C_2q_1 - C_1q_2 + C_0q_3 - C_1q_4 - C_2q_5 - \dots] \frac{a}{E'} \\ -\zeta_3 + 2\zeta_4 - \zeta_5 = [-C_3q_1 - C_2q_2 - C_1q_3 + C_0q_4 - C_1q_5 - \dots] \frac{a}{E'} \end{cases} \text{ usw.}$$

mit

$$(8a) \begin{cases} C_0 = 2(c_0 - c_1); C_1 = c_0 - 2c_1 + c_2; \\ C_2 = c_1 - 2c_2 + c_3; C_n = c_{n-1} - 2c_n + c_{n+1}. \end{cases}$$

Die Einsetzung der Gl. (7) und (8) in die Gl. (4) liefert schließlich:

$$\begin{aligned} & [-C_1q_1 + C_0q_2 - C_1q_3 - C_2q_4 - C_3q_5 - \dots] \frac{a}{E'} = \\ & = \frac{a^4 b}{E J} \left[\frac{M_1}{a^2 b} + (q_1 - P_1) + \frac{1}{6}(q_2 - P_2) \right] [-C_2q_1 - C_1q_2 + \\ & + C_0q_3 - C_1q_4 - C_2q_5 - \dots] \frac{a}{E'} = \frac{a^4 b}{E J} \left[\frac{M_1}{a^2 b} + 2(q_1 - P_1) + \right. \\ & \left. + (q_2 - P_2) + \frac{1}{6}(q_3 - P_3) \right] \text{ usw.} \end{aligned}$$

der mit

$$(9a) \quad \alpha = \frac{a^3 b}{J} \cdot \frac{E'}{E} \text{ und } m_1 = \frac{M_1}{a^2 b} :$$

$$(9) \begin{cases} -(C_1 + \alpha)q_1 + \left(C_0 - \frac{\alpha}{6}\right)q_2 - C_1q_3 - C_2q_4 - C_3q_5 - \dots = \\ = -\alpha \left(p_1 + \frac{P_2}{6} - m_1\right) - (C_2 + 2\alpha)q_1 - (C_1 + \alpha)q_2 + \\ + \left(C_0 - \frac{\alpha}{6}\right)q_3 - C_1q_4 - C_2q_5 - \dots = -\alpha \left(2p_1 + p_2 + \right. \\ \left. + \frac{P_3}{6} - m_1\right) - (C_3 + 3\alpha)q_1 - (C_2 + 2\alpha)q_2 - (C_1 + \alpha)q_3 + \\ + \left(C_0 - \frac{\alpha}{6}\right)q_4 - C_1q_5 - \dots = -\alpha \left(3p_1 + 2p_2 + p_3 + \right. \\ \left. + \frac{P_4}{6} - m_1\right) - (C_4 + 4\alpha)q_1 - (C_3 + 3\alpha)q_2 - (C_2 + \\ + 2\alpha)q_3 - (C_1 + \alpha)q_4 + \left(C_0 - \frac{\alpha}{6}\right)q_5 - C_1q_6 - C_2q_7 - \dots = \\ = -\alpha \left(4p_1 + 3p_2 + 2p_3 + p_4 + \frac{P_5}{6} - m_1\right) \text{ usw.} \end{cases}$$

Diese Gleichungen werden zweckmäßig von beiden Enden bis zur Mitte fortschreitend angeschrieben. Man hat also z. B. auch:

$$-(C_1 + \alpha) q_n + \left(C_0 - \frac{\alpha}{6}\right) q_{n-1} - C_1 q_{n-2} - C_2 q_{n-3} - \dots - C_{n-2} \cdot q_1 = -\alpha \left(p_n + \frac{p_{n-1}}{6} - m_n\right) \text{ usw.}$$

Die Gl. (9) ergeben zusammen mit den Gl. (6) n-Gleichungen für die unbekanntesohldrücke q_1 bis q_n .

Die bisherigen Formeln gelten für gleichbleibendes Trägheitsmoment. Für feldweise verschiedenes Trägheitsmoment nach Abb. 7a sind die Gl. (4) zu ersetzen durch:

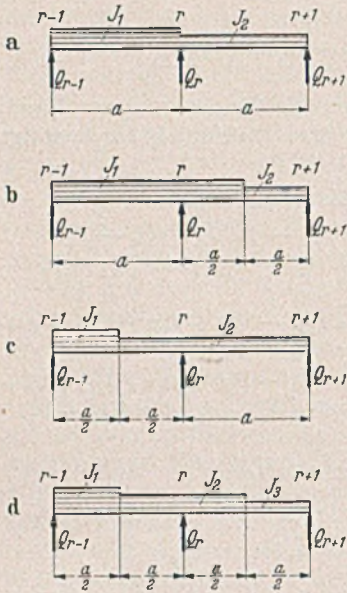


Abb. 7.

$$(4a) \begin{cases} \frac{J_2}{J_1} \cdot M_{r-1} + 2 \left(1 + \frac{J_2}{J_1}\right) M_r + M_{r+1} = (-\zeta_{r-1} + 2\zeta_r - \zeta_{r+1}) \frac{6EJ_2}{a^2} \\ -\zeta_{r+1} \frac{6EJ_2}{a^2} \end{cases}$$

Dementsprechend verändern sich natürlich auch die Gl. (7) und (9), während die Gl. (3), (5), (6) und (8) auch für veränderliches Trägheitsmoment bestehen bleiben. — Oft empfiehlt es sich, das Trägheitsmoment auf der Strecke a jeder Einzelfläche gleichbleibend anzunehmen. Es sind dann die in Abb. 7b bis 7d angegebenen Fälle möglich, für die die entsprechenden Formeln lauten:

für Abb. 7b:

$$(4b) \begin{cases} \frac{J_2}{J_1} \cdot M_{r-1} + \frac{1}{4} \left(15 \frac{J_2}{J_1} + 1\right) M_r + \frac{1}{2} \left(1 + \frac{J_2}{J_1}\right) M_{r+1} = (-\zeta_{r-1} + 2\zeta_r - \zeta_{r+1}) \frac{6EJ_2}{a^2} \end{cases}$$

für Abb. 7c:

$$(4c) \begin{cases} \frac{1}{2} \left(1 + \frac{J_2}{J_1}\right) M_{r-1} + \frac{1}{4} \left(15 + \frac{J_2}{J_1}\right) M_r + M_{r+1} = (-\zeta_{r-1} + 2\zeta_r - \zeta_{r+1}) \frac{6EJ_2}{a^2} \end{cases}$$

für Abb. 7d:

$$(4d) \begin{cases} \frac{1}{2} \left(1 + \frac{J_2}{J_1}\right) M_{r-1} + \frac{1}{4} \left(\frac{J_2}{J_1} + 14 + \frac{J_2}{J_3}\right) M_r + \frac{1}{2} \left(1 + \frac{J_2}{J_3}\right) M_{r+1} = (-\zeta_{r-1} + 2\zeta_r - \zeta_{r+1}) \frac{6EJ_2}{a^2} \end{cases}$$

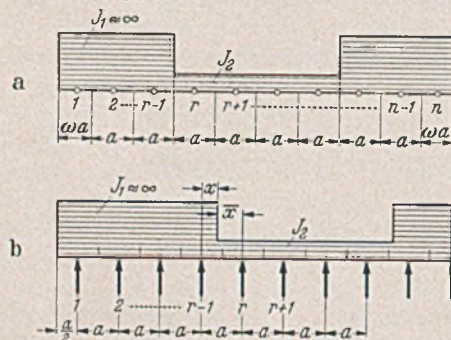


Abb. 8.

Für eine durchgehende Schleusensole besitzt beispielsweise nur der mittlere Teil gleichmäßige Biegesteifigkeit; die Seitenmauern sind als vollständig starr anzusehen ($J = \infty$). Teilt man die Einzelflächen nach Abb. 8a ein, so erhält man für die Punkte $r-1$ und r mit Hilfe der Formeln (4b) und (4c) folgende Momentengleichungen:

$$(4e) \begin{cases} \frac{1}{4} M_{r-1} + \frac{1}{2} M_r = (-\zeta_{r-2} + 2\zeta_{r-1} - \zeta_r) \frac{6EJ}{a^2} \\ \frac{1}{2} M_{r-1} + \frac{15}{4} M_r + M_{r+1} = (-\zeta_{r-1} + 2\zeta_r - \zeta_{r+1}) \frac{6EJ}{a^2} \end{cases}$$

Für Punkte links von $r-1$ gelten an Stelle der Gl. (4) die einfachen Bedingungen:

$$(4f) \zeta_{r-1} - \zeta_{r-2} = \zeta_{r-2} - \zeta_{r-3} = \zeta_{r-3} - \zeta_{r-4} = \dots = \frac{2(\zeta_2 - \zeta_1)}{1 + \omega}$$

Für $\omega \neq 1$ gelten für den Punkt r andere Beiwerte c als für die übrigen Punkte; damit verändern sich dann auch die Gl. (3), (5), (6) und (8), wodurch die Ausrechnung verwickelter wird. In solchem Falle kann es vorteilhafter sein, eine Einteilung der Sohlfläche nach Abb. 8b vorzunehmen. An Stelle der Gl. (4e) hat man dann:

$$(4g) \begin{cases} 2 \frac{\bar{x}^3}{a^3} \cdot M_{r-1} + \frac{\bar{x}^2}{a^2} \left(3 - 2 \frac{\bar{x}}{a}\right) \cdot M_r = (-\zeta_{r-2} + 2\zeta_{r-1} - \zeta_r) \frac{6EJ}{a^2} \\ \frac{\bar{x}^2}{a^2} \left(3 - 2 \frac{\bar{x}}{a}\right) \cdot M_{r-1} + 2 \left(2 - \frac{\bar{x}^3}{a^3}\right) \cdot M_r + M_{r+1} = (-\zeta_{r-1} + 2\zeta_r - \zeta_{r+1}) \frac{6EJ}{a^2} \end{cases}$$

Zahlenbeispiele.

Der einfacheren Rechnung halber sei eine Sohlfläche von 10 Quadraten ($a = b, l = 10a$) untersucht. Das Trägheitsmoment sei unveränderlich. Die Senkungslinie nach Abb. 6c für eine quadratische Lastfläche kann nach den Formeln von Schleicher [Bauing. 7 (1926) S. 934] wie folgt berechnet werden: für den Mittelpunkt der Lastfläche gilt

$$\zeta_{x=0} = \frac{4}{\pi} \ln(\sqrt{2} + 1) \cdot \frac{qb}{E'} = 1,122 \cdot \frac{qb}{E'}, \text{ d. h. } c_0 = 1,122.$$

Die Mitte der Seite b eines gleichmäßig belasteten Rechtecks $a \cdot b$ hat nach Schleicher die Senkung (mit unseren Bezeichnungen):

$$\zeta_{x=\frac{a}{2}} = \frac{1}{\pi} \left[b \ln \frac{b}{\sqrt{4a^2 + b^2} - 2a} + a \ln \frac{\sqrt{4a^2 + b^2} + b}{\sqrt{4a^2 + b^2} - b} \right] \cdot \frac{q}{E'}$$

Die Senkung im Abstände x vom Mittelpunkt einer belasteten Rechteckfläche $a \cdot b$ findet man als den Unterschied der Einsenkungen zweier Rechteckflächen der Breite b und der Längen x_2 und x_1 (Abb. 9). Man erhält:

$$\zeta_x = \frac{1}{\pi} \left[\frac{b}{a} \cdot \ln \frac{\sqrt{4x_1^2 + b^2} - 2x_1}{\sqrt{4x_2^2 + b^2} - 2x_2} + \frac{x_2}{a} \ln \frac{\sqrt{4x_2^2 + b^2} + b}{\sqrt{4x_2^2 + b^2} - b} - \frac{x_1}{a} \ln \frac{\sqrt{4x_1^2 + b^2} + b}{\sqrt{4x_1^2 + b^2} - b} \right] \cdot \frac{qa}{E'}$$

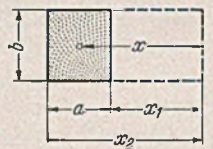


Abb. 9.

z. B. für $x = a$ für $a = b$:

$$\zeta_{x=a} = \frac{1}{\pi} \left[\ln \frac{\sqrt{4 \cdot 0,5^2 + 1} - 2 \cdot 0,5}{\sqrt{4 \cdot 1,5^2 + 1} - 2 \cdot 1,5} + 1,5 \ln \frac{\sqrt{4 \cdot 1,5^2 + 1} + 1}{\sqrt{4 \cdot 1,5^2 + 1} - 1} - 0,5 \ln \frac{\sqrt{4 \cdot 0,5^2 + 1} + 1}{\sqrt{4 \cdot 0,5^2 + 1} - 1} \right] \cdot \frac{qa}{E'}$$

$$\zeta_{x=a} = 0,330 \cdot \frac{q \cdot a}{E'}, \text{ also } c_1 = 0,330.$$

Ebenso findet man die übrigen c -Werte. Für größere Entfernung x von der Mitte der Lastfläche kann man $Q = q \cdot ab$ als Einzellast ansehen und hat dann einfacher nach Boussinesq:

$$\zeta = \frac{P}{\pi x E'} = \frac{pab}{\pi x E'} = \frac{b}{\pi x} \cdot \frac{pa}{E'}, \text{ also } c = \frac{b}{\pi x}.$$

Man findet folgende Zahlen:

$x = 0$	a	$2a$	$3a$	$4a$	$5a$	$6a$	$7a$	$8a$	$9a$
$c = 1,122$	$0,330$	$0,161$	$0,107$	$0,080$	$0,064$	$0,053$	$0,046$	$0,040$	$0,035$
$C = 1,584$	$0,623$	$0,115$	$0,027$	$0,011$	$0,005$	$0,004$	$0,001$	$0,001$	$0,001$

Beispiel 1. Gleichmäßig verteilte Belastung.

Die Steifigkeit des Grundträgers sei nach Gl. (9a) gegeben durch:

a) $\alpha = 1,0$. Hierfür liefern die Gl. (9) mit den obigen Werten für C und mit $m_1 = 0$:

$$-1,623 q_1 + 1,417 q_2 - 0,623 q_3 - 0,115 q_4 - 0,027 q_5 - 0,011 q_6 - 0,005 q_7 - 0,004 q_8 - 0,001 q_9 - 0,001 q_{10} = -1,0 \cdot \frac{7}{6} p = -1,167 p$$

$$\begin{aligned}
 & -2,115 q_1 - 1,623 q_2 + 1,417 q_3 - 0,623 q_4 - 0,115 q_5 - 0,027 q_6 \\
 & \quad - 0,011 q_7 - 0,005 q_8 - 0,004 q_9 - 0,001 q_{10} = \\
 & \quad = -1,0 \cdot \frac{19}{6} p = -3,167 p \\
 & -3,027 q_1 - 2,115 q_2 - 1,623 q_3 + 1,417 q_4 - 0,623 q_5 - 0,115 q_6 \\
 & \quad - 0,027 q_7 - 0,011 q_8 - 0,005 q_9 - 0,004 q_{10} = \\
 & \quad = -1,0 \cdot \frac{37}{6} p = -6,167 p \\
 & -4,011 q_1 - 3,027 q_2 - 2,115 q_3 - 1,623 q_4 + 1,417 q_5 - 0,623 q_6 \\
 & \quad - 0,115 q_7 - 0,027 q_8 - 0,011 q_9 - 0,005 q_{10} = \\
 & \quad = -1,0 \cdot \frac{61}{6} p = -10,167 p
 \end{aligned}$$

oder mit $q_1 = q_{10}$, $q_2 = q_9$, $q_3 = q_8$ usw. wegen der Symmetrie und nach Einsetzen des Wertes für q_1 :

$$\begin{aligned}
 & -q_1 = q_2 + q_3 + q_4 + q_5 - 5 p: \\
 & 3,040 q_2 + 0,997 q_3 + 1,504 q_4 + 1,586 q_5 = 6,953 p \\
 & 0,489 q_2 + 3,528 q_3 + 1,482 q_4 + 1,974 q_5 = 7,413 p \\
 & 0,911 q_2 + 1,397 q_3 + 4,421 q_4 + 2,293 q_5 = 8,988 p \\
 & 0,978 q_2 + 1,874 q_3 + 2,278 q_4 + 4,810 q_5 = 9,913 p.
 \end{aligned}$$

Die Auflösung dieser Gleichungen geschieht am einfachsten durch Probieren oder schrittweise Näherung. Man findet:

$$\begin{aligned}
 q_2 = 0,940 p; \quad q_3 = 0,983 p; \quad q_4 = 1,004 p; \quad q_5 = 1,011 p \\
 \text{und } q_1 = 1,062 p.
 \end{aligned}$$

Diese Werte sind in Abb. 10 gestrichelt aufgetragen und durch eine stetig verlaufende (gestrichelte) Kurve nach Gutdünken so aus-

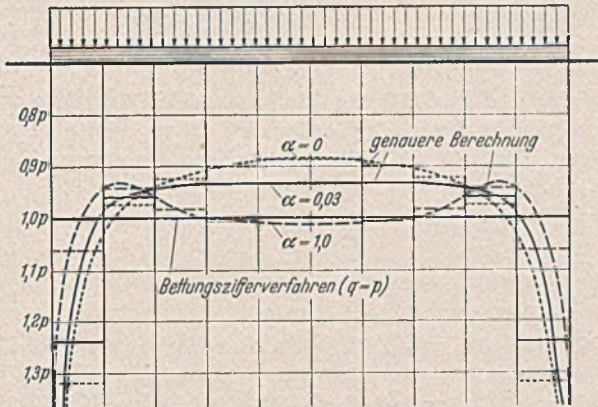


Abb. 10.

geglichen, daß die einzelnen Spannungsflächen jeweils den gleichen Inhalt behalten. Die erhaltene Form der Sohlspannungslinie entspricht völlig der von Wieghardt und Borowicka gefundenen. Dieses Ergebnis ist um so bemerkenswerter, als es für eine verhältnismäßig grobe Unterteilung der Sohlfläche ($n = 10$, gegenüber $n = 16$ bei Habel) erhalten wurde. Die Brauchbarkeit des angegebenen Verfahrens dürfte damit wohl erwiesen sein.

b) $\alpha = 0,03$. In derselben Weise wie vorstehend gelangt man zu den Gleichungen:

$$\begin{aligned}
 & + 2,232 q_2 + 0,027 q_3 \\
 & \quad + 0,534 q_4 + 0,616 q_5 = \left(3,27 - 0,03 \cdot \frac{7}{6}\right) p = 3,235 p \\
 & - 0,481 q_2 + 1,750 q_3 \\
 & \quad - 0,458 q_4 + 0,034 q_5 = \left(0,88 - 0,03 \cdot \frac{19}{6}\right) p = 0,785 p \\
 & - 0,059 q_2 - 0,543 q_3 \\
 & \quad + 1,673 q_4 - 0,617 q_5 = \left(0,605 - 0,03 \cdot \frac{37}{6}\right) p = 0,420 p \\
 & + 0,008 q_2 - 0,066 q_3 \\
 & \quad - 0,632 q_4 + 1,092 q_5 = \left(0,680 - 0,03 \cdot \frac{61}{6}\right) p = 0,375 p
 \end{aligned}$$

deren Auflösung liefert:

$$\begin{aligned}
 q_2 = 0,958 p; \quad q_3 = 0,937 p; \quad q_4 = 0,933 p; \quad q_5 = 0,933 p; \\
 q_1 = 1,239 p.
 \end{aligned}$$

Das Ergebnis ist in Abb. 10 voll ausgezogen.

c) $\alpha = 0$ (vollständig starrer Grundkörper). Für diesen Sonderfall muß die Einsenkung ζ überall gleich groß sein. Mit der

Abkürzung

$$\zeta \cdot \frac{E'}{a} = \bar{C}$$

erhält man unmittelbar aus den Gl. (3):

$$\begin{aligned}
 1,157 q_1 + 0,370 q_2 + 0,207 q_3 + 0,160 q_4 + 0,144 q_5 &= \bar{C} \\
 0,370 q_1 + 1,168 q_2 + 0,383 q_3 + 0,225 q_4 + 0,187 q_5 &= \bar{C} \\
 0,207 q_1 + 0,383 q_2 + 1,186 q_3 + 0,410 q_4 + 0,268 q_5 &= \bar{C} \\
 0,160 q_1 + 0,225 q_2 + 0,410 q_3 + 1,229 q_4 + 0,491 q_5 &= \bar{C} \\
 0,144 q_1 + 0,187 q_2 + 0,268 q_3 + 0,491 q_4 + 1,452 q_5 &= \bar{C}
 \end{aligned}$$

und als Auflösung dieser Gleichungen:

$$\begin{aligned}
 q_1 = 0,561 \bar{C}; \quad q_2 = 0,415 \bar{C}; \quad q_3 = 0,393 \bar{C}; \quad q_4 = 0,382 \bar{C}; \\
 q_5 = 0,377 \bar{C}.
 \end{aligned}$$

Damit ist $\frac{1}{2} \Sigma q = 2,128 \bar{C} = 5 p$ oder $p = 0,4256 \bar{C}$

und nach Einsetzung dieses Wertes:

$$\begin{aligned}
 q_1 = 1,318 p; \quad q_2 = 0,975 p; \quad q_3 = 0,923 p; \quad q_4 = 0,898 p; \\
 q_5 = 0,886 p.
 \end{aligned}$$

Abb. 10 zeigt das Ergebnis als punktierte Linie.

Nach dem Bettungsziffer-Verfahren würde man unabhängig von der Biegesteifigkeit des Grundträgers immer nur eine gleichmäßige Sohlspannungsverteilung erhalten (strichpunktierte Linie in Abb. 10). Da sich hierfür das Biegemoment zu Null ergibt, gelingt es also mit Hilfe des Bettungsziffer-Verfahrens nicht, einen Anhalt für die Beanspruchung oder Bemessung des Grundträgers zu bekommen.

Beispiel 2. Einzellast P in Trägermitte, $\alpha = 0,03$.

Wie man am Aufbau der Gl. (9) sofort erkennt, bleiben die Festwerte der rechten Seite unverändert. Mit p_m als mittlerer Sohlspannung gilt:

$$P = 10 p_m \cdot a b \quad \text{oder} \quad p_m = \frac{P}{10 a b}.$$

Da wieder gilt: $-q_1 = q_2 + q_3 + q_4 + q_5 - 5 p_m$, so können auch die Festwerte der rechten Seite der unter Beispiel 1 b erhaltenen Gleichungen teilweise übernommen werden. Man hat damit:

$$\begin{aligned}
 2,232 q_2 + 0,027 q_3 + 0,534 q_4 + 0,616 q_5 &= 3,27 p_m \\
 - 0,481 q_2 + 1,750 q_3 - 0,458 q_4 + 0,034 q_5 &= 0,88 p_m \\
 - 0,059 q_2 - 0,543 q_3 + 1,673 q_4 - 0,617 q_5 &= 0,605 p_m \\
 0,008 q_2 - 0,066 q_3 - 0,623 q_4 + 1,092 q_5 &= 0,68 p_m
 \end{aligned}$$

und als Auflösung:

$$\begin{aligned}
 q_2 = 0,78 p_m; \quad q_3 = 1,00 p_m; \quad q_4 = 1,22 p_m; \quad q_5 = 1,38 p_m; \\
 q_1 = 0,62 p_m.
 \end{aligned}$$

Dieses Ergebnis — in Abb. 11 als gestrichelte Treppenlinie und voll ausgezogene Kurve dargestellt — soll jetzt mit dem Ergebnis nach dem Bettungsziffer-Verfahren verglichen werden. Die Bettungszahl C kann aus der mittleren Senkung ζ_m eines gleichmäßig belasteten Streifens von der Länge $l = 10 b$ wie folgt erhalten werden: nach Schleicher gilt:

$$\begin{aligned}
 \zeta_m &= \frac{1}{\pi} \left[\frac{1}{b} \ln \frac{|l^2 + b^2 + b|}{|l^2 + b^2 - b|} \right. \\
 & \quad \left. + \ln \frac{\sqrt{l^2 + b^2 + 1}}{\sqrt{l^2 + b^2 - 1}} - \frac{2}{3} \frac{(l^2 + b^2)^{\frac{3}{2}} - (l^3 + b^3)}{l b^2} \right] \cdot \frac{p b}{E'}
 \end{aligned}$$

in Zahlen:

$$\begin{aligned}
 \zeta_m &= \frac{1}{\pi} \left[10 \ln \frac{\sqrt{101} + 1}{\sqrt{101} - 1} + \right. \\
 & \quad \left. + \ln \frac{\sqrt{101} + 10}{\sqrt{101} - 10} - \frac{2}{3} \frac{\sqrt{1001^3} - 1001}{10} \right] \frac{p b}{E'} = 2,2465 \frac{p b}{E'}.
 \end{aligned}$$

Mit $\zeta_m = C \cdot p$ (nach Gl. (1) ist also $C = \frac{p}{\zeta_m} = \frac{E'}{2,2465 b}$).

Beachtet man noch den aus Gl. (9a) folgenden Zusammenhang:

$$\frac{E J}{b \cdot E'} = \frac{a^3}{\alpha},$$

so erhält man für die charakteristische Länge L der Bettungsziffer-Theorie:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 EJ}{b \cdot C}} = \sqrt[4]{\frac{4 EJ}{b} \cdot \frac{2,2465 b}{E'}} = \sqrt[4]{\frac{4 a^3}{\alpha} 2,2465 b} =$$

$$= a \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2,2465 \left(\frac{b}{a}\right)}{\alpha}}$$

und für $a = b$ und $\alpha = 0,03$:

$$L = 4,16a \quad \text{oder}$$

$$\lambda = 1 : L = 10a : 4,16a = 2,404.$$

Wie man sieht, entspricht jeder α -Wert nach Gl. (9a) unter festliegenden Verhältnissen einem bestimmten λ -Wert der Bettungsziffer-Theorie, was ja auch von vornherein erwartet werden muß.

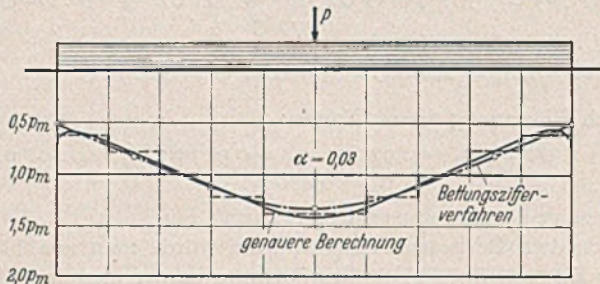


Abb. 11.

Nach K. Hayashi: Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage, S. 43—45, Berlin 1921, gilt für eine Einzellast in Trägermitte: für die Mitte: $q_M = \frac{1}{2} (1 + a) \frac{P}{bL}$, für das Ende: $q_0 = 2c \frac{P}{bL}$ und für beliebiges $\xi = \frac{x}{L}$ (von der Mitte aus gezählt):

$$q = \frac{1}{2} \left[\cos \xi [(1 + a) \text{Co} \xi - \text{Si} \xi] + \sin \xi [\text{Co} \xi - (1 - b) \text{Si} \xi] \right] \frac{P}{bL}$$

$$\text{mit } a = \frac{2 + \cos \lambda - \sin \lambda + e^{-\lambda}}{\text{Si} \lambda + \sin \lambda}; \quad b = \frac{\cos \lambda + \sin \lambda - e^{-\lambda}}{\text{Si} \lambda + \sin \lambda};$$

$$c = \frac{\text{Co} \frac{\lambda}{2} \cdot \cos \frac{\lambda}{2}}{\text{Si} \lambda + \sin \lambda}.$$

Für $P = 10 p_m \cdot ab$ und $L = \frac{1}{\lambda} = \frac{10a}{\lambda}$ ist

$$\frac{P}{bL} = \frac{10 p_m \cdot ab \cdot \lambda}{b \cdot 10a} = \lambda \cdot p_m.$$

Für $\lambda = 2,404$ erhält man damit:

$$a = \frac{2 - 0,7401 - 0,6725 + 0,0904}{5,489 + 0,672} = 0,110;$$

$$b = \frac{-0,7401 + 0,6725 - 0,0904}{6,161} = -0,0245;$$

$$c = \frac{1,8137 \cdot 0,3605}{6,161} = 0,1061;$$

$$q_M = \frac{1}{2} \cdot 1,110 \cdot 2,404 p_m = 1,335 p_m;$$

$$q_0 = 2 \cdot 0,1061 \cdot 2,404 p_m = 0,510 p;$$

$$\text{für } \xi = \frac{2a}{4,16a} = 0,481:$$

$$q = \frac{1}{2} [0,8865 (1,110 \cdot 1,1179 - 0,4998) + 0,4627 (1,1179 - 1,0245 \cdot 0,4998)] \cdot 2,404 p_m = 1,125 p_m;$$

$$\text{für } \xi = \frac{3,5a}{4,16a} = 0,841:$$

$$q_2 = \frac{1}{2} [0,6667 (1,110 \cdot 1,3750 - 0,9437) + 0,7453 (1,3750 - 1,0245 \cdot 0,9437)] \cdot 2,404 p_m = 0,833 p_m.$$

Größtes Moment nach Hayashi:

$$M_{\max} = \frac{1}{4} (1 - b) \cdot PL = \frac{1}{4} (1 - b) \cdot p_m lb \cdot \frac{1}{\lambda} =$$

$$= \frac{1 - b}{4\lambda} \cdot p_m l^2 b = \frac{1,0245}{9,616} p_m l^2 b = 0,1065 p_m l^2 b.$$

Nach der genaueren Berechnung erhält man (mit $l = 10a$):

$$M_{\max} = (0,62 \cdot 4,5 + 0,78 \cdot 3,5 + 1,0 \cdot 2,5 + 1,22 \cdot 1,5 + 1,38 \cdot 0,5) p_m \cdot ab \cdot a = 0,1054 p_m l^2 b.$$

Es ist $0,1065 \approx 1,01 \cdot 0,1054$; das Moment ist nach dem B.-Verfahren also um 1% zu groß erhalten. $M_{\max} = 0,1054 p_m$ findet man für $\lambda \approx 2,45$. Die Bettungszahl C müßte danach um das $\left(\frac{2,45}{2,404}\right)^4$ -fache, d. i. das 1,079-fache größer angenommen werden (Einsetzen von 92,7% der berechneten mittleren Setzung).

Die nach dem B.-Verfahren erhaltene Sohlgedruckverteilung ist in Abb. 11 strichpunktiert eingetragen. Es ergibt sich in diesem Fall eine gute Übereinstimmung mit der genaueren Berechnung. Der Vergleich der Ergebnisse kann jedoch in anderen Fällen wesentlich ungünstiger ausfallen, wie das folgende Beispiel zeigt.

Beispiel 3. Einzellasten P an den Trägerenden, $\alpha = 0,03$.

In den Momentengleichungen (5) ist eine beliebig angreifende Einzelkraft nicht berücksichtigt worden; man erkennt jedoch un schwer an Abb. 6e, daß die Momente aus der am Rande angreifenden Kraft P durch ein veränderliches M_1 berücksichtigt werden können, indem man setzt:

$$\text{für Punkt 1: } M_1 = -P \cdot \frac{3}{2}; \quad \text{für Punkt 2: } M_1 = -P \cdot \frac{3}{2} a \text{ usw.}$$

Mit $P = 5 p_m \cdot ab$ erhält man damit für den Einfluß der Momente aus P in den Gl. (7):

$$M_1 + 4M_2 + M_3 = -5 p_m \cdot ab \left(\frac{1}{2} + 4 \cdot \frac{3}{2} + \frac{5}{2} \right) a$$

$$= -6 \cdot 7,5 p_m \cdot a^2 b$$

$$M_2 + 4M_3 + M_4 = -5 p_m \cdot ab \left(\frac{3}{2} + 4 \cdot \frac{5}{2} + \frac{7}{2} \right) a$$

$$= -6 \cdot 12,5 p_m \cdot a^2 b \text{ usw.}$$

Diese Werte sind in Gl. (7) an Stelle von $6M_1$ einzusetzen; man muß sie also noch durch $6a^2b$ teilen, um die m_1 -Werte der Gl. (9) zu erhalten. Die linke Seite der Gleichungen des vorigen Beispiels bleibt wieder unverändert. Man erhält damit:

$$2,232 q_2 + 0,027 q_3 + 0,534 q_4 + 0,616 q_5 = (3,27 - 0,03 \cdot 7,5) p_m =$$

$$= 3,045 p_m$$

$$-0,481 q_2 + 1,750 q_3 - 0,458 q_4 + 0,034 q_5 = (0,88 - 0,03 \cdot 12,5) p_m =$$

$$= 0,505 p_m$$

$$-0,059 q_2 - 0,543 q_3 + 1,673 q_4 - 0,617 q_5 = (0,605 - 0,03 \cdot 17,5) p_m =$$

$$= 0,08 p_m$$

$$0,008 q_2 - 0,066 q_3 - 0,632 q_4 + 1,092 q_5 = (0,68 - 0,03 \cdot 22,5) p_m =$$

$$= 0,005 p_m$$

und als Lösungen:

$$q_2 = 1,17 p_m; \quad q_3 = 0,72 p_m; \quad q_4 = 0,43 p_m; \quad q_5 = 0,29 p_m$$

$$q_1 = 2,39 p_m.$$

Größtes Moment:

$$M_{\max} = (-5,0 \cdot 5,0 + 2,39 \cdot 4,5 + 1,17 \cdot 3,5 + 0,72 \cdot 2,5 + 0,43 \cdot 1,5 + 0,29 \cdot 0,5) p_m \cdot ab \cdot a = -0,0757 p_m l^2 b.$$

Vergleich mit dem Bettungsziffer-Verfahren:

Nach Hayashi, S. 129, ist, wenn $\xi = x:L$ vom Ende aus gezählt wird:

$$q = 2 \frac{\text{Co} \xi (\lambda - \xi) \cos \xi + \cos (\lambda - \xi) \text{Co} \xi}{\text{Si} \lambda + \sin \lambda} \frac{P}{bL};$$

$$q_m = 4 \frac{\text{Co} \frac{\lambda}{2} \cdot \cos \frac{\lambda}{2}}{\text{Si} \lambda + \sin \lambda} \frac{P}{bL}; \quad q_0 = 2 \frac{\text{Co} \lambda + \cos \lambda}{\text{Si} \lambda + \sin \lambda} \frac{P}{bL}.$$

Mit $\frac{P}{bL} = \frac{1}{2} \lambda p_m$ ist zahlenmäßig (vgl. Beispiel 2):

$$q_M = 4 \frac{1,8137 \cdot 0,3605}{6,161} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,404 p_m = 0,510 p_m;$$

$$q_0 = 2 \frac{5,579 - 0,7401}{6,161} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,404 p_m = 1,888 p_m;$$

$$q_2 = 0,721 = 2 \frac{2,784 \cdot 0,7512 - 0,1120 \cdot 1,2714}{6,161} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,404 p_m = 0,761 p_m;$$

$$q_3 = 2 \cdot \frac{3,923 \cdot 0,9357 - 0,4552 \cdot 1,0657}{6,161} \cdot \frac{1}{2} \cdot 2,404 p_m = 1,243 p_m.$$

Für das Moment findet man allgemein:

$$M = - \frac{\text{Si} (\lambda - \xi) \sin \xi + \sin (\lambda - \xi) \text{Si} \xi}{\text{Si} \lambda + \sin \lambda} \cdot P \cdot L;$$

$$P \cdot L = \frac{P_m \cdot l b}{2} \frac{1}{\lambda} = \frac{P_m \cdot l^2 b}{2 \lambda}$$

Das größte Moment erhält man für $\xi = \frac{\lambda}{2}$:

$$M_{\max} = -2 \cdot \frac{\sin \frac{\lambda}{2} \cdot \sin \frac{\lambda}{2}}{\sin \lambda + \sin \lambda} \cdot PL =$$

$$= -2 \cdot \frac{1,5131 \cdot 0,9328}{6,161} \cdot \frac{P_m l^2 b}{2 \cdot 2,404} = -0,0953 P_m \cdot l^2 b$$

Das Moment wird also nach dem B.-Verfahren um das $\frac{0,0953}{0,0757} \approx 1,26$ -fache, also um 26% zu groß erhalten. Für übereinstimmende Größtmomente müßte die Bettungszahl um das $\left(\frac{2,865}{2,404}\right)^4$ -fache, d. i. um das 2,017-fache größer angenommen werden (Einsetzen von 49,6% der berechneten mittleren Setzung). — Die Verteilungslinien der Sohlspannungen sind in Abb. 12 aufgetragen.

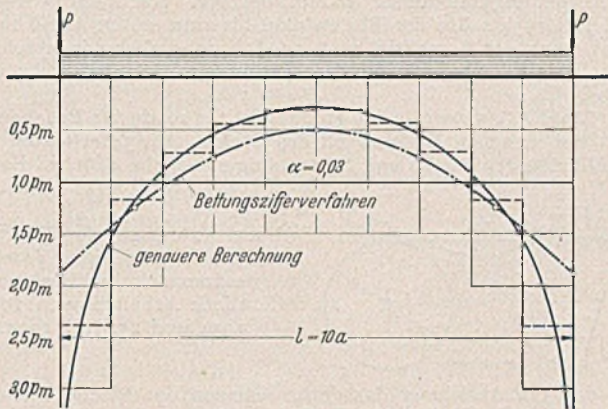


Abb. 12.

Die Abb. 10 und 12 zeigen, daß das Ergebnis nach der Bettungsziffer-Theorie in manchen Fällen erheblich von dem Ergebnis der genaueren Berechnung abweicht und zwar hinsichtlich von M_{\max} sowohl nach der günstigen als auch nach der ungünstigen Seite hin. Wie außerdem zu ersehen ist, erfordert die genauere Berechnung kaum einen größeren Aufwand an Zahlenrechnung als das B.-Verfahren.

Man könnte freilich auch das B.-Verfahren nach der Differenzenrechnung behandeln, wodurch es etwas einfacher zu handhaben wäre als die genauere Berechnung. Die abgeleiteten Gleichungen gelten auch für diesen Fall, wenn man setzt:

$$c_0 = \frac{I}{C}; \quad c_1 = c_2 = \dots \cdot c_n = 0; \quad C_0 = 2 c_0 = \frac{2}{C}; \quad C_1 = c_0 = \frac{I}{C};$$

$$C_2 = C_3 = \dots \cdot C_n = 0.$$

Ausgedeuteten Gründen sei aber nicht weiter darauf eingegangen.

Der Unterschied zwischen „Baugrund“ und „gleichmäßigem Halbraum“.

Bei den bisherigen Berechnungen ist vorerst als Untergrund der gleichmäßige Halbraum vorausgesetzt worden. Der Gültigkeitsbereich der abgeleiteten Gleichungen ist jedoch keineswegs auf diesen Halbraum beschränkt, weil über die Gestalt der Senkungseinflußlinie des Untergrundes (Abb. 6 c) keine Einschränkungen gemacht worden sind.

Wirklicher „Baugrund“ hat freilich meistens eine andere Druckverteilung als der „Halbraum“, und die Zusammendrückbarkeit des Untergrundes weicht von der des Halbraumes ab, weil die Formänderungen der Erdschichten je nach ihrer Tiefenlage verschieden sind und auch nicht immer verhältnismäßig mit der Belastung anwachsen; jedoch kommen diese Abweichungen schon zum großen Teil in der veränderten Form der Senkungseinflußlinie rechnerisch zum Ausdruck, ohne daß es in jedem Falle notwendig wird, die bisherigen Gleichungen zu ergänzen. Durch die — besonders in ihrem Verhältnis untereinander — veränderten c-Werte der Gl. (3) wird eben das wahre Verhalten des Baugrundes rechnerisch schon vielfach ausreichend erfaßt. Man erkennt jedenfalls unschwer, daß die abgeleiteten Formeln solange richtig sind, als die Einsenkungen verhältnismäßig mit der Belastung zunehmen. Dies trifft in vielen praktischen Fällen auch genügend genau zu, wie man des öfteren an Probelastungen des Baugrundes beobachten kann. Die abgeleiteten Formeln werden daher — zumindest näherungsweise — sehr oft in der Baupraxis ausreichen.

Die Gl. (3) können allerdings nicht mehr mit dem auf S. 103 angegebenen Ansatz angeschrieben werden; es muß jetzt heißen:

$$(3a) \quad \begin{cases} \zeta_1 = c_0 \cdot q_1 + c_1 \cdot q_2 + c_2 \cdot q_3 + \dots \\ \zeta_2 = c_1 \cdot q_1 + c_0 \cdot q_2 + c_1 \cdot q_3 + \dots \text{ usw.} \end{cases}$$

d. h. die Beiwerte c sind jetzt keine unbenannten Zahlen mehr, sondern sind gebunden an die gerade vorliegenden Verhältnisse des Untergrundes und der Lastflächengröße. Dadurch ändern sich jedoch nur die Konstanten der Gl. (8) und (9), indem in Gl. (8) die Faktoren $\frac{a}{E}$ fortfallen und in Gl. (9) der Wert α durch $\bar{\alpha} = \frac{a^4 b}{E J}$ zu ersetzen ist¹⁵.

(Fortsetzung folgt)

¹⁵ Nur wenn für die Tiefenabhängigkeit der Zusammendrückungszahl $Z = c \bar{z} \cdot z^w$ ($z = \text{Tiefe}$) gilt, kann angesetzt werden: $\zeta = (\sum c q) \cdot a^{1-w}$ mit c als unbenannten Zahlen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

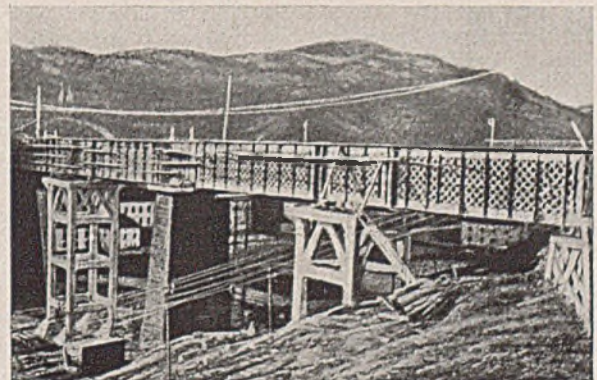
Instandsetzung einer Eisenbahnbrücke in Spanien.

Während des spanischen Bürgerkrieges ist eine zweigleisige Talbrücke bei Ormaiztegui im Zuge der Strecke Madrid—Irun, 58 km vor Irun gelegen, von den Roten zerstört worden, kurz ehe die Franco-Truppen in jene Gegend einrückten. Die aus der Zeit um 1860 herrührende Brücke hat fünf Öffnungen, von denen die beiden Endfelder 52,8 m, die mittleren 60,2 m weit sind. Das Tragwerk besteht aus durchgehenden Parallelträgern mit engmaschigem Gitterfachwerk, die 32 bis 34 m über Gelände auf hohen gemauerten Pfeilern ruhen. In den zwei nach Madrid zu gelegenen Feldern waren die Träger gesprengt.

Die Verkehrsbedeutung der Strecke machte es nötig, daß die Brücke so schnell wie möglich wieder hergestellt würde. Die Instandsetzung sollte keine allzu hohen Kosten erfordern, sie sollte in der kürzest möglichen Zeit ausgeführt werden, und es bestanden Schwierigkeiten bei Beschaffung der Baustoffe. Eine behelfsmäßige Instandsetzung der Brücke, etwa durch Einbau eines Tragwerks aus Holz mit Zwischenjochen, wurde abgelehnt, weil die Kosten ebenso hoch gewesen wären wie für ein endgültiges Bauwerk und weil die Beseitigung des Zwischenzustands neue Betriebsstörungen verursacht hätte. Ebenso wurde eine Streckenverlegung abgelehnt; es hätte dabei ein Damm von 190000 m³ Inhalt geschüttet werden müssen, um die Eisenbahn über das Tal zu überführen, was neben hohen Kosten auch erhebliche Zeit erfordert hätte, ehe er mit Eisenbahnzügen befahren werden konnte.

Der Ersatz der alten Fachwerkträger durch Gewölbe wäre eine willkommene Lösung der vorliegenden Aufgabe gewesen, der stehengebliebene Mittelpfeiler, der also das Endwiderlager geworden wäre, wäre

aber nicht imstande gewesen, den Schub eines Gewölbes von 62 m Weite aufzunehmen, und hätte dazu verstärkt werden müssen. Stahlbeton hätte für das Gewölbe nicht gewählt werden können, weil es an Einlage-



Instandgesetzte Talbrücke bei Ormaiztegui.

eisen fehlte, und der Schub des Gewölbes, für das also Mauerwerk oder unbewehrter Beton hätte verwendet werden müssen, wäre um so größer geworden. Die Bauzeit sprach gegen diese Lösung ebenso wie die Be-

schaffenheit des Baugrunds. Ihre Kosten wurden überdies auf 1,8 Mio Pes. geschätzt.

Nach Erörterung aller Möglichkeiten entschloß man sich, die beiden gesprengten Felder eingeleisig mit Trägern zu überbrücken, wobei aber die Felder durch neue Mittelstützen unterteilt wurden. Außer in den beiden zerstörten Feldern wurde auch in dem anstoßenden unversehrten Feld ein solcher Pfeiler eingebaut, weil der alte Träger hier nicht mehr die genügende Tragfähigkeit besaß, um eine Öffnung von rd. 60 m Weite freitragend bei neuzeitlichen Lasten zu überbrücken. Die Strecke wird bekanntlich vom Süd-Expres Paris—Lissabon, also von einem schweren, schnellfahrenden Zug befahren.

Für die neuen Pfeiler wurde Stahlbeton als Baustoff gewählt. Sie bestehen aus vier Eckpfosten, die durch waagrechte Riegel verbunden sind. Nur das oberste Stockwerk ist durch K-Streben ausgesteift (s. Abb.). Da, wie gesagt, Eisen der üblichen Form als Einlagen für den Beton nicht in ausreichender Menge zu haben waren, wurde der Beton der Pfeiler mit Altschienen bewehrt. Für die Bügel gelang es, das nötige Rundeseisen zu beschaffen.

Die vier Eckpfosten haben einen Querschnitt von 90 zu 90 cm. Sie bilden ein Quadrat von 7 m Seitenlänge. Bekrönt werden die Pfeiler durch eine Plattform von 9 zu 9 m Fläche, die also auf allen Seiten um 1 m über den von den Eckpfosten eingeschlossenen Raum vorspringt. Die Eckpfosten stehen auf Einzelgründungen.

Infolge der Unterteilung der Felder durch die neuen Mittelpfeiler und der Beschränkung des Talübergangs auf ein Gleis reichten die noch brauchbaren Teile des Tragwerks aus, um das eigentliche Tragwerk der Brücke wieder herzustellen.

Die Bauarbeiten wurden am 10. Oktober 1936 begonnen und wurden am 30. Januar 1937 durch eine Probefahrt mit elektrischen Lokomotiven abgeschlossen, die zu einem befriedigenden Ergebnis führte. Die Kosten haben 820 000 Pes. betragen, also noch nicht die Hälfte der Kosten für eine Wölbbrücke.

Der Voranschlag wurde damit um 14,2% überschritten, was seinen Grund zum Teil darin hatte, daß in zwei Schichten von zehn Stunden gearbeitet wurde, wodurch hohe Ausgaben für Löhne entstanden. Auch schlechtes Wetter und Nacharbeit trugen zur Vermehrung der Kosten bei. Schließlich fehlte es an Baustoffen, die nur zu hohen Preisen zu haben waren, namentlich auch an Holz, sowie an den zum Bau nötigen Geräten. Da in der Nähe der Baustelle keine Hebezeuge von ausreichender Tragfähigkeit zu haben waren, wurde als Kraftquelle beim Bau eine elektrische Lokomotive herangezogen.

(Nach Rivista Tecnica delle Ferrovie Italiane 58 (1940) S. 80.)
W e r n e k k e, Berlin.

Der hochfeste französische Baustahl AC. 54 und seine Schweißbarkeit¹.

Wie in anderen Ländern suchte man vor etwa zehn Jahren auch in Frankreich nach einem Stahl, der gegenüber dem allgemein üblichen weichen Stahl höhere Beanspruchungen und daher eine Verbesserung des baulichen Wirkungsgrades ermöglichen sollte. Nachdem ein vom französischen Minister für öffentliche Arbeiten zur Beratung dieser Frage einberufener Ausschuß seine Arbeiten vollendet hatte, ergingen unterm 7. Februar 1933 Vorschriften, in denen zwei hochfeste Stähle AC. 54 und AC. 50² vorgesehen waren, der letztere als Nietstahl. Im normalisierten Zustand sollte beim Stahl AC. 54 die Zugfestigkeit zwischen 54 und 64 kg je mm², beim Stahl AC. 50 zwischen 50 und 57 kg/mm² liegen, die Streckgrenze mindestens 36 bzw. 30 kg/mm², die Bruchdehnung mindestens 20% (bei Formstählen in der Querrichtung 18%) bzw. (beim Nietstahl) 22% betragen³.

Außer der Mindestgrenze für den Kupfergehalt mit 0,25% und der Höchstgrenze für den Schwefel- und Phosphorgehalt ($S \leq 0,06\%$, $P \leq 0,07\%$, $S + P \leq 0,12\%$) bestanden keine Vorschriften bezüglich der chemischen Zusammensetzung. Zur Not konnte ein chromfreier Stahl mit 0,4% Kohlenstoff den gestellten Anforderungen genügen. Die Stahlwerke wählten aber den Kohlenstoffgehalt geringer und setzten dafür dem Stahl etwas Chrom zu. Als zulässige Beanspruchung war bei Stahl AC. 54 (für Normalspannungen) 18 bis 19 kg/mm², bei Stahl AC. 50 (für Abscherung) 12 bis 13 kg/mm² vorgesehen, während beim gewöhnlichen weichen Stahl (mit 42 kg/mm² Mindestfestigkeit und 25% Mindestdehnung) nach den Vorschriften der Brücken- und Straßenverwaltung (Règlement des Ponts et Chaussées) die zulässige Beanspruchung 14 bzw. 13 kg/mm² beträgt, je nachdem der Einfluß des Windes berücksichtigt wird oder nicht.

¹ Ch. Wolff: L'acier AC. 54, acier de construction à haute résistance et ses qualités de soudabilité. La Technique Moderne 33 (1941) S. 70—76.

² AC = acier = Stahl = St.

³ Beim ähnlichen deutschen Stahl St 52 und Stärken bis 18 mm beträgt die Mindeststreckgrenze 36 kg/mm², die Zugfestigkeit 52 bis 62 kg/mm², die Mindestdehnung 20% (längs) bzw. 18% (quer). Bei Stärken von 18 bis 30 mm wird eine Mindeststreckgrenze von 35 kg/mm², eine Zugfestigkeit von 52 bis 64 kg/mm² und eine Mindestdehnung von 19 bzw. 17% gefordert, bei Stärken von 30 bis 50 mm eine Mindeststreckgrenze von 34 kg/mm², eine Zugfestigkeit von 52 bis 64 kg/mm² und eine Mindestbruchdehnung von 18 bzw. 16%. Siehe Werkstoff-Handbuch Stahl und Eisen, Berlin, 2. Aufl. 1937, Abschnitt N 4.

Vom neuen Stahl AC. 54 war ganz allgemein verlangt, daß er nach dem Gasschmelz- und dem Lichtbogenverfahren in gleicher Weise schweißbar sein müsse wie der gewöhnliche weiche Baustahl AC. 42. Er wurde aber auf den Markt gebracht, bevor der vom französischen Minister für öffentliche Arbeiten zur Aufstellung eines Prüfverfahrens auf Schweißbarkeit eingesetzte Ausschuß seine Untersuchungen beendet hatte.

Am 19. Juli 1934 erließ der Minister für öffentliche Arbeiten eine vorläufige Vorschrift für die Herstellung lichtbogengeschweißter Hoch- und Brückenbauten, die nach ergänzenden Versuchen am 25. Juli 1935 abgeändert wurde. Diese vorläufigen Vorschriften enthielten Erläuterungen über die Berechnung von Schweißverbindungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Schweißnähte. Zur Feststellung der Schweißbarkeit des Stahles AC. 54 sollten zwei Platten von 10 mm Dicke mit V-förmig abgeschrägten Blechrändern in zwei oder drei Lagen miteinander verschweißt werden. Von dieser Platte waren vier 35 mm breite Streifen senkrecht zur Schweißnaht so abzuschneiden, daß die Schweißnaht in der Mitte lag. Mit diesen vier Stäben waren zwei Zug- und zwei Biegeversuche durchzuführen. Die Zugfestigkeit mußte zwischen 54 und 64 kg/mm² liegen. Die Biegeprobe war nach Abb. 1 bei Mittelbelastung über zwei Rollen von 100 mm Durchm. mit einem lichten Abstand von 50 mm durchzuführen. Die Nahtwurzel war dem Stempel zugekehrt, dessen Abrundungshalbmesser 10 mm betrug. Nach der Vorschrift vom 19. Juli 1934 sollte der Biegewinkel bis zum ersten Anriß mindestens 45°, nach der Vorschrift vom 25. Juli 1935 aber mindestens 60° betragen. Diese Biegeprobe erwies sich in der Folge als sehr unbedeutend.

Der Stahl AC. 54 wurde für große Behälter sowie für Brücken verwendet. Bei manchen Lieferungen des Stahles AC. 54 erfolgten beim rauen Abladen der Bleche und Formstähle plötzliche Brüche. Es wird

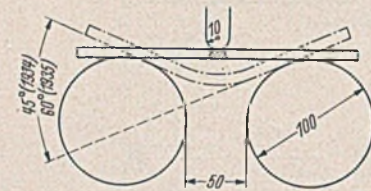


Abb. 1. Anordnung der Biegeprobe nach den einseitigen Vorschriften des französischen Ministers für öffentliche Arbeiten vom 19. Juli 1934 und 25. Juli 1935.

erzählt, daß ein Abnehmer das derbe Abladen der Bleche verwendet habe, um sich von der Güte des Stahles zu überzeugen. Manche Lieferungen wiesen, besonders bei geringen Stärken der Bleche und Formstähle, eine zu große Härte auf, die beim Zugversuch in Festigkeiten über 64 kg/mm² zum Ausdrücke kam und zu Bearbeitungsschwierigkeiten führte. Bei manchen Stählen AC. 54 griffen die Schermesser nicht an; in anderen Fällen führte das autogene Schneiden zu einer starken Härtezunahme in der Nähe der Schnittflächen.

Viele Niete aus Stahl AC. 50 brachen beim Erkalten. Bei einem einzigen Tragwerk versagten in dieser Art 25 bis 30% aller Niete. Bei einem anderen Tragwerk mußten aus diesem Grunde 1500 Niete neu eingezogen werden.

Die größten Schwierigkeiten traten aber bei der Herstellung geschweißter Tragwerke auf. Vielfach mußten zu jeder Lieferung von Stahl AC. 54 eigene Elektroden bestellt werden. Elektroden, die bei der einen Lieferung den vorgeschriebenen Biegewinkel ohne weiteres erreichen ließen, führten bei einer weiteren Lieferung von Stahl AC. 54 zu ganz unzulänglichen Biegewinkeln. Zuweilen konnte beim Schweißen die Bildung von Blasen infolge einer Reaktion zwischen Grund- und Zusatzwerkstoff beobachtet werden. Manchmal riß die Schweißnaht auf, entweder unmittelbar nach ihrer Herstellung oder mehrere Tage oder Monate nach der Inbetriebnahme des Bauwerkes. Einstürze fertiger geschweißter Bauwerke haben sich in Frankreich aber nicht ereignet. Zu Beginn 1940 gab es in Frankreich sechs fertige Brücken aus Stahl AC. 54; drei Brücken im Pariser Gebiet waren im Bau. — — —

Es gibt kein Mittel, die Schweißbarkeit eines Stahles unmittelbar zahlenmäßig zu bewerten. Eine gute Schweißverbindung muß sich mechanischen und korrosiven Angriffen gegenüber möglichst gleich verhalten wie der unveränderte Grundwerkstoff. Aus der größeren oder geringeren Gleichmäßigkeit der mechanischen Eigenschaften im ganzen Schweißbereich erhält man mittelbar ein Bild von der Schweißbarkeit eines Stahles.

Beim Schweißen erfährt der Grundwerkstoff in der wärmebeeinflussten Zone einerseits eine Überhitzung und andererseits eine Abschreckung. Die Überhitzung kann zu einer Kornvergrößerung, die Abschreckung zu einer Härtesteigerung führen. Ein Stahl eignet sich um so mehr für die Schweißung, je unempfindlicher er für solche Gefügeänderungen ist. Da diese Empfindlichkeit im Zusammenhang mit der chemischen Zusammensetzung steht, so kommt auch in dieser die Schweißbarkeit eines Stahles mittelbar zum Ausdruck.

Zur Feststellung des Verlaufes der Festigkeitseigenschaften quer durch den ganzen wärmebeeinflussten Bereich einer Versuchsschweißung leistet der Mikroprüfer von Prof. Chévenard⁴ wertvolle Dienste. Dieses Gerät ermöglicht die Durchführung von Zug- und Scherversuchen an zylindrischen Proben von 2,5 mm Durchm. Es lassen sich bestimmen: Streckgrenze, Zugfestigkeit, Bruchdehnung und Scherfestigkeit. Abb. 2 und Abb. 3 zeigen den Verlauf der Streckgrenze (E), Zugfestigkeit (R)

⁴ La Technique Moderne 27 (1935) S. 315—316.

und Bruchdehnung (A) auf einer Geraden an, die senkrecht zur Schweißnaht steht. Die Schaulinien in Abb. 2 entsprechen einem schlecht schweißbaren, die Schaulinien in Abb. 3 um einen gut schweißbaren Stahl. Bei den Schaulinien in Abb. 2 handelte es sich um einen Stahl AC. 54 mit 42 kg/mm² Streckgrenze, 67 kg/mm² Zugfestigkeit, 17 bis 20% Bruchdehnung und mit in %:

0,25 C + 1,05 Mn + 0,25 Si + 0,65 Cr + 0,46 Cu + 0,045 P + 0,04 S, bei den Schaulinien in Abb. 3 um einen Stahl AC. 54 mit 44 kg/mm² Streckgrenze, 57,5 kg/mm² Zugfestigkeit, 16 bis 25% Dehnung und mit in %: 0,21 C + 0,75 Mn + 0,22 Si + 0,42 Cr + 0,49 Cu + 0,03 P + 0,03 S. Selbstverständlich muß beim Vergleich zweier Stähle bezüglich ihrer Schweißbarkeit die Herstellung der Probenschweißungen unter gleichen Versuchsbedingungen erfolgen.

Der in den Vorschriften vom 27. Juli 1935 vorgesehene Zugversuch mit den geschweißten Proben ermöglicht zwar die Feststellung, daß die

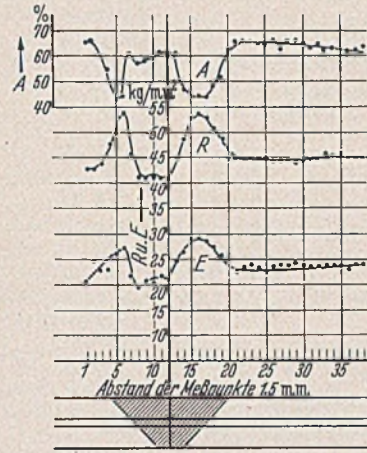


Abb. 2. Verlauf der Zugfestigkeit (R = Résistance), Streckgrenze (E = limite élastique) und Bruchdehnung (A = allongement) quer durch die Schweißnaht und die wärmebeeinflusste Zone bei einem schlecht schweißbaren Stahl AC. 54.

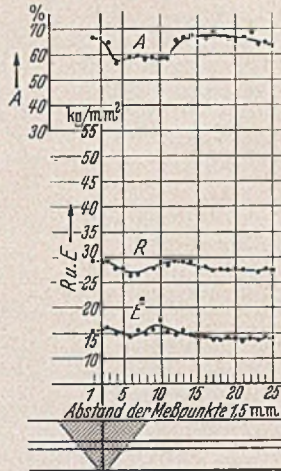


Abb. 3. Verlauf der Zugfestigkeit (R), Streckgrenze (E) und Bruchdehnung (A) quer durch die Schweißzone bei einem gut schweißbaren Stahl.

lassen sich mit dem Mikrohärtepreifer auch die Schaulinien der Zug- und der Scherfestigkeiten bestimmen.

Zur Ausschaltung spröden Stahles wurde in den Lieferbedingungen für die Brücke von Neuilly neben der Zug- und Biegeprobe auch eine Schlagprobe nach Chartier (mit ungekehrten Stäben) aufgenommen; sie brachte mehr Verwirrung als Nutzen. Spätere Versuche zeigten, daß die Kerbschlagbiegeprobe ungleich wertvoller ist.

Untersuchungen über den Einfluß der chemischen Zusammensetzung auf die Schweißbarkeit führten dazu, bei der Vergebung des Baues für die geschweißte Brücke von St. Clo u d die chemische Zusammensetzung des zu verwendenden Stahles AC. 54 wie folgt zu beschränken: C < 0,22%, Mn < 1,2%, Cr = 0,25 bis 0,40%, Cu = 0,25 bis 0,60%, Si < 0,3%, S < 0,04%, P < 0,04% und S + P < 0,07%⁵.

Es könnte wünschenswert erscheinen, diese Analysen endgültig in die allgemeinen Lieferbedingungen der Brücken- und Straßenverwaltung (Administration des Ponts et Chaussées) aufzunehmen, wie auch die

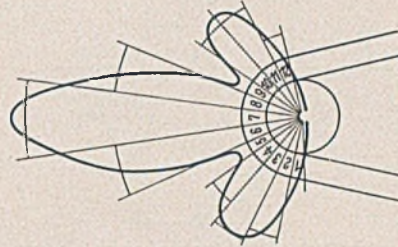


Abb. 4. Polare Schaulinie der örtlichen Dehnungen längs der erhabenen Fläche einer über einen Dorn gebogenen geschweißten Probe aus einem schlecht schweißbaren Stahl AC. 54.

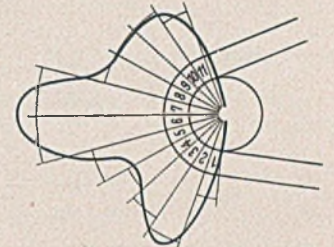


Abb. 5. Polare Schaulinie der örtlichen Dehnungen einer über einen Dorn gebogenen geschweißten Probe aus einem gut schweißbaren Stahl AC. 54.

Schweißnaht die Festigkeit des Grundwerkstoffes erreicht, bringt aber die Neigung des Grundwerkstoffes, beim Schweißen in der wärmebeeinflussten Zone aufzuhärten, nicht zum Ausdruck. Ebensovien ermöglicht die in diesen Vorschriften angegebene Biegeprobe mit den geschweißten Stäben, die Schweißbarkeit des Grundwerkstoffes zu erkennen. Während bei dem gut schweißbaren Stahl in Abb. 3 der Mikroprüfer von Chévenard im wärmebeeinflussten Bereich verhältnismäßig geringe Schwankungen in den mechanischen Eigenschaften erkennen ließ, lag der nach Abb. 1 bestimmte Biegewinkel im Mittel bei 58°, also unter dem vorgeschriebenen Wert.

Die Ursache für das Versagen der Biegeprobe liegt darin, daß die bleibende Verformung der Probe zunächst hauptsächlich unter dem Stempel, also im aufgetragenen Werkstoff erfolgt. Bei den vorgeschriebenen Abmessungen beginnt die bleibende Verformung im Grundwerkstoff erst, wenn bereits ein Biegewinkel von etwa 60° erreicht ist. In den meisten Fällen bedeutet diese Biegeprobe nichts anderes als die Prüfung des Zusatzwerkstoffes auf Bildsamkeit. Manchmal entsteht der Riß auch im Grundwerkstoff in der Nähe der Schweißnaht, aber die Ergebnisse sind zweifelhaft und schwer zu deuten. Ein Bild von der Schweißbarkeit des Grundwerkstoffes erhält man durch die vorgeschriebene Biegeprobe jedenfalls nicht.

Zu wesentlich brauchbareren Ergebnissen führt die Biegung über einen Dorn (pliage contrôlé), so daß dem Probestab eine bestimmte Krümmung aufgezwungen wird. Bestimmt man nun für eine Reihe von Stellen an der erhabenen Seite der Probe die örtliche Dehnung und trägt sie etwa in Polarkoordinaten von der Achse des Dornes aus auf, so erhält man wieder ein Bild über die Gleichmäßigkeit des mechanischen Verhaltens des Werkstoffes im Schweißbereich und damit ein Urteil über die Schweißbarkeit des Stahles. Abb. 4 zeigt die Schaulinie der Dehnungen bei einem schlecht schweißbaren, Abb. 5 bei einem gut schweißbaren Stahl AC. 54.

Die Gefügeänderungen durch Aufhärtung und Überhitzung des Grundwerkstoffes im wärmebeeinflussten Bereich kommen auch in den Schliffbildern sowie in der Kerbzähigkeit zum Ausdruck. Es bieten daher auch metallographische Aufnahmen sowie Schaulinien über den Verlauf der Kerbschlagbiegefestigkeit die Möglichkeit, die Schweißbarkeit des Stahles zu beurteilen. Einfacher ist es aber, einen Stab von 2,5 mm Durchmesser in Richtung senkrecht zur Schweißnaht herauszuarbeiten und mit Hilfe des Gerätes von Chévenard auf Scherfestigkeit zu erproben, was in Querschnittsabständen von nur 1,5 mm erfolgen kann, so daß man eine ausreichende Anzahl von Punkten für die gesuchte Schaulinie der Scherfestigkeiten erhält. Ähnliche Dienste leistet ein Mikrohärtepreifer. Hat man für einen bestimmten Stahl den Zusammenhang zwischen Zugfestigkeit und Härte sowie Scherfestigkeit und Härte bestimmt, so

Abstimmung der elastischen Lagerung von Schmiedehämmern.

Inhaltsübersicht. Anhand eines Vektordiagramms wird die Aufschaukelung der Fundamentalschwingungen von schnellschlagenden elastisch gelagerten Schmiedehämmern behandelt und die Abhängigkeit der größten Schwingweite von der Eigenschwingzahl des Systems gezeigt.

Um die Übertragung der Erschütterungen von Schmiedehämmern auf den Untergrund zu vermindern, schaltet man Stahlfedern zwischen dem Untergrund und einem als Beruhigungsmasse dienenden Betonblock ein. Das ganze aus dem Block und dem Hammergestell bestehende Schwingungssystem führt nach jedem Schlage Schwingungen aus, deren Schwingweite von der Gesamtmasse, der gesamten Federsteife, dem Bärgegewicht und der Schlagenergie abhängt.

Die Schwingungsausschläge klingen infolge der natürlichen Materialdämpfung in den Federn schon nach 3—5 Schwingungen ab. Bei langsam schlagenden Hämmern kommt der Block schon vor dem nächsten Schlage zur Ruhe und der Vorgang wiederholt sich nach jedem Schlage in derselben Weise. Bei schnell schlagenden Hämmern muß ein Aufschaukeln der Schwingungen vermieden werden. Offenbar werden die Schwingungen dann besonders stark aufgeschaukelt, wenn ein Schlag in dem Augenblick auftrifft, in dem der Block auf einer Abwärts-schwingung durch die Gleichgewichtslage geht, d. h. wenn die Eigenschwingzahl des Systems mit der Schlagzahl übereinstimmt oder ein ganzzahliges Vielfaches davon ist. Erfolgt der Schlag aber gerade dann, wenn der Block in seiner Aufwärtsbewegung durch die Nulllage geht, dann hebt sich die dem System durch den Schlag erteilte, nach abwärts gerichtete Geschwindigkeit gegen die nach oben gerichtete vorhandene Geschwindigkeit des Systems auf.

Wie die Verhältnisse (bei einem ungedämpften System) zwischen diesen beiden leicht übersehbaren Grenzfällen liegen, läßt sich anschaulich anhand eines Vektordiagramms der Schwingung zeigen.

Zweckmäßig wird der Vektor der Schwingweite mit dem Vektor der Geschwindigkeit in der Weise vereinigt, daß man die Schwingweite

⁵ Beim deutschen Stahl St 52 ist eine bestimmte chemische Zusammensetzung nicht vorgeschrieben. Der C-Gehalt soll 0,2%, der Si-Gehalt 0,5%, der Mn-Gehalt 1,2%, der Cu-Gehalt 0,55%, der P-Gehalt 0,06%, der S-Gehalt 0,06%, die Summe P + S 0,10% nicht überschreiten. Zusätzlich werden zugelassen entweder 0,3% Mn oder 0,4% Cr oder 0,2% Mo. Bei genieteten Tragwerken sind die Niete aus Stahl St 44 herzustellen; er ist von ungefähr gleicher chemischer Zusammensetzung wie St 52, nur ist der C-Gehalt entsprechend geringer.

als Projektion des Vektors auf die lotrechte Achse und die Geschwindigkeit als Projektion desselben Vektors auf die waagrechte Achse ansieht; denn wenn die Schwingweite die Form $a_1 \sin \omega t$ hat, gilt für die Geschwindigkeit in dem betreffenden Augenblick der Ausdruck $a_1 \omega \cos \omega t$. Die Maßstäbe sind dann so zu wählen, daß die Scheitelwerte der Schwingweite und der Geschwindigkeit durch dieselbe Strecke angegeben werden.

In Abb. 1 ist auf diese Weise der Schwingungsvorgang bei einem Hammer dargestellt. Die Vektoren laufen mit der Kreisfrequenz

$$\omega = \pi n_k / 30 = \sqrt{c/m}$$

um. In der Ruhelage 0 wird der Masse plötzlich eine Geschwindigkeit v_0 erteilt. Sie führt dadurch eine Schwingung mit der Amplitude

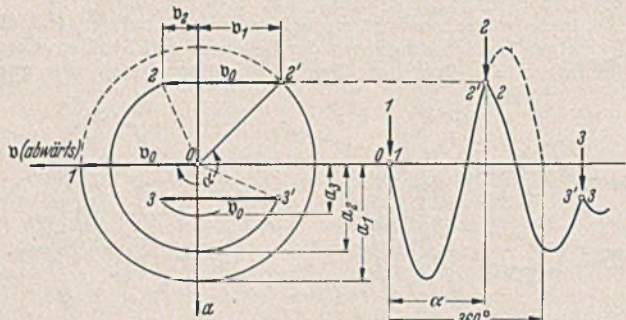


Abb. 1. Vektordiagramm der Fundamentalschwingungen eines elastisch gelagerten Schmiedehammers.

$a_1 = v_0 / \omega$ aus. Eine volle Schwingung wäre in der Zeit $T = 2\pi / \omega$ durchlaufen. In dem Beispiel ist angenommen, daß der zweite Schlag bereits nach der Zeit $5T/8$ erfolgt. Während dieser Zeit hat der

Vektor den Winkel $\alpha = \frac{5}{8} \cdot 360^\circ = 225^\circ$ durchlaufen und seine Spitze

ist in dem Punkt 2' angelangt. Die Eigengeschwindigkeit des Systems im Augenblick vor dem zweiten Schlage ist hier nach oben gerichtet (d. h. negativ) und wird durch die Strecke v_1 dargestellt. Durch den Schlag wird dem System wieder zusätzlich eine nach unten gerichtete (positive) Geschwindigkeit v_0 erteilt, so daß die resultierende Geschwindigkeit nach dem Schlage $v_2 = v_1 + v_0$ beträgt. Die Spitze des Vektors gelangt von Punkt 2' nach Punkt 2. Mit dem zweiten Schlage fängt eine neue Schwingung an, deren Schwingweite gleich der Entfernung $0-2$, im Amplitudenmaßstab gemessen, ist und deren Frequenz, die bekanntlich von der Amplitude unabhängig ist, wiederum ω beträgt. Der Winkel α zählt jetzt von der Verbindungslinie $0-2$ an bis zum dritten Schlage. Die Spitze des Vektors beschreibt nach dem zweiten Schlage einen Kreisbogen mit dem Halbmesser $0-2 = a_2$.

In Abb. 1 sind rechts noch die Sinusschwingungen herausgezeichnet; die Amplituden der Sinuslinien können für jeden Zeitpunkt aus dem Vektordiagramm abgegriffen werden.

In dieser Weise kann man fortfahren und erhält die verschiedenen Endpunkte 3, 4 usw. der resultierenden Geschwindigkeitsvektoren nach jedem Schlage. Die Abstände dieser Endpunkte vom Mittelpunkt 0 ergeben im Amplitudenmaßstab die zugehörigen Schwingweiten. Man kann also durch Fortsetzung der gezeigten Konstruktion feststellen, mit welcher größten überhaupt vorkommenden Amplitude zu rechnen ist.

Die Endpunkte 1, 2, 3 usw. der Vektoren der Schlaggeschwindigkeit lassen sich auf eine noch einfachere Weise und mit größerer Genauigkeit

bestimmen. Diese Endpunkte liegen nämlich alle auf einem Kreise, dessen Mittelpunkt der Schnittpunkt der Verbindungslinie $1-2'$ mit der Mittelsenkrechten über $1-0$ ist, und sind auf dem Kreisumfang so verteilt, daß die von je zwei aufeinander folgenden Endpunkten aus gezogenen Radien den Winkel α miteinander bilden.

In Abb. 2 ist dies dargestellt. — Man erkennt mit einem Blick, daß die größte Schwingweite in diesem Beispiel sich nach dem 4. Schlage einstellt. Nach dem 8. Schlage kommt das System vollständig zur Ruhe und das Spiel kann von neuem beginnen.

Für das Verhältnis der größten überhaupt auftretenden Schwingweite zu der Schwingweite a_1 nach dem ersten Schlage ergibt sich die Beziehung: $a_{\max} / a_1 = 1 / \sin \alpha / 2$, die in Bild 3 dargestellt ist. In diesem

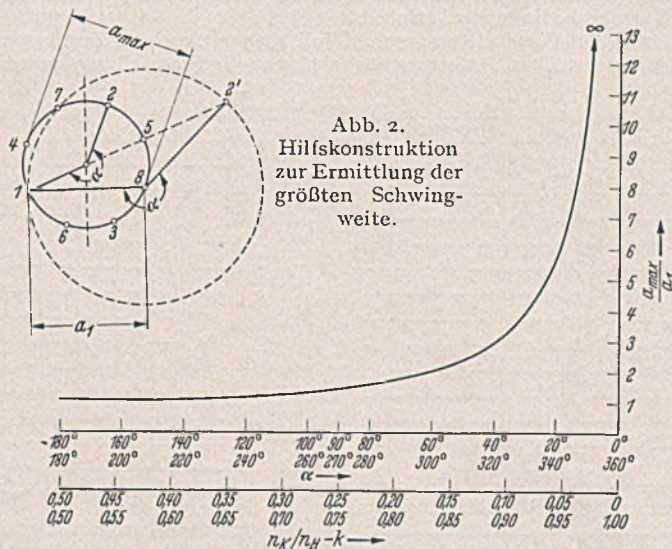


Abb. 2. Hilfskonstruktion zur Ermittlung der größten Schwingweite.

Abb. 3. Verhältnis der maximalen Schwingweite zur Schwingweite nach dem ersten Schlage in Abhängigkeit von der Abstimmung der Federung

Bild ist als Abszisse einmal der Winkel α aufgetragen und außerdem das Verhältnis der Eigenschwingzahl zur Schlagzahl des Hammers. Zwischen beiden besteht die Beziehung $n_k / n_H = k + 360^\circ / \alpha$, wobei k eine ganze Zahl bedeutet.

Abb. 3 zeigt, daß Abstimmungen mit einem Winkel $\alpha = 90^\circ$ über 180° bis 270° gut sind, weil die Schwingweite nicht wesentlich überhöht wird. Schlecht sind dagegen die Abstimmungen mit einem Winkel $\alpha = 0$ bis 90° und 270° bis 360° . Diese Bereiche sind daher bei schnell schlagenden Hämmern zu vermeiden.

Die Diagramme beziehen sich alle auf dämpfungslose Schwingungen. In Wirklichkeit ist, wie eingangs erwähnt, eine Materialdämpfung vorhanden, infolge deren die Schwingungsauslässe kleiner werden. Man kann auch die Verhältnisse bei gedämpfter Schwingung in einem Vektordiagramm angenähert darstellen und erhält dann für die Endpunkte der Vektoren statt des in Abb. 2 dargestellten Kreises eine Art Spirale. Das bedeutet, daß sich bei gedämpften Schwingungen die Größe der Amplituden mit der Zeit immer mehr einem bestimmten Wert, nämlich der Hälfte der größten ungedämpften Schwingweite, nähert.

Karl de Gruben, Berlin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Abgrenzung der freiberuflichen von der gewerblichen Tätigkeit.

Ein grundsätzliches Urteil des Reichsfinanzhofs.

In einem bemerkenswerten Urteil vom 27. August 1941 — VI 199/40 — nimmt der RFH zu der Frage Stellung, ob ein selbständiger Berater Ingenieur als Gewerbetreibender anzusehen und gewerbesteuerpflichtig ist. Die Berufstätigkeit des inzwischen verstorbenen Ingenieurs bestand in erster Linie darin, bestimmte wichtige bautechnische und statische Fragen im Wege der Beratung des Bauherrn zu klären und zu entscheiden. In einem eigenen Ingenieurbüro wurde seit Jahren ein eingearbeiteter Mitarbeiterstab von etwa 20—22 Personen beschäftigt. Die Hälfte dieser Mitarbeiter waren hochqualifizierte, fachmännisch voll ausgebildete Kräfte (ein Oberingenieur, Ingenieure und Hilfsingenieure), der Rest bestand aus Hilfskräften (Technikern, Zeichnern, Schreibkräften usw.). Unter den Auftraggebern waren die bedeutendsten Bauherren Deutschlands und unter den Auftraggegenständen die größten Baulichkeiten und Bauplanungen der letzten Jahre.

Die Gewerbesteuerpflicht war mit der Begründung bejaht worden, daß die meisten Leistungen solche der Gesamtheit der Arbeitskräfte unter Oberaufsicht des Steuerpflichtigen darstellten. Ein Büro von einer solchen Ausdehnung, wie es der Steuerpflichtige unterhalten habe, und ein Auftragsbestand von so erheblichem Umfang schlossen es

aus, daß der Steuerpflichtige an den einzelnen Arbeiten einen Anteil nehme, der noch die Beurteilung einer freiberuflichen Tätigkeit zulasse. Die Grenzen der menschlichen Arbeitskraft ließen eine Ausdehnung der geistigen Tätigkeit über ein gewisses Maß hinaus nicht zu. Dieses Maß sei hier überschritten.

Diesen Rechtsstandpunkt der Veranlagungsbehörden hat der Steuerpflichtige bekämpft. In der Begründung wies er darauf hin, daß in einer vom Hauptamt für Technik erlassenen Anordnung zur Erfassung und zum organisatorischen Einsatz der Beratenden Ingenieure Deutschlands vom 17. März 1939 ausdrücklich bestimmt sei, daß die Berufstätigkeit des Beratenden Ingenieurs kein Gewerbe sei. Diese durchaus verpflichtende Anordnung müsse auch steuerrechtlich Geltung haben, zum mindesten solange, als der Steuerpflichtige als „Beratender Ingenieur“ anerkannt und in der Liste der „Beratenden Ingenieure“ geführt werde. Auch sei die Auffassung der Vorbehörden über die Hinzuziehung von Gehilfen bei der Ausübung des freien Berufs viel zu eng. Weder das EstG noch das GewStG verlangten von den Angehörigen eines freien Berufs einen Verzicht auf qualifizierte Mitarbeiter. Es könne nicht die Absicht des Gesetzgebers gewesen sein, die Ingenieure und Architekten mit einer kleinen Praxis von der Gewerbesteuer freizustellen, diejenigen aber, die große und bedeutende Arbeiten verrichteten, mit Hilfe einer unzutreffenden Gesetzesauslegung zu Gewerbetreibenden zu stempeln. Große Bauwerke

könnten weder bei Architekten noch bei Ingenieuren von einer oder einigen Personen bis auf die nebensächlichen Arbeiten erstellt werden. Die Frage der Hinzuziehung von Hilfskräften müsse daher großzügig gelöst werden. Die Abgrenzung zwischen übergeordneter und untergeordneter Tätigkeit könne nur dann befriedigend getroffen werden, wenn man die übergeordnete Tätigkeit des Architekten und Bauingenieurs dahin beschränke, daß er an der Spitze der Sache Kopf und geistiger Urheber des Entwurfs und der Konstruktionen sei. Charakteristikum des Beratenden Ingenieurs sei die schöpferische (nämlich die beratende) Tätigkeit der Planung und Gestaltung. Diese Tätigkeit hebe sich scharf gegen die Ausführungsarbeiten (Ermittlung der Abmessungen aus den als Voraussetzung gegebenen Massen, Feststellung der Profile und Ausrechnung) ab. Eine Vervielfachung seiner Arbeitskraft finde durch das Büro nicht statt, da seine schöpferische Tätigkeit niemals durch Hilfskräfte ersetzt werden könne.

Auch die Hauptstelle für Berufsfragen der Reichsleitung der NSDAP im Hauptamt für Technik habe sich seinem Standpunkt in einem ausführlichen Gutachten angeschlossen. In diesem Gutachten wird zunächst ausgeführt, daß der Beratende Ingenieur selbstverantwortlicher unabhängiger technischer Treuhänder und Sachwalter des Auftraggebers sei. Diese Stellung würde erschüttert werden, wenn die Steuerbehörde gerade die bedeutendsten Beratenden Ingenieure wegen ihres Büros der Gewerbesteuer unterwerfen und sie damit den Unternehmern und firmengebundenen Ingenieuren gleichstellen würde. Die Ausübung der Beratenden Tätigkeit auf dem Gebiet des Bauwesens stelle höhere Anforderungen auch an die Haltung der Büros als z. B. die beratende Tätigkeit auf dem Gebiet der Betriebswirtschaft oder des Kraftfahrzeugwesens.

Außerdem mache der § 18 EStG das äußere Merkmal der Beschäftigung nicht zum Tatbestandsmerkmal des freien Berufs. Der maßgebende Faktor bei der freien Berufstätigkeit sei, daß sie im wesentlichen auf der persönlichen Arbeitskraft des Berufsträgers beruhe. Es sei nur nicht zugänglich, daß Hilfsarbeiter die geistig führende Tätigkeit übernehmen. Der Berufsträger müsse nur persönlich mitarbeiten, mit seiner Arbeitskraft die Herrschaft über sein Berufsfeld behalten, dieses durchdringen, auf Grund seiner Fachkenntnisse und der Kenntnisse des Einzelfalls selbst die notwendigen Entscheidungen treffen und die eigene Verantwortung haben. Die Grenze der freien Berufstätigkeit liege dort, wo die Tätigkeit des Berufsträgers keine persönliche mehr sei, sondern die Form einer privatkapitalistischen Unternehmensleitung annehmen würde.

Zweifellos enthalten diese Ausführungen manches beachtliche. Sie folgen der Auffassung des verstorbenen Senatspräsidenten Becker. (Der Berufsträger muß nur die Seele des Unternehmens bleiben; qualifizierte Kräfte dürfen ohne Beschränkung auch für höherwertige Tätigkeiten verwendet werden). Der RFH ist diesen Gedankengängen nicht gefolgt und hat die Rechtsbeschwerde als unbegründet zurückgewiesen. In der Urteilsbegründung wird ausgeführt, daß die Grenze zwischen freiberuflicher und gewerblicher Tätigkeit oft flüchtig ist. Der RFH hat deswegen bei der Beurteilung der Streitfrage in ständiger Rechtsprechung die sorgfältige Abwägung der Gesamtumstände des einzelnen Falls in den Vordergrund gestellt und jede typische Betrachtungsweise (z. B. nach der Zahl der Angestellten) abgelehnt. Als Grundvoraussetzung für die Anerkennung freier Berufstätigkeit hat er aber regelmäßig gefordert, daß die Tätigkeit im wesentlichen auf der persönlichen Arbeitskraft des Berufsträgers beruhe. Darüber hinaus hat er in Anlehnung an die Rechtsprechung des Pr OVG die persönliche Ausübung des Berufs auch dann noch angenommen, wenn der Berufsträger Hilfskräfte, und zwar auch vorgebildete Hilfskräfte, in sachlich begrenztem Umfang beschäftigte. Er hat jedoch stets daran festgehalten, daß sich der Berufstätige in der Hauptsache nur für untergeordnete Hilfstätigkeiten fremder Arbeitskräfte bedienen dürfe und daß es nicht zugänglich sei, daß Hilfskräfte auch geistig führende Arbeiten mitübernehmen dürfen. Der RFH hat es in dem oben erwähnten Urteil vom 27. 8. 1941 abgelehnt, seine bisherige Rechtsprechung im Sinn der Auffassung von Becker aufzulockern. Die ohnedies schwierige rechtliche Beurteilung würde durch unbestimmte Begriffe wie „Seele des Unternehmens“, „geistig führender Kopf“, „schöpferischer Urheber der Arbeiten“ u. a. noch mehr erschwert werden. Die Angelegenheit ist nach den Ausführungen des RFH schon bisher mit einer gewissen Großzügigkeit behandelt worden. Die Gewerbesteuerpflicht ist aber in feststehender Rechtsprechung stets dann bejaht worden, wenn der Berufsträger zur Erledigung von Arbeiten, deren Vornahme regelmäßig die Ausübung einer freien Berufstätigkeit bedeutet, andere Arbeitskräfte verwendete, die seine freiberufliche Tätigkeit ersetzen und vervielfachten. Aus diesen Gründen konnte auch der vorliegenden Rechtsbeschwerde nicht stattgegeben werden. Maschkowski.

Risse in den Wänden des Einfamilienhauses.

(Ist mangelhafter Unterbau die Ursache — haftet der verantwortliche Baumeister?)

Im Jahre 1932/33 waren beim Bau eines Einfamilienhauses auf aufgefülltem Erdreich die Fundamente nicht bis zum Kiesboden (etwa 80 cm tiefer) geführt worden, sondern wurden auf Lehm mit Humus gemischt

aufgesetzt. Obwohl der Baumeister, der die Oberleitung hatte, von dem städtischen Baukontrolleur auf den Mangel hingewiesen war, wurde die Fundamentierung nicht geändert und der Bau zu Ende geführt. Wenige Wochen, nachdem das Haus bezogen war, zeigten sich an den Wänden größere Risse, die der Baumeister mit Zementmörtel ausfüllen und verputzen ließ. Als in der Folgezeit weitere Risse auftraten, die sich immer mehr verstärkten und deren Ursache von einem Sachverständigen auf den mangelhaften Unterbau des Hauses zurückgeführt wurde, machte der Hauseigentümer den Baumeister für den Schaden und die zu dessen Behebung erforderlichen Kosten verantwortlich.

Das zuständige Oberlandesgericht erkannte die Verantwortlichkeit des Baumeisters an und unterstellte dabei die Unzulänglichkeit des Unterbaues (durch Grabungen war wahrscheinlich gemacht, daß der Grund, auf dem die Mauern des Hauses aufgelegt sind, keine genügende Tragfähigkeit hatte und daß der Maurermeister bei Herstellung der Grundmauern außerdem schlecht gearbeitet hatte). Die Entscheidung darüber, ob der unzulängliche Unterbau die Ursache für die entstandenen Risse ist, überließ das OLG dem Rechtsstreit über die Höhe des Schadens. Das Reichsgericht billigte diese Entscheidung nicht, es ordnete vielmehr erneute Verhandlung und Entscheidung an:

Bei der Feststellungs- wie bei der Leistungsklage liegt dem Kläger hinsichtlich des festzustellenden Rechtsverhältnisses, nämlich der schuldhaften Vertragsverletzung, die volle Beweislast sowohl für das schadensstiftende Ereignis wie auch für das Verschulden ob, es kann nicht die eine dieser Haftungsgrundlagen unterstellt werden. Eine andere Frage ist, ob der Kläger hinsichtlich des möglicherweise schadensstiftenden Ereignisses einen Beweis zu führen hatte, der jede andere Ursache ausschloß, oder ob nicht die Darlegung bestimmter Umstände genügte, die nach der allgemeinen Lebenserfahrung oder den wissenschaftlichen Erkenntnissen eines bestimmten Berufes dafür sprechen, daß sie den Schaden hervorrufen können und die auch zunächst auf eine Verletzung der vertraglichen Sorgfaltspflicht schließen lassen. Eine solche Erleichterung der Beweislast des Geschädigten ist nun aber in der Rechtsprechung gerade für Werk- und Dienstverträge anerkannt und dem Leistungspflichtigen dadurch die Verpflichtung auferlegt, wenn die Sachlage zunächst für sein Verschulden spricht, nicht nur die bloße Möglichkeit einer anderen Ursache oder eines anderen Geschehensablaufs darzutun, sondern den Gegenbeweis zu führen, daß die Schadenserscheinungen auf eine andere Ursache zurückzuführen sind, die er nicht zu vertreten hat. Von diesen Grundsätzen aus mußte geprüft werden, ob nach den wissenschaftlichen Erkenntnissen des Bauwesens die äußeren Erscheinungen der Gebäudeschäden in Verbindung mit den Kenntnissen über den Baugrund und den Ergebnissen der richterlichen Augenscheinseinnahme und der Probegrabung zu der Annahme genügten, daß der Unterbau des Hauses unsachgemäß ausgeführt war und der Beklagte hierfür verantwortlich war, oder ob die von dem Beklagten angeführten Tatsachen, nämlich die beiden Erdbeben, das Hochwasser im Jahre 1938 wie der Kraftwagenverkehr in der betreffenden Straße die Feststellung rechtfertigten, daß diese von ihm nicht zu vertretenden Umstände die Ursache für die Risse in dem Gebäude sind, nicht aber der fehlerhafte Unterbau. Das OLG. mußte auf Grund seiner tatrichterlichen Würdigung dieser Umstände eine Entscheidung darüber treffen, ob der Beweis in der einen oder in der anderen Hinsicht geführt war, durfte diese Entscheidung nicht dahingestellt lassen und die Unzulänglichkeit des Unterbaues nur unterstellen. (III 27/41. — 18. 7. 1941.) Mißlack, Leipzig.

Einsturz eines unfertigen Gerüsts.

In einer Brauerei hatte der Fabrikmaurer zur Vornahme von Anstreicherarbeiten in einem leeren Raume ein Gerüst aufgestellt. Ehe er damit fertig war — es fehlten noch die zur Sicherung nötigen Verstrebungen und schrägen Stützstangen sowie das Geländer — wurde er zu dringenden Hochwasserarbeiten abgerufen. Gleichwohl begannen zwei Brauer mit dem Weißen. Am ersten Tage ging alles gut, aber am zweiten Tage stürzte das Gerüst ein, wobei ein Brauer tödlich verunglückte. Die Brauerei- und Mälzerei-Berufsgenossenschaft, die den Hinterbliebenen Unfallrente zu zahlen hat, verlangte Ersatz ihrer Aufwendungen von dem Brauereiunternehmen, da die zur Verhütung des Unfalls nötigen Maßnahmen nicht getroffen gewesen seien.

Die Klage hatte vor dem Oberlandesgericht Breslau und vor dem Reichsgericht Erfolg. Aus den reichsgerichtlichen Entscheidungsgründen:

Das Gerüst war unfertig und entsprach in diesem Zustande unstreitig nicht den Unfallverhütungsvorschriften der Baugewerk-Berufsgenossenschaft, die auch für die Beklagte in ihrem Nebenbetriebe maßgebend sind. Obgleich das schon für ein Verschulden des verantwortlichen Betriebsleiters der Brauerei sprechen könnte, liegt eine Pflichtverletzung des Betriebsleiters auch darin, daß er es unterlassen hat, sich Kenntnis von der Aufstellung des Gerüsts zu verschaffen und die notwendigen Anweisungen zu geben, die ihm diese Kenntnis ermöglicht hätten. Wäre dem Betriebsleiter die Arbeit gemeldet worden, so würde er auf seinen täglichen Rundgängen gesehen haben, daß auf dem unfertigen Gerüst gearbeitet worden war und er würde ein Weiterarbeiten von sich aus verboten oder sogar durch Abschließen des Raumes verhindern haben. Ein entsprechendes Verbot des Betriebsleiters würde ganz anderes Gewicht gehabt haben als die Warnung des Maurers, die die Brauer unbeachtet gelassen hatten. Daß der Betriebsleiter kein Baufachmann war, hat nichts zu sagen. Die Sorge für die Sicher-

heit der Arbeiter und die Beobachtung der Unfallverhütungsvorschriften ist stets Sache der Betriebsleitung; sie muß sich deshalb zum mindesten bevorstehende Arbeiten melden lassen und sich eine Übersicht über die Ausführung verschaffen, weil sich regelmäßig erst dann beurteilen läßt, wie weit sie dem Facharbeiter überlassen werden können. („Reichsgerichtsbriefe“. (VI 53/41. — 2. 12. 1941.)

Misslack, Leipzig.

Arbeitsblatt: Putz- und Holzbehandlung durch Anstrich.

Auf Anregung des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft hat der Fachausschuß für Anstrichtechnik des VDI und des VDCh herausgegeben:

Arbeitsblatt VDI 3026: Putz- und Holzbehandlung durch Anstrich. Berlin: VDI-Verlag G. m. b. H. 1941. 4 S. DIN A 4. Preis RM 0,50, für VDI-Mitglieder RM 0,45, Partiepreise ab 50 Stück je RM 0,45, ab 100 Stück je RM 0,40.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Eplinius, B.: Der Bauvertrag. Erläuterungen zur Verdingungsordnung für Bauleistungen 3. Aufl. (DIN 1960 und 1961). Berlin: Carl Heymanns Verlag 1941. VIII, 236 S. Gr. DIN A 5. Preis geb. RM 10,50, br. RM 9,—.

Bücher, wie das vorliegende, sind für jeden Bauingenieur gut und nützlich zu lesen. Der Bauvertrag regelt die Beziehung zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer. Beide Teile werden nutzbringende Belehrung sich aus einem solchen Buch verschaffen können, wenn Streitfälle sie beschäftigen.

Abwegig wäre es, wollte der Ingenieur versuchen, sich die hier gegebenen juristischen Erörterungen im einzelnen zu eigen zu machen. Ein minderwertiger Jurist und ein in seinem Schaffen gehemmter Ingenieur wären die Folge.

Aber Anregungen für die eigene Arbeit sollte es geben. Das Vertragsrecht dreht sich im Grunde um zwei Begriffe: Leistung und Vergütung. Die Leistung muß eindeutig klar beschrieben, die Vergütung angemessen sein. Das beide Verbindende und Regelnde sind die Kosten. Besteht daher Klarheit über die Kosten, so wird es auch Klarheit über die Leistung und Klarheit über die Vergütung geben.

So sollte die in dem Buch so abschreckend vor Augen geführte Fülle möglicher juristischer Verwicklungen den Ingenieur veranlassen, immer und überall solche Klarheit anzustreben, um Streitigkeiten weitestgehend zu meiden.

Als Folge der Preisentwicklung im Kriege sind Baupreisverordnung und LSBÖ. auf dem Plan erschienen. Sie sollen für eine gesunde Preisentwicklung die Grundlage schaffen. Darüber hinaus haben sie aber erwünschte Veranlassung gegeben, die gesamte Preis- und Kostenbildung unter einheitlichen Gesichtspunkten zu erfassen und einheitlich anzuwenden. Dadurch aber wird die schon seit langem von klarschenden Fachleuten angestrebte Einheitlichkeit für die Behandlung aller Preisfragen geschaffen und so die beste Grundlage gegeben für eine gute Verständigung zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer. Solche erleichterte Verständigung wird — so hoffen wir — vielen Streitigkeiten den Boden entziehen und die Fragen nach juristischer Auslegung der Bauverträge in den Hintergrund schieben.

So regt uns letzten Endes auch das vorliegende Buch an, auch die Durchführung der Bauverträge wieder mehr unter technisch-wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu betrachten, um über eine geordnete sorgfältige und klare Kostenermittlung zu einer leichten Regelung etwaiger Zweifelsfragen zu kommen. Eine juristische Unterstützung werden wir wohl leider nie ganz entbehren können, unsere Arbeit sollte aber stets so ausgerichtet sein, daß die juristische Mitwirkung auf ein Minimum beschränkt wird.

Günther, Berlin.

Anweisung für die Planung, Ausführung und Unterhaltung von Dränanlagen. Herausgegeben im Reichsministerium für Ernährung und Landwirtschaft. Mit 13 Anlagen. 6. neubearbeitete Aufl. Berlin: Springer-Verlag 1941. VIII, 70 S. Gr. 8°. Preis geb. RM. 6,60.

Mit der vorliegenden Auflage ist der Geltungsbereich der Dränanweisung durch Auswertung aller in Deutschland gesammelten Erfahrungen erstmals auf das ganze Reichsgebiet erweitert worden. In ihr sind die neuesten Forschungsergebnisse, insbesondere auch auf dem Gebiet der Bodenkunde, eingebaut. Dadurch ist für eines der wichtigsten Gebiete der landwirtschaftlichen Bodenverbesserung eine einheitliche Grundlage für die Praxis geschaffen worden, die nicht nur für die Aufstellung und Prüfung der Entwürfe, die Ausführung der Arbeiten und die Instandhaltung der fertigen Anlagen von Wert ist, sondern auch die Forschung weiter befruchten wird. In drei Abschnitten wird die Dränung der Mineral- und Moorböden behandelt und Vorschriften für Dränungen der Wasser- und Bodenverbände mitgeteilt.

Die klare und flüssige Ausdrucksweise und die Stoffanordnung macht es auch dem praktisch tätigen Kulturtechniker leicht, sich ohne weiteres in der Dränanweisung zurecht zu finden und Rat zu holen. Sie ist als das maßgebende Buch über die Entwässerungstechnik in Deutschland anzusehen, in dem man kaum eine der Fragen unbeantwortet finden wird, die der mit derartigen Arbeiten Beschäftigte zu lösen hat. Man muß diesem wissenschaftlich exakten, praktisch hochbedeutenden und trotz des Krieges vorzüglich ausgestatteten wohlfeilen Werk mit seinen zum Teil mehrfarbigen Kartenbeilagen die weiteste Verbreitung wünschen. Es gehört vor allem auch in die Hände unseres wasserbaulichen Nachwuchses. Prof. Dr.-Ing. Marquardt, Berlin.

Metall-Korrosion im Bauwesen. Wissenschaftliche Abhandlungen der Deutschen Materialprüfungsanstalten. II. Folge,

Heft 2, ausgegeben am 26. September 1941. Mit 112 Abb. Berlin: Springer-Verlag 1941. 54 S. Gr. 4°. Preis geb. RM 12,80.

Das Heft enthält 5 Aufsätze über das vorgenannte Thema, die nachfolgend kurz besprochen seien.

Bauer, O. und G. Schikorr: Großversuche über das Rosten von gekupfertem Spundwandstahl. Spundwandabschnitte aus Stahl 37 und 55 mit verschiedenem Cu-Gehalt wurden dem Einfluß von See-, Brack- und Flußwasser in 2- bis 8-jähriger Versuchsdauer ausgesetzt. Im Durchschnitt wurde ein Rostangriff von 0,065 mm/Jahr für das erste und zweite Jahr und von 0,053 mm/Jahr für das siebente und achte Jahr festgestellt. Ein eindeutiger Einfluß des Cu-Gehaltes auf die Rostgeschwindigkeit war nicht zu bemerken. — Schikorr, G. und K. Alex: Über die Verrostung alter im Wasser- und Tiefbau verwendeter Eisenteile. Aus Abbrüchen in Berlin freigelegte Eisenteile, die bis zu 75 Jahren im Wasser, im Erdboden oder im Mauerwerk sich befunden hatten, wurden auf Verrostung untersucht. Zumeist war der Rostangriff unmeßbar klein, im fließenden Spreewasser etwas stärker bis 0,1 mm je Jahr und im Erdboden in Höhe des Grundwasserspiegels an besonders ungünstigen Stellen bis 0,4 mm/Jahr. — Deiß, E.: Das Verhalten des Zinks an Bauwerken gegenüber atmosphärischen Einflüssen. Auf der Oberfläche von Zinkblechen, die lange Zeit atmosphärischen Einflüssen ausgesetzt waren, bildet sich eine Schutzschicht aus basischem Karbonat und basischem Sulfat. Durch SO₂ der Luft tritt eine Umwandlung ein, die zum Abbau des Schutzüberzuges führt. Die Schutzschicht ist in Großstädten und in ländlicher Gegend lange Zeit wirksam; sie schwindet rascher in Industriegebieten mit SO₂-reicher Luft. Im Küstengebiet wird die Bildung der Schutzschicht durch Seewasserstaub nicht verhindert, doch kann Korrosion entstehen durch Seewassertropfen, die nicht rasch wieder abtrocknen. — Deiß, E.: Zinkkorrosionen und konservierende Nachbehandlung von Pappdächern. Zinkrinnen und Zinkvorstoßbleche an Bitumenpappdächern können nach wenigen Jahren schon durch Korrosion durchlöchert werden. Es ist festgestellt, daß das über die Bitumenoberfläche abfließende Regenwasser saure Stoffe aus dem Bitumen aufnimmt und das Zink angreift. Es sollen daher Anstriche, die nach dem Trocknen reine Bitumenoberfläche hinterlassen, vermieden und Anstriche mit Spezialdacklacken gewählt werden, die keine Säuren enthalten. — Schikorr, G.: Einige Zerstörungserscheinungen an Aluminium, Eisen und Zink in Mauerwerk. Aluminium wird durch Chloride, die den Baustoffen als Frostschutzmittel zugesetzt waren, stark angegriffen, ebenso Eisen, dieses jedoch auch durch Gips. Zink wird durch kohlenstoffarmes Wasser (Schwitzwasser) stark angegriffen, so daß bei Verlegung von Zink auf nicht ausgetrockneten Beton schon nach kurzer Zeit Zerstörung eintreten kann.

Die vorliegenden Untersuchungen sind für die Baupraxis so wichtig, daß jede der Veröffentlichungen aus diesem Gebiet mit großem Interesse aufgenommen werden wird.

E. Schmidt, Hamburg.

Freytag, W.: Der Bau neuzeitlicher Straßenklinkerdecken. 2. Aufl. Mit 61 Abb. Berlin: Otto Elsner, Verlagsgesellschaft 1941. 96 S. Gr. DIN A 5. Preis kart. RM 2,80.

Die kleine Schrift, für die Dr.-Ing. Bilfinger, Ministerialrat im Reichsluftfahrtministerium, ein Geleitwort schrieb, gibt einen guten Überblick über den augenblicklichen Stand des Straßenklinkerdeckenbaues. Nach kurzer Behandlung der geschichtlichen Entwicklung und der erforderlichen Güteeigenschaften des Straßenklinkers werden ältere und neuere Bauweisen beschrieben. Klinkerdecken auf gutem Unterbau liegen über 40 Jahre. Straßenklinker im Reichsformat flach in Sand verlegt, haben sich auf Verkehrsflächen bewährt, auf denen kein schneller, schwerer und spurender Lastverkehr liegt.

Der Verfasser zeigt, daß besonders auch im ehemaligen Polen wegen des dortigen Mangels an Steinen und des Vorkommens von brauchbaren Tonen zweckmäßig Straßenklinker in größerem Umfange verlegt werden. Als Unterbau erscheint dort eine Bodenvermörtelung mit Zement geeignet.

In Zusammenarbeit mit Dr. Th. Schumann von der Schütte A.-G., Minden in Westfalen, hat der Verfasser Vorschläge für die Prüfung von Straßenklinkern im Laboratorium aufgestellt, die in einem Anhang abgedruckt sind. Am Schlusse befindet sich ein wertvolles Literaturverzeichnis, das auch die ausländischen Veröffentlichungen umfaßt.

Das Buch gibt verschiedene Hinweise auf noch offene Fragen, vor allem in der Bewertung der Straßenklinker. Jeder Straßenbauer, der Klinkerdecken zu bauen hat oder der vor die Aufgabe gestellt ist, trotz Mangels an Hartsteinen eine hochwertige Straßendecke herzustellen, wird in dieser Veröffentlichung wertvolle Anhaltspunkte finden.

Schlums.

Volkert, E.: Untersuchungen über Größe und Verteilung des Raumgewichts in Nadelholzstämmen. Arbeit aus dem Institut für biologische Holzforschung der Universität Göttingen. Schriftenreihe der Hermann-Göring-Akademie der Deutschen Forstw. Mit 56 Abb. Frankfurt a. M.: J. D. Sauerländers Verlag 1941. V, 133 S. Gr. 8°. Preis geh. RM 5,—, für Abonnenten RM 4,50.

Unter den mechanischen Eigenschaften des Holzes steht das Raumgewicht an erster Stelle; es steht zu vielen praktisch wichtigen Eigenschaften, wie Festigkeit, Härte, Abnutzungswiderstand, Schall- und Wärmedämmung, Quellen und Schwinden, in engen Beziehungen. Im Anschluß an frühere Untersuchungen der Schule Mayer-Wegelin, Hann.-Münden, die wesentliche Unterschiede in der Raumgewichtsverteilung einer Fichten- und Kiefernstammgruppe ergeben hatten, sucht der Verfasser einen genauen Einblick in die Gesetzmäßigkeiten der Raumgewichtshöhe und der Raumgewichtsverteilung im Stamm zu gewinnen. Die dabei auftauchenden zahlreichen Fragen werden von ihm in der vorliegenden Abhandlung beantwortet. Es handelt sich vor allem darum, in welchem Umfange die Raumgewichtsverteilung den einzelnen Holzarten eigentümlich ist, welche Raumgewichtsverteilung andere Holzarten haben, wie sich nach Raumgewichtshöhe und Raumgewichtsverteilung die Einzelstämme eines Bestandes verhalten, ob die bisher bekannten Beziehungen zwischen Raumgewicht und Jahrringbreite zur Erklärung dieser Erscheinungen genügen und welches die tieferen Zusammenhänge der stamm- und holzartbedingten Verschiedenheiten im Raumgewichtsaufbau sind. Stoy, Hildesheim.

Höfer, M.: Bogen-Tafeln für die Teilung des Kreises in 400 g. Taschenbuch zum Abstecken von Kreisbogen mit und ohne Übergangsbogen, begründet von Sarrazin, O. und H. Oberbeck. Mit 40 Abb. Zweite, erweiterte Auflage (6.—10. Tausend). Berlin: Springer-Verlag 1941. VII/410 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 7,50.

Nach kurzer Zeit ist eine zweite Auflage des bald 70 Jahre alten bewährten Taschenbuches, das in dieser von M. Höfer geprägten Form im Bauingenieur 19 (1938) S. 565 angezeigt wurde, notwendig geworden. Nur geringe Ergänzungen und Umarbeitungen der erläuternden Einführung sowie die Einarbeitung einer im Jahre 1940 erschienenen Absteck-Tafel für gleichmäßig geteilte Kreisbogen an geeigneter Stelle war erforderlich.

Einer weiteren Empfehlung dieser Tafeln, deren Ausstattung bei den Kriegsverhältnissen als sehr gut bezeichnet werden muß, bedarf es nicht. E. Brennecke, Berlin.

Burchartz, H. und L. Krüger: Versuche über das Verhalten verschiedener Zemente und Betonschutzmittel im Moor. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 95. Mit 33. Abb. Berlin: Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn 1941. 83 S. Gr. 8°. Preis geh. RM 8,55.

Über den gleichen Gegenstand war schon 1931 im Heft 64 derselben Schriftenreihe berichtet worden. Als Ergebnis der damaligen Untersuchungen hatte der Arbeitsausschuß II (Moorausschuß) des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton die „Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus Beton im Moor, in Moorwässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern“ herausgegeben, die wesentlich dazu beigetragen haben, Mißerfolge bei der Verwendung von Beton im Moor und in ähnlich angreifenden Böden zu vermeiden.

Der jetzt vorliegende Bericht bringt die Ergebnisse einer inzwischen durchgeführten ergänzenden Versuchsreihe. Die bisherigen Erfahrungen haben sich im allgemeinen bestätigt, so daß eine Änderung der „Richtlinien“ nicht erforderlich erschien. Als Schlußergebnis wird festgestellt, daß bei Verwendung der Normzemente in fetter Mischung (400 kg/m³

Beton) sowie reiner, gut abgestufter Zuschlagstoffe und bei guter Verarbeitung des weder zu naß, noch auch zu trocken angemachten Betons unter Beachtung der weiteren in den „Richtlinien“ gegebenen Anweisungen Betonbauwerke entstehen werden, die „viele Jahrzehnte dem Angriff selbst stark saurer Wässer zu widerstehen vermögen und voll tragfähig bleiben.“

Die Einzelergebnisse, insbesondere auch das Versagen bestimmter Bindemittel und Beimengungen, der Wert und die Wirkungsweise von Schutzanstrichen usw. sind von erheblicher Bedeutung. Wer in der Nähe von Mooren oder in sonstigen verdächtigen Böden — und das sind mehr, als vielfach angenommen wird — baut, sollte das Heft sorgfältig durchlesen und beachten. Gaede, Hannover.

Grein, K.: Pilzdecken. Theorie und Berechnung. 2. neubearb. Aufl. Mit 34 Abb. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1941. IV, 52 S. Gr. 8°. Preis geh. RM. 6,60.

Das nunmehr in der 2. Auflage erschienene Buch kann nach wie vor als das derzeitige beste Werk zur Berechnung und Bemessung dieser schwierigen Deckenkonstruktion bezeichnet werden. Es vermittelt in vorbildlicher Weise einen umfassenden Überblick über die zur einwandfreien Berechnung von Pilzdecken notwendigen Ansätze und Lösungswege. Darüber hinaus enthält das Buch auch wertvolle Hinweise zur konstruktiven Gestaltung, insbesondere hinsichtlich des ausschlaggebenden Einflusses der Stützkopfgröße und Einspannung. Die Zusammenstellung der wichtigsten Formeln in Verbindung mit gebrauchsfertigen Zahlentafeln und das durchgerechnete Zahlenbeispiel werden interessierten Fachkreisen die praktische Durchrechnung von Pilzdecken sehr erleichtern. Tölke, Berlin-Charlbg.

Föppel, A. u. L.: Drang und Zwang. Eine höhere Festigkeitslehre für Ingenieure. 1. Band, 3. Aufl. Mit 70 Abb. München: R. Oldenbourg 1941. 358 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 15,70.

Die nunmehr vorliegende 3. Auflage des 1. Bandes des bekannten Werkes hält sich wieder eng an den bewährten Aufbau der früheren Auflagen. Auf dem Gebiet der Plattentheorie wurden einige Erweiterungen, auf dem der Scheibentheorie einige Kürzungen vorgenommen, wodurch sich der gesamte Charakter des Werkes aber nur wenig geändert hat. Möge auch diese Neuauflage ähnlich wie die vorhergehenden in weite Kreise der mit Festigkeitsproblemen befaßten Ingenieure Eingang finden und mit ihrer klaren auf breiter Grundlage aufgebauten Betrachtungsweise mithelfen, der Platten- und Scheibentheorie neue Anwendungsgebiete zu erschließen. Tölke, Berlin-Charlbg.

Rentsch, B.: Elsners Taschenjahrbuch für den Straßenbau 1941. Berlin: Otto Elsner Verlagsgesellschaft 1941. 546 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 4,50.

Das zum 5. Mal erscheinende „Taschenjahrbuch für den Straßenbau“ gibt eine gute Übersicht über das gesamte Gebiet des Straßenbaues. Die maßgebenden technischen Vorschriften, Muster-Leistungsverzeichnisse, Richtlinien, Leitsätze und Vergabungsunterlagen sind sorgfältig zusammengetragen. Die Fahrbahndecken und Straßenbaustoffe mit den notwendigen Angaben über Maße und Gewichte sind eingehend behandelt.

Ein besonderer Abschnitt ist der Bodenvermörtelung gewidmet. Diese neue Straßenbautechnik findet eine umfassende Darstellung, die von den amerikanischen Verfahren ausgehend die bisherigen deutschen Erfahrungen schildert, die verwendeten Maschinen beschreibt und abschließend das „Vorläufige Merkblatt für den Bau von zementverfestigten Erdstraßen“ (Fassung vom Nov. 1940) veröffentlicht.

Der Abschnitt „Straßenbaumaschinen“ gibt einen guten Überblick über dieses außerordentlich bedeutungsvolle Gebiet der Straßenbautechnik. Hennig, Straßburg i. E.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 22. Januar 1942 und von demselben Tage an im Reichspatentamt auf drei Monate ausgelegt.

Kl. 19 c, Gr. 11/10. V 32 316. Joseph Vögele A.-G. u. Hans Held, Mannheim. Vorrichtung zum Herstellen von Mischungen, insbesondere von Zement-, Teer- und Asphaltbeton für den Straßenbau. 21. XI. 35.

Kl. 37 d, Gr. 26/01. E 54 019. Erfinder: Dipl.-Ing. Arnold Grün, Oberblingen a. N. Anmelder: Fa. J. Eberspächer, Eßlingen a. N. Einrichtung zum Abdecken von Fenstern oder anderen Öffnungen an den Gebäuden; Zus. z. Zus.-Pat. 714 928. 12. III. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 80 a, Gr. 47/20. D 78 840. Erfinder: Dr.-Ing. Johannes Eicke, Gelsenkirchen. Anmelder: Deutsche Eisenwerke A.-G., Mülheim, Ruhr. Verfahren und Vorrichtung zum Schleudern von Muffenrohren aus hydraulischen Bindemitteln und mineralischen Faserstoffen. 7. IX. 38. Protektorat Böhmen und Mähren.

Kl. 80 b, Gr. 1/08. N 44 417. Neu- und Sparbauweise-Vertriebs-Gesellschaft m. b. H., Beuthen O.-S. Verfahren zur Herstellung von Leichtbeton. 6. I. 41.

Kl. 84 a, Gr. 2. T 50 862. Erfinder, zugleich Anmelder: Karl Teuber, Hanau-K. a. M. Uferbefestigung. 16. VIII. 38.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 5 vom 29. Januar 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 19 c, Gr. 8/10. Z 25 948. Erfinder: Peter Zettelmeyer, Sinzig a. Rh. Anmelder: Fa. Hubert Zettelmeyer, Sinzig a. Rh. Straßenwalze mit neigbaren Walzenrädern; Zus. z. Pat. 688 527. 16. VIII. 40.

Kl. 19 c, Gr. 8/10. Z 25 958. Erfinder: Peter Zettelmeyer, Sinzig a. Rh. Anmelder: Fa. Hubert Zettelmeyer, Sinzig a. Rh. Straßenwalze mit neigbaren Walzenrädern; Zus. z. Pat. 688 527. 21. VIII. 40.

Kl. 24 k, Gr. 1. H 165 571. Erfinder: Karl Heiter, Dortmund. An-

melder: Hoesch A.-G., Dortmund. Vorrichtung zum Ausmauern von Türbogen und Türpfeilern an Glüh- und Schmelzöfen, insbesondere an Siemens-Martinöfen; Zus. z. Pat. 716 979. 9. VI. 41.

- Kl. 37 a, Gr. 5. E 51 091. Erfinder: Gottlob Offtermatt. Eßlingen a. N. Anmelder: Fa. J. Eberspächer, Eßlingen a. N. Glaswand. 28. IV. 38. Österreich.
- Kl. 37 f, Gr. 7/02. N 40 189. Erfinder: Engelhard Rühl u. Emil Drestler, Hamburg. Anmelder: Deutsche Vacuum Oel A.-G., Hamburg. Arbeitsgrube für Kraftwagen. 19. XII. 36.
- Kl. 80 b, Gr. 19/01. B 185 503. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr. Karl Brandt, Berlin-Wilmersdorf. Verfahren zum Verbessern der Eigenschaften von porösen Bau- und Werkstoffen. 9. VIII. 38. Österreich.
- Kl. 84 b, Gr. 1. K 157 981. Erfinder: Dr.-Ing. Christian Keutner, Magdeburg. Anmelder: Fried. Krupp Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau. Hubtor für Schleusen. 28. VI. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 84 b, Gr. 1. K 158 551. Erfinder: Walter Knauff, Magdeburg. Anmelder: Fried. Krupp Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau. Schwimmendes Schiffshaltekreuz zum Festhalten von Schiffen in Schleusen. 27. VIII. 40.
- Kl. 85 c, Gr. 6/01. W 99 801. Erfinder: Dr.-Ing. Günter Lohmann, Bochum. Anmelder: Westfalia-Dinnendahl-Gröppel A.-G., Bochum. Vorrichtung zum Klären von Flüssigkeiten, insbesondere Abwässern. 4. XI. 36.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 6 vom 5. Februar 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 37 a, Gr. 6. H 147 239. Dipl.-Ing. Emil Hünnebeck, Hösel bei Düsseldorf. Gewölbtes Hallendach. 8. IV. 36.
- Kl. 37 a, Gr. 6. K 150 939. Erfinder, zugleich Anmelder: Ludwig Kroher, München. Freiräumiges Sparrendach; Zus. z. Pat. 70 1099. 10. VI. 38.
- Kl. 37 c, Gr. 5/01. H 138 956. Dipl.-Ing. Emil Hünnebeck, Düsseldorf. Wellenblech-Dachabdeckung. 6. II. 34.
- Kl. 37 e, Gr. 10/02. St 56 113. Erfinder: Engelbert Gräwer, Leipzig. Anmelder: Ludwig Stromeyer u. Engelbert Gräwer, Leipzig. Aufhängeeisen zur Herstellung von Steineisendecken. 21. IV. 37. Österreich.
- Kl. 37 f, Gr. 1/02. T 52 807. Erfinder: Dr. phil. Heinrich Benecke, Kleinmachnow b. Berlin. Anmelder: Telefunken Gesellschaft für drahtlose Telegraphie m. b. H., Berlin-Zehlendorf. Schalldämpfung für Räume mittels Resonatoren. 13. IX. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 75 c, Gr. 3. D 85 235. Erfinder: Dr.-Ing. Albert Schmid, Siegburg, Rhld., u. Josef Buß, Spich bei Troisdorf, Rhld. Anmelder: Dynamit A.-G., vormals Alfred Nobel & Co., Troisdorf, Bez. Köln. Doppelschichtige Folie zur Auskleidung von Behältern aus Beton, Holz, Eisen o. dgl. 12. VI. 41.
- Kl. 80 a, Gr. 51. L 100 343. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Kurt Lenk, Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung eines Beton- oder Stahlbetonzylinders mit vorgespanntem äußeren Stahlmantel. 9. III. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 80 b, Gr. 1/05. H 163 719. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Leopold Heppe, Königsborn i. W. Verfahren zur Verbesserung der mechanischen Eigenschaften, insbesondere der Druckfestigkeit von Zement, Mörtel und Beton. 12. XI. 40.
- Kl. 80 b, Gr. 1/05. H 166 265. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Leopold Heppe, Königsborn i. W. Verfahren zur Verbesserung der mechanischen Eigenschaften, insbesondere der Druckfestigkeit, von Zement, Mörtel und Beton; Zus. z. Anm. H 163 719. 11. IX. 41.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 156 970. Erfinder: Rudolf Zettwitz, Rheinhausen-Hochemmerich. Anmelder: Fried. Krupp A.-G., Essen. Spundwand mit genutetem Schloßeisen. 7. III. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 7 vom 12. Februar 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 c, Gr. 9/10. P 76 770. Erfinder, zugleich Anmelder: Jakob Przybilla, Brandenburg, Havel-Görden. Schwere Stampframme, insbesondere für den Straßenbau. 14. II. 38.
- Kl. 37 a, Gr. 1. B 185 327. Erfinder, zugleich Anmelder: Arthur Barthel, Luckenwalde. Holzdecke. 22. XI. 38.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. R 91 856. Gertrud Rascher geb. Triemer, Berlin-Niederschönhausen, Ilse v. Scheel geb. Rascher, Weimar, Irmgard Rascher, Brandenburg a. H. und Heinz Rascher, Goslar. Mast mit mehreren teleskopartig ineinander geführten Mastschüssen. 18. IX. 34.
- Kl. 37 b, Gr. 4/01. P 79 396. Erfinder, zugleich Anmelder: Erich Packhäuser, Stolp, Pomm. Bewehrungsstab für Stahlbetonkonstruktionen. 5. VIII. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 37 f, Gr. 1/02. O 24 567. Waldemar Oelsner & Co., Kopenhagen; Vertr.: Dr. G. Döllner, E. Maemecke, Dr. W. Kühl und Dipl.-Ing. M. Rüffle, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Bauweise für Schallsende- und Aufnahme-räume, Konzertsäle u. dgl.; Zus. z. Pat. 708 417. 30. XI. 34. Dänemark 7. III. 34. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 42 k, Gr. 21/03. L 100 317. Erfinder: Wilhelm Marx, Düsseldorf. Anmelder: Losenhausenwerk Düsseldorf Maschinenbau A.-G., Düsseldorf-Grafenberg. Dehnungsmesser für Probe-stäbe mit einem mechanisch optischen System zur Vergrößerung der Aufzeichnung des Meßwerts. 9. III. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 8 vom 19. Februar 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 c, Gr. 6/30. A 88 588. Erfinder: Wilhelm Muhm, Wiesbaden. Anmelder: Albert-Emulsionswerk G. m. b. H., Wiesbaden-Biebrich. Verfahren zur Herstellung reibfester Markierungen auf Straßendecken. 6. XII. 38.
- Kl. 19 d, Gr. 3/01. H 150 651. Erfinder, zugleich Anmelder: Dipl.-Ing. Willy Haupt, Dortmund-Hörde. Brückentragwerk. 18. II. 37.
- Kl. 19 d, Gr. 6/05. M 148 752. Erfinder: Bruno Hertling, Mainz. Anmelder: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Fußscheibe für Bockbrücken. 2. X. 40.
- Kl. 37 a, Gr. 4. G 98 504. Erfinder; zugleich Anmelder: Otto Gaa, Eisenstadt, Niederdonau. Hohlmauer aus plattenartigen Formsteinen mit schräg zueinander stehenden und ineinandergreifenden Schenkeln. 22. VIII. 38.
- Kl. 80 a, Gr. 7/50. L 101 822. Erfinder: Dr. Ernst Scheld, Bielefeld, und Karl Plate, Mannheim. Anmelder: Lohmann-Werke A.-G., Bielefeld. Fahrbare Betonmischvorrichtung. 10. IX. 40.
- Kl. 80 a, Gr. 51. H 164 191. Erfinder, zugleich Anmelder: Ewald Hoyer, Berlin-Halensee. Verfahren zur Herstellung von drahtbewehrten Betonträgern o. dgl. 30. XII. 40.
- Kl. 84 a, Gr. 5/01. K 149 373. Erfinder: Ewald Wegner, Berlin-Lichterfelde. Anmelder: Fried. Krupp A.-G., Essen. Elastischer Dalben aus mehreren, im Abstand voneinander angeordneten eisernen Rammpfählen. 29. I. 38. Österreich.
- Kl. 84 c, Gr. 1. Sch 120 665. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Alfred Scheidig, Naumburg a. S. Verfahren zur Erzielung gleichmäßiger Setzungen von Bauwerken. 2. VII. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 84 c, Gr. 3. H 163 556. Erfinder: Heinrich Müller, Reckingen i. B. Anmelder: Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt a. M. Einrichtung zum Lösen und Fördern von Boden in Druckluftsenkkasten. 24. X. 40.
- Kl. 84 c, Gr. 4. R 106 718. Erfinder, zugleich Anmelder: Kurt Rosetz, Hindenburg O.-S. Winde zum Ausziehen eingerammter Schienen, Träger, Pfähle u. dgl. 8. I. 40.

INHALT: Die Berechnung der Sohldruckverteilung unter Gründungskörpern. Von Joh. Ohde, Neuenhagen bei Berlin. S. 99. — Kurze technische Berichte. S. 107. — Instandsetzung einer Eisenbahnbrücke in Spanien. — Der hochfeste französische Baustahl AC 54 und seine Schweißbarkeit. — Abstimmung der elastischen Lagerung von Schmiedebämmern. — Verschiedene Mitteilungen. S. 110. — Abgrenzung der freiberuflichen von der gewerblichen Tätigkeit. — Risse in den Wänden des Einfamilienhauses. — Einsturz eines unfertigen Gerüsts. — Arbeitsblatt: Putz- und Holzbehandlung durch Anstrich. — Buchbesprechungen S. 112. — Patentberichte S. 113.