

DER BAUINGENIEUR

8. Jahrgang

27. August 1927

Heft 35

ZUM 50JÄHRIGEN BESTEHEN DES VEREINS DEUTSCHER PORTLANDZEMENT-FABRIKANTEN.

75 Jahre deutscher Portlandzement. — Ein Rückblick auf die Anfänge der deutschen Portlandzementindustrie und auf das Schaffen von Hermann Bleibtreu.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. W. Petry, Oberkassel, Siegbkreis.

Die Entstehung der deutschen Portlandzementindustrie geht auf den Namen Hermann Bleibtreu zurück. Von einem seiner Söhne, Herrn Professor Dr. med. Leopold Bleibtreu in Oberkassel bei Bonn, erhielt ich eine im Familienbesitz befindliche, von Herrn Dr. Karl Bleibtreu verfaßte Darstellung des Lebens und Wirkens von Hermann Bleibtreu. Besonders reizvoll ist darin die Darstellung der Arbeiten, die zunächst zur versuchsmäßigen und sodann zur fabrikmäßigen Darstellung des Portlandzementes führten. Die erste Patentschrift Bleibtreus „Beschreibung eines neuen Verfahrens zur Darstellung hydraulischer Cemente“ stammt vom 23. 10. 1852, und wenn auch die königliche Kabinettsorder, durch die die Errichtung der ersten Deutschen Portlandzementfabrik in Stettin genehmigt wurde, im Juli 1855 erlassen ist, so kann man doch sagen, daß das 50jährige Bestehen des Vereins Deutscher Portlandzementfabrikanten ungefähr zusammenfällt mit dem 75jährigen Geburtstag des deutschen Portlandzements überhaupt. Es sei daher aus der Familienchronik der Familie Bleibtreu hier einiges mitgeteilt, wozu mir Herr Professor Bleibtreu die Genehmigung erteilt hat.

Im Alter von 18 Jahren mußte Hermann Bleibtreu, weil sein Vater starb, die Universität Bonn verlassen, wo er Berg- und Naturwissenschaft studierte. Er mußte mit seinem Bruder Gustav die Direktion des von seinem Vater gegründeten Alaunwerkes auf der Hardt bei Pützchen (Kreis Bonn) übernehmen, wobei ihm die technische Leitung des Werkes zufiel. Vom Jahre 1842 ab beschäftigte er sich nebenher wissenschaftlich und benutzte namentlich die stilleren Wintermonate dazu, um sich in der Chemie weiter auszubilden. Im Wintersemester 1844/45 hörte er an der Universität Gießen bei Liebig und Kopp Vorlesungen über Chemie. Als im Frühjahr 1845 Liebig Assistent A. W. Hofmann sich in Bonn habilitierte, folgte ihm Hermann Bleibtreu, um sich in dessen Laboratorium in Bonn in der organischen Chemie weiter auszubilden, und als A. W. Hofmann im Herbst 1845 einen Ruf zur Gründung eines chemischen Colles nach London erhielt, begleitete ihn Hermann Bleibtreu dorthin und wurde auf die Verwendung Liebig hin Assistent beim Royal College. In dieser Zeit seines Londoner Aufenthalts hat sich Hermann Bleibtreu mit der Zementindustrie oder Zementherstellung in keiner Weise beschäftigt.

Im Herbst 1846 riefen ihn Geschäftsverhältnisse nach der Hardt zurück. Die folgenden Jahre verbrachte er dort mit eifrigem Bemühungen, den Betrieb der Gruben und der Alaunhütte zu verbessern und lohnender zu gestalten. Später setzten die schlechten finanziellen Verhältnisse des Alaunwerkes diesen Versuchen ein Ziel.

Im Winter 1850—51 lernte Hermann Bleibtreu einen jungen Architekten kennen, den er später öfter in Köln besuchte. Dort hörte er Anfang 1852 durch den Architekten Becker zufällig von der Vortrefflichkeit des englischen Portlandzements. Er hörte auch darüber klagen, daß „das Zeug so verflucht teuer sei, 8 bis 9 Taler die Tonne“. Sofort wurde Hermann Bleibtreu von dem Gedanken erfaßt, aus heimischen Materialien ein dem englischen Portlandzement ebenbürtiges Erzeugnis herzustellen, und sogleich machte er sich an die Arbeit. Er sammelte alles ihm zugängliche literarische Material,

analysierte in seinem Laboratorium auf der Hardt gute englische Zementsorten und unterwarf die bisher bekannten Methoden der Zementherstellung einer experimentellen Prüfung.

Über den Gang seiner Versuche geben zwei ausführliche eigenhändige Aufzeichnungen näheren Aufschluß. Sie beginnen mit der Aufzählung der vorhandenen Literatur. „Und da gab es denn nur eine ziemlich spärliche Reihe von Büchern und Abhandlungen, worin man sich über den betreffenden Gegenstand hätte Rat erholen können.“ Bei Beginn seiner Versuche stellte er sich auf den Boden der Theorie von Prof. Pettenkofer und bestrebte sich, diese in der reinsten und vollkommensten Gestalt zur Ausführung zu bringen. „Pettenkofer maß in erster Linie den Alkalien, dann der Tonerde und dem Eisen einen Wert bei, somit arbeitete ich daraufhin, meiner CEMENTMischung möglichst viel Alkali im Verhältnis gegen die beiden letzteren Substanzen zuzuführen, und ich suchte bei möglichst niedriger Temperatur den Cement zu brennen. Ich glaubte die Rotglühhitze nicht überschreiten zu dürfen. Ich behandelte zuerst Mischungen von Kalk und Ton mit Sodaauflösung und erhielt sehr rasch erhlärtende Cemente. Dann kam eine neue Idee. Ich sagte mir: Pettenkofer will Ton und Alkali, Ton ist das Zersetzungsprodukt von Felsarten, bestehend aus einer Doppelverbindung von kieselaurer Tonerde und kieselaurer Alkali, woraus im Verlauf der Jahrtausende das Alkali ausgewaschen ist. Warum also dieses Zersetzungsprodukt wählen und demselben Alkali in Gestalt von teurer Soda zusetzen, wo die Natur dieses primäre alkalireiche Produkt auch jetzt noch in unermeßlichen Massen aufweist. Ich sah vor mir unerschöpfliche Feldspatmassen, die Trachytberge des Siebengebirges.“

„Ich machte den ersten Versuch mit Trachyt vom Drachenfels und erhielt ein befriedigendes Resultat. Sodann versuchte ich andere, mehr eisenhaltige Trachyte, so namentlich den grauen Trachyt der Wolkenburg. Ich zerkleinerte und schlammte die Trachyte und mischte sie mit zerkleinerten und geschlämmten Kalksteinen, machte die untereinandergemengten Pulver mit Wasser zu plastischem Teig, formte Ballen daraus und erhitzte dieselben nach dem Trocknen zwischen glühendem Koks.“

Diese Zemente erhärteten unter Wasser bald, nach einigen Tagen verloren sie aber ihre Festigkeit wieder. Schuld daran war das im Zement enthaltene Eisen. „Das im Cement enthaltene Eisen oxydierte sich durch Einwirkung der im Wasser enthaltenen Luft, und der sich zwischenlagernde Sauerstoff störte den Zusammenhang der Masse.“ Hermann Bleibtreu entschloß sich daher, einen anderen Weg einzuschlagen und suchte fortan einen Eisengehalt beim Brennen soviel als möglich fernzuhalten. „In der Tat erhielt ich nunmehr ganz vortreffliche Cemente.“

Als die Arbeiten Hermann Bleibtreus nach einer Reihe von mehreren hundert einzelnen Versuchen soweit gediehen waren, reichte er in Berlin ein Patentgesuch auf ein „Verfahren zur Darstellung hydraulischer Cemente“ ein (23. 10. 1852) und erhielt darauf am 7. 3. 1853 ein Patent „auf ein Verfahren, Cement zu bereiten“. Es war um dieselbe Zeit, als er seine Aufmerksamkeit auf den Norden und Osten Deutschlands

richtete, wo in Ermangelung natürlicher Produkte sich eine sehr gute Zukunft für künstliche hydraulische Zemente erwarten ließ. Vor allem dachte Hermann Bleibtreu an die kalkreiche Kreideformation auf Rügen. Er gab dem Nordosten auch deshalb den Vorzug, weil er am Rhein aufs erste die Konkurrenz des im Brohl- und Nettetal gewonnenen und von altersher eingeführten Trasses fürchtete. Mit Konsul Guticke in Stettin wurde eine Vereinbarung getroffen, daß die Sache durch gemeinsame Versuche näher erprobt und dann zur praktischen Ausführung geschnitten werden sollte. Im Winter 1852/53 wurde in Züllichow bei Stettin eine Reihe kleinerer Versuche gemacht und dann als Rohstoffe für die Stettiner Fabrik in Aussicht genommen: Kreide von Rügen gegläht mit einem Zusatz von rheinischem Trachyt als Kalkelement, böhmischer Klingstein als Kieselement. Mit diesen Stoffen wurden nun Versuche durchgeführt und zum Brennen der Masse ein kleiner Schachtlofen mit vorliegender Rostfeuerung von Hermann Bleibtreu gebaut. Es ergaben sich aber nur sehr matte und schwache Zemente. Durch das Scheitern dieser Versuche wurde Hermann Bleibtreu aufs tiefste betroffen. Hoffnungsvoll war er Ende Februar 1853 zu mehrwöchentlichem Aufenthalt in seine Heimat zurückgekehrt, da traf wie ein Blitz aus heiterem Himmel ein Brief aus Stettin ein, daß sämtliche Proben mißlungen seien.

„Indem ich so in Bekümmernis und Sorge mich verzehrte, griff ich gedankenlos nach einem Paket Bücher, welche in meiner Abwesenheit vom Buchhändler zur Ansicht in unser Haus gesandt waren. Ich blätterte teilnahmslos in dem mir vorliegenden Buch, da wurde plötzlich meine Aufmerksamkeit aufs höchste erregt durch die Schilderung eines in der norddeutschen Tiefebene und namentlich in Pommern verbreiteten Materialvorkommnisses, welches meinem Vermuten nach eine gewisse Ähnlichkeit mit dem in England verwandten Zementmaterial haben mußte (Septarienton). Ich eilte, sobald es meine häuslichen Verhältnisse gestatteten, nach Stettin zurück. Meine Versuche mit dem neu erschlossenen Material hatten glänzenden Erfolg. Dem Vaterland wuchs — freilich nach unendlich noch durchzulebenden Mühen und Kämpfen — ein neuer bedeutungsvoller Industriezweig.“ Für die Stettiner Zementfabrik wurde es sodann von größter Wichtigkeit, daß auf dem Fabrikgelände selbst ein mächtiges Lager von Septarienton erbohrt wurde.

Soweit waren die Arbeiten Bleibtreus gediehen, und es war in Züllichow bereits der Bau einer provisorischen Fabrikanlage eingeleitet, als er, hauptsächlich um über die Art des Brennens von Portlandzement und die Ofenkonstruktion etwas zu erfahren, eine Reise nach England unternahm. An diese Englandreise des Jahres 1853 knüpft sich das Märchen an, daß Hermann Bleibtreu als Arbeiter in einer englischen Fabrik das Geheimnis der Portlandzementfabrikation ausgekundschaftet habe. In Wirklichkeit ist er aber nie in einer englischen Zementfabrik gewesen. Die Engländer wachten streng über ihrem Geheimnis. Mit gutem Humor hat aber Hermann Bleibtreu seinen Kindern oft erzählt, daß er von einem benachbarten Hügel aus das sehen konnte, was ihm sorgfältig vorenthalten wurde und was ihn am meisten interessierte, nämlich das von ihm bereits vorgesehene schichtenweise Eintragen von Koks und Zementsteinen in den Ofen. Er nahm von England die Beruhigung mit nach Hause, daß er sich mit seinem Projekt auf richtigem Wege befand.

Die erste von Hermann Bleibtreu geschriebene Aufzeichnung schließt mit der Darstellung der Zementfabrikation in der Züllichower Fabrik; es heißt dort:

„Da es in Frage steht, ob für die hiesige Fabrikation auch wie in England die eigene Herstellung des Kokes ratsam ist oder nicht, so würde in letzterem Falle am zweckmäßigsten ein Trockenofen anzuwenden sein, bestehend aus einem langen horizontalen oder flach geneigten überwölbten Kanal, durch welchen mittels einer kleinen Feuerung am einen und einem Schornstein am anderen Ende ein erhitzter Luftstrom unterhalten würde. Mittels eines auf Rollen beweglichen, von Draht-

gewebten gebildeten Bandes ohne Ende oder mittels auf einer Schienenbahn beweglicher kleiner Etagenwagen läßt man nun die geformten Zementsteine durch diesen Kanal durchpassieren, wobei die ganze Anordnung so zu treffen ist, daß die Masse dadurch zugleich in die Nähe der Öfen hinbewegt wird. Eine Gleichmäßigkeit der Mischungsverhältnisse von Kreide und Ton gedenke ich am einfachsten dadurch zu bewirken, daß von beiden Materialien das angemessene Quantum immer aufs Tagewerk der Fabrikation zugemessen wird. Das bestimmte Quantum Rohkreide würde also zerkleinert, geschlämmt und zum Absetzen für sich allein in ein Bassin gebracht. Hierauf wird von dem gepulverten Ton die entsprechende Menge abgemessen und in einem neben dem Kreidebassin etwas tieferstehenden Reservoir eingesumpft, hierbei aber anstatt Wasser der danebenstehende Kreideschlamm angewendet. Es würde also auf dem Boden des Reservoirs einige Zoll hoch Trockenpulver aufgebracht, darüber hin Kreideschlamm aufgegeben, dann wieder Ton, dann Kreideschlamm und so fort, so viel als möglich in entsprechendem Verhältnis, bis das Quantum Ton eingetragen und das ganze Quantum Kreideschlamm zugesetzt ist. Die Masse bleibt nun einen Tag oder nach Erfordernis länger stehen, bis der Ton vollständig aufgeweicht ist, sodann wird die Masse immer senkrecht bis auf den Boden abgestochen und zum Tonschneider gebracht. Die vom Tonschneider abgestochenen Ballen werden dann in einer bestimmten Reihenfolge auf den Boden hingelegt. Die Ballen werden nun zum zweitenmal durch den Tonschneider gegeben, jedoch in anderer Reihenfolge von Boden abgenommen. Auf diese Weise kann man mit genügender Zuverlässigkeit annehmen, daß das Produkt des zweiten Tonschneiders den richtigen Durchschnitt der für das Tagewerk genommenen Materialien in stets gleichmäßiger Weise darstellen wird. Hierauf wird die Masse mit der Hand oder mit einer Maschine geformt und die geformten Steine unmittelbar auf das Band ohne Ende gelegt, welches sie in den Trockenofen führt. Sowie indes der Stein flach aufgelegt ist, wird er mittels einer Messer- oder Drahtvorrichtung in mehrere kleine Würfel zerschnitten. Das Austrocknen wird so bedeutend erleichtert und sogleich die Masse in regelmäßig zerkleinerter Form zum Ofen gebracht. Die gebrannte Masse wird zwischen Walzen zermalmt, Mahlgängen zugeführt und gesiebt, worauf sie in Fässer verpackt zur Versendung fertig ist.“

Im September 1853 siedelte Hermann Bleibtreu mit seiner Familie endgültig nach Züllichow über. Die Fundamente des von ihm gezeichneten Zementofens waren vor seiner Übersiedlung schon vorbereitet, und den Bau des eigentlichen Ofens leitete er nach Ankunft in Züllichow selbst. Im Dezember 1853 wurde der erste betriebsfähige deutsche Portlandzementofen in Betrieb gesetzt. Guticke ging die Sache zu langsam, und er erklärte sich daher Ende 1853 außerstande, weitere Geldmittel an die Sache zu verwenden. So sah Hermann Bleibtreu Anfang 1854 das ganze Unternehmen in Frage gestellt, und um nicht mit dem Scheitern der Stettiner Fabrik sein ganzes mühsam erkämpftes Werk aufs Spiel zu setzen, sah er sich genötigt, sich von dem Stettiner Unternehmen loszumachen, um freie Hand zur Gründung einer neuen Fabrik am Rhein zu erhalten. Daß er schon im Jahre 1852 an die Gründung einer zweiten Fabrikanlage am Rhein gedacht hatte, geht aus dem Briefwechsel mit seinem in Stettin wohnenden Schwager hervor. In Februar 1854 schloß er mit Guticke einen Vertrag, der ihm die Freiheit des Handelns für den Westen Deutschlands zurückgab. Hermann Bleibtreu verpflichtete sich, das rechtzeitige Zustandekommen einer Aktiengesellschaft vorausgesetzt, den Bau einer großen Zementfabrik in Züllichow zu leiten und den Betrieb so lange zu führen, bis diese Fabrik in geregelterm Betrieb war. Das Unternehmen wurde gesichert, und am 21. 7. 54 fand die erste Generalversammlung der Stettiner Portlandzementfabrik statt. Hermann Bleibtreu leitete nun den Bau der Fabrik und führte seinen Nachfolger Dr. Dellbrück, den 1. Vorsitzenden des im Jahre 1877 gegründeten Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten in sein Amt ein. Ende

April 1856 schied er von Zülchow mit dem Bewußtsein, die dortige Fabrik einer glücklichen Zukunft entgegengeführt zu haben.

Er konnte sich nun mit aller Kraft dem Projekt einer rheinischen Zementfabrik zuwenden. Auf Vorschlag seines Bruders Gustav wurde die Zementfabrikation in den Bonner Bergwerks- und Hüttenverein eingebracht, der zur Zeit, als Hermann Bleibtreu in Stettin weilte, aus der Verschmelzung der Bleibtreuschen und Jägerschen Alaunwerke hervorgegangen war. Hermann Bleibtreu stellte dem Verein das ausschließliche Recht zur Ausbeutung seiner Erfahrungen in der Zementindustrie für den Westen Deutschlands, für Holland, Belgien und Frankreich zur Verfügung und übernahm am 1. 7. 1856 die Führung der Geschäfte als Generaldirektor. Sofort wurde nun der Bau der Zementfabrik in Angriff genommen, und am 1. 8. 1858 konnte sie in Betrieb gesetzt werden.

Wenn auch für die Anlage der Zementfabrik im allgemeinen das Stettiner Verfahren maßgebend war, so ergaben sich doch durch die Verschiedenheit der Urstoffe und des Brennmaterials einige Änderungen. Auch die englischen Brennöfen wurden den neuen Verhältnissen entsprechend abgeändert. Es ergaben sich auch bei dieser Fabrikanlage noch neue Schwierigkeiten. Trotz eifriger Bemühung erreichte am Anfang die Qualität des Zementes nicht das Stettiner Vorbild. Aber auch diese Schwierigkeiten wurden überwunden, und in der Generalversammlung am 29. April 1859 konnte Hermann Bleibtreu im Geschäftsbericht sagen:

„Die Produktionskraft der Fabrik übersteigt meine Erwartungen, die Darstellung des Produktes ist wohlfeiler, wie meine Berechnungen voraussetzten, und was die Hauptbedingung des Prosperierens, die Qualität des Zementes anbetrifft, so haben bereits namhafte Autoritäten des Bauwesens sich dahin ausgesprochen, daß demselben der Vorzug vor dem englischen Cement gebührt.“

Hermann Bleibtreu führte die Geschäfte des Bonner Bergwerks- und Hüttenvereins bis zum Jahre 1871, wo ihn Gesundheitsrücksichten zwangen, sein Amt niederzulegen.

Seine Arbeiten zeigen das Bestreben, auf wissenschaftlicher Grundlage die Qualität des Zementes, nachdem erst

einmal seine Herstellung gelungen war, zu heben und zu bessern. Dieses Streben nach Qualitätsverbesserung und Forschung war auch von jeher im Verein Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten lebendig, dem die deutsche Portlandzementindustrie sehr viel zu verdanken hat.

In dem erwähnten Geschäftsbericht des Bonner Bergwerks- und Hüttenvereins des Jahres 1859 sagt Hermann Bleibtreu: „Durch Ausdauer der Forschung gelang es mir, eine Aufgabe zu lösen, die bisher noch keine einzige der englischen Cementfabriken erfüllt hat, nämlich mit Sicherheit eine Cementsorte herzustellen, die zu künstlicher Steinmasse, als Trottoirs, Fußböden, Treppenstufen u. dergl. verarbeitet, der scharfen Frühlingsluft, dem schlimmsten Feind aller Cementarten, Trotz bietend, keine Risse bekommt, daher eine Garantie der Dauer gewährt, wie sie in gleichem Maße bis jetzt von keiner einzigen im Handel vorkommenden Cementsorte geboten werden konnte.“

Wieviel höher sind die Anforderungen, die an den Portlandzement heute gestellt werden. Es sind weniger die Trottoirs, Fußböden usw., sondern es sind vor allem die großen Beton- und Eisenbetonbauten, die ganz anderen Einflüssen als der scharfen Frühlingsluft standhalten müssen. Es ist erfreulich, daß sich der Verein Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten, der die wissenschaftlichen Belange der Portlandzementindustrie vertritt, stets bemüht hat, im Einvernehmen mit den Zementverbrauchern diesen Anforderungen gerecht zu werden. Ein neuer bedeutender Schritt auf diesem Wege ist die Herstellung und Erforschung der hochwertigen Portlandzemente, deren Bedeutung in ihrer Weiterentwicklung für den Beton- und Eisenbetonbau noch gar nicht abzusehen ist.

In Hermann Bleibtreus Aufzeichnungen findet sich der Satz: „Die Not lehrt beobachten und erfinden.“ Wir wollen hoffen, daß dem Verein Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten bei seinen künftigen Forschungsarbeiten nach den schweren Jahren der Nachkriegszeit nicht mehr die Not Lehrmeisterin zu sein braucht, sondern daß ihm und der gesamten deutschen Portlandzementindustrie ein weiterer glücklicher Aufstieg beschieden sein möge, ein Aufstieg, wie ihn sich Hermann Bleibtreu erträumt hat, als er in bescheidensten Verhältnissen und Räumen begann, Zement zu brennen.

ÜBER DIE BESTIMMUNG DER SPIEGELFORMEN BEI OFFENEN GERINNEN.

Von Prof. Dr. E. Braun, Stuttgart.

Für die stationäre ungleichförmige Bewegung in einem offenen Gerinne gilt mit Bezug auf Abb. 1 die Gleichung:

$$(1) \quad a_2 \frac{c_2^2}{2g} = a_1 \frac{c_1^2}{2g} + y - \int_1^2 \frac{c^2 dl}{k^2 R}$$

c ist die mittlere Geschwindigkeit, R der Profilradius, k die mit R veränderliche Reibungsziffer, y das Spiegelgefälle.

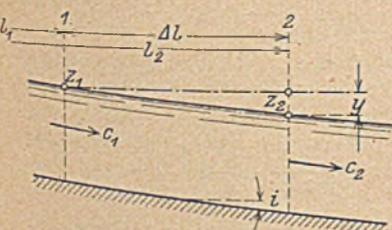


Abb. 1.

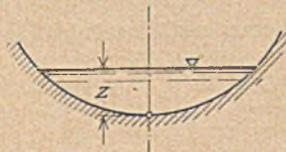


Abb. 2.

Die Beiwerte a sollen die ungleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung über die Querschnitte berücksichtigen. Bei im wesentlichen parallelen Stromfäden liegt a in der Nähe von 1,05, sobald aber stärkere Krümmung der Spiegel oder Sohlenfläche vorliegt, kann a kleinere wie größere Werte annehmen.

Bezeichnet weiter z die Wassertiefe, i das Sohlengefälle so folgt mit

$$(2) \quad y = z_1 - z_2 + i \Delta l$$

$$a_2 \frac{c_2^2}{2g} + z_2 = a_1 \frac{c_1^2}{2g} + z_1 + \int_1^2 (i - J) dl,$$

worin das Reibungsgefälle $\frac{c^2}{k^2 R} = J$ gesetzt ist.

Für ein bestimmtes Gerinne Abb. 2 und eine bestimmte Wassermenge Q erhalten wir für jede Wassertiefe z eine bestimmte Größe von c, R, k und $J = \frac{c^2}{k^2 R}$. Diesen Zusammenhang stellen wir in Abb. 3 dar, indem wir zu jeder Wassertiefe z als senkrechter Abszisse als horizontale Abszissen abtragen nach rechts die Größe $w = a \frac{c^2}{2g} + z$, nach links $J = \frac{c^2}{k^2 R}$. Die Linien für w und J sind abhängig von der Gerinneform, der Wandrauigkeit und der Durchflußmenge. Diese einfache graphische Darstellung der Kontinuitätsgleichung ermöglicht in Verbindung mit der Bewegungsgleichung (2) in der Differentialform

$$(3) \quad dw = (i - J) dl,$$

die Strömungs- und Spiegelformen übersichtlich und einfach zu verfolgen. Auf der wz-Linie liegen zwei charakteristische

Punkte. Mit $i=J$ erhalten wir den Punkt N mit der Abszisse z_n . Diese Wassertiefe soll „natürliche Tiefe“ genannt werden, bei ihr allein ist Bewegung mit gleichbleibender Tiefe und Ge-

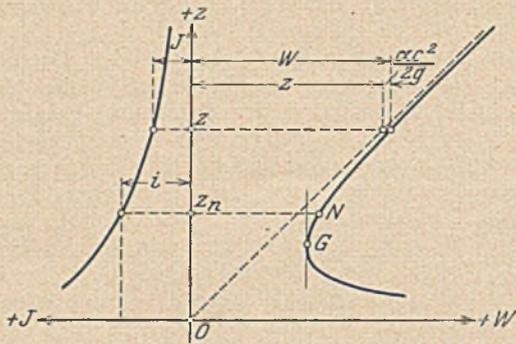


Abb. 3.

windigkeit möglich, mit $dw = 0 = i - J$. Weiter ist auf der wz-Linie charakteristisch der Punkt G mit $\frac{dw}{dz} = 0$, mit der Tiefe z_0 und $w_0 = a \frac{c_0^2}{2g} + z_0$. G heiße Grenzpunkt, z_0 Grenztiefe. Je nach der Gestaltung des Profils, der Wandrauigkeit und dem Sohlengefälle kann N über oder unter G fallen, und es ergeben sich damit wesentlich verschiedene Strömungsformen und Spiegellinien.

I. Fall: $z_n > z_0$ ruhiger Strom, strömendes Wasser (Abb. 4 und 5).

Außer der Strömung mit der natürlichen Tiefe z_n haben wir noch drei weitere Strömungsformen, die den drei Teilen entsprechen, in die der Linienzug der wz-Kurve durch die

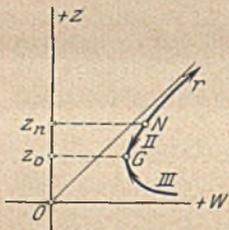


Abb. 4.

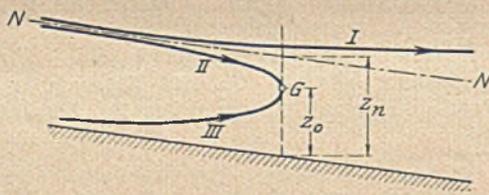


Abb. 5.

Punkte N und G geteilt wird. Für den Teil I oberhalb N ist $i - J$ positiv; wenn wir nur die Strömung, in positivem Sinne mit positivem dl betrachten, muß d positiv sein, die Strömung erfolgt mit wachsendem z , Asymptote links ist $z = z_n$. Für den Teil II zwischen den Punkten N und G ist $i - J$ negativ, bei positivem dl muß d negativ werden, die Strömung erfolgt mit abnehmendem z bis auf $z = z_0$, für diesen Punkt wird mit d auch $dl = 0$, die Spiegelkurve hat im Punkte $z = z_0$ eine senkrechte Tangente. Es ist klar, daß diese Folgerung nur bei konstantem a streng gültig ist. Asymptote links ist wieder $z = z_n$. Für den Teil III, den unterhalb G liegenden Zweig, ist $i - J$ negativ, d muß negativ sein, die Strömung erfolgt mit wachsendem z bis $z = z_0$, wo mit d auch $dl = 0$ werden muß. Asymptote links ist $z = 0$. Abb. 4 u. 5 zeigen die Unterteilung der wz-Kurve, die Signierung der Zweige und die den einzelnen Zweigen entsprechenden Spiegelformen.

II. Fall: $z_n < z_0$ reißender Strom, schießendes Wasser (Abb. 6 u. 7).

Außer der Strömung mit konstanter Tiefe z_n sind auch hier drei Strömungsmöglichkeiten, entsprechend den drei Teilen der wz-Kurve vorhanden. Für den Teil I oberhalb G ist $i - J$ positiv, d muß positiv sein, die Strömung erfolgt mit wachsendem z ; bei $z = z_0$ haben wir, Konstanz von a vorausgesetzt, eine senkrechte Tangente der Spiegellinie. Für den Teil II zwischen G und N bleibt $i - J$ positiv, die Strömung ver-

läuft von $z = z_0$ an mit abnehmendem z bis $z = z_n$; $z = z_n$ ist rechts Asymptote. Für den Teil III endlich, unterhalb N, wird $i - J$ negativ, d wird negativ, die Strömung verläuft

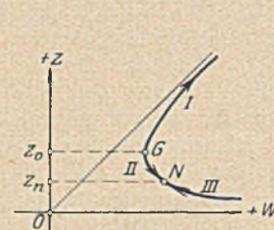


Abb. 6.

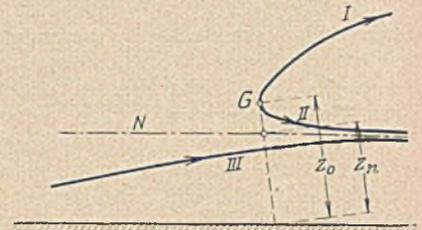


Abb. 7.

mit wachsendem z bis $z = z_n$; $z = z_n$ ist wieder rechts Asymptote.

III. Im Sonderfall $z_0 = z_n$ (Abb. 8 u. 9) sind nur zwei Zweige der wz-Kurve zu unterscheiden. Im oberen Teil I ist mit $i - J$ auch d positiv, die Strömung verläuft mit wachsendem z ; $z = z_n$ ist links Asymptote. Im unteren Teil II

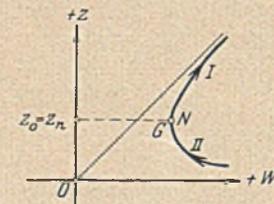


Abb. 8.

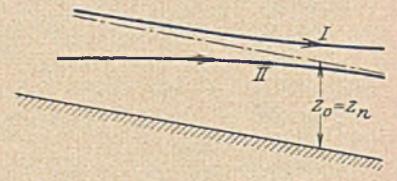


Abb. 9.

ist mit $i - J$ auch d negativ, die Strömung verläuft mit wachsendem z , Asymptote rechts ist $z = z_n$.

Die wz-Linie aus der Darstellung der Kontinuitätsgleichung ist also auch eine Abbildung der positivem Strömungssinn entsprechenden Spiegelformen, und bei gegebener Lage von N kann jeder Ast der wz-Linie nur in ganz bestimmtem Sinn durchlaufen werden, der in den vorangehenden Abbildungen festgelegt wurde. Einem bestimmten d w entspricht ein bestimmtes d z , das zugehörige d l der Spiegellinie ist d $l = \frac{dw}{i - J}$.

Außer den betrachteten Strömungsformen besteht aber noch die Möglichkeit plötzlicher sprungweiser Änderung der Wassertiefe, der sogenannte Wassersprung (Abb. 10). Im Sonderfalle rechteckiger Gerinneform ergibt sich folgendes. Sehen wir von der geringen Wirkung der Schwere und Wandreibung auf der kurzen Sprungstrecke ab und bezeichnen q die Wassermenge für die Einheit der Gerinnebreite, γ das spez. Gewicht der Flüssigkeit, g die Erdbeschleunigung, so ist nach dem Impulssatz:

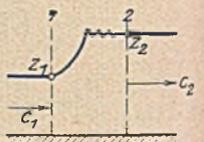


Abb. 10.

$$(4) \quad \frac{1}{2} \gamma z_2^2 - \frac{1}{2} \gamma z_1^2 = \frac{\gamma}{g} q (c_1 - c_2)$$

Die Kontinuität erfordert aber

$$(5) \quad q = z_1 c_1 = z_2 c_2,$$

woraus zunächst folgt:

$$(6) \quad z_1 \left(\frac{c_1^2}{2g} + \frac{z_1}{4} \right) = z_2 \left(\frac{c_2^2}{2g} + \frac{z_2}{4} \right)$$

$$\text{oder } z_2^2 + z_1 z_2 - \frac{2q^2}{g z_1} = 0.$$

Will man die ungleichförmige Geschwindigkeitsverteilung berücksichtigen, so kann man wieder den Beiwert a einführen und erhält damit

$$(7) \quad z_2 = \frac{1}{2} z_1 \left(\sqrt{1 + \frac{8a q^2}{g z_1^3}} - 1 \right).$$

Für die Grenztiefe z_0 bei rechteckigem Gerinnequerschnitt ergibt sich aus $w = z + \frac{8 a q^2}{2 g z^2}$ mit $dw = 0$; $z_0 = \sqrt[3]{\frac{a q^2}{g}}$, und damit läßt sich statt (7) noch einfacher schreiben:

$$(8) \quad z_2 = \frac{z_1}{2} \left(\sqrt[3]{1 + \left(\frac{z_0}{z_1}\right)^3} - 1 \right).$$

Soll ein Sprung möglich sein, so muß $z_1 < z_0$ sein, z_2 wird dann $> z_0$.

Gleichung (6) gibt die Möglichkeit, z_2 zu einem gegebenen z_1 zu konstruieren. Zieht man in Abb. 11 die Gerade OH mit der Neigung $\frac{3}{4}$ gegen die z-Achse und bezeichnet $a \frac{c^2}{2g} + \frac{z}{4}$ mit u, so ist einfach: $u_1 z_1 = u_2 z_2$. Der geometrische Ort für z_2 ist eine einfache Hyperbel. Der Schnitt der Hyperbel mit der wz-Linie liefert in a' den Wert z_2 , der zum Ausgangspunkt a gehört. Projizieren wir noch a' horizontal nach a'' auf die Vertikale durch a, so erhalten wir für den Zweig Ga der wz-Linie eine entsprechende Linie Ga'' , die unmittelbar die zum Ausgangspunkte a mit der Wassertiefe z_1 gehörige Spiegellage z_2 nach dem Sprunge festlegt und die zweckmäßig die zum unteren Aste der wz-

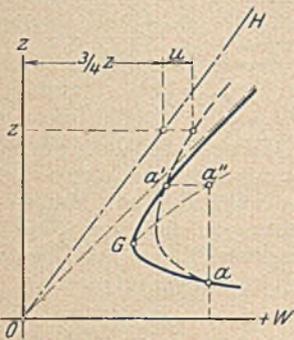


Abb. 11.

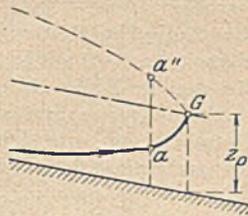


Abb. 12.

Linie gehörige „Sprunglinie“ genannt wird. $a''a'$ ist gleichzeitig ein Maß für den Energieverlust beim Sprung (Walzenbildung). Setzen wir weiter diese Sprunglinie in Verbindung mit der zugehörigen Spiegellinie, so erhalten wir in Abb. 12 eine klare Übersicht der möglichen Sprungverhältnisse. Der Wassersprung stellt nun die Übergangsmöglichkeit dar zwischen den verschiedenen, durch äußere Umstände (Randbedingungen) bedingten Strömungsformen. Abb. 13 zeigt ein einfaches Bei-

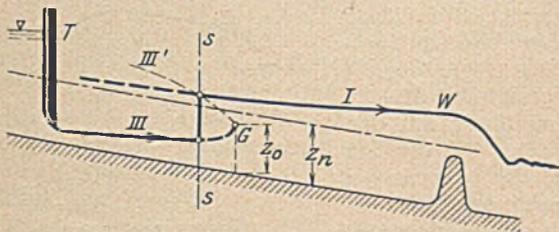


Abb. 13.

spiel. Für eine bestimmte Wassermenge bedingt das Wehr W die Strömungsform I. Andererseits bedingt der Ausfluß aus der Schütze die Strömungsform III. Der Schnittpunkt der zur Spiegellinie III gehörigen Sprunglinie III' mit der Spiegellinie bestimmt eindeutig Stelle und Betrag des Wassersprunges, der von der Strömungsform III auf diejenige I überführt.

Auch für den allgemeinen Fall nicht rechteckigen Profils läßt sich die Sprunglinie einfach ermitteln. Bezeichnet nach Abb. 14 s_z die Tiefe des Schwerpunktes des zur Wassertiefe z gehörigen Gerinnequerschnittes unter dem Wasserspiegel, so tritt an Stelle des Gleichung (4)

$$(8) \quad \gamma (f_2 s_{z_2} - f_1 s_{z_1}) = \frac{\gamma}{g} a Q (c_1 - c_2).$$

Trägt man als Funktion von z einerseits die Linie der $\frac{a Q c}{g}$, andererseits die Linie der $f s_z$ auf, so braucht man nur, um die

zu z_1 gehörige Tiefe z_2 nach dem Sprung zu ermitteln, durch den Punkt z_1 der Linie der $\frac{a Q c}{g}$ eine Linie gleichen horizontalen Abstandes von der $f s_z$ -Linie zu ziehen, um im zweiten Schnitt-

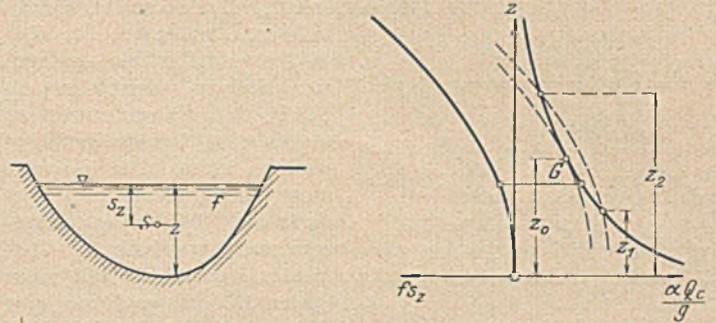


Abb. 14.

punkt die Größe z_2 zu erhalten. Auch die Grenztiefe z_0 und der Punkt G ergeben sich sehr einfach.

Für die Bestimmung der Staukurve und Stauweite leistet die wz-Linie gute Dienste. Aus der Gleichung (3) erhält man durch Integration

$$(9) \quad l_{12} = \int_1^2 dl = \int_{w_1}^{w_2} \frac{dw}{i - J}.$$

Trägt man über der w-Achse zu jedem Werte das zugehörige $\frac{1}{i - J}$ ab, so erhält man die in Abb. 15 dargestellte Linie, deren Fläche zwischen der Anfangsordinate A und der Zwischenordinate P die Stauweite zwischen den Wassertiefen z_2 und z

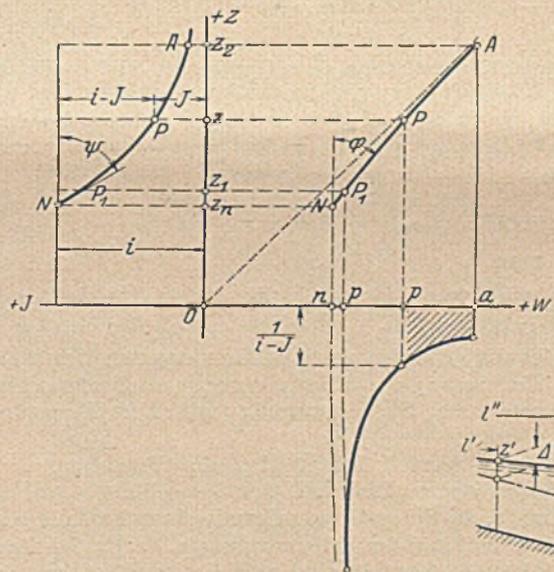


Abb. 15.

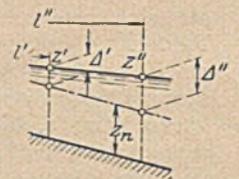


Abb. 15a.

darstellt. Da für $i = J$ im Punkt N der Nenner verschwindet, hat die Linie eine senkrechte Asymptote. Die theoretische Stauweite bis zur natürlichen Tiefe z_n wird unendlich groß. Für die praktische Berechnung ersetzt man etwa vom Punkt P_1 ab sowohl die w- als die J-Linie durch ihre Tangenten oder passende Sehnen. Bei der Unsicherheit der Grundlagen ist diese Näherung meist mehr als ausreichend. Mit den Bezeichnungen der Abb. 15 erhält man dann:

$$\begin{aligned} dw &= \operatorname{tg} \varphi \cdot dz \\ i - J &= \operatorname{tg} \psi (z - z_n) \\ dl &= \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \psi} \cdot \frac{dz}{z - z_n} = m \frac{dz}{z - z_n} \end{aligned}$$

woraus:

$$(10) \quad l_{12} = \int_1^2 dl = m \log \operatorname{nat} \frac{z'' - z_n}{z' - z_n} = \log \operatorname{nat} \frac{\Delta''}{\Delta'} \quad (\text{Abb. 15a}).$$

Das Ende der Staukurve kann also genähert als Exponentiallinie angesehen werden und man erhält eine genügende Übersicht über den Verlauf des letzten Stückes.

Oft ist es erwünscht, eine Näherungsrechnung für die Stauweite durchzuführen. Abb. 16 zeigt, wie eine solche zweckmäßig anzusetzen ist. Die w-Kurve ist in den meisten praktischen Beispielen so flach, daß sie ohne weiteres durch eine Gerade genähert werden kann. Die J-Kurve dagegen ist meist stark gekrümmt, hat aber ausgesprochen hyperbolischen Charakter, so daß sie mit recht guter Näherung durch eine Hyperbel ersetzt werden kann, deren Asymptoten parallel den Koordinatenachsen w, z sind. Die Konstanten der Hyperbel bestimmt man am besten nach Aufzeichnung der J-Kurve graphisch aus drei Punkten, deren passende Wahl eine gewisse Ausgleichung gestattet. Man bestimmt also die Konstanten a, b, K so, daß man setzen darf:

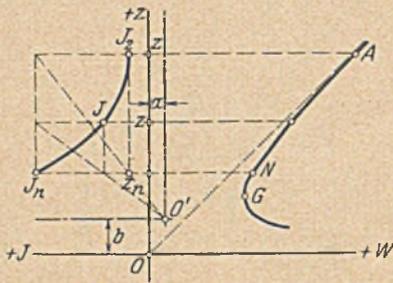


Abb. 16.

Führt man noch ein:

$$(11) \quad \frac{K}{z-b} = a.$$

$$d l = \frac{w_2 - w_n}{z_2 - z_n} dz,$$

so ergibt sich für dl die Gleichung:

$$d l = \frac{w_2 - w_n}{z_2 - z_n} \cdot \frac{dz}{i+a} = \frac{w_2 - w_n}{(z_2 - z_n)(i+a)} \cdot \frac{(z-b) dz}{z-b - \frac{K}{i+a}},$$

deren Integration zwischen den Grenzen z1 und z2 liefert.

$$(12) \quad l_{12} = \int_1^2 d l = \frac{w_2 - w_n}{(z_2 - z_n)(i+a)} \left(z_2 - z_1 + \frac{K}{i+a} \log \text{nat} \frac{z_2 - b - \frac{K}{i+a}}{z_1 - b - \frac{K}{i+a}} \right)$$

Setzt man noch $z_2 - b = \frac{K}{j_2 + a}$; $z_1 - b = \frac{K}{j_1 + a}$, so erhält man:

$$l_{12} = \frac{w_2 - w_n}{(z_2 - z_n)(i+a)} \left(z_2 - z_1 + \frac{K}{i+a} \log \text{nat} \frac{(i-j_2)(a+j_1)}{(i-j_1)(a+j_2)} \right).$$

Diese Gleichung gestattet nach Bestimmung nur der Werte K und a die Berechnung der Stauweite meist rascher und genauer als eine mühsame Staffelrechnung mit Fortpflanzung der Fehler.

Besonderen Vorteil bringt aber die Beachtung des Zusammenhanges der wz-Linie mit der Spiegellinie, wenn es sich darum handelt, die Spiegelform zu ermitteln in Fällen der Änderung der Gerinneform, der Sohlenneigung u. dergl. Die Aufgabe ist dann folgende: Gegeben sind zwei Gerinnestrecken, die sich irgendwie unterscheiden, und ein Übergangsstück bestimmter Form. Es soll für eine bestimmte Durchflußmenge die Gestaltung des Wasserspiegels ermittelt werden, sowohl für die beiden Anschlußstrecken als für das Übergangsstück, selbstverständlich für den Beharrungszustand. Zur Erleichterung der Vorstellung wird man zweckmäßig so verfahren, daß man das Übergangsstück in erster Annäherung so kurz annimmt, daß das Integral $\int (i-J) dl$ vernachlässigt werden kann und daß man dann die genauere Spiegelgestaltung im Übergangsstück als Sonderfrage behandelt. Sind größere raschere Änderungen der Höhenlage der Sohle (Stufen) vorhanden, so müssen diese natürlich ausgeschieden werden, und die Vernachlässigung erstreckt sich zunächst nur auf das Reibungsgefälle. Maßgebend bleibt die Gleichung (3): $dw = (i-J) dl$. Für das Übergangsstück setzen wir zunächst $dw = 0$, $w = \text{konst.}$ Für diesen Fall muß die Abbildung der Spiegellinie im wz-Bild bestehen aus Zügen der den beiden Gerinnestrecken entsprechenden wz-Linien mit dem früher festgelegten eindeutig

bestimmten Bewegungssinn und aus Linien $w = \text{konst.}$; überdies sind noch die unstetigen Übergänge durch Sprung möglich, die durch die „Sprunglinie“ festgelegt sind. Am besten wird das Verfahren an einigen Beispielen gezeigt:

1. Beispiel: Verengung des Profils bei gleichbleibender Sohlenneigung. Abb. 17 zeigt die beiden Linienpaare J und w für die beiden Gerinnestrecken. Die beiden die natürlichen Tiefen z_{n1} und z_{n2} darstellenden Punkte sind N_1 und N_2 . Beachtet man die mögliche Bewegung auf den beiden w-Linien, so sieht man sofort, daß nur folgender Übergang möglich ist: Von N_1 wird auf S entsprechend dem Stücke $N_1 S$ der w_1 -Linie gestaut. Dann folgt im Übergangsstück, der Vertikalen SN_2 ($w = \text{Konst.}$) entsprechend die Umbildung auf die Wassertiefe N_2 , die am Beginn der Strecke 2 vorhanden sein muß, da von keinem andern Punkte der wz-Linie N_2 erreicht werden kann. Im wz-Bild liegt also die ganze Spiegelgestaltung in einfacher Weise fest. Die Untersuchung, wie sich bei endlicher Länge des Übergangsstückes die Spitze bei S rundet, ist Sonderaufgabe.

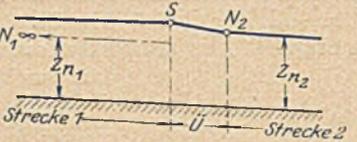
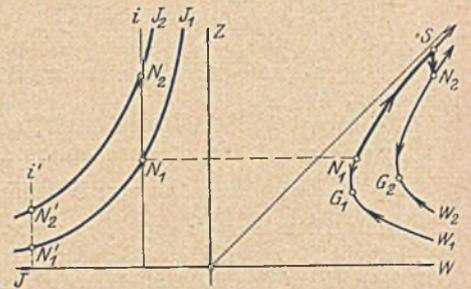


Abb. 17.

2. Beispiel: Gerinneform und Durchflußmenge sollen wie im Beispiel 1 bleiben, nur die Sohlenneigung soll so vergrößert werden, daß die Punkte der natürlichen Tiefe N_1' und N_2' werden. Vom Punkte N_1' können wir nur durch Sprung abkommen (Abb. 17a). Der Sprung führt auf Y, dann erfolgt Stau längs der w_1 -Linie bis S. Im Übergangsstück ($w = \text{Konst.}$) erfolgt gemäß der Strecke SG_2 Umbildung auf den Grenzpunkt G_2 , der am Anfang der Strecke 2 liegen muß; von G_2 ab erfolgt Absenkung asymptotisch auf N_2' . Auch die Stelle des Sprunges y ergibt sich aus der von S rückwärts ermittelten Staukurve im Schnitt mit der zu z_{n1} gehörigen Sprungtiefe Z_y .

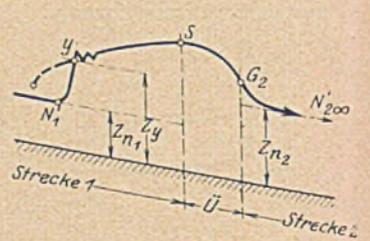


Abb. 17a.

3. Beispiel: Erweiterung des Querschnittes, Umkehrung von Beispiel 1. N_2 und N_1 haben ihre Stelle vertauscht (Abb. 18).

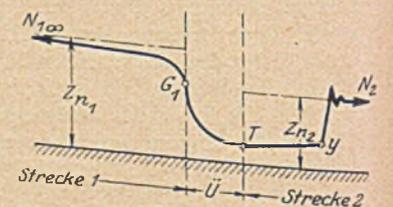
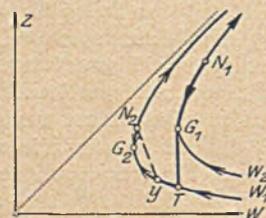


Abb. 18.

Von N_1 kann nur Absenkung auf G_1 erfolgen. G_1 muß am Ende der Strecke 1 liegen. Im Übergangsstück erfolgt die Umformung

bis T, von T folgt Stau bis zum Punkte y, von dem aus durch Sprung die natürliche Tiefe z_{n2} in N_2 erreicht werden kann.

4. Beispiel. Erweiterung im schießenden Wasser. Abb. 19. Der einzig mögliche Übergang ist: Senkung im Übergangsstück

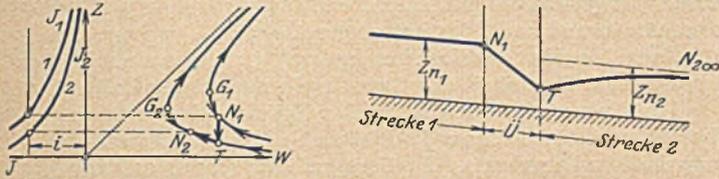


Abb. 19.

von N_1 auf T , in der Strecke 2 dann Stau von T auf z_{n2} asymptotisch. Je nach der Ausdehnung des Übergangsstückes wird natürlich die Ecke bei T mehr oder weniger ausgerundet.

Sonderfälle verhältnismäßig starker Änderung der Sohlenhöhe behandelt man durch Ausscheiden des Integrals $\int i dl$, das voll berücksichtigt wird, während nur das Integral $\int |J| dl$ in erster Näherung vernachlässigt wird.

5. Beispiel. Überwindung einer Schwelle bei gleichbleibendem Profil und gleichbleibender Sohlenneigung i (Abb. 20). Beim Übergang von Strecke 1 auf Strecke 2 ist $\int i dl = -\Delta$, beim Übergang von Strecke 2 zu Strecke 3

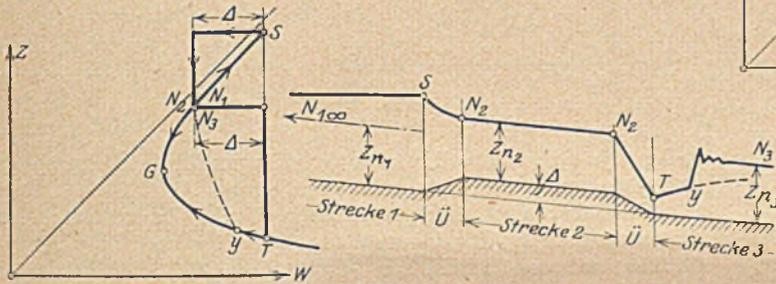


Abb. 20.

dagegen $\int i dl = +\Delta$. Für den Übergang ist nun in erster Näherung einfach: $w_2 = w_1 \mp \Delta$. Nach Abb. 20 findet in der Strecke 1 Stau bis auf S statt, so daß im Übergangsstück Absenkung auf N_2 entsprechend der natürlichen Tiefe z_{n2} erfolgen kann. Beim Ablauf von der Schwelle findet im Übergangsstück Absenkung auf T statt, dann Stau bis zum Punkt Y von dem aus der Sprung nach N_3 mit der natürlichen Wassertiefe z_{n3} erfolgen muß. Liegt der Punkt Y links von T, so müssen S und N_2 am Ende der Strecke 2 soviel höher gelegt werden, daß T mit Y zusammenfällt. Die Lage von S hängt dann von der Länge der Strecke 2 ab, weil auf dieser der erforderliche Stau erzeugt werden muß. Der Sprung setzt dann in T an, der Übergang $N_2 T N_3$ wird aber durch Walzenbildung verdeckt; immerhin bleibt die theoretische Gestaltung des Überganges von Interesse.

6. Beispiel. Die Sohlenneigung sei gegen das vorige Beispiel so vergrößert, daß die natürliche Tiefe in den Strecken

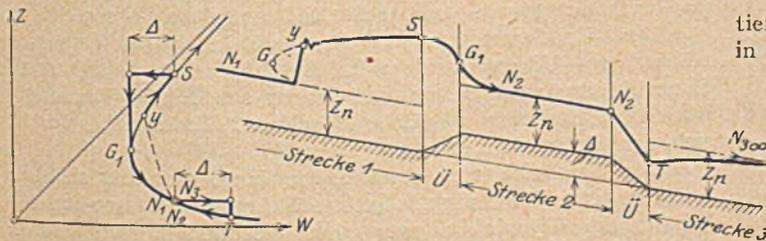


Abb. 21.

1, 2 und 3 schießendem Wasser entsprechen (Abb. 21). Von N_1 gelangen wir durch Sprung nach Y, von dort wird bis zum

Punkte S soweit gestaut, daß im Übergangsstück auf den Grenzpunkt G_1 umgeformt werden kann. In der Strecke 2 fällt der Spiegel asymptotisch auf z_n . Beim Ablauf von der Schwelle liegt die Umformung auf T im Übergangsstück und der Stau nach N_3 asymptotisch an z_n sehr einfach.

7. Beispiel. Spiegelverlauf bei Überwindung einer Sohlensenkung. Gerinneform und Sohlenneigung der drei an-

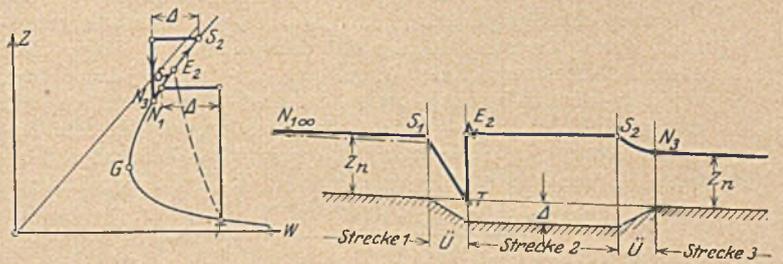


Abb. 22.

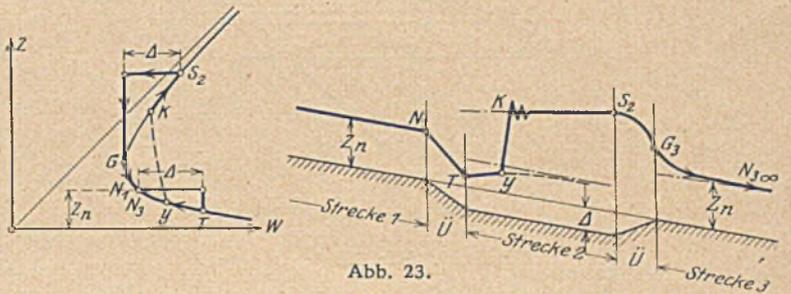


Abb. 23.

schließenden Strecken sollen gleich bleiben (Abb. 22). Am Beginn der Strecke 3 muß N_3 vorhanden sein, das erfordert aber am Ende der Strecke 2 die durch Δ bestimmte Stauhöhe in S_2 . S_2 legt für die Strecke 2 rückwärts die Staulinie fest: $S_2 E_2$. Von N_1 erfolgt Stau auf S_1 am Streckenende, dann im Übergangsstück Umformung auf T. Von T erfolgt Sprung auf E_2 .

8. Beispiel. Verhältnisse wie bei Beispiel 7, nur sei die Sohlenneigung so groß, daß die natürliche Wasser-

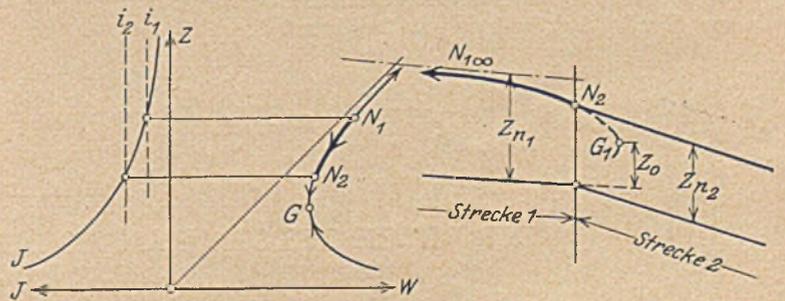


Abb. 24.

tiefe schießendem Wasser entsprechen (Abb. 23). N_3 muß in der Strecke 3 durch Ablauf vom Grenzpunkt G_3 erreicht werden, was den durch Δ bestimmten Stau am Ende der Strecke 2 bedingt. Damit ist die Spiegellage rückwärts S_2 festgelegt. Von N_1 am Ende der Strecke 1 erfolgt Umbildung im Übergangsstück, entsprechend dem Betrag Δ auf T, von T an erhalten wir eine Staukurve auf die Höhe z_n . Die Sprunglinie zu dieser Staukurve bestimmt in ihrem Schnitt mit der Staulinie von S_2 rückwärts den Ort des Sprunges. Ist die Strecke 2 so kurz, daß ein Schnittpunkt nicht vorhanden ist, so verlegt sich der Sprung nach rückwärts, und eine besondere Untersuchung wird nötig.

Unterwasser leiten, und diese schluckte höchstens $\frac{1}{2}$ m³ je Sekunde.

Nun zum Wichtigsten, der Freischleuse. — Der im Staudamm am linken Talhange vorhandene massive Durchlaß hat zwar eine lichte Weite von 4,5 m, liegt mit seiner Sohle am Einlauf auf + 3,85, mit seinem Scheitel auf + 7,36, hat also rd 3,5 m Höhe und 15,75 m² Querschnitt bei reichlichem Sohlgefälle, er ist aber durch Einbauten völlig verbaut. Durch zwei senkrechte I-Eisen ist er in drei Felder geteilt, deren schmalstes und mittelstes Feld auf der Sohle eine Schützöffnung von 99 cm Breite und 1,11 m Höhe hat. Sonst ist alles eine Bohlenwand bis im Mittel + 7,15. Nur ein etwa 21 cm hoher Schlitz ist oben frei als einzige selbsttätige Entlastungsvorrichtung (s. Abb. 2). Die Ordinate der Überlaufkante + 7,15, d. s. 60 cm unter der niedrigsten Stelle der Dammkrone, wird hiernach vom Pächter der Mühle als Stauziel angesehen. Ob sie das offizielle Stauziel ist und immer gewesen ist, war nicht feststellbar. Die beiden obersten Bohlen sind durch abweichende, weniger solide Art der Befestigung auffallend, so daß vielleicht deren Unterkante mit + 6,57 als ursprüngliches Stauziel anzusprechen ist.

Oberhalb des Neuendorfer Mühlen- teiches soll im Interesse der Landes- verteidigung zu Anfang des Weltkrieges vorübergehend eine weitere Stauanlage eingerichtet gewesen sein, die zu Bruch gehend, schon einmal den Neuendorfer Staudamm überflutet haben soll. Ausgehend von diesem Gerücht wurde beim Versuch der Klärung des Unfalles auch die Möglichkeit einer aus demselben Grunde vorgenommenen Erhöhung des Stauzieles in Neuendorf erörtert, aber vom Müller bestritten.

War das Wasser im Teich kurz vor dem Überlauf über die Dammkrone, so führte das Schütz des Freigerinnes rechnungsmäßig etwa 5,6 m³/Sekunde ab, der selbsttätige Überlauf durch den Schlitz etwa 1,65 m³/Sekunde, zusammen also 7,25 m³/Sekunde und einschließlich des Mühlengerinnes vielleicht 7,75 m³/Sekunde. Das Schütz zur Turbine hatte aber der Müller zur Zeit der Katastrophe aus Angst um seine Turbine nur halb geöffnet.

Gerechnet wird in Ostpreußen mit Hochwasserabfluß- zahlen von 0,1—0,18 m³/Sekunde und km², aber auch mit 0,355 m³/Sekunde und km², z. B. beim Überlauf der Talsperre in Wiekau. Das würde bei einem Niederschlagsgebiet von 48 km² 4,8—8,4 bzw. rd 17 m³ je Sekunde ausmachen. Das Taschenbuch „Hütte“ gibt für die Dimensionierung von Durchläßen für diesen Fall etwa 0,8 m³ je Sekunde und km² an, das wären 38,4 m³ je Sekunde. Nur Optimisten könnten also die vorhandenen Entlastungseinrichtungen für ausreichend ansehen.

Was kommen mußte, kam. Am 23. August 1924 abends fing ein Dauerregen von ziemlicher Heftigkeit an. Es regnete auch den ganzen 24. stark, besonders abends zwischen 10 und 12 Uhr wolkenbruchartig, ebenso am 25. August. In den drei Tagen sind in Ostpreußen bis 100 mm Regenhöhe, darunter an einem Tage bis 79 mm festgestellt worden, d. s. ungewöhnlich hohe Zahlen. Zu Beginn des Regens war der Teich für den Müller als leer anzusehen. Der Wasserspiegel war auf + 5,30. Am 25. August um $\frac{1}{3}$ Uhr früh war der Wasserspiegel erst etwa 1 m gestiegen, und das Schütz des Freigerinnes wurde gezogen. Das Wasser stieg weiter bis 5 Uhr auf + 6,74. Um 6 Uhr fing es an, über den Damm zu laufen. Nur eine rück- sichtslose Zerstörung der Einbauten des Freigerinnes hätte vielleicht noch den Damm retten können. Doch darauf kam keiner, auch nicht das zu Hilfe gerufene Militärkommando, welches etwa $6\frac{3}{4}$ Uhr eintraf. Nach 2 $\frac{1}{2}$ stündiger stets an- wachsender Überspülung vollzog sich der Dambruch nach

allmählichem Auswaschen der Chaussierung und des Dammbodens durch Einsturz der Stützmauer auf rd 50 m Breite westlich der Mühle an der tiefsten, also am längsten überfluteten Stelle des Dammes unter Mitnahme eines zur Mühle gehörigen Stallgebäudes. Ein Zubruchgehen des Gutsteiches des über 4 km oberhalb gelegenen Gutes Dalheim, wodurch einige 1000 m³ schlagartig sich ins Tal ergossen, hat wohl den letzten Anstoß zur Katastrophe gegeben. Infolge der

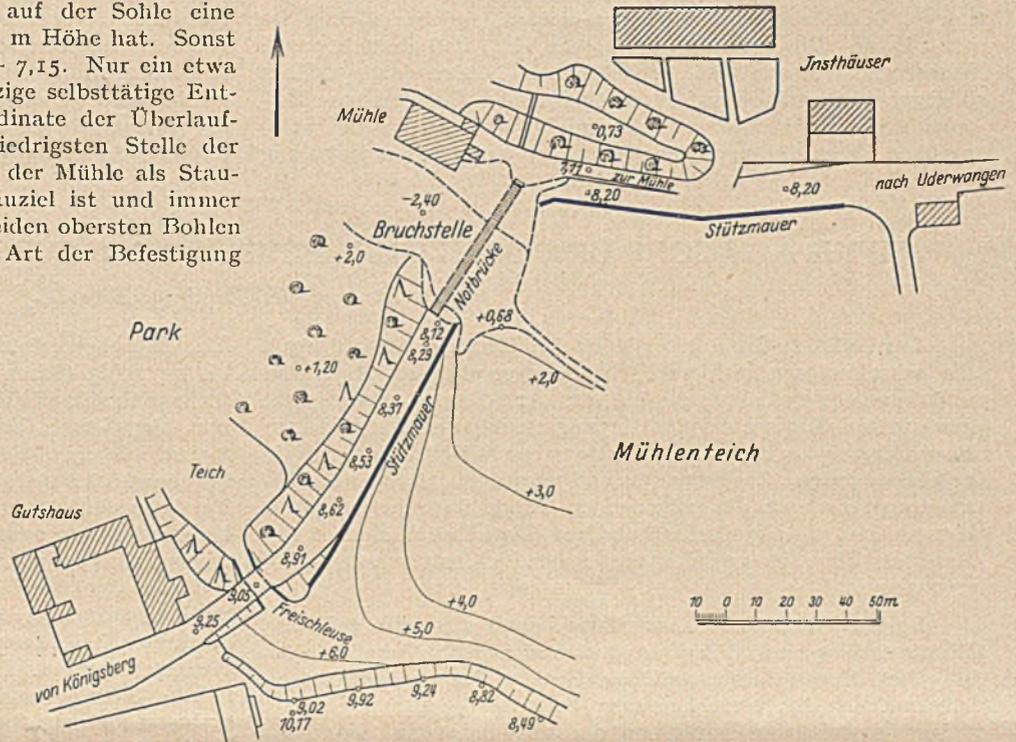


Abb 1. Lageplan des Staudammes.

Nähe des Pregeltales ist durch den Bruch in Neuendorf größeres Unheil nicht angerichtet.

Der Staudamm soll zuletzt in Höhe von + 8,50 überspült worden sein. Trifft dies und die Angaben von Augen-



Abb. 2. Die Freischleuse des Mühlenteiches.

zeugen über die Schnelligkeit des Anwachsens des Wassers in den letzten Stunden zu, so sind etwa 112 m³ je Sekunde zum Abfluß gekommen, während gleichzeitig der Beckenin- halt um rd. 28 m³ je Sekunde stieg, also sind rd. 140 m³ se- kundlich zugeflossen, d. s. fast 3 m³ je Sekunde und km², also rd. das Vierfache der von der „Hütte“ angegebenen Zahl.

Die erstaunliche Größe der Zahl müßte ganz besondere Ursachen haben.

In der Nacht, welche der Katastrophe voranging, sind in jener Gegend viele Durchlässe verstopft und manche Eisenbahn- und Straßendämme dadurch zu Bruch gegangen. Die Wasserscheiden des Niederschlagsgebietes der Talsperre sind, da das Gelände ziemlich gleichmäßig zum Pregeltal hin fällt, sehr niedrig, stellenweise ist im Meßtischblatt zwischen Wasserläufen der verschiedenen Niederschlagsgebiete keine Höhenkurve, d. h. nur ein Höhenunterschied, welcher kleiner ist als $1\frac{1}{4}$ m. Die Möglichkeit besteht also, daß damals große Wassermengen aus den benachbarten Niederschlagsgebieten übergetreten sind, so auf der Ostgrenze des Gebietes zum Beispiel 1 km südwestlich von Gutenfeld, wo Aufstau und Strömungen längs der nach Nordosten hin abfallenden Bahnlinie

beobachtet sind, und auf der Westgrenze am Jägerhaus, 2 km westlich von Dalheim, wo rd. 20 km² Niederschlagsgebiet hinzugekommen sein können (s. Meßtischblatt 230 Ludwigswalde).

Immerhin ist wohl im vorliegenden Falle auch trotz dieser Möglichkeiten nicht von höherer Gewalt allein zu sprechen. Dazu sind die Entlastungsvorrichtungen zu mangelhaft und die Dammkronen zu niedrig und zu ungleich in ihrer Höhenlage gewesen. Beaufsichtigung auch von Jahrhunderte bestehenden Mühlenteichen, besonders hinsichtlich der vorhandenen Entlastungsvorrichtungen und Kronenhöhen, sowie einheitliche Regelung der Ermittlung von Durchlaßabmessungen in Dämmen aller Art dürfte hiernach anzustreben sein. Vorsicht ist hinsichtlich dieser Abmessungen besonders da geboten, wo die Wasserscheide so niedrig ist, daß verstopfte Durchlässe das Niederschlagsgebiet bedeutend erweitern können.

EINIGE KRITISCHE GRUNDSÄTZLICHE BEMERKUNGEN ZUR SCHWINGUNGSFESTIGKEIT.

Von Dr.-Ing. H. Stauding, Breslau.

Der Anlaß zu den vorstehenden Ausführungen ist mir durch die verschiedenen sich vielfach widersprechenden Ansichten und Versuchsergebnisse, die auf der der Schwingungsfestigkeit gewidmeten Tagung des Schwingungsausschusses des V.d.I. in Braunschweig am 25. u. 26. März 1927 zur Mitteilung gelangten, gegeben worden. Zusammenfassend würde sich der ganze Meinungsaustausch in der allgemeinen Frage formulieren lassen können, „ob ein physikalisch anderes elastisches Verhalten des Materials bei schwingender und ruhender Beanspruchung zu erwarten ist?“

Es wäre eine grobe Anmaßung, auch nur eine teilweise Beantwortung dieser Frage angesichts der erst in der Entwicklung begriffenen diesbezüglichen Untersuchungen mit diesen kurzen Zeilen hier versuchen zu wollen. An die älteren und als sicher feststehenden Tatsachen der physikalischen und technischen Materialprüfungen anknüpfend, möchte ich nur erwähnen, daß auch hier bereits ein ähnliches Problem vorgelegen hat, nämlich insbesondere beim „Gußeisen“ in der Unterscheidung seines Elastizitätsmoduls bei Zug—Druck- und Biegeversuchen. Auch die feinsten und sorgfältigsten Untersuchungen am einwandfreiesten Material unter Berücksichtigung des wirklichen Spannungsdehnungsverlaufes (also bei Verzicht auf das Hookesche Gesetz) von Bach, Föppl, Herbert, Pinegin und Schöttler ergaben immer noch abweichende Werte für den Elastizitätsmodul bei Zug—Druck und dem Biegeversuch. Ich konnte nun in einer älteren Arbeit (Dissertation) zeigen, daß dieser Unterschied durch die noch beibehaltenen vereinfachenden Annahmen (wie linearer Spannungsverlauf oder Ebenbleiben der Querschnitte), die zur Ableitung der Formänderungsformeln üblich sind, bedingt wurde. Bei Verzicht auf diese letzten rein mathematischen Vereinfachungen und Annahme allgemeinerer Voraussetzungen (wie die Minimumbedingung der Formänderungsarbeit) ließ sich eine vollkommene Übereinstimmung herbeiführen. Dieses und der Umstand, daß bei den feinsten physikalischen Bestimmungen der Elastizitätskonstanten bei verschiedenen Materialien und verschiedenen Temperaturen von E. Grüneisen, F. A. Schulze, W. Voigt, K. R. Koch, C. Dannecker, Dieterle genau dieselben Werte aus den statischen und dynamischen Versuchen gefunden worden sind, legen es nun nahe, allen Versuchen von vornherein als Leitfaden das Prinzip der „Unabhängigkeit des elastischen Verhaltens des Materials von der Beanspruchungsart“ zugrunde zu legen. Es bleibt noch zu zeigen, daß auch für die neuere Materialforschung dies Prinzip leistungsfähig genug ist, um die scheinbaren Widersprüche zu lösen und die wahren Ursachen und Zusammenhänge der beobachteten Erscheinungen aufzudecken.

Da, abgesehen von den möglichen Versuchsfehlern, bereits die rein mathematischen Voraussetzungen zur Ableitung der

Elastizitätsformeln zu fehlerhaften Schlüssen (unter Umständen bis zu 20%) führen können, so wird man die einzelnen Versuchsmethoden in direkte und indirekte einteilen. Bei den ersteren (Zug, Druck, Torsion kreisrunder Stäbe) hat man die einfachsten Beziehungen zwischen Spannung und Formänderung, bei den letzteren (gleichmäßige und ungleichmäßige Biegung, Torsion nicht kreisrunder Stäbe usw.) werden diese Beziehungen bereits durch kompliziertere, unter den oben erwähnten mathematischen Vereinfachungen abgeleitete Formeln ausgedrückt. Bei den dynamischen Beanspruchungen und Untersuchungsmethoden kommt noch die ausschlaggebende Wirkung der Massenträgheit hinzu, wodurch diese Beziehungen noch komplizierter werden. Um zu zeigen, welche Fehler und was für falsche Schlüsse aus deren nicht genügender Beachtung entspringen können, beschränke ich mich auf das einfachste Beispiel des dynamischen Zug-Druck-Versuches. Bezüglich der

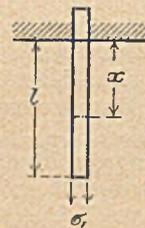


Abb. 1.

Ableitung der einzelnen Formeln auf Hort, Technische Schwingungslehre, verweisend, führe ich der Kürze halber nur die Ergebnisse an. Für den 1. Fall eines zylindrischen Stabes von der Länge l , Abb. 1, an dessen Ende eine gemessene, nach einem Sinusgesetz periodisch wirkende Spannung σ_1 wirkt, erhält man die Verschiebung ξ in der Längsrichtung an einer beliebigen Stelle x zu

$$\xi = \frac{\sigma_1 l}{E} \sin \omega \sqrt{\frac{\rho}{E}} x \sin \omega t$$

wo ω die Frequenz der aufgezwingenen Spannung σ_1 , E den Elastizitätsmodul und ρ die spezifische Masse des Materials bedeuten. Die Dehnung ε ist bekanntlich

$$\varepsilon = \frac{\partial \xi}{\partial x}$$

und damit die Spannung an einer beliebigen Stelle

$$(1) \quad \sigma = E \frac{\partial \xi}{\partial x} = \sigma_1 \frac{\cos \omega x \sqrt{\frac{\rho}{E}}}{\cos \omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}}} \sin \omega t.$$

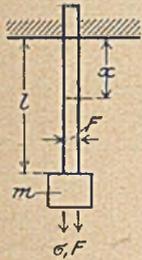
Wird anstatt der Spannung σ_1 die Verschiebung ξ_1 am Ende des Stabes gemessen, so wird die Verschiebung an beliebiger Stelle

$$\xi = \xi_1 \frac{\sin \omega x \sqrt{\frac{\rho}{E}}}{\sin \omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}}} \sin \omega t$$

und für die Dehnung und Spannung erhält man die Beziehung

$$(2) \quad \sigma = E \varepsilon = E \frac{\partial \zeta}{\partial x} = E \frac{\zeta_1}{l} \cdot \frac{\omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}} \cos \omega x \sqrt{\frac{\rho}{E}}}{\sin \omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}}} \sin \omega t$$

Für den 2. Fall, wo sich am Stabe noch eine Masse m (etwa Einspannungskopf) befindet, Abb. 2, an der eine gemessene periodische Kraft $\sigma_1 F$ wirkt, erhält man für die Verschiebung



$$\zeta = \frac{\sigma_1 l}{E} \frac{\cos \omega x \sqrt{\frac{\rho}{E}}}{\omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}} \cos \omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}} \left(1 - \omega \sqrt{\frac{\rho}{E}} \cdot \frac{m}{E F} \operatorname{tg} \omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}} \right)} \times \sin \omega x \sqrt{\frac{\rho}{E}} \sin \omega t$$

Abb. 2.

und für die Spannung an beliebiger Stelle x

$$(3) \quad \sigma = E \frac{\partial \zeta}{\partial x} = \sigma_1 \frac{\cos \omega x \sqrt{\frac{\rho}{E}}}{\cos \omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}} \left(1 - \omega \sqrt{\frac{\rho}{E}} \cdot \frac{m}{E F} \operatorname{tg} \omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}} \right)} \sin \omega t$$

Setzt man in den letzten Formeln $m = 0$, so erhält man diejenigen für den ersten Fall.

Aus der letzten Formel (3) sieht man, daß die Anordnung (Abb. 2) für Versuche ganz ungeeignet ist. Je nachdem, ob man sich im Gebiete vor, in oder über der Resonanzlage (bei der der Nenner verschwindet) befindet, gibt die gemessene Spannung σ_1 einen nur annähernd richtigen, einen vielfach zu großen oder vielfach zu kleinen Wert an. Nur damit können die verschiedenen sich widersprechenden Beobachtungen, daß bei dynamischer Beanspruchung das Material eine scheinbar viel kleinere oder viel größere Festigkeit in Abhängigkeit der Frequenz besitze, erklärt werden. Da die gemessene Kraft also gar nicht auf die Beanspruchung des Stabes ohne weiteres schließen läßt, so ist die Kraftmessung an sich zu verwerfen, wenn sie auch genau an der Versuchseinrichtung gemessen werden könnte. Dasselbe gilt auch, wenn auch im geringeren Maße, für die Anordnung (Abb. 1). Es ist also am zweckmäßigsten die Endverschiebung ζ_1 des Versuchsstabes zu messen, wie es auch bei den Dauerprüfmaschinen der Firma Carl Schenck, Darmstadt, geschieht, wobei dann beide Anordnungen gleich werden, so daß auch für den Fall eines vorhandenen Einspannkopfes und Futters, der weiteren Betrachtung der Fall Abb. 1 zugrunde gelegt werden darf, mit der Formel (2). Obgleich der Prüfstab wohl mit Rücksicht auf die geschilderte Massenwirkung bei der Prüfmaschine von Schenck bereits sehr kleine Dimensionen besitzt (Durchmesser 5 mm, Länge $l = 50$ mm), so kann man trotzdem nicht dieselbe Dehnungsamplitude über die ganze Länge annehmen und diese gleich $\varepsilon_1 = \frac{\zeta_1}{l}$ setzen, wie es üblich zu sein scheint, sondern mit Berücksichtigung der Formel (2) wird

$$(4) \quad \varepsilon = \varepsilon_1 \frac{\omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}} \cos \omega x \sqrt{\frac{\rho}{E}}}{\sin \omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}}}$$

Der Fehlerfaktor wird also gleich

$$(5) \quad f = \frac{\omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}} \cos \omega x \sqrt{\frac{\rho}{E}}}{\sin \omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}}}$$

Für $x = 0$ an der Einspannstelle wird er am größten und gleich

$$(6) \quad f_{\max} = \frac{\omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}}}{\sin \omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}}}$$

also immer größer als 1. Die wahre Dehnung an der Einspannstelle ist also immer größer als die scheinbar gemessene. Nach der sehr beachtenswerten Veröffentlichung von Dr.-Ing. E. Lehr (Glaser's Annalen vom 15. Okt. 1926 u. f.) besitzt die hier in Frage kommende Prüfmaschine eine Wechsellzahl von 30 000/min, also eine Frequenz $\omega = \frac{\pi \cdot 30\,000}{30} = 3140$. Mit

$\rho = \frac{7,85 \text{ kg sec}^2}{981 \text{ cm}^4}$ für Stahl und $E = 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ wird $\omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}} = 3140 \times 5 \sqrt{\frac{7,85}{981 \cdot 2 \cdot 10^6}} = 1,0$ und damit $f_{\max} = \frac{1}{\sin 1} = \frac{1}{0,84} = 1,19$, also bereits 19% Unterschied. Bei anderen mit einer der Eigenfrequenz des Stabes (tiefste Frequenz $\omega = 5000$) zusammenfallenden Frequenzen ($\sin \omega l \sqrt{\frac{\rho}{E}} = 0$) kann dieser Fehler beliebig groß werden. Obgleich bei dieser Betrachtung die Dämpfung außer acht gelassen worden ist, so bleibt sie grundsätzlich richtig, nur muß bei genaueren Messungen auch diese mit berücksichtigt werden, wodurch weitere Komplikationen eintreten. Bei der Aufstellung der Energiebilanz sind noch weitere Fehler zu erwarten. In der Verformungsenergie kommt die Dehnung im Quadrat vor, so daß der oben erwähnte Fehler bereits quadriert wird. Die Messung der aufgenommenen und in Wärme umgesetzten Arbeit ist ebenfalls mit Fehlern behaftet, indem sie aus der Differenz der Leistung der belasteten und leerlaufenden ganzen Maschine oder aus der Messung der abgeführten Wärme ermittelt wird. Außerdem ist noch bei Vergleich mit statischen Untersuchungen die höhere Temperatur des Stabes bei den dynamischen Versuchen zu berücksichtigen. Nimmt man noch die Kerbwirkung, die ebenfalls mit den Materialeigenschaften nichts zu tun hat, mit hinzu, so gewinnt man bereits ein Bild von der Mannigfaltigkeit der Ursachen, die zu einer befriedigenden Erklärung aller Erscheinungen herangezogen werden können, ohne das aufgestellte Prinzip aufgeben zu müssen. Im Gegenteil würde dieses die Veranlassung dazu geben, andere, noch unbekanntere Ursachen oder Fehler zu suchen. Es erübrigt sich wohl, auf die speziellen Fragen der Materialforschung wie Verfestigung, Rekristallisation usw. einzugehen, um die Grundlosigkeit der Annahme eines verschiedenen elastischen Verhaltens des Materials bei den verschiedenen Beanspruchungen einzusehen, wenigstens solange die vorkommenden Frequenzen und Geschwindigkeiten noch weit unterhalb der Größenordnung der inneren Bewegung der Bausteine der Atome und Moleküle selbst bleiben. Diese Ansicht bricht sich auch in technischen Kreisen bereits durch, indem Dr. Lehr in der oben genannten Abhandlung die Unabhängigkeit der Schwingungsfestigkeit von der Frequenz vertritt, auf deren Grundlage die Schnellprüfmaschinen mit den hohen Frequenzen der Firma C. Schenck sich aufbauen. Auch ist eine gewisse Übereinstimmung zwischen der Elastizitätsgrenze und der Ermüdungsgrenze nicht zu verkennen.

Schließlich möchte ich noch bemerken, daß durch die neuen dynamischen Materialprüfmethoden neue schärfere Mittel gewonnen worden sind, um in die einzelnen Zusammenhänge und Geheimnisse der Festigkeitseigenschaften unserer Bau- und Werkstoffe einzudringen.

Für die Wirtschaftlichkeit haben sie die große Bedeutung, daß dadurch die Grenzen der Standsicherheit genauer festgelegt werden können und somit mit einer Erhöhung der zulässigen Spannung unter Voraussetzung einer genaueren, die dynamischen Einflüsse berücksichtigenden Berechnung und damit verbundenen leichteren und billigeren Bauweise gerechnet werden darf.

ZUR STABILITÄT DER GELENKPYLONE EINER HÄNGEBRÜCKE.

Die auf S. 438 abgebildete Gelenkpylone, die nicht nur das übliche Fußgelenk sondern auch ein Kopfgelenk aufweist, könnte vielleicht dem Bedenken begegnen, daß diese Anordnung gar nicht stabil sei. Solche Bedenken sind dem Verfasser gegenüber tatsächlich von verschiedenen Seiten geäußert worden.

Fall a ist indifferentes Gleichgewicht, b stabiles Gleichgewicht, c labiles Gleichgewicht.

Jetzt nehmen wir statt der ebenen Grundfläche ein vollkommen biegsames Seil, setzen eine Rolle darauf und stützen den Stab wiederum gemäß den drei Fällen a, b, c; s. Abb. 3, die für alle drei Fälle gilt.

Endlich nehmen wir statt des vollkommen biegsamen Seiles eine Gelenkscheibenanordnung mit drei reibungslosen Gelenken, s. Abb. 4, und größer gezeichnet Abb. 5. — Es ist überall vorausgesetzt, daß die Längen s und l groß seien im Vergleich zu den Abmessungen der Rolle, bzw. der dreieckigen Gelenkscheibe. Wie man an Abb. 5 leicht zeichnerisch feststellen kann, ist das Gleichgewicht ebenfalls indifferent, wenn die Unterstüzung im Mittelpunkt D des Berührungskreises (Ersatz für die Rolle) liegt. Dagegen ist das Gleichgewicht stabil, wenn der Unterstüzungspunkt C tiefer als D liegt, und es würde labil werden, wenn der Unterstüzungspunkt C höher als D läge. In dem in Abb. 4 gezeichneten Falle des stabilen Gleichgewichtes entsteht bei einer versuchten kleinen Drehung der Gelenkscheibe sofort ein rückdrehendes statisches Moment von der Größe $P \cdot e$.

Daß bei A und B tatsächlich keine reibungslosen Gelenke vorhanden sind, sondern ein Seil von beträchtlicher Steifigkeit wirksam ist, macht die Sache natürlich nur noch günstiger. Drehen wir jetzt zum Schlusse die Abb. 1 oder Abb. 4, bzw. 5 wieder um 180° , so haben wir den der Hängebrücke nach dem neuen Vorschlag entsprechenden Fall, an dessen Stabilität somit kein Zweifel sein kann.

München, Juli 1927.

Schachenmeier.

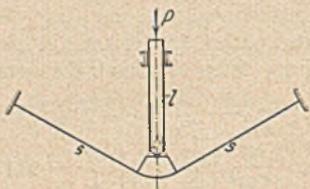
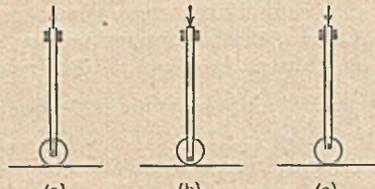


Abb. 1.



(a)

(b)

(c)

Abb. 2.

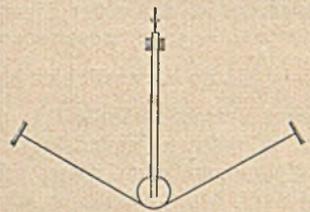


Abb. 3.

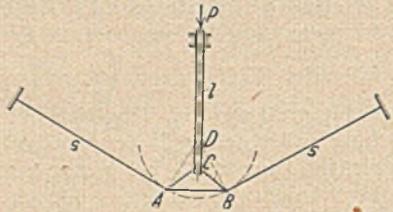


Abb. 4.

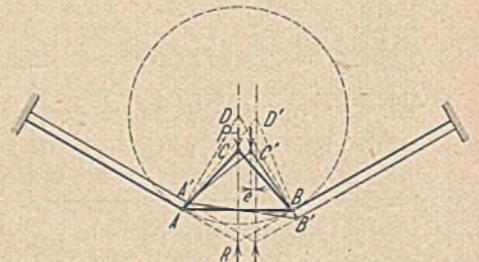


Abb. 5.

Es läßt sich aber auf ganz einfache und anschauliche Weise zeigen, daß sich eine solche Pylone bei jeder überhaupt vorkommenden Belastung im stabilen Gleichgewicht befindet.

Wir wollen uns zunächst den Fall umgekehrt, d. h. die Pylone auf den Kopf gestellt denken, s. Abb. 1. Wenn dieser Fall stabil ist, dann ist es der wirkliche ebenfalls. Zur Beweisführung betrachten wir noch einige andere Sonderfälle, nämlich:

- a) ebene Grundfläche, Stab gelenkig gestützt im Mittelpunkt einer Rolle, s. Abb. 2a,
- b) dasselbe, jedoch Unterstüzungspunkt des Stabes unterhalb der Rollenmitte, s. Abb. 2b,
- c) dasselbe, jedoch Unterstüzungspunkt oberhalb der Rollenmitte, s. Abb. 2c.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Über die Berechnung gegliederter Druckstäbe im ω - Verfahren.

Für Heft 6 d. Js. gibt Herr Dipl.-Ing. Dürrfeld eine Abhandlung mit obiger Überschrift, da jene jedoch z. T. Ergebnisse vorführt, welche als nicht einwandfrei bezeichnet werden können, gestatte ich mir, folgende Erwidern entgegenzuhalten:

Die Dürrfeldschen Formeln zur Berechnung der Knicklängen der Einzelstäbe mehrteiliger Druckstäbe gründen sich auf die Benutzung der von Krohn zuerst entwickelten Formel zur Berechnung des Lastanteils, welchen der dem Krümmungsmittelpunkt zunächst gelegene Einzelstab im Fall des Knickens erhält. Hierfür ist aber eine steigende Sicherheit, wie sie die Hochbaubestimmungen verlangen, nicht enthalten, sie nehmen deshalb auch keine Rücksicht auf vorhandene Ausbiegungen und Ungleichheiten im Material des Gebrauchsstabes und dergleichen mehr; diese unangenehmen Erscheinungen erzeugen im Druckstab Nebenmomente, die hauptsächlich durch die Einführung der steigenden Sicherheit erfaßt werden sollen. Es ist m. E. deshalb, an Stelle des Krohnschen Faktors, mit den ω -Werten die Ausbiegung des Druckstabes zu berücksichtigen. Wie bekannt, stimmt die Tetmajersche Knickspannungslinie mit den Gruppenmittelpunkten der Versuche nicht genau überein, da er für diese Linie eine Gerade wählte, welche beim Schlankheitsgrad $\lambda = 0$ zu stark und in der Nähe der Berührung mit der Eulerkurve zu wenig fällt. Hierdurch ergeben sich die Knicklängen der Einzelstäbe, bei Anwendung der Dürrfeldschen Formel, im ersten Fall zu klein und im letzteren zu groß. Für das von Dürrfeld auf S. 98 in Heft 6 d. Js. gebrachte Beispiel mit 17 t Druckkraft, 8/m Knicklänge und Schlankheitsgraden von 129 und 112 für die Hauptachsen, die nach den Vorschriften eine Knicksicherheit von 3,5 haben

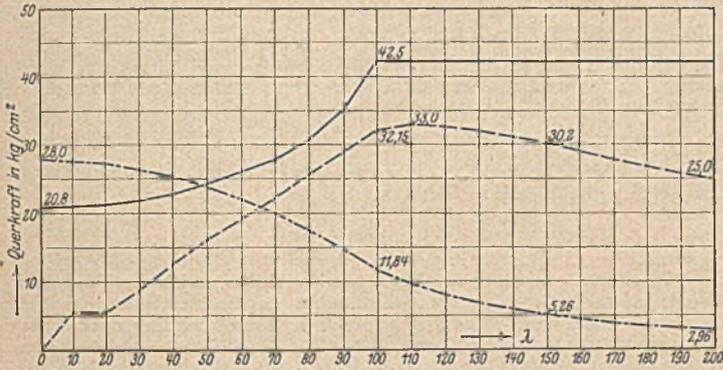
sollen, ergeben sich deshalb für die materialfreie Achse Sicherheiten welche nach der alten Krohnschen Formel 3,25, nach der neueren aber nur 3,0 betragen. Bei Benutzung der Strandschen Knickspannungen, welche den Tetmajerversuchen angepaßt sind, ergibt sich sogar nur eine Sicherheit von 2,67. Druckstäbe mit einem Schlankheitsgrad von 100 und darüber sind durchaus nicht selten, so daß diese, nach der Dürrfeldschen Formel berechnet, zu schwach ausfallen. Wie Dürrfeld in seiner Abhandlung angibt, ist seine Formel nur für Schlankheitsgrade über 32 für die materialfreie Achse brauchbar, also auch hier ist eine Beschränkung.

Dürrfeld wendet den Wert für σ_k in bezug auf die neue Krohnsche Formel, welche er mit (7) in der Abhandlung anführte, m. M. nicht richtig an, wenn er diesen der σ_k -Linie der Hochbauvorschriften für den Schlankheitsgrad 0 entnimmt. Krohn gibt für den Wert σ_k , siehe „Die Bautechnik“, 1923, S. 250, den Tetmajerschen mit $3,1 \text{ t/cm}^2$ an, der von der tatsächlichen Quetschgrenze nicht weit abliegen dürfte. Gleichfalls bemängele ich, wenn Dürrfeld auf S. 100 annimmt, daß ich für den Tetmajerwert von $3,1 \text{ t/cm}^2$ den der σ_k -Linie der Hochbauvorschriften für $\lambda = 0$ bis 60 gesetzt haben wolle; im Gegenteil habe ich in meiner Veröffentlichung, im Bauingenieur, 1926, S. 54, ausdrücklich angegeben, daß bei Material mit Quetschgrenze der Wert für die Spannung an der Quetschgrenze und bei solchem ohne Quetschgrenze der Wert für die Druckfestigkeit zu setzen ist; außerdem habe ich darauf verwiesen, daß die Knickspannungen nach Tetmajer oder Strand für die Berechnungen der Knicklasten einzusetzen sind, ebenso berücksichtigt das Beispiel die Strandschen Knickspannungen.

Zu den weiteren Ausführungen Dürrfelds S. 100 in Heft 6 bemerke ich, daß die Anwendung des ω -Verfahrens zur Berechnung mehrteiliger Druckstäbe nur dadurch möglich ist, daß die $\sigma_{d \text{ zul}}$ -Linie der

Hochbauvorschriften einen ähnlichen Verlauf wie die den Tetmajerschen Versuchen angepaßte Knickspannungslinie von Strand, siehe Z. d. B., 1914, S. 88 u. f., hat und dadurch, daß die ω -Werte schneller steigen als die Strandschen $\frac{\sigma_Q}{\sigma_k}$ -Werte. Obwohl die σ_k -Linie nach den Vorschriften für die Schlankheitsgrade 0 bis 60 konstant ist, ist die Ausbiegung des Gebrauchsstabes durch die steigende Sicherheit ausreichend berücksichtigt worden. Ich glaubte in meiner Veröffentlichung hierauf nicht besonders hinweisen zu müssen, durch die Kritik Dürrfelds wurde ich jetzt aber dazu gezwungen.

In seiner Abb. 8 gibt Dürrfeld einen Vergleich der rechnerischen Querkräfte zwischen Hochbauvorschriften, dem Krohnschen Wert und dem nach meinen Veröffentlichungen. Die Querkräfte sowohl nach Krohn als auch nach meiner Entwicklung sind in der Abb. 8 nicht richtig eingetragen. Die nachstehende Abbildung zeigt den



Verlauf der rechnerischen Querkräfte richtig, die ausgezogene Linie stellt die Querkraftslinie nach Krohn dar; diese verläuft ähnlich den Knicksicherheiten und berechnet sich zu $\frac{1000 \cdot v}{28 \cdot v_0^2} = 12,153 \cdot v$. Die Querkraftslinie nach den Hochbauvorschriften ist strichpunktiert eingetragen und mit $\frac{\sigma_k}{50 \cdot v} = \frac{28}{\omega}$ anzusetzen. Die Querkraftslinie nach meinem Vorschlag ist die linierte und für $2 \frac{90}{90/9}$ in bezug auf die Materialachse ermittelt nach der Formel $\frac{W \cdot P \cdot \pi}{\sigma_k \cdot F^2} \cdot (\omega - 1)$. Bei der

Krohnschen Kurve ist darauf zu achten, daß der Einfluß der steigenden Sicherheit nicht vergessen wird, wie es von Dürrfeld aus gesehen. Es dürfte sich lohnen, über die Bemessung der Querkraft einige Erklärungen abzugeben. Bei einem Stab mit dem Schlankheitsgrad 0 können keine Ausbiegungen und infolgedessen auch keine Momente oder Querkräfte auftreten, jedoch ist hier die Stabkraft am größten. Bei dem Schlankheitsgrad ∞ müssen alle Kräfte 0 sein, so daß die Querkraftslinie von einem gewissen Punkt ab nicht mehr nach oben, sondern nach unten verlaufen muß. Diesen Bedingungen entspricht mein Vorschlag. Die Hochbauvorschriften hingegen ergeben die größte Querkraft bei dem Schlankheitsgrad 0, also wenn das Biegemoment 0 und auch das Knickmoment 0 sind, hingegen ist die Querkraftslinie abnehmend und verläuft in der Unendlichkeit auf 0. Die Querkraft nach den Hochbauvorschriften mit 2% der Stabkraft anzunehmen schließt aber den Fall des rechnerischen Nachweises nicht aus und ist demnach nur als Annäherung aufzufassen.

Wenn Dürrfeld am Schlusse seiner Abhandlung zur Berechnung der Querkraft Max Q den Wert der Druckfestigkeit im Nenner einsetzt, so erachte ich es als nicht zutreffend, daß hier außer der steigenden Sicherheit noch der Wert der Spannung an der Quetschgrenze σ_Q nicht berücksichtigt wird, wodurch die Krohnschen Werte außerdem in der Abb. 8 zu klein angesetzt sind.

Dürrfeld wirft mir die Schwerfälligkeit der von mir vorgeschlagenen Formel für die Querkräfte vor und bezeichnet eine, auf S. 101 gebracht, als Endgleichung. Diese Formel ist aber nur die Ausgangsgleichung zur Entwicklung der Formeln für die mehrteiligen Stäbe, die ich in meiner Abhandlung nicht allein für zweiteilige, sondern auch für mehr als zweiteilige Druckstäbe verallgemeinerte.

Wilhelm Faust, Niesky O.-L.

Entgegnung.

Die Schriftleitung gestattet mir wenige Worte zur Entgegnung auf vorstehende Erwiderung von Oberingenieur Faust. Ich beschränke mich daher auf einige Bemerkungen.

Von „unrichtigen Ergebnissen“ kann nicht die Rede sein, zumal der Nachweis nicht geführt worden ist. Mein Berechnungsvorschlag gründet sich auf die in den Hochbau-Best. empfohlene Formel von Krohn, die sich auf die Tetmajersche σ_k -Linie stützt. Das Faustsche Verfahren geht auf die Strandsche σ_k -Linie zurück — was für seine Ableitung früher nicht gesagt worden war — und benutzt die Ähnlichkeit dieser σ_k -Linie mit der $\sigma_{d,zul}$ -Linie. Die σ_k -Linie der Hochbau-Best. kann keine Grundlage für die Entwicklung beider Verfahren bieten. Daher wurde von mir mit Recht behauptet, daß sowohl bei der neueren Krohnschen Formel wie bei der Ableitung der Faustschen Formel unter Einsetzung der amtlichen σ_k -Werte (für $l = 0 \div 60$ ist $\sigma_k = \sigma - s = 2400 \text{ kg/cm}^2$) kein Sinn entsteht. Über die Zweckmäßigkeit der einen oder anderen σ_k -Linie ist genügend geschrieben worden, diese Frage wurde daher von mir nicht berührt.

Mein Vorschlag füllt gedanklich nur eine kleine Lücke der Hochb.-Vorschr. aus, ohne daß eine Ergänzung der Vorschriften notwendig ist, weil die Bausteine zu dem Berechnungsverfahren ausnahmslos aus den Vorschriften selbst entnommen sind. Deshalb haben die nach meinem Vorschlag berechneten Stäbe die gleiche steigende Sicherheit der Hochbauvorschriften. Einzelstab und Gesamtstab haben wohl zahlenmäßig verschiedene Sicherheiten, diese sind jedoch gleichwertig und in jedem Fall den Vorschriften genügend.

Das Verfahren ist unbeschränkt anwendbar. Ich habe das S. 100 ausdrücklich auseinandergesetzt.

Was die Bestimmung der Querkräfte anlangt, so bleibe ich der Meinung, daß bei einem bestimmten Stabquerschnitt und verschiedenen Knicklängen die Querkraft nach Krohn konstant bleibt. „Hierbei ist zu beachten, daß die Querkraft infolge ihrer Entwicklung aus der größten Durchbiegung erst im Augenblick des Bruches den berechneten Wert anzunehmen vermag.“ (Foerster, Eisenkonstr. 1924, S. 62.) Man kann mithin Zug- und Biegeglieder von Vergitterungen mit der Bruchspannung 3700 kg/cm^2 berechnen. Nach den Hochbau-Best. würde man die gleichen Glieder mit 1400 kg/cm^2 dimensionieren. Der Faktor $1400/3700$ ist also keine Sicherheit, mit der zu rechnen wäre, sondern nur ein Reduktionsfaktor für eine vergleichende Darstellung. Q nach Faust hat im unelastischen Bereich zunächst etwa die Tendenz einer steigenden Geraden, um dann schwach zu fallen. (In meiner Abb. 8 ist die genannte Gerade irrtümlich durch das Gesamtbild über $l \approx 60$ hinaus verlängert worden.) Im übrigen handelt es sich hier nur um ein Vergleichsbild, das zeigen sollte, wann man nach den Hochbau-Vorschriften und wann nach Krohn sicherer rechnet. Die Krohnsche Formel behält ihren Wert in ihrer Einfachheit gegenüber der von Faust. Walther Dürrfeld.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Ausführung der Abschließung der Zuidersee.

(Fortsetzung von Seite 638.)

Aus dieser Darstellung geht hervor, daß dieses Arbeitsprogramm unter ganz besonderen Umständen ausgeführt werden muß. An erster Stelle handelt es sich darum, große Erdarbeiten in offener See auszuführen; nur mächtige Baggergeräte können unter derartigen Umständen arbeiten, und eine umfangreiche Flotte von Baggern, Prähmen und Schleppdampfern ist nötig. Die Einzelteile des Werkes müssen genau aneinander anschließen, weil sonst die Gefahr droht, daß ernste Schäden und große Schwierigkeiten bei der Ausführung auftreten; sie müssen deswegen alle genau in der bestimmten Zeit fertiggestellt werden. Weil die Leistung der Geräte in offener See abhängig ist von der Witterung auch im Sommer, kann nur ein sehr leistungsfähiger Unternehmer die Arbeiten richtig fertigbringen. Die Schwierigkeiten der Aus-

führung werden infolge der zunehmenden Wassergeschwindigkeit größer, je weiter die Arbeiten fortschreiten; in den letzten Jahren müssen daher die im Laufe der Herstellung gesammelten Erfahrungen nicht nur den leitenden Staatsingenieuren, sondern auch dem Unternehmer zur Verfügung stehen.

In Holland werden öffentliche Arbeiten in der Regel auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung ausgegeben, und man hätte auf diese Weise auch verschiedene Teile der Abschließung ausgeben können. Wahrscheinlich hätten alsdann mehrere Unternehmer die aufeinanderfolgenden Teile ausgeführt und der Unternehmer der Schließungsarbeit würde nicht über die erforderlichen Erfahrungen verfügen. Die aufeinanderfolgenden Bauten würden vielleicht auch nicht sehr genau aneinander anschließen, da die Gefahr der Verzögerung in der Herstellung der Einzelteile naheliegt. Unwirtschaftlich würde es weiter sein, wenn jedesmal ein neuer Unternehmer die Arbeit in Gang

zu setzen hätte. Für die Herstellung der Geschiebemergel-dämme müssen besondere Geräte zur Verfügung stehen. Ein Unternehmer, der sich einmal diese Geräte hätte bauen lassen, würde bei späteren öffentlichen Ausschreibungen mehr als konkurrenzfähig sein und dies würde einen sehr unerwünschten finanziellen Erfolg für den Staat haben.

In dem außergewöhnlichen vorliegenden Fall war es daher wünschenswert, die Ausführung möglichst in eine Hand zu bringen.

In unserm Lande steht man heutzutage aber nicht im Zeichen der Staatsbetriebe, deren Nachteile genügend bekannt sind und die insbesondere bei den Abschließungsarbeiten mit übernormalen Schwierigkeiten zu kämpfen hätten. Unternehmer, von der Arbeit ausgeschlossen, würden ihre Geräte nicht für einen mäßigen Preis zur Verfügung des Staates stellen, zumal da der Bau einer großen Menge von normalen Baggern usw. unbedingt unwirtschaftlich sein würde, weil sie in unserem Lande genügend vorhanden sind. Ein Staatsbetrieb würde nicht imstande sein, die langjährigen Erfahrungen unserer großen Baggerunternehmer auszunutzen, da es unerwünscht ist, der Direktion auch völlig die Ausführung zu übertragen, weil dieselbe nebst der Ausarbeitung der Pläne noch viele nicht rein-technische Fragen zu studieren hat.

Gegen das Ausgeben des ganzen Werkes an einen Unternehmer bestehen aber auch sehr wichtige Bedenken. Nur ein sehr tüchtiger und kapitalkräftiger Unternehmer würde in diesem Falle in Betracht kommen können, und als guter Handelsmann würde er die Arbeit nur auf sich nehmen können, wenn er die Überzeugung hätte, auch unter den ungünstigsten Umständen alles wenigstens ohne einen bedeutenden Verlust fertigbringen zu können, und der Preis würde in diesem Fall viel zu hoch sein müssen. Bei einer derartigen Anordnung würde es für den Staat sehr schwer sein, unter billigen Bedingungen die Änderungen in Sonderteile der Pläne, welche infolge der Erfahrungen bei der Ausführung wünschenswert erscheinen möchten, durchzudrücken.

Im allgemeinen ist es erwünscht, die ganze Ausführung in eine Hand zu bringen; es ist alsdann im Interesse des Staates aber unbedingt nötig, das Risiko des Unternehmers zu beschränken und bei der näheren Ausarbeitung der Pläne freie Hand zu haben.

So ist es auch von unseren vier größten Baggerunternehmungen, m. n. M. J. Van Hattum's Havenwerken in Beverwijk, Hollandsche Aanneming Maatschappij im Haag und den Herren A. Bos Pzn. in Dordrecht und L. Volker Azn. in Sliedrecht verstanden. Sie haben zusammen eine Tochtergesellschaft gestiftet, die „Maatschappij tot Uitvoering van Zuiderzee-Werken“ (M.U.Z.).

Die M.U.Z. war bereit, die Ausführung der Abschließung der Zuidersee zu übernehmen unter der Bedingung, daß bei beschränktem Risiko und mäßigem Gewinn die ganze Arbeit in der Weise ausgeführt würde, daß die Sonderteile jedesmal nach gemeinschaftlicher Überlegung nach den Plänen der Direktion ausgeführt würden auf Grund näher zu treffender Abkommen. Dabei werden bestimmt der Preis, welchen die M.U.Z. für die Ausführung des betreffenden Sonderteiles bekommt und die näheren Bedingungen, welche der Staat in bezug auf die Ausführung stellt. Gegenseitig werden Kostenanschläge aufgestellt und vorgelegt; nach Möglichkeit wird eine Einigung über den Preis herbeigeführt. Falls man sich nicht verständigen kann, leitet die M.U.Z. die Ausführung nach den Anweisungen des Generaldirektors der Zuiderseewerke für Rechnung des Staates, welcher in diesem Falle die Selbstkosten und einen Gewinn von 5 vH. zahlt. In dem Hauptabkommen sind allgemeine Bestimmungen für die richtige Ausführung festgelegt.

Das Hauptabkommen erkennt einen Gewinn von 6 vH. der gesamten Submissionssumme als normal, einen höheren Gewinn als Übergewinn und einen niedrigeren Gewinn als Verlust. Das Aktienkapital von 6 Millionen Gulden der M.U.Z.

ist von den Teilnehmern völlig übernommen; der Staat aber ist an Übergewinn und Verlust beteiligt und dieses wohl in zunehmendem Umfange. Infolgedessen sind Auszahlungen der M.U.Z. an ihre Teilnehmer festgestellt und ist eine staatliche Buchrevision eingeführt.

Das Hauptabkommen gibt weiter Regelungen, falls die M.U.Z. ihre Verpflichtungen nicht erfüllt, oder das Abkommen in Ausnahmefällen gekündigt wird.

Zum Schluß sei noch einmal darauf hingewiesen, daß nur die ganz besonderen Verhältnisse, welche bei der Abschließung der Zuidersee auftreten, zu diesem außergewöhnlichen Abkommen geführt haben; ob es den Erwartungen entsprechen wird, muß die Zukunft lehren. Gegenteilige Interessen werden Schwierigkeiten bereiten, welche nur dann gelöst werden können, wenn die beiden kontrahierenden Parteien die Grundbedingungen des Abkommens zur Richtschnur nehmen und nach Treu und Glauben handeln. Der Staat kann ein derartiges Abkommen nur mit erstklassigen Unternehmern treffen, bei denen die Sicherheit besteht, daß sie in dem Geist ihrer Zusagen handeln werden und mitarbeiten wollen im Interesse des großen nationalen Werkes.

Rechtsprechung.

Die Bestellung eines ungeeigneten Bauleiters durch den Bauherrn (Laien) ist kein Verstoß gegen allgemeine Regeln der Baukunst und macht den Bauherrn weder strafrechtlich verantwortlich, noch der Berufsgenossenschaft gegenüber haftbar für die Folgen eines etwaigen Unfalls. (§ 903 R. V. O.) (Entscheidung des Reichsgerichts, IV. Zivilsenat, vom 17. Jan. 1927 — IV 512/26.) Der Landwirt M. hatte den Bau eines Ökonomiegebäudes auf seinem landwirtschaftlichen Grundstück dem Maurer Sch. als Bauleiter übertragen. Die Dienstmagd S. des M. leistete in dessen Auftrage Handlangerdienste. Am 30. Juni 1923 stürzten beim Eindecken des Dachstuhls dessen nördliche Hälfte, sowie die östliche und westliche Umfassungsmauer auf eine Länge von 15 m ein. Hierbei wurde der S. der rechte Arm zweimal gebrochen, und das rechte Bein derart gequetscht, daß es oberhalb des Knies abgenommen werden mußte. Sch. wurde wegen Bauführung, (§ 330 R. St. G. B.), zu zwei Monaten Gefängnis verurteilt. Die Berufsgenossenschaft mußte die S. für die Folge des Unfalls nach den Bestimmungen der R. V. O. entschädigen.

Ist strafrechtlich festgestellt worden, daß ein Unternehmer bei Leitung oder Ausführung eines Baus wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst gehandelt hat, und ist durch diese Zuwiderhandlung der Unfall herbeigeführt worden, so haftet der Unternehmer der Berufsgenossenschaft auf Erstattung aller Aufwendungen infolge Folge des Unfalls. (§ 903, Abs. 2, R. V. O.) Unter Berufung auf diese Vorschrift hat die Berufsgenossenschaft den M. auf Erstattung der an die S. gemachten Leistungen verklagt.

Das Reichsgericht hat die Abweisung dieser Erstattungsklage durch die Vorinstanzen gebilligt. M. hatte Sch. sowohl die Leitung als auch die Ausführung der Bauarbeiten übertragen. Trotz der Ungeeignetheit des Sch. liegt hierin kein Verstoß gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst. Als solche Verstöße können nur die im Betriebe des Baugewerbes vorkommenden Kunstfehler in Betracht kommen, nicht aber Fehler von Laien bei der Auswahl der einen Bau leitenden und ausführenden Personen, welche Fehler mit der Baukunst gar nichts zu tun haben. Im Sinne von § 903 R. V. O., sowie von § 330 R. St. G. B., wird unter Leitung oder Ausführung eines Baus nur die unmittelbare Mitwirkung bei der Vornahme der auszuführenden Bauarbeiten und nur die unmittelbare Auslösung der für die Gestaltung des Baus in Bewegung zu setzenden mechanischen Kräfte durch geistige Urheberschaft verstanden. Auch durch etwaige einzelne Anweisungen über die Art der Ausführung wird der Bauherr nicht zum Bauleiter. Denn solche Anweisungen werden vom Laien unter der stillschweigenden Voraussetzung erteilt, daß sie mit den Regeln der Baukunst nicht in Widerspruch stehen.

Schließlich wird der Landwirt dadurch, daß er auf seinem Grundstück ein Ökonomiegebäude errichten läßt, nicht zum berufs- oder gewerbsmäßigen Bauunternehmer, zu dessen Berufspflichten eine besondere Aufmerksamkeit auf die Ausführung des Baus gehören könnte. Andererseits ist auch das Erbauen eines Ökonomiegebäudes keine landwirtschaftliche Tätigkeit. Die Berufsgenossenschaft konnte daher M. auch nicht deswegen in Anspruch nehmen, weil er den Unfall unter Außerachtlassung derjenigen Aufmerksamkeit herbeigeführt hätte, zu der er vermöge seines Berufs oder Gewerbes besonders verpflichtet war. (§ 903, Abs. 1, R. V. O.)

Positive Vertragsverletzung (bei Kauf nach Muster durch unrichtige Beanstandung des vereinbarten Probestückes. Erfordernis der Rücktrittserklärung. (Entscheidung des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 1. März 1927 — II 194/26.) Haben Besteller und Lieferant vereinbart, daß die zu liefernde Ware nach einem Muster angefertigt und mit der Herstellung der Ware nicht vor Billigung eines Probe-

stückes begonnen werden soll, so kann der Lieferant, wenn der Besteller das dem Muster entsprechende Probestück unberechtigt beanstandet, wegen positiver Vertragsverletzung des Bestellers vom Verträge zurücktreten. Anders liegt der Fall jedoch, wenn der Besteller auf Grund einer unrichtigen Auslegung der Vertragsbestimmungen das Probestück beanstandet hat. Zunächst muß der Lieferant den Besteller auf die unrichtige Auslegung der Vertragsbestimmungen aufmerksam machen. Verharrt der Besteller trotzdem auf seinem Standpunkt, dann kann der Lieferant vom Verträge zurücktreten.

Der Lieferant muß in seiner Rücktrittserklärung zu erkennen geben, auf welches Verhalten des Bestellers er seinen Rücktritt wegen positiver Vertragsverletzung stützt. Der Lieferant kann sich nur auf ein solches Verhalten des Bestellers berufen, das ihm tatsächlich zur Rücktrittserklärung veranlaßt hat. Die Rücktrittserklärung des Lieferanten ist wirkungslos, wenn das tatsächlich vorhandene vertragswidrige Verhalten des Bestellers vom Lieferanten gar nicht als Vertragsverletzung empfunden wurde, dieser vielmehr seine Weigerung der Vertragserfüllung auf einen ganz andern Vorgang stützt.

Der Lieferant von aufgelösten Reparationslieferungsverträgen haftet bei Rücktritt des Reichsfiskus gemäß der Verordnung vom 29. Oktober 1923 für Herausgabe einer Anzahlung nur nach den Vorschriften über Herausgabe einer ungerechtfertigten Bereicherung. (Entscheidung des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 29. März 1927 — II 494/26.) Die Aluminiumwarenfabrik in Dresden hatte sich im Juli/August 1923 dem Reichsfiskus (Reichskommissariat für Reparationslieferungen) zur Lieferung von 20 000 Garnituren Aluminiumkochgeschirren zum Preise von GM. 39 900 verpflichtet und darauf bereits eine Anzahlung von GM. 13 300 erhalten. Vor Lieferung trat der Reichsfiskus auf Grund der Verordnung vom 29. Oktober 1923 vom Verträge zurück und verlangte Rückgabe der Anzahlung. Die Lieferantin weigerte sich; sie hafter nur auf Herausgabe einer etwaigen Bereicherung, da sie Aufwendung zur Vorbereitung der Lieferung über GM. 13 300 gemacht habe, sei sie nicht bereichert.

Das Reichsgericht hat die Abweisung der Klage des Reichsfiskus durch die Vorinstanzen gebilligt. Das Rücktrittsrecht des Reichsfiskus auf Grund der Verordnung vom 29. Oktober 1923 ist von dem Kündigungsrecht des Bestellers vor Vollendung des Werkes (§ 649 BGB.) völlig verschieden. Es handelt sich hier nicht um ein vertragsmäßiges Rücktrittsrecht, sondern um ein unmittelbar auf gesetzlicher Bestimmung beruhendes Rücktrittsrecht. Da die Verordnung vom 29. Oktober 1923 nichts über die Rückzahlung von Anzahlungen bestimmt, so tritt keine unbedingte Haftung gemäß §§ 346ff. BGB. ein. Vielmehr ist diese auf die Herausgabe der ungerechtfertigten Bereicherung beschränkt. Hat der Lieferant die Anzahlung übersteigende Aufwendungen gemacht, so ist er nicht bereichert und braucht die Anzahlung nicht zurückzuerstatten.

Begutachtung durch einen Schiedsrichter im Auftrage einer der Parteien vor dem Schiedsverfahren rechtfertigt die Ablehnung des Schiedsrichters wegen Besorgnis der Befangenheit. (Beschluss des Landger. I Berlin, Z. K. 4a, vom 10. Juli 1926 40/26.) Die Ablehnung eines Schiedsrichters wegen Besorgnis der Befangenheit ist dann gerechtfertigt, wenn Tatsachen vorliegen, die bei objektiver Würdigung geeignet erscheinen, das Mißtrauen einer Partei in seine Unparteilichkeit zu rechtfertigen (§§ 1032; 42 Z.P.O.). Ob der Schiedsrichter sich für unbefangen hält und der Meinung ist, er werde objektiv die Streitfragen prüfen und entscheiden, darauf kommt es nicht an. Wesentlich vielmehr, ob eine der Parteien bei objektiver Würdigung der Sachlage Grund hat, Zweifel in die Unparteilichkeit des Schiedsrichters zu setzen.

Im vorliegenden Fall hatte der zum Schiedsrichter berufene Rechtsanwalt H. sich bereits zwecks Ermittlung der Grunderwerbssteuer dem Finanzamt gegenüber gutachtlich über die Bewertung des streitigen Apothekenbetriebsrechts geäußert. Diese Bewertung bildete eine der wesentlichsten Streitpunkte des von dem Schiedsgericht zu entscheidenden Rechtsstreits. Da H. sich damit bis zu einem gewissen Grade festgelegt hatte und damit nicht völlig unvoreingenommen an die Ausführung der von ihm übernommenen richterlichen Tätigkeit herantrat, konnten die Parteien Zweifel in seine Unparteilichkeit als Schiedsrichter haben. Die Ablehnung des H. als Schiedsrichter wegen Besorgnis der Befangenheit war daher gerechtfertigt.

Kaufleute mit nicht ganz geringfügigem Geschäftsbetrieb müssen für ihre Abwesenheit durch Bestellung eines Postbevollmächtigten für den ungehinderten Zugang eingeschriebener Briefe sorgen. (Entscheidung des Oberlandesgerichts Köln, 5. Zivilsenat, vom 30. März 1927. 5 U 1/27.) Personen, die in Vertragsbeziehungen stehen, müssen das Zugehen etwaiger Erklärungen des Gegners ermöglichen. Dies gilt auch für den Empfang von eingeschriebenen Briefen bei Kaufleuten, deren Geschäftsbetrieb nicht ganz geringfügig ist. Wenn bei eingeschriebenen Briefen auch das Erfordernis der Quittungsleistung durch eine nach der Postordnung hierzu befugte Person erschwerend ist, so ist die Benutzung von eingeschriebenen Briefen zur Übermittlung wichtiger Erklärungen doch so allgemein gebräuchlich, daß Kaufleute stets mit dem Eingang solcher Briefe rechnen müssen. Sie müssen daher für deren ungehinderten Zugang bei eigener Abwesenheit durch Bestellung von Postbevollmächtigten sorgen. Dies gilt insbesondere dann, wenn sie den Eingang von Erklärungen ihrer Vertragsgegner zu erwarten haben. Kaufleute, die in Verletzung dieser Pflicht schuldhaft das Zugehen von Erklärungen vereiteln, müssen sich so behandeln lassen, als seien ihnen die Erklärungen zugegangen. Die Verweisung des Vertragsgegners auf einen nochmaligen Erklärungsversuch durch den Gerichtsvollzieher würde eine unerträgliche Erschwerung des Geschäftsverkehrs bedeuten.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 8. Januar 1927, S. 37.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

- (Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 26 vom 30. Juni 1927.)
- Kl. 5 c, Gr. 9. M 84 206. F. W. Moll Söhne, Witten a. d. Ruhr. Grubenausbau für schwierige Gebirgsverhältnisse. 10. III. 24.
- Kl. 5 c, Gr. 9. P 49 962. Wilhelm Picken, Hagen i. W., Vinckestraße 21. Nachgiebiger Kappschuh. 5. III. 25.
- Kl. 19 a, Gr. 6. Sch 67 363. Schäffer & Co., A.-G., Duisburg. Gleisanlage mit hölzernen Langschwellen in den Längsausnehmungen des Unterbaus aus Beton o. dgl. 12. III. 23.
- Kl. 19 a, Gr. 8. K 85 267. Alfred Thiemann, G. m. b. H., Dortmund, Brandenburger Straße 13. Schienenbefestigung auf Holzschwellen mit einer mit Zacken durch die Aussparungen in der Unterlegplatte in die Holzschwelle greifenden Klemmplatte. 16. III. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 19. St 41 374. Richard Stahn, Rheinstr. 121, Otto König, Kellerstr. 13, u. Julius Geiß, Rheinstr. 8, Wiesbaden. Elektrisch betätigte Eisenbahnshranke. 4. VIII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 28. S 76 399. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Gleichstromblockeinrichtung. 2. X. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 28. S 76 728. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Betriebe von Blockanlagen. 28. X. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 33. S 75 963. Heinrich Senne, Wilhelmsburg, Wittestraße 15. Vorrichtung zur Vermeidung des unbemerkten Überfahrens von Haltsignalen. 28. VIII. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 35. D 49 251. Werner Daya, Berlin-Halensee, Kurfürstendamm 144, u. Albin Uhlmann, Berlin NW 87, Kaiserin-Augusta-Allee 102. Selbsttätige Signalvorrichtung zur Verhinderung von Zugzusammenstoßen. 24. XI. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 35. D 51 248. Werner Daya, Berlin-Halensee, Kurfürstendamm 144. Selbsttätige Signalvorrichtung zur Verhütung von Zugzusammenstoßen. 13. IX. 26.
- Kl. 37 f, Gr. 4. B 120 019. Braithwaite & Co. Engineers Ltd., London, u. John Charles Telford, Stourbridge, Worcester-shire; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Bauwerk aus Metallplatten. 20. V. 25. England 19. XII. 24.

- Kl. 80 a, Gr. 7. A 50 181. Allgemeine Baumaschinen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig. Betonmischmaschine. 18. III. 26.
- Kl. 81 e, Gr. 126. H 103 527. Ernst Hese, Unna i. W. Haldenstürzvorrichtung. 14. IX. 25.
- Kl. 84 c, Gr. 2. St 40 159. Ottokar Stern, Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zur Lockerung eines unmittelbar oder mit einer Senkhülle in den Boden abgesenkten Vortreibpflabes oder Pfahlkernes mit Pfahlschuh. 3. X. 25. Österreich 9. X. 24.
- Kl. 85 d, Gr. 1. H 105 471. Fa. Gebrüder Hamann, Magdeburg. Rohrbrunnenfilter aus einem einzigen schraubenförmig zu einem Zylinder aufgewickelten gewellten Blechstreifen. 18. II. 26.
- Kl. 85 d, Gr. 12. Z 15 952. Ludwig Zuber, Worpswede b. Bremen. Mittelachsiges Zufluß- und Entwässerungsventil im Fuß eines Wasserpfostens. 8. IV. 26.

B. Erteilte Patente.

- (Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 26 vom 30. Juni 1927.)
- Kl. 4 c, Gr. 35. 447 299. Paul M. Kühn, Baltimore; Vertr.: Dr. Martin Offenbacher, Nürnberg, Kaulbachplatz 9. Scheibengasbehälter. 28. VII. 26. K 100015. V. St. Amerika 28. VIII. 25.
- Kl. 5 c, Gr. 9. 447 252. Theodor Bußmann u. Erich Weidemann, Essen, Clementinenstraße 49. Kappschuh. 11. II. 25. Br 18109.
- Kl. 5 c, Gr. 9. 448 056. Hanns Schäfer, Essen a. d. Ruhr. Gewölbter Stollenausbau, dessen keilige Platten sich unter der Wirkung des Gebirgsdrucks in Richtung gegen die Wölbungsachse auf den Keilflächen gegeneinander verschoben können. 4. X. 23. H 94 909.
- Kl. 20 a, Gr. 17. 447 144. Friedrich Bock, Großalmerode, Bez. Kassel. Fangvorrichtung. 3. XII. 24. B 116 886.
- Kl. 20 a, Gr. 17. 447 145. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Einrichtung zur Überwindung von Höhenunterschieden durch Hängebahnfahrzeuge mittels turmartiger, die Fahrzeugschienen in Schraubenwindungen enthaltender Bauwerke. 29. XI. 24. K 91 835.

- Kl. 20 k, Gr. 9. 447 006. Richard Zarybnycky, Bottrop, Im Sundern 3. Verstellbarer Isolatorhalter für elektrische Grubenbahnen. 28. VIII. 26. Z 16 283.
- Kl. 37 a, Gr. 3. 347 271. Friedrich Erb, Offenburg, Baden. Decke aus abnehmbar aufgehängten Platten. 13. V. 26. E 34 095.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 447 321. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Leitungsmast mit schwenkbarem Ausleger. 4. XII. 25. S 72 676.
- Kl. 37 d, Gr. 32. 447 322. Eugen Vogler, Kamenz, Sa. Düse für Druckluft-Mörtelspritzen. 9. VI. 25. V 20 297.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 447 120. Teodulo Fusoni, Mailand; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Ziegler, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Mischmaschine mit drehbarer Mischtrommel für Beton. 24. IX. 25. F 59 877.
- Kl. 80 a, Gr. 43. 447 121. Tore Gustav Olof Hyden, Stockholm, u. Erik Valdemar Carlsson, Nyköping, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Walther, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zur Herstellung langgestreckter mit Aussparungen in den Wandungen versehener Hohlkörper aus plastischer Masse wie Beton o. dgl. 13. III. 24. H 99 266. Schweden 24. V. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 56. 447 289. Jorge Palanca, Melilla, Spanien; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Gießform zur Herstellung von Röhren u. dgl. durch Schleuderguß aus Beton oder ähnlichen Massen. 3. VI. 25. P 50 661. Spanien 16. VIII. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 18. 447 194. Johan Axel Eriksson, Stockholm; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von porösen Baustücken aus Beton. 12. VI. 24. E 30 888. Schweden 17. III. 24.
- Kl. 81 e, Gr. 108. 447 126. Hans Arquint, Pasing. Fahrzeug mit in den Wagenkasten eingebautem endlosem Förderer. 15. I. 25. A 43 937.
- Kl. 81 e, Gr. 126. 446 990. Georg Pein, Bitterfeld. Verfahren zum Absetzen von Abraummassen bei großer Absturzhöhe. 15. IV. 24. P 47 897.
- Kl. 81 e, Gr. 126. 446 991. Georg Pein, Bitterfeld. Vorrichtung zum Fortschleudern des Abraums über die Haldenkante. 31. XII. 24. P 49 418.
- Kl. 81 e, Gr. 127. 447 128. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Rudolf Krasemann, Köln-Sülz, Beerenrather Str. 246. Anlage zur Abraumbförderung im Braunkohlentagebau mittels einer Seilbahn. 20. XII. 25. P 51 959.
- Kl. 84 a, Gr. 3. 446 983. Fried. Krupp, Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Antriebsvorrichtung mit gemeinsamem Hubwerk für ein Hubschütz mit Regelschütz. 4. VII. 25. K 94 855.
- Kl. 84 a, Gr. 6. 446 982. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A. G., Nürnberg. Geschiebefang für Werkkanäle; Zus. z. Pat. 417 161. 20. VIII. 25. T 30 705.
- Kl. 84 c, Gr. 2. 447 065. Grün & Bilfinger, Akt.-Ges., Mannheim, Akademiestr. 4—8. Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen. 6. II. 24. G 60 622.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Raumlehre, II. Teil: Dreiecksberechnung und Körperlehre. Von Prof. M. Girndt. 6. Aufl. Leipzig u. Berlin 1926. 78 Seiten.

Die vorliegende Neuauflage ist den gegenwärtig mehr gebräuchlich gewordenen graphischen Methoden bei der Erklärung und Anwendung von Rechenverfahren angepaßt worden. Allerdings wird dabei auch z. T. hinsichtlich mathematischer Kenntnisse etwas mehr vorausgesetzt, als der Leser, der in diesem Leitfadens-Belehrung sucht, im allgemeinen schon besitzen wird. Im übrigen behält das Buch seinen Charakter als gutes Hilfsmittel beim Unterricht an bautechnischen Mittelschulen.

Israel.

Tolkmitt, Bauaufsicht und Bauführung. Zweiter Band, 5. neubearbeitete Auflage. Der neubearbeitete 2. Band gliedert sich in die Abschnitte: I. Einleitung von Hochbauten, II. Ausführung von Hochbauten, III. Übergabe und Abrechnung fertiger Bauten, IV. Unterhaltung von Hochbauten, V. Umbauten im Hochbau. Bearbeiter sind E. Zanstrau, Dr. Marx, Rendschmidt.

Die übersichtlich behandelten Gegenstände sind in erster Linie für die Bedürfnisse der Staatsbaubeamten dargestellt. Bezüglich der Ausschreibung und Vergabe öffentlicher Arbeiten vermisst ich in unseren Zeiten, wo die Submissionsnot geradezu eine Lebensfrage der tüchtigsten Kreise des Bauhandwerks ist, ein starkes Bekenntnis zum „angemessenen Preis“. Ein Staat, der die von der Allgemeinheit durch Steuern aufgebrachtten Mittel vorwiegend auf dem Wege der öffentlichen Ausschreibung verbaut, hat wirtschaftsmoralisch die Pflicht, für tüchtige Leistungen zu sorgen. Solche Leistungen können nur erwartet werden, wenn sie angemessen vergütet werden. Der Baubeamte, der öffentliche Arbeiten vergibt, ist nicht nur Baufachmann, sondern auch Wirtschaftsfaktor. Die öffentlichen Bauten sollen in Architektur und Technik Dokumente unserer Zeit sein; dies werden sie nur sein, wenn ihre Ausführung seltener als bisher nach öffentlicher Ausschreibung in die Hände der Billigsten fällt, die leider recht oft weniger Fachleute als Spekulanten sind. Einige starke Worte von der Pflicht des öffentlich ausschreibenden Baubeamten zur Erhaltung des soliden, tüchtigen, schwer um seine Existenz ringenden baugewerblichen Unternehmertums dürften gerade im zweiten Abschnitt des Tolkmitt am Platze sein, besonders nachdem die Verdingungsordnung die Anwendung des Grundsatzes vom „angemessenen Preis“ ausdrücklich fordert. Die Abschnitte 2 B—G sind eine gute, kurze Hochbaukunde. Die Technischen Vorschriften dürften wohl in der kommenden Auflage mit denen der Verdingungsordnung für Bauleistungen völlig in Einklang gebracht werden.

Das Buch als Ganzes wird seinen Zweck erreichen und kann bestens empfohlen werden.

B. Löser.

Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen. Von W. Fellenius, Professor an der Kgl. Technischen Hochschule zu Stockholm. Verlag von Ernst u. Sohn. Berlin 1927.

Der Verfasser untersucht in der vorliegenden kleinen Schrift den Erddruck unter Berücksichtigung der Kohäsion des Erdstoffes bei ebenen und kreisförmigen Gleitflächen. Hierbei wird der Erddruck auf Stützmauern behandelt, ferner die Standsicherheit von Kaimauern mit schwimmender Gründung und die Standsicherheit geböschter Erdmassen gegen Rutschgefahr untersucht. Die kreisförmigen Gleit-

flächen, deren Annahme durch die Beobachtung von Bauunfällen begründet wird, sind zuerst in Schweden für derartige Untersuchungen herangezogen worden. Sie begrenzen ein stark anzunehmendes Erdprisma, dem eine Gruppe von Kräften eingepreßt ist, deren Gleichgewichtsbedingungen aufgestellt werden. Es handelt sich also um relativ einfache Überlegungen, die jedoch zweifellos geeignet sind, die vorhandene Stabilität des Erdkörpers abzuschätzen, der von einer zunächst der Lage nach angenommenen Gleitfläche begrenzt ist. Hiermit ist schon für mancherlei Aufgaben des Bauingenieurs viel gewonnen. Der Verfasser hat die Rechenergebnisse mit Rutschungen verglichen, die bei Ufermauern in Schweden eingetreten sind. Nach seinen Angaben konnte eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Rechnung und Beobachtung festgestellt werden. Das ist für den Ingenieur zunächst das wesentliche. Trotzdem darf natürlich nicht vergessen werden, daß derartige Untersuchungen nur als summarische Abschätzung der physikalischen Vorgänge anzusehen sind. Die Rechenvorschriften werden durch eine Anzahl graphischer Tafeln ergänzt, die die Untersuchung erleichtern. Die Ergebnisse lassen sich auf diese Weise für zahlreiche Aufgaben des Bauingenieurs mit Nutzen verwenden. Das Studium der Arbeit wird durch die klare, vorbildlich kurze Darlegung erheblich unterstützt. Sie sei darum den Fachgenossen aufs beste empfohlen.

Beyer.

Palästina und das Ostjordanland. Von Ludwig Preiß und Paul Rohrbach. Mit 214 Tiefdrucken und 21 farbigen Uvachromien, nach Aufnahmen von L. Preiß. Verlag von Julius Hoffmann, Stuttgart 1925. Preis in Leinen RM 28,—.

Einleitend macht uns Rohrbach, der Kenner Palästinas, in kurzen, klaren Worten mit den geologischen und geographischen Verhältnissen, mit der Flora und Fauna des Landes, soweit es das Verständnis erfordert, bekannt. Ergänzend läßt Ludwig Preiß die Geschichte Palästinas trotz der Kürze der Darstellung lebendig an unserem geistigen Auge vorüberziehen; wir sehen die Schauplätze unzähliger Kämpfe, den Wandel Palästinas durch die Jahrhunderte und hören schließlich von Palästina, dem Ziel der nationaljüdischen Bewegung besonders für das osteuropäische Judentum. Und zu der Menge wundervoller Tiefdruckwiedergaben der Originalaufnahmen von L. Preiß leitet eine von Rohrbach mit feiner Feder geschilderte Palästinafahrt über, die den Hintergrund für die vorliegende Bildersammlung bildet; an jedem einzelnen Bilde verweilt er einen Augenblick und läßt uns so die Fahrt im Geiste miterleben, die Stadt Palästina, ihre nahe und weitere Umgebung, das Ostjordanland, die Zeugen alter hoher Kultur, ja auch die Menschen kennen lernen, die eine oder andere biblische Erzählung in uns wachrufen, und das alles an Hand der ganz vorzüglichen Reproduktionen, teilweise sogar hervorragender Farbenphotographien, in so lebendiger Weise, daß man von Anfang bis Ende hohen Genuß an der Betrachtung der Bilder im Zusammenhang mit der Beschreibung der Palästinafahrt empfindet. Dem Architekten wird das Werk noch mehr sein; aus der Fülle der wiedergegebenen Baudenkmäler wird er reiche Anregung schöpfen, und auch dem Städtbauer wird das Buch eine Quelle wertvoller Eindrücke sein.

Der Verlag ist zu dieser neuen Erwerbung und zu der geschmackvollen und gediegenen Ausstattung, die er dem Buche hat angedeihen lassen, aufs beste zu beglückwünschen.

Dr. Ehrert.