

VERGLEICH ZWISCHEN DIESEL- UND DAMPF-LOKOMOTIVE FÜR DEN BAUBETRIEB.

Von Dipl.-Ing. H. Schmidt, VDI., Frankfurt a. M.

Übersicht: Es wird dargelegt, daß bezüglich der Zugkräfte die Diesellokomotive eine Dampflokomotive höherer Leistung ersetzen kann.

Die Gleichung für die Zugkraft einer Lokomotive aus Leistung N in PS und Geschwindigkeit V in km/Std. lautet:

$$Z = 270 \frac{N}{V} \text{ (kg)}$$

Im Z-V.-Diagramm stellt diese Gleichung bei konstanter Leistung N eine Hyperbel dar.

Die Leistung der Maschine der Dampflokomotive fällt oberhalb und unterhalb der Geschwindigkeit, für die die Maschine ausgelegt ist, ab. Das Z-V.-Diagramm ist eine abgeflachte Hyperbel. Diese günstigste Geschwindigkeit liegt bei den üblichen Bauarten für Baulokomotiven bei 30—35% Füllung. Hierbei ist der mittlere indizierte Druck p_1 etwa $\frac{5}{10}$ bis $\frac{6}{10}$ des Kessel drucks p , also die indizierte Zugkraft am Radumfang für die Zwillingsmaschine

$$Z_1 = 0,5 \div 0,6 p \frac{d^2 s}{D}$$

worin d der Zylinderdurchmesser, s der Hub und D der Treibraddurchmesser. Die Zugkraft aus Maschinenleistung ist nach oben begrenzt durch die größte Füllung von etwa 70% und beträgt

$$Z_{1\max} = 0,85 p \frac{d^2 s}{D}$$

Auch bei Unterschreitung der dieser größten Zugkraft nach obiger Gleichung zugeordneten Geschwindigkeit ($V_{z\max}$) kann die Zugkraft nicht mehr wachsen. Im Z-V.-Diagramm bricht die abgeflachte Hyperbel ab und geht über in eine Parallele zur Geschwindigkeitsachse.

Die Diesellokomotive ist zur Kraftübertragung vom Motor auf die Laufräder mit einem Stufengetriebe ausgerüstet, da der Dieselmotor nicht von sich aus die für jede Zugmaschine wichtige Eigenschaft besitzt, mit sinkender Drehzahl das Drehmoment und damit die Zugkraft steigern zu können. Infolgedessen ist das Z-V.-Diagramm keine Kurve, sondern eine stufenförmige Linie, deren Stufen denen des Getriebes entsprechen (von den Schaltvorgängen kann hier abgesehen werden). Die Leistung des Motors ist bei voller Drehzahl konstant, die größte Zugkraft der Maschinenleistung also begrenzt durch die kleinste Geschwindigkeit, die das Getriebe zuläßt.

Diese kleinste Geschwindigkeit liegt wegen des Anfahrens unter der Geschwindigkeit, die bei der gleichstarken Dampflokomotive der größten Zugkraft aus Maschinenleistung ($V_{z\max}$) entspricht. Deshalb ist die größte Zugkraft der Diesellokomotive entsprechend größer als die größte Zugkraft der Dampflokomotive von derselben Maschinenleistung.

Die Zugkraft einer Lokomotive ist außer durch die Maschinenleistung begrenzt durch das Reibungsgewicht; unter normalen Verhältnissen läßt die Reibung etwa $\frac{1}{8}$ — $\frac{1}{6}$ des Lokomotivgewichts als größte Zugkraft zu. Durch Sandstreuen läßt sich dieser Wert erhöhen. Die Diesellokomotive muß also schwerer ausgeführt werden als die Dampflokomotive derselben Leistung, um die größere Zugkraft, die die Maschine hergibt, auch ausnutzen zu können.

Für größere Baustellen mit 60-cm-Spurbetrieb und längeren Förderstrecken mit stärkeren Steigungen erweist sich von den Dampflokomotiven meist die 60-PS-Type als die zweckmäßigste. Das Z-V.-Diagramm derselben ist in Abb. 1 aufgetragen. Die

größte effektive Zugkraft am Radumfang aus Maschinenleistung beträgt etwa 2500 kg. Die Maschine hat ein Dienstgewicht von rd. 10 t; die Grenze durch Reibung liegt ohne Sandstreuen bei höchstens 2000 kg.

Die 60-PS-Diesellokomotive mit den Geschwindigkeitsstufen 4,8 und 12 km/Std. hat eine größte effektive Zugkraft von etwa 3100 kg (s. Abb. 1); sie wird mit 13 t Dienstgewicht ausgeführt, die Grenze durch Reibungsgewicht liegt also bei 2600 kg. Die größte Zugkraft übertrifft die der Dampflokomotive mithin um rd. 25%.

Die Diesellokomotive, die der 60-PS-Dampflokomotive in der größten Zugkraft entspricht, ist die 40-PS-Type bei einer Geschwindigkeit des kleinsten Ganges von rd. 3,5 km/Std. Ihr Z-V.-Diagramm ist in Abb. 1 eingetragen. Das Dienstgewicht beträgt etwa 10 t wie das der 60-PS-Dampflokomotive.

Die Anschaffungskosten der 60-PS-Diesellokomotive sind fast doppelt so hoch wie die der 60-PS-Dampflokomotive. Das ist ein Nachteil, der häufig zur Ablehnung der 60-PS-Diesellokomotive führen wird, der sich jedoch wegen der bekannten allgemeinen Vorteile des Dieselmotors wie billigere Betriebskosten, stete Betriebsbereitschaft, Fortfall der manchmal schwierigen Speisewasserbeschaffung unter Umständen ausgleichen kann.

Die Anschaffungskosten der 40-PS-Diesellokomotive sind abgesehen von Sonderbauarten genau so hoch wie die der 60-PS-Dampflokomotive. Es erhebt sich also die Frage, inwieweit eine Dampflokomotive durch eine Diesellokomotive von geringerer Maschinenleistung jedoch der gleichen größten Zugkraft ersetzt werden kann.

Auf größeren Baustellen mit 60 cm Spurbetrieb beträgt das Zuggewicht im allgemeinen etwa 60 t, was 15—20 beladenen Muldenkippern von $1\frac{1}{2}$ bis 1 m^3 Inhalt entspricht. Mit Rücksicht auf das meist nicht sehr sorgfältig verlegte Gleis kann die Geschwindigkeit kaum über 10 km/Std. gesteigert werden. Der Zugwiderstand kann überschläglich mit 10 kg je t Zuggewicht angesetzt werden.

Unter diesen Voraussetzungen kann die Dampflokomotive von 60 PS Leistung mit einer Zugkraft von 2000 kg den Zug eine Steigung von rd. 20‰ hinaufziehen. Die Geschwindigkeit beträgt dabei (s. Z-V.-Diagramm, Abb. 1) etwa 6,5 km/Std. In der Ebene auf gerader Strecke wird bei 10 km/Std. eine Zugkraft von 1400 kg entwickelt. Der Zug erfordert nur 600 kg. Die Dampflokomotive ist also in der Ebene stark unterlastet.

Die Diesellokomotive von 40 PS hat wie die 60-PS-Dampflokomotive eine größte Reibungszugkraft von 2000 kg, da sie auch 10 t wiegt. Sie vermag also ebenfalls den Zug eine Steigung von 20‰ hinaufziehen, jedoch nach dem Z-V.-Diagramm nur mit einer Geschwindigkeit von 3,5 km/Std. In der Ebene beträgt bei 10 km/Std. die Zugkraft 650 kg, was für den Zug ausreicht. Die 40-PS-Diesellokomotive ist in der Ebene voll belastet.

Sind stärkere Steigungen als 20‰ in der Förderstrecke vorhanden, so muß bei beiden Typen das Zuggewicht herabgesetzt werden.

Durch Sandstreuen kann die Reibungszugkraft erhöht werden, und zwar können beide Maschinen der Erhöhung folgen bis 2500 kg.

Es folgt als einziger Unterschied, der wirksam wird, daß die 40-PS-Diesellokomotive in der Steigung nur mit einer Geschwindigkeit von 3,5 km/Std. fahren kann gegenüber der 60-PS-Dampf-

lokomotive mit 6,5 km/Std. Wie groß die Fahrzeiterhöhung ist und ob sie einen wesentlichen Einfluß auf das Förderprogramm ausübt, läßt sich nur für den Einzelfall angeben. Allgemein läßt sich aber sagen, daß überall, wo die Steigungsstrecken im Verhältnis zu den Gesamtförderstrecken nicht zu lang sind, die 40-PS-Diesellokomotive der 60-PS-Dampflokomotive in der Förderleistung sehr nahe kommt.

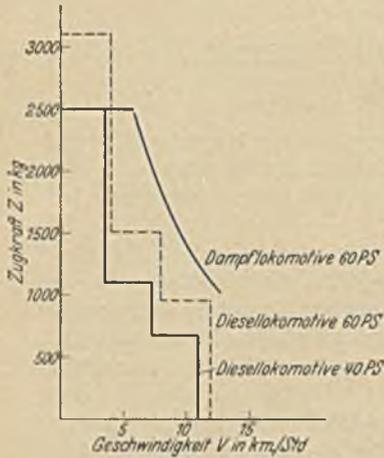


Abb. 1.

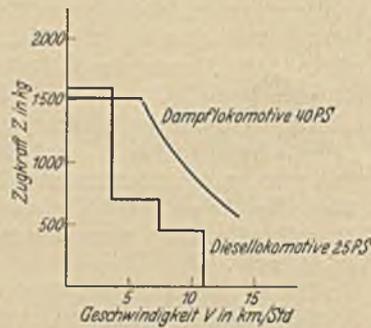


Abb. 2.

Abb. 1 u. 2. Zugkräfte verschiedener Lokomotivtypen in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit.

Ist die Förderstrecke vorwiegend eben, so reicht zur Beförderung des 60 t-Zuges eine Dampflokomotive von 40-PS-Leistung aus, deren Zugkraft bei 10 km/Std. 900 kg beträgt. In diesem Fall kann sich die Überlegenheit der Diesellokomotive, die in den hohen Zugkräften bei niederen Geschwindigkeiten liegt, nicht auswirken. Die Dampflokomotive ist sogar im Vorteil, da der

wegen der direkten Kraftübertragung bessere mechanische Wirkungsgrad zur Geltung kommen kann.

Dieser Unterschied ist jedoch praktisch ohne wesentliche Bedeutung, so daß die 40-PS-Diesellokomotive eine für die wechselnden Verhältnisse des Baubetriebes besonders geeignete Type darstellt, die der Dampflokomotive in den obengenannten allgemeinen Vorteilen des Dieselmotors überlegen ist.

Auf kleineren Baustellen, auf denen Lokomotiven mit geringerer Leistung eingesetzt werden, ist im allgemeinen die Förderstrecke so kurz, daß die Fahrzeiten gar keine Rolle spielen. Abb. 2 zeigt, daß eine 25-PS-Diesellokomotive bei einer Geschwindigkeit des kleinsten Ganges von 3,5 km/Std. die größte Zugkraft einer 40-PS-Dampflokomotive erreicht, sie also auf kleineren Baustellen vollständig ersetzen kann¹.

Bei noch geringerer Leistung kommt eine Dampflokomotive im allgemeinen gar nicht mehr in Frage.

Die von den Fabriken hergestellten Typen der Diesellokomotiven entsprechen nicht genau den hier genannten Zahlen; sowohl in der Leistung wie in den Geschwindigkeiten gibt es Abweichungen nach oben wie nach unten.

Die vorstehenden Untersuchungen zeigen, daß vom Standpunkt des Vergleiches mit der Dampflokomotive die kleinste Geschwindigkeitsstufe bei 3,5 km/Std. liegen sollte; größere Geschwindigkeitsstufen als 10—12 km/Std. sind zwecklos, weil sie höchst selten benutzt werden können.

Werden die Leistungen der Diesellokomotiven schwächer als 40 bzw. 25 PS gewählt, so fällt der Vergleich mit den Zugkräften der Dampflokomotive nicht so günstig aus. Um eine gewisse Kraftreserve einzuschließen, ist es eher zweckmäßig, sie etwa 10% höher auszuführen.

¹ Das notwendige Gewicht läßt sich ohne weiteres erreichen durch Zusatzgewichte, mit denen diese Lokomotiven üblicherweise ausgerüstet werden.

DAMPFTURBINENFUNDAMENTE UND DAMIT ZUSAMMENHÄNGENDE FRAGEN DES EISENBETONBAUES.

Von Dipl.-Ing. G. Ehlers.

(Schluß von Seite 298.)

Bedeutend aufschlußreicher waren dagegen die Beobachtungen der Schwingungen in waagerechter Richtung. Hier zeigten sich viel größere Schwingungsauslässe, und die Auftragung fast jeder Beobachtungskurve ergab deutlich ausgeprägte Resonanzspitzen.

Abb. 8 zeigt das Turbinenfundament 3 und die Abb. 9 die Auftragung der an ihm gewonnenen Versuchsergebnisse. Es handelt sich hier um ein recht gedrungenes Fundament. Die Tischplatte

der Maschinendrehzahl (1500) liegen. Die Beobachtungen der waagerechten Schwingungsauslässe ergeben folgendes:

Wird das Fundament im ganzen für waagerechte Schwingungen untersucht, werden also die Stützen als Federn in der Quer- und Längsrichtung angesehen, die die in sich starre Tischplatte tragen, so erhält man bekanntlich waagerechte Schwingungsbewegungen um zwei verschiedene Drehpole, deren Lage von der gegenseitigen Lage des Massenschwerpunktes und des Schwerpunktes der Federung abhängt. Hier fallen zufällig Massen- und Federungsschwerpunkt praktisch — bis auf 3 cm — zusammen, und es ergibt sich daher eine reine Querschwingung und eine reine Drehschwingung um den Schwerpunkt. Die Berechnung wurde dabei so genau als möglich mit Berücksichtigung der Eisenquerschnitte usw. durchgeführt und weiterhin auch die Normalkräfte und Querkräfte berücksichtigt. Als Stablänge ist jeweils die Lichtweite zuzüglich $\frac{1}{8}$ der Stärke der ausschließenden Stäbe eingesetzt worden. Macht man nun für E verschiedene Annahmen, so ergeben sich Schwingzahlen gemäß den in der Abbildung unten angegebenen Kurven.

Im oberen Teil der Tafel sind nun die beobachteten waagerechten Schwingungsauslässe der Tischplatte über den drei Rahmen in mm aufgetragen. Ihre Größtwerte liegen nicht ganz bei der gleichen Drehzahl der Maschine, was theoretisch der Fall sein müßte, immerhin aber nahe genug, um eine Mittelbildung zu gestatten. Nimmt man etwa $n = 1220$ als solchen Mittelwert an, so sieht man, daß es sich bei den beobachteten Größtauslässen um die Querschwingung handeln muß und daß der Elastizitätsmodul des Betons etwa bei $E_b = 310\,000\text{ kg/cm}^2$ —

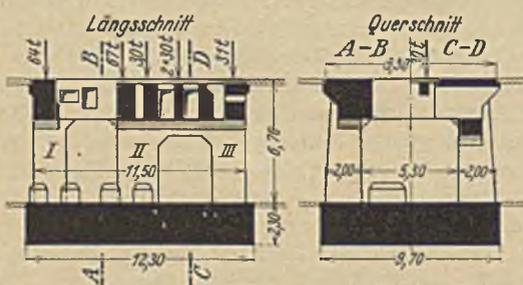


Abb. 8. Großkraftwerk Zschornowitz: Turbinenfundament 3 (15 000KW; n = 1500).

insbesondere kann praktisch als einheitliche Platte mit Aussparungen, also bei Schwingungsvorgängen als starr angesehen werden.

Die Vertikalschwingungen blieben sehr klein und sind daher in der Abbildung überhaupt nicht mit dargestellt, zumal auch die vertikalen Eigenschwingzahlen aller Rahmen erheblich über

entsprechend einem Werte $n = 6,8$ — liegen muß. Dann müßte die Drehschwingung bei $n_2 = 1630$ liegen. Sie fällt damit allerdings aus dem beobachteten Bereich heraus, allein der Verlauf der Kurven zeigt, daß in dieser Gegend ein neues Maximum auftreten wird und zwar deutlich einer Drehbewegung entsprechend, da die Ausschläge des Mittelrahmens II abnehmen, während die der beiden äußeren Rahmen I und III wachsen. Die Beobachtungen decken sich also bei der genannten Annahme von E gut mit der Rechnung. In der Tafel ist als fein punktierte Linie noch der

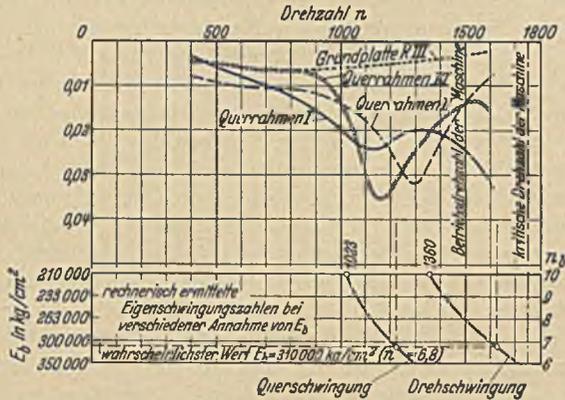


Abb. 9. Großkraftwerk Zschornowitz, Turbinenfundament 3. Beobachtete Schwingungsausschläge in mm.

waagerechte Schwingungsausschlag der Grundplatte unter Rahmen III dargestellt. Wie man sieht, sind die Ausschläge anfangs so groß wie die der Tischplatte, wenn auch im ganzen klein; sie nehmen dann aber ständig ab, auch dort, wo die Ausschläge des Rahmens selbst wieder zum zweiten Maximum ansteigen. Die Kurve ähnelt durchaus der eines stark gedämpften Schwingungssystems; daß die Grundplatte praktisch in Reihe bleibt, ist daher offenbar auf die an ihr angreifende starke Dämpfung durch die Energiefortleitung im Baugrund zurückzuführen.

Abb. 10 gibt eine Darstellung des zweiten untersuchten Fundamentes, des Turbinenfundamentes 11a. Es ist erheblich schlanker ausgeführt als das Fundament 3, müßte also für die richtige

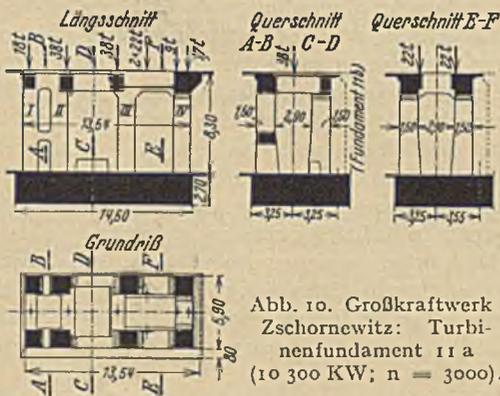


Abb. 10. Großkraftwerk Zschornowitz: Turbinenfundament 11a (10 300 KW; $n = 3000$).

Wahl der „wirksamen Stablänge“ und damit die zutreffende Ermittlung der Eigenschwingzahlen günstigere Verhältnisse bieten. Seine Grundplatte hat es gemeinsam mit dem in den Querschnitten rechts punktiert angedeuteten Fundament 11b. Dieser Umstand ist wichtig für die Schlüsse aus den Beobachtungen. Denn dadurch ist es von vornherein gewährleistet, daß die Grundplatte für jedes dieser Fundamente als ruhend angesehen werden kann, insbesondere in horizontaler Richtung, weil die Gesamtmasse des Nachbarfundamentes mit ihr verbunden ist.

Auch hier zeigten sich wieder die Vertikalausschläge von geringer Bedeutung: die Vertikalschwingzahlen liegen bei der wahrscheinlichen Annahme von E_b durchweg über der Maschinendrehzahl $n = 3000$. So wurde der Hauptwert wieder auf die Horizontalschwingungen gelegt. Es kommen bei Berücksichtigung der Elastizität der Längsträger, andererseits bei Zu-

sammenfassung der gedrängt stehenden Rahmen 1 und 2, die drei Schwingungsbilder gemäß Abb. 11 in Frage:

1. eine fast reine Querschwingung (genauer eine Drehbewegung um einen Pol U_1 in 28 m Entfernung vom Federungsschwerpunkt O),
2. eine Drehung um den Pol U_2 in 97,5 cm Entfernung, beide Bewegungen fast ohne Verbiegung der Langsträger (die gezeichnete Durchbiegung ist sehr stark übertrieben dargestellt),
3. eine waagerechte Verbiegung der Tischplatte in sich, wie sie die dritte Figur zeigt.

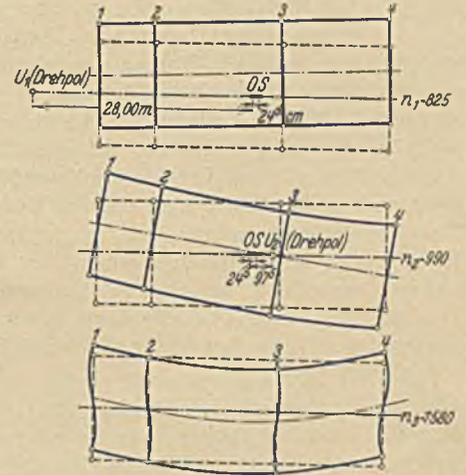


Abb. 11. Großkraftwerk Zschornowitz, Turbinenfundament 11 a. Horizontalschwingungen der Tischplatte.

Die Schwingzahlen zu diesen drei Schwingungsbildern ergaben sich mit dem später — in gleicher Weise wie bei Fundament 3 — als wahrscheinlich ermittelten Werte $E_b = 420\,000$ kg/cm^2 zu

$$825, 990 \text{ und } 1580.$$

Abb. 12 enthält nun die Auftragung der Beobachtungsergebnisse. Es zeigt sich ziemlich einheitlich ausgeprägt ein erstes Maximum etwa bei 1000; es dürfte wahrscheinlich die beiden den Werten $n_1 = 825$ und $n_2 = 990$ entsprechenden Maxima enthalten, die die Beobachtungsgenauigkeit nicht zu trennen gestattete. Ebenso zeigt sich, wenn auch weniger ausgeprägt, ein zweites Maximum bei 1600 entsprechend dem Rechnungswert $n = 1580$.

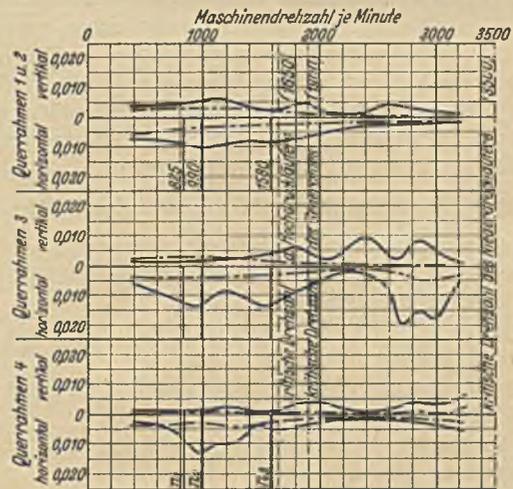


Abb. 12. Großkraftwerk Zschornowitz, Turbinenfundament 11 a. Beobachtete Schwingungsausschläge in mm.

Bei Rahmen 3 jedoch treten dann bei $n = 2700$ und 3000 zwei weitere, sogar stärkere Maxima auf, für die eine schlüssige Erklärung nicht gefunden wurde. Es kann sich etwa um eine Oberschwingung der Längsträger oder um eine Auswirkung der kritischen Drehzahl des Niederdruckläufers handeln, der sein Auflager auf diesem Querrahmen hat.

Auf eine Wiedergabe der Beobachtungen an dem dritten der untersuchten Fundamente, dem Fundament 11b, soll hier verzichtet werden, da es im Aufbau nicht allzu verschieden von 11a ist und auch das beobachtete Verhalten demjenigen von 11a sehr ähnlich ist. Der Wert von E ergab sich hier noch etwas höher, nämlich zu $525\,000$ kg/cm^2 .

Wenn wir nun das Ganze zusammenfassen, so ist die bemerkenswerteste Feststellung der Versuche wohl diejenige über die Größe von E . Es ergab sich

beim Fundament 3 : $E = 310\,000 \text{ kg/cm}^2$ oder $n = 6,8$

„ „ 11a : $E = 420\,000$ „ „ $n = 5$

„ „ 11b : $E = 525\,000$ „ „ $n = 4$

also jedenfalls Werte, die von der sonst bei statischen Untersuchungen benutzten Ziffer $E = 210\,000 \text{ kg/cm}^2$ bzw. $n = 10$ recht erheblich abweichen. Worauf die nicht unbeträchtliche Verschiedenheit der Werte E bei Fundament 3 einerseits und 11a/11b andererseits beruht, läßt sich nicht ohne weiteres erklären. Es ist möglich, daß verschiedene Betonqualität die Ursache ist, da das Fundament 3 im Kriege erbaut wurde. Es kann andererseits aber auch sein, daß sich in diesem Umstande ein Einfluß der oben erwähnten Annahme über die „wirksame Stablänge“ äußert, die bei den gedrunghenen Formen des Fundamentes vielleicht weniger zutreffend ist als bei den schlankeren Fundamenten 11a und 11b. Eine Ausscheidung dieses Einflusses ist bei den vorliegenden Versuchen leider nicht möglich.

Weiter ist aus den vorliegenden Versuchsergebnissen, insbesondere aus denen bei Fundament 3, die Feststellung bemerkenswert, daß die Grundplatte im allgemeinen genau genug als ruhend angesehen werden kann. Die Berücksichtigung der Baugrundelastizität bei den Schwingungsvorgängen im Fundament selbst wird daher für gewöhnlich nicht erforderlich sein.

Damit ist aber selbstverständlich nicht gesagt, daß keine Schwingungen des als starr betrachteten Fundamentes im ganzen auf dem Baugrunde möglich seien; nur werden sie wegen ihrer niedrigen Schwingzahl in der Regel nicht bei Turbinenfundamenten, sondern mehr bei Maschinen mit geringer Umdrehungszahl in Betracht kommen.

Weiterhin wurden die Versuche dazu benutzt, Aufschluß über die Größe der tatsächlich wickenden dynamischen Kräfte zu gewinnen. Die Schwingungsausschläge wurden als Durchbiegungen der Rahmen unter der Wirkung einer in der Maschinenwelle angreifenden Einzelkraft aufgefaßt und die Größe dieser Kraft ermittelt. Es konnten dabei, wie sich zeigte, vertikale und horizontale Ausschläge berücksichtigt werden, so daß sich eine sehr gute mehrfache Kontrolle der gefundenen Werte ergab. Da die einzelnen Ausschläge bei verschiedenen Drehzahlen erfolgten, wurden die so ermittelten Kräfte, um vergleichbar zu sein, durchweg auf die Betriebsdrehzahl umgerechnet, d. h. als Fliehkräfte im Verhältnis $\left(\frac{n}{n_1}\right)^2$ vergrößert. Mit Berücksichtigung eines Ermüdungsfaktors 2,0 — da es sich ja um ausgesprochene Wechselbeanspruchung handelt —, ergab sich so als statischer Gleichwert der dynamischen Kraft bei

Fundament 11a ($n = 3000$) : 450% der rotierenden Massen,

Fundament 11b ($n = 3000$) : 450% der rotierenden Massen,

Fundament 3 ($n = 1500$) : 135% der rotierenden Massen.

Die genaue Übereinstimmung der Werte für Fundamente 11a und 11b ist dabei selbstverständlich nur eine zufällige. Beachtenswert ist jedoch, daß auch der für Fundament 3 ermittelte Wert gut dazu paßt. Denn da die dynamische Kraft als Fliehkraft mit dem Quadrat der Umdrehungszahl zunehmen muß, würde sich nach den Feststellungen bei Fundament 3 für 3000 Umdrehungen in der Minute als dynamische Kraft ergeben

$$4 \cdot 135 = 540\% \text{ der rotierenden Massen,}$$

also ein Wert, der innerhalb der Grenzen überhaupt zu erwartenden Genauigkeit mit den Werten bei Fundament 11a und 11b übereinstimmt.

Man kann demnach das Ergebnis der vorliegenden Versuche

dahin zusammenfassen, daß der statische Gleichwert der dynamischen Kraft bei 3000 Umdrehungen in der Minute im Resonanzfalle

rd. das fünffache der rotierenden Lasten erreicht. Dabei ist aber zu beachten, daß es sich bei den Versuchen um sehr gut ausgewuchtete, in einwandfreiem Betrieb laufende Maschinen handelte, bei denen zweifellos die Exzentrizität der rotierenden Massen so klein war, wie es überhaupt möglich ist. Man wird daher noch einen Sicherheitsgrad einführen müssen, wenn man aus dem Ergebnis der vorliegenden Versuche Schlüsse für künftige Neuberechnungen von Maschinenfundamenten ziehen will. Die in den „Richtlinien“ vorgesehene Annahme der dynamischen Kraft mit dem zofachen Werte der rotierenden Lasten im Resonanzfalle bedeutet dann eine vierfache Sicherheit. Die Versuche zeigen dann aber weiter, daß bei Maschinen mit niedrigerer Drehzahl die auftretenden dynamischen Kräfte zweifellos niedriger sind, als bei Maschinen mit 3000 Umdrehungen.

Damit ist aus den Versuchen ein praktisch wertvolles Ergebnis gewonnen: Die Bestimmung der Größe der Kräfte, die im Resonanzfalle bei gut ausgewuchteter Maschine überhaupt auftreten können. Dieses Ergebnis kann um so mehr als gesichert gelten, als es bei sämtlichen drei Fundamenten in guter Übereinstimmung gefunden wurde, und mehrere Eigenresonanzen nicht nur der Fundamente, sondern auch der Maschinenwellen bei den Versuchen durchfahren wurden.

Andererseits muß festgestellt werden, daß die in erster Linie gesuchte Berechnungsgrundlage, der Wert des Elastizitätsmoduls E bei Schwingungen von Betonkonstruktionen immer noch sehr unvollkommen erhalten wird. Denn da in den Rechnungen stets der Wert $1/E$ erscheint, also E mit dem Einfluß der Stablänge verknüpft wird, die nur angenommen werden konnte, besteht also immer noch eine Unsicherheit bezüglich des wahren Wertes von E , und eine genaue Bestimmung ist auch durch weitere gleiche Versuche nicht zu erwarten.

Die Kenntnis des Wertes von E und der wirksamen Stablänge ist aber nach wie vor von Wichtigkeit, weil ohne sie eine zutreffende Vorausberechnung der Eigenschwingzahlen eines Fundamentes nicht möglich ist, die zutreffende Vorausberechnung allein aber die Sicherheit geben kann, daß nur geringe Kräfte auftreten, also schwache Querschnitte gewählt werden können.

Die erforderliche genaue Feststellung von E kann bei der geschilderten Sachlage nunmehr nur durch direkte Laboratoriumsversuche erwartet werden, bei denen man es in der Hand hat, durch entsprechend einfach gestaltete Versuchskörper klare Verhältnisse für die Schwingungen zu schaffen. Ein so ermittelter Wert von E würde es dann andererseits wieder ermöglichen, den Einfluß der wirksamen Stablänge zu isolieren und damit auch für diese genauere Anhaltspunkte zu gewinnen.

Schließlich wäre es auch noch möglich, bei dieser Gelegenheit genaueres über die Dämpfung in Betonkonstruktionen festzustellen, die ja letzten Endes, wenn die erregende Kraft eine bestimmte Größe hat, für die Beanspruchung im Resonanzfalle entscheidend ist.

Handelt es sich scheinbar zunächst auch nur um ein engbegrenztes Arbeitsgebiet, für das diese Versuche wünschenswert sind, so läßt sich doch mit hoher Wahrscheinlichkeit annehmen, daß ihre Ergebnisse weit über das Gebiet der Dampfturbinenfundamente hinaus nutzbar gemacht werden können. Denn die Bedeutung der Schwingungserscheinungen wird von Tag zu Tag mehr erkannt. Es sei hier z. B. an die Probleme des Winddrucks auf hohe Bauwerke, der Verkehrserschütterungen in Hochbauten und bei Brücken, der Stoßwirkungen bei Erdbeben, Sprengungen (vgl. Luftschutz) und anderes mehr erinnert. Für alle diese Fragen könnten die Feststellungen der angeregten Versuche eines Tages von Wert sein.

DIE VIERSEITIG GELAGERTE KREISSCHALE MIT GLEICHFÖRMIGER BELASTUNG.

Von Karl Hager in München.

Übersicht: Für die vierseitig gelagerte Kreisschale werden die Differentialgleichungen der Membranspannungen entwickelt und diese mit Hilfe von Funktionen, die aus trigonometrischen Reihen und algebraischen Gliedern bestehen, gelöst. Es wird gezeigt, daß die zusätzlichen Biegungsspannungen geringfügig sind.

Eine Kreisschale ist ein Teil eines Kreiszyinders, dessen Wandstärke h unendlich klein ist. Dieser Zylinderteil, dessen Querschnitt ein Kreisbogen ist, soll sowohl an den Giebeln als auch an den beiden Kämpfern so gelagert sein, daß an den Giebeln zunächst nur radiale Auflagerkräfte aufgenommen werden können.

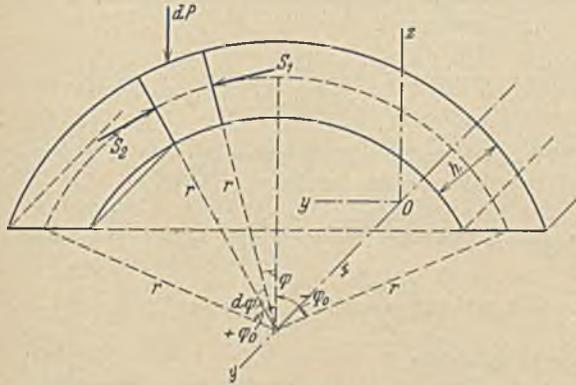


Abb. 1.

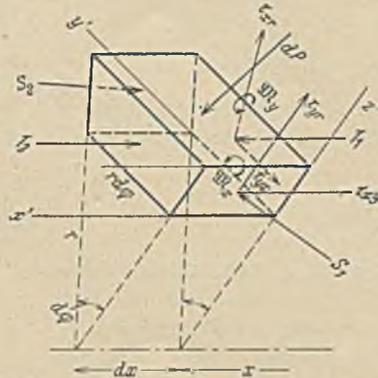


Abb. 2.

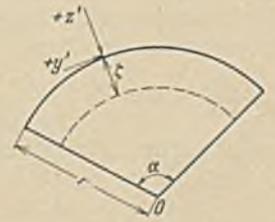


Abb. 3.

In Abb. 1 ist O der Zylindermittelpunkt und die x-Achse die Zylinderachse. Abb. 2 zeigt die an einem Schalenelement angreifenden Kräfte, wobei M_x und M_y Biegemomente auf die Länge $r, 0$ darstellen. Aus den drei Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma Z = 0, \Sigma Y = 0, \Sigma X = 0$ erhält man folgende drei Gleichungen ($\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau$):

$$\begin{aligned} (1) \quad 0 &= \frac{dP}{h \cdot dx} - \sigma_\varphi \cos \varphi d\varphi - \frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial \varphi} \cdot d\varphi \sin \varphi + \frac{\partial \tau}{\partial x} \cdot r \sin \varphi d\varphi \\ &+ \frac{\partial \tau_{yr}}{\partial \varphi} \cdot d\varphi \cdot \cos \varphi - \tau_{yr} \cdot \sin \varphi d\varphi + \frac{\partial \tau_{xr}}{\partial x} \cdot r \cdot \cos \varphi d\varphi; \\ (2) \quad 0 &= \sigma_\varphi \sin \varphi d\varphi - \frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial \varphi} \cdot d\varphi \cdot \cos \varphi + \frac{\partial \tau}{\partial x} r d\varphi \cdot \cos \varphi \\ &- \frac{\partial \tau_{yr}}{\partial \varphi} \cdot d\varphi \sin \varphi - \tau_{yr} \cos \varphi d\varphi - \frac{\partial \tau_{xr}}{\partial x} \cdot r d\varphi \sin \varphi; \\ (3) \quad 0 &= -\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \cdot r + \frac{\partial \tau}{\partial \varphi}. \end{aligned}$$

Die Gl. (1 u. 2) kann man für die gleichmäßig über den Grundriß verteilte Belastung $p \text{ kg/m}^2$ auf folgende Form bringen:

$$\begin{array}{l|l} -\sigma_\varphi \cdot \cos \varphi - \frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial \varphi} \sin \varphi + \frac{\partial \tau}{\partial x} r \sin \varphi + \frac{\partial \tau_{yr}}{\partial \varphi} \cdot \cos \varphi & \cos \varphi \\ + \frac{\partial \tau_{xr}}{\partial x} \cdot r \cos \varphi - \tau_{yr} \sin \varphi + \frac{p r}{h} \cdot \cos \varphi = 0 & \sin \varphi \\ \sigma_\varphi \sin \varphi - \frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial \varphi} \cos \varphi + \frac{\partial \tau}{\partial x} r \cos \varphi - \frac{\partial \tau_{yr}}{\partial \varphi} \sin \varphi & \\ - \frac{\partial \tau_{xr}}{\partial x} \cdot r \sin \varphi - \tau_{yr} \cos \varphi = 0 & -\sin \varphi \end{array}$$

Die angedeuteten Multiplikationen ergeben die Gleichungen

$$\begin{aligned} (1a) \quad -\sigma_\varphi + \frac{\partial \tau_{yr}}{\partial \varphi} + \frac{\partial \tau_{xr}}{\partial x} \cdot r + \frac{p r}{h} \cos^2 \varphi &= 0 \\ (2a) \quad -\frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial \varphi} + \frac{\partial \tau}{\partial x} \cdot r - \tau_{yr} + \frac{p r}{h} \cos \varphi \sin \varphi &= 0 \end{aligned}$$

Der Punkt (x, y, z) erfahre in dem Koordinatensystem x', y', z' (Abb. 2) die Verschiebungen ξ, η, ζ . In den bekannten sechs Deformationsgleichungen des Raumes von der Form

$$\frac{\partial \xi}{\partial x} = \frac{1}{E} \left(\sigma_x - \frac{\sigma_y + \sigma_z}{m} \right), \quad \tau_{xy} = G \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \right)$$

ist zu setzen

$$x' = x, \quad dy = r \cdot d\varphi.$$

Alle $\frac{\partial}{\partial x'}$ werden Null, weil die Verschiebungen und die Spannungen innerhalb der Schalenstärke h unveränderlich angenommen werden (Membranspannungen). Es wird ferner angenommen, daß der Punkt (x, y, z) auch nach der Verformung wieder auf einer Normalen der Zylinderfläche liegt. ($-\zeta$) ist die radial nach innen gerichtete Verschiebung dieses Punktes (Abb. 3). ϵ_φ sei die be-

zogene Dehnung des Kreisringes, ϵ_x die der Zylindermantellinie σ_x ist zu Null anzunehmen. Hiernach lauten die Deformationsgleichungen:

$$(4) \quad \begin{cases} \frac{\partial \xi}{\partial x} = \frac{1}{E} \left(\sigma_x - \frac{\sigma_\varphi}{m} \right); & \frac{\partial \eta}{r \partial \varphi} = \frac{1}{E} \left(\sigma_\varphi - \frac{\sigma_x}{m} \right); \\ \tau = G \left(\frac{\partial \xi}{r \partial \varphi} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \right); & \tau_{xr} = -G \frac{\partial \zeta}{\partial x}; \quad \tau_{yr} = -G \frac{\partial \zeta}{r \partial \varphi}. \end{cases}$$

Nach Abb. 3 wird

$$\begin{aligned} -\epsilon_\varphi &= \frac{r \alpha - (r - \zeta) \alpha}{r \alpha} = \frac{\zeta}{r} = -\frac{\partial \eta}{r \partial \varphi} = -\frac{1}{E} \left(\sigma_\varphi - \frac{\sigma_x}{m} \right) * \\ (4a) \quad \begin{cases} -\frac{\partial \zeta}{r \partial \varphi} = \frac{\tau_{yr}}{G} = \frac{1}{E} \left(\frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial \varphi} - \frac{\partial \sigma_x}{m \partial \varphi} \right); \\ -\frac{\partial \zeta}{r \partial x} = \frac{\tau_{xr}}{r \cdot G} = \frac{1}{r \cdot E} \left(\frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial x} - \frac{\partial \sigma_x}{m \partial x} \right). \end{cases} \end{aligned}$$

Es ergeben sich also folgende fünf Differentialgleichungen für die fünf Spannungen.

$$\begin{aligned} (1a) \quad 0 &= -\sigma_\varphi + \frac{\partial \tau_{yr}}{\partial \varphi} + \frac{\partial \tau_{xr}}{\partial x} \cdot r + \frac{p r}{h} \cdot \cos^2 \varphi & -1 \\ (2a) \quad 0 &= -\frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial \varphi} + \frac{\partial \tau}{\partial x} \cdot r - \tau_{yr} + \frac{p r}{2h} \sin 2\varphi & + \frac{\partial}{\partial \varphi} \\ (3) \quad 0 &= \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \cdot r - \frac{\partial \tau}{\partial \varphi} & + r \frac{\partial x}{\partial \varphi} \\ (4a) \quad \begin{cases} 0 = \frac{\partial \tau_{yr}}{\partial \varphi} + \frac{G}{E} \left(\frac{\partial^2 \sigma_\varphi}{\partial \varphi^2} - \frac{\partial^2 \sigma_x}{m \partial \varphi^2} \right) & +1 \\ 0 = \frac{\partial \tau_{xr}}{\partial x} + \frac{G}{E} \left(\frac{\partial^2 \sigma_\varphi}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \sigma_x}{m \partial x^2} \right) & +r \end{cases} \end{aligned}$$

Durch die angedeuteten Operationen werden die Schubspannungen eliminiert.

$$(I) \quad \sigma_\varphi + \frac{G}{E} \frac{\partial^2}{\partial \varphi^2} \left(\sigma_\varphi - \frac{\sigma_x}{m} \right) + r^2 \frac{G}{E} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\sigma_\varphi - \frac{\sigma_x}{m} \right) = \frac{p r}{h} \cdot \cos^2 \varphi.$$

$$(II) \quad -\frac{\partial^2 \sigma_\varphi}{\partial \varphi^2} + \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} \cdot r^2 + \frac{G}{E} \frac{\partial^2}{\partial \varphi^2} \left(\sigma_\varphi - \frac{\sigma_x}{m} \right) = -\frac{p r}{h} \cdot \cos 2\varphi.$$

* Vgl. F ö p p l: Drang und Zwang.

Für die praktische Rechnung kann in der Regel $m = \infty$ damit $\frac{G}{E} = 1/2$ gesetzt werden

$$m = \infty \begin{cases} \text{(Ia)} & 2\sigma_\varphi + \frac{\partial^2 \sigma_\varphi}{\partial \varphi^2} + \frac{\partial^2 \sigma_\varphi}{\partial x^2} \cdot r^2 = 2 \frac{p r}{h} \cdot \cos^2 \varphi. \\ \text{(II a)} & \frac{\partial^2 \sigma_\varphi}{\partial \varphi^2} - 2 r^2 \frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} = 2 \cdot \frac{p r}{h} \cdot \cos 2 \varphi. \end{cases}$$

Nach Gl. (4 a) erhält man für $m = \infty$

$$\text{(III a)} \begin{cases} \frac{\partial \tau_{yr}}{\partial \varphi} = \frac{1}{2} \frac{\partial^2 \sigma_\varphi}{\partial \varphi^2}, & \tau_{yr} = \frac{1}{2} \frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial \varphi} + f(x), \\ \text{für } \varphi = 0 \text{ ist } \tau_{yr} = 0 \text{ daher auch } f(x) = 0, \\ \frac{\partial \tau_{xr}}{\partial x} = \frac{1}{2} r \frac{\partial^2 \sigma_\varphi}{\partial x^2}, & \tau_{xr} = \frac{1}{2} r \cdot \frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial x} + f(\varphi), \\ \text{für } x = 0 \text{ ist } \tau_{xr} = 0 \text{ daher auch } f(\varphi) = 0. \end{cases}$$

Wenn die oben angedeuteten sechs Deformationsgleichungen des Raumes gleichzeitig erfüllt werden sollen, müssen drei Gleichungen von der Form

$$\nabla^2 \left(\frac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} \right) = 0$$

erfüllt werden¹. Im vorliegenden Falle ergibt sich nur eine Gleichung:

$$\text{(IV)} \nabla^2 \left(\frac{\partial^2 \sigma_x}{r^2 \partial \varphi^2} - \frac{\partial^2 \sigma_\varphi}{\partial x^2} \right) = 0 = \frac{\partial^4 \sigma_x}{r^4 \partial \varphi^4} + \frac{\partial^4 \sigma_x}{r^2 \partial \varphi^2 \partial x^2} - \frac{\partial^4 \sigma_\varphi}{\partial x^4} - \frac{\partial^4 \sigma_\varphi}{r^2 \partial \varphi^2 \partial x^2}$$

Die Differentialgleichungen Ia und II a werden bei gleichmäßig über den Grundriß verteilter Belastung von folgenden zur x-Achse und zur y-Achse symmetrischen Spannungsfunktionen erfüllt:

$$\text{(5)} \quad \sigma_x = \Sigma A_n \cdot \cos \frac{x \pi n}{l} \cos \frac{r \pi n}{l} \varphi + Z \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right) \varphi^2,$$

$$\text{(6)} \quad \sigma_\varphi = \Sigma A_n \cdot \cos \frac{x \pi n}{l} \cos \frac{r \pi n}{l} \cdot \varphi + I_1 x^2 \varphi^2 + I_2 x^2 + I_3,$$

wobei l die Zylinderlänge zwischen den Giebeln und r der Halbmesser ist. Z, A_n, I sind Konstanten, welche nun noch zu berechnen sind.

Die Gl. (IV) wird erfüllt wenn $-I_1 = Z$ ist.

Nach Gl. (3) ist

$$\frac{\partial \tau}{\partial \varphi} = r \cdot \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = -\frac{r \pi}{l} \Sigma A_n \cdot n \sin \frac{x \pi n}{l} \cdot \cos \frac{r \pi n}{l} \cdot \varphi - 2 Z \cdot x r^2 \varphi^2.$$

$$\text{(7)} \begin{cases} \tau = -\Sigma A_n \cdot \sin \frac{x \pi n}{l} \sin \frac{r \pi n}{l} \varphi - 2 Z \cdot x \cdot \frac{\varphi^3}{3} \cdot r + f(x), \\ \text{für } \varphi = 0, \quad \tau = 0, \quad \text{daher } f(x) = 0 \end{cases}$$

Für $\varphi = \varphi_0$ (längs der Widerlager) wird $\sigma_x = 0$, daher auch

$$0 = \Sigma A_n \cos \frac{x \pi n}{l} \cos \frac{r \pi n}{l} \varphi_0 + Z \varphi_0^2 \left(\frac{l^2}{4} - x^2 \right).$$

Diese Gleichung wird mit $\cos \frac{x \pi n}{l} dx$ multipliziert und von 0 bis $l/2$ integriert. Dabei werden die Integrale der Doppelglieder nach Fourier Null. n sind die ungeraden Zahlen.

$$\text{(8)} \begin{cases} 0 = A_n \cdot \frac{1}{4} \cdot \cos \frac{r \pi n}{l} \varphi_0 + Z \varphi_0^2 \frac{l^2}{4} \cdot \frac{1}{\pi n} (-1)^{\frac{3n+1}{2}} \\ - Z \varphi_0^2 (-1)^{\frac{3n+1}{2}} \left(\frac{l}{r \pi n} \right)^2 \left(\frac{\pi^2}{4} - 2 \right). \end{cases}$$

$$\text{(9)} \quad A_n (-1)^{\frac{3n+1}{2}} = -Z \cdot \frac{8 l^2 \varphi_0^2}{\pi^3 \cdot n^3 \cos \frac{r \pi n}{l} \varphi_0};$$

$$\text{(10)} \quad A_1 = -Z \frac{8 l^2 \varphi_0^2}{\pi^3 \cos \frac{r \pi}{l} \varphi_0}.$$

Aus Gl. (II a) erhält man, wenn Gl. (5) u. (6) benutzt werden:

$$+ \left(\frac{r}{l} \right)^2 \pi^2 \cdot \Sigma A_n \cdot n^2 \cdot \cos \frac{x \pi n}{l} \cdot \cos \frac{r \pi n}{l} \varphi + 2 I_1 \cdot x^2 + 4 Z \cdot r^2 \varphi^2 = \frac{2 p r}{h} \cdot \cos 2 \varphi.$$

Die Gleichung wird für $x = 0$ gebildet, mit $\cos \frac{r \pi}{l} \varphi d \varphi$ multipliziert und von 0 bis $\frac{1}{2}$ integriert.

$$\left(\frac{r}{l} \right)^2 \cdot \pi^2 \cdot A_1 \cdot \frac{1}{4 r} + 4 \cdot Z \cdot r^2 \left(\frac{l}{r \pi} \right)^2 \left(\frac{\pi^2}{4} - 2 \right) = 2 \frac{p r}{h} \cdot \frac{r \pi}{l} \cdot \frac{\cos l/r}{\left(\frac{r \pi}{l} \right)^2 - 4}$$

Wenn man A₁ aus Gl. (10) durch Z ersetzt, erhält man die Gleichung für die Konstante Z

$$\text{(12)} \quad Z = \frac{p r \left(\frac{r \pi}{l} \right)^2 \cos l/r}{h \left(\frac{2 \pi}{l} \right)^2 - 4} \cdot \left[\frac{-\varphi_0^2 r^2}{\cos \frac{r \pi}{l} \varphi_0} + 2 l^2 \left(\frac{l}{4} - \frac{2}{\pi^2} \right) \right].$$

Mit Gl. (9) u. (12) sind die Konstanten A_n und Z gegeben. Aus Gl. (III) erhält man die Schubspannungen zu

$$\tau_{xr} = -\frac{1}{2} r \cdot \frac{\pi}{l} \Sigma A_n \cdot n \cdot \sin \frac{x \pi n}{l} \cos \frac{r \pi n}{l} \varphi + I_1 x \varphi^2 \cdot r + I_2 \cdot x \cdot r$$

$$\tau_{yr} = -\frac{1}{2} r \cdot \frac{\pi}{l} \Sigma A_n \cdot n \cdot \cos \frac{x \pi n}{l} \sin \frac{r \pi n}{l} \varphi + I_2 x^2 \cdot \varphi.$$

Bildet man nach Abb. 4 das Moment um die Kämpferlinie auf die halbe Zylinderlänge und berücksichtigt, daß die betreffenden Auflagerreaktionen den dortigen Schubspannungen entgegen gerichtet sind, so erhält man die Momentengleichung für den Schnitt $\varphi = 0$.

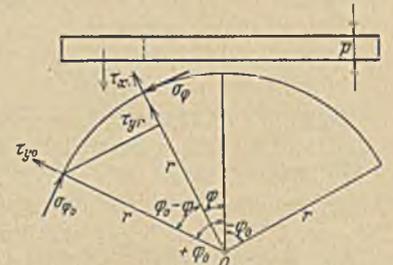


Abb. 4.

$$\frac{r^2 \sin^2 \varphi_0 \cdot p l}{4} - h \cdot \int_0^{\varphi_0} -\tau_{xr} dx = \frac{1}{2} \cdot r^2 \sin(\varphi_0 - \varphi) d \varphi - h \int_0^{\varphi_0} \sigma_{\varphi} \varphi = 0$$

$$\frac{r^2 p l}{4} \sin^2 \varphi_0 - h \cdot r^2 \int_0^{\varphi_0} \left[\frac{r \pi}{2 l} \cdot \Sigma A_n \cdot n \cdot (-1)^{\frac{3n+1}{2}} \cdot \cos \frac{r \pi n}{l} \varphi \sin(\varphi_0 - \varphi) - \sin(\varphi_0 - \varphi) \left(I_1 \frac{r l}{2} \varphi^2 + I_2 \cdot \frac{r l}{2} \right) \right] d \varphi - h \cdot r (1 - \cos \varphi_0) \int_0^{\varphi_0} [\Sigma A_n \cdot \cos \frac{x \pi n}{l} + I_2 \cdot x^2 + I_3] dx = 0.$$

$$\int_0^{\varphi_0} \cos \frac{r \pi n}{l} \varphi \sin(\varphi_0 - \varphi) \cdot d \varphi = \Theta_n = \frac{-\cos \frac{r \pi n}{l} \varphi_0 + \cos \varphi_0}{\left(\frac{r \pi n}{l} \right)^2 - 1};$$

$$\int_0^{\varphi_0} \varphi^2 \sin(\varphi_0 - \varphi) d \varphi = \Phi_0 = \varphi_0^2 - 2 + 2 \cos \varphi_0.$$

$$\text{(13)} \begin{cases} \left(\frac{r}{l} \right)^2 \cdot \frac{\pi}{2} \Sigma A_n \cdot n (-1)^{\frac{3n+1}{2}} \cdot \Theta_n - I_1 \cdot \frac{r^2}{2} \cdot \Phi_0 - I_2 \frac{r^2}{2} (1 - \cos \varphi_0) \\ + (1 - \cos \varphi_0) \cdot \Sigma A_n \frac{(-1)^{\frac{3n+1}{2}}}{\pi \cdot n} + I_2 \cdot \frac{l^2}{24} (1 - \cos \varphi_0) \\ + I_3 \cdot \frac{1 - \cos \varphi_0}{2} = \frac{p \cdot r}{4 \cdot h} \sin^2 \varphi_0. \end{cases}$$

Aus Gl. (I a) kann man ableiten

$$\Sigma A_n \cdot \cos \frac{x \pi n}{l} \cos \frac{r \pi n}{l} \varphi \left[1 - \left(\frac{r \pi n}{l} \right)^2 \right] + 2 I_1 (x^2 \varphi^2 + x^2 + r^2 \varphi^2) + 2 I_2 (x^2 + r^2) + 2 I_3 = 2 \frac{p r}{h} \cdot \cos^2 \varphi.$$

¹ Vgl. „Otto Mohr zum achtzigsten Geburtstage“. Hager: Spannungen im gedrückten Prisma.

Diese Gleichung wird zunächst mit $\cos \frac{r\pi}{1} \varphi d\varphi$ multipliziert und von 0 bis $\frac{1}{2r}$ integriert.

$$A_1 \cdot \cos \frac{x\pi}{1} \cdot \frac{1}{4r} \left[1 - \left(\frac{r\pi}{1} \right)^2 \right] + 2 I_1 \left[(x^2 + r^2) \left(\frac{1}{r\pi} \right)^3 \left(\frac{\pi^2}{4} - 2 \right) + x^2 \cdot \frac{1}{r\pi} \right] + 2 I_2 (x^2 + r^2) \frac{1}{r\pi} + 2 I_3 \frac{1}{r\pi} = 2 \frac{pr}{h} \left(\frac{1}{2r\pi} + \frac{1}{2} \cdot \frac{r\pi}{1} \cdot \frac{\cos l/r}{\left(\frac{r\pi}{1} \right)^2 - 4} \right)$$

Für $x = 1/2$ wird diese Gleichung zu

$$(14) \quad I_1 \left[\left(\frac{1^2}{4} + r^2 \right) \left(\frac{1}{r} \right)^2 \left(\frac{1}{4} - \frac{2}{\pi^2} \right) + \frac{1^2}{4} \right] + I_2 \left(\frac{1^2}{4} + r^2 \right) + I_3 = \frac{pr}{2h} \left(1 + \left(\frac{r\pi}{1} \right)^2 \cdot \frac{\cos l/r}{\left(\frac{r\pi}{1} \right)^2 - 4} \right)$$

Setzt man die aus Gl. (12) u. (10) für A_n gewonnenen Werte in die Gl. (13) u. (14) ein, so erhält man zwei Gleichungen mit den Unbekannten I_2 und I_3 , so daß nunmehr sämtliche Konstante der Gl. (5) u. (6) berechnet sind.

Die noch fehlenden Biegemomente M_x und M_y auf die Länge $1,0$ können aus der radialen Verschiebung ζ des Punktes (x, y, z) abgeleitet werden.

$$(15) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_y = -E \cdot I \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}, \text{ aus Gl. (4a) ist } -\frac{\partial \zeta}{\partial x} = \frac{r}{E} \cdot \frac{\partial \sigma_\varphi}{\partial x}, \\ \text{daher } M_y = I \cdot r \cdot \frac{\partial^2 \sigma_\varphi}{\partial x^2}. \end{array} \right.$$

$$(16) \quad \left\{ \begin{array}{l} M_x = EI \left(\frac{\partial^2 \zeta}{r^2 \partial \varphi^2} + \frac{\zeta}{r^2} \right), * \text{ nach Gl. (4) ist } -\frac{\zeta}{r} = \frac{1}{E} \sigma_\varphi, \\ \text{daher } M_x = \frac{I}{r} \left(\frac{\partial^2 \sigma_\varphi}{\partial \varphi^2} + \sigma_\varphi \right). \end{array} \right.$$

$$I = \frac{h^3}{12}; \quad \sigma'_x = \frac{6 M_y}{h^2}; \quad \sigma'_\varphi = \frac{6 M_x}{h^2}$$

sind die beiden Biegegrandspannungen,

$$(15a) \quad \sigma'_x = \frac{hr}{2} \left[-\Sigma A_n \left(\frac{n\pi}{1} \right)^2 \cos \frac{x\pi n}{1} \cos \frac{r\pi n}{1} \varphi + 2 I_2 + 2 I_1 \varphi^2 \right].$$

$$(16a) \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_\varphi = \frac{h}{2r} \left\{ \Sigma A_n \cos \frac{x\pi n}{1} \cos \frac{r\pi n}{1} \varphi \left[1 - \left(\frac{r\pi n}{1} \right)^2 \right] \right. \\ \left. + I_1 (2x^2 + x^2 \varphi^2) + I_2 x^2 + I_3 \right\}. \end{array} \right.$$

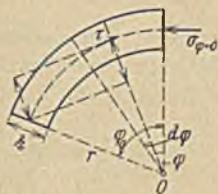


Abb. 5.

Seither war angenommen worden, daß die Schale an den Giebeln gleiten kann, somit dort die Schubspannungen τ (Abb. 5) nicht aufgenommen werden können. Nunmehr soll noch vorausgesetzt werden, daß die Schale an den Giebeln längs der Peripherie nicht gleiten kann. Für diesen Fall bleiben die vorher entwickelten Gleichungen gültig mit Ausnahme der Momentengleichung (13), in welche ein weiteres Glied für das Moment des Gleitwiderstandes an den Giebeln noch einzusetzen ist.

$$0 = \frac{p l r^2}{4} \cdot \sin^2 \varphi_0 - h \int_0^{\varphi_0} \tau_x r x = \frac{1}{2} \cdot r^2 \cdot \sin (\varphi_0 - \varphi) d\varphi$$

$$+ h \int_0^{\varphi_0} \tau_x = \frac{1}{2} \cdot r^2 [1 - \cos (\varphi_0 - \varphi)] d\varphi + h \int_0^{\varphi_0} \sigma_{\varphi \varphi = 0} \cdot r (1 - \cos \varphi_0) dx$$

Für $x = \frac{1}{2}$ ist

$$\int_0^{\varphi_0} \tau \cdot r^2 [1 - \cos (\varphi_0 - \varphi)] d\varphi = r^2 \int_0^{\varphi_0} [1 - \cos (\varphi_0 - \varphi)]$$

$$\cdot \left[-\Sigma A_n (-1)^{\frac{3n+1}{2}} \cdot \sin \frac{2\pi n}{1} \varphi - 2 \frac{1}{2} \frac{r\pi^3}{3} \cdot Z \right] d\varphi$$

* F ö p p l: Technische Mechanik, III. Bd.

$$\int_0^{\varphi_0} \sin \frac{r\pi n}{1} \varphi \cdot \cos (\varphi_0 - \varphi) d\varphi = \Gamma_n = \frac{-\frac{r\pi n}{1} \cos \frac{r\pi n}{1} \varphi_0 + \frac{r\pi n}{1} \cdot \cos \varphi_0}{\left(\frac{2\pi n}{1} \right)^2 - 1};$$

$$\int_0^{\varphi_0} \varphi^3 \cos (\varphi_0 - \varphi) d\varphi = \Psi_0 = 3\varphi_0^3 - 6 + 6 \cos \varphi_0.$$

$$(13') \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{pr \sin^2 \varphi_0}{4h} = \left(\frac{r}{1} \right)^2 \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \Sigma A_n \cdot n (-1)^{\frac{3n+1}{2}} \cdot \Theta_n - I_1 \cdot \frac{r^2}{2} \cdot \Phi_0 \\ - I_2 \frac{r^2}{2} (1 - \cos \varphi_0) + (1 - \cos \varphi_0) \cdot \Sigma A_n \frac{(-1)^{\frac{3n+1}{2}}}{\pi n} \\ + I_2 \frac{1^2}{24} (1 - \cos \varphi_0) + I_3 \frac{1 - \cos \varphi_0}{2} \\ - \frac{1}{\pi} \cdot \Sigma A_n \frac{(-1)^{\frac{3n+1}{2}}}{n} \cdot \left(\cos \frac{r\pi n}{1} \varphi_0 - 1 \right) \\ - \frac{r}{1} \cdot \Sigma A_n (-1)^{\frac{3n+1}{2}} \cdot \Gamma_n + Z \cdot \frac{r^2}{3} \cdot \left(-\Psi_0 + \frac{\varphi_0^4}{4} \right) \end{array} \right.$$

die Gl. (13') und (14) liefern die Unbekannten I_2 und I_3 .

Bei vollständig starrer Giebellagerung sind für die Gl. (5) u. (6) in die Entwicklung einzusetzen

$$\sigma_x = \Sigma A_n \cdot \cos \frac{x\pi n}{1} \cdot \cos \frac{r\pi n}{1} \varphi + \left(\frac{1^2}{4} - x^2 \right) (Z_1 + \varphi^2 \cdot Z_2),$$

$$\sigma_y = \Sigma A_n \cdot \cos \frac{x\pi n}{1} \cdot \cos \frac{r\pi n}{1} \varphi + \left(x^2 - \frac{1^2}{4} \right) (I_1 \varphi^2 + I_2).$$

$I_1 = -Z_2$. Die σ_x werden dann größer und die σ_φ kleiner.

Zahlenbeispiel.

Über einen quadratischen Raum sei ein Schalendach gespannt mit $r = 1 = l = 18,00$ m, $h = 0,10$ m, $\varphi_0 = 30^\circ$, Pfeilhöhe $f = 2,411$, Pfeilverhältnis $r : 7,48$. Die Belastung sei $p = 100$ kg/m². Hierfür ergeben sich folgende Konstanten der Gl. (5) u. (6):

$$Z = 13,1 = -I_1, \quad I_2 = 20,5, \quad I_3 = 10020, \quad A_1 = +4110, \\ A_2 = -51,1, \quad A_3 = +6,7.$$

Die σ_x in beiden Fällen gleich. Für den ersten Fall sind in Abb. 6 die errechneten Spannungen in kg/m² eingetragen und in

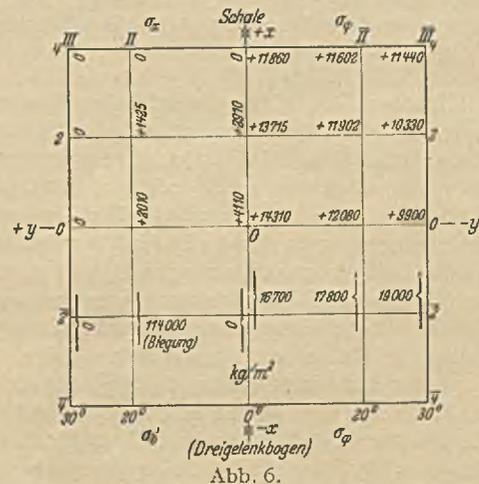


Abb. 6.

dem unteren Quadranten sind zum Vergleich die Spannungen des entsprechenden Dreigelenkbogens auf zwei Stützen eingeschrieben. Die zusätzlichen, von M_x und M_y herrührenden Biegegrandspannungen der Schale sind nur sehr klein.

$$x = 0, \varphi = 0: \quad \sigma'_x = 113, \quad \sigma'_\varphi = 72; \quad x = \frac{1}{2}, \varphi = \varphi_0: \quad \sigma'_x = 43, \quad \sigma'_\varphi = 24.$$

Man erkennt aus den rasch fallenden Reihengliedern, daß für die praktische Rechnung im Bauwesen es vollauf genügt, nur mit einem Reihenglied zu rechnen.

ÜBER DIE ROLLE DES TRENNBRUCHES IM RAHMEN DER MOHR'SCHEN ANSTRENGUNGSHYPOTHESE.

Von A. Leon.

Inhaltsübersicht: Nach allgemeiner Ansicht hat die Mohrsche Theorie nur für Schubbrüche Geltung. Für den Trennbruch, der von der Mohrschen Theorie ausgeschlossen sei, wurde durch Versuche wiederholt festgestellt, daß der Reißwiderstand konstant bleibt, gleichgültig ob der Spannungszustand ein linearer, ebener oder räumlicher ist, was der Hauptnormalspannungstheorie entspräche. Demnach müßte die Mohrsche Theorie für das Gebiet des Trennbruches durch die Hauptnormalspannungstheorie ergänzt werden. In Wirklichkeit erstreckt sich aber die Mohrsche Theorie auch über das Gebiet des Trennbruches und enthält den Satz von der Konstanz des Reißwiderstandes. Die Form der Hüllinie läßt erkennen, unter welchen Umständen Trenn-, unter welchen Schubbruch eintritt.

I. Die Rolle des Krümmungskreises im Scheitel der Mohrschen Hüllparabel.

E. Mörsch hat gefunden, daß die Zugfestigkeit des Betons durch eine senkrecht zur Zugrichtung wirkende Druckspannung in einem weiten Bereich (die Versuche erstreckten sich bis auf eine Druckspannung, welche die Zugfestigkeit um fast das sechsfache übertraf) praktisch genommen nicht beeinflusst wird¹. Dies ist eine Erscheinung, die durch die allgemeine Mohrsche Theorie erklärt werden kann, nicht aber durch die anderen bekannten Festigkeitshypothesen, auch nicht durch die übliche Mohrsche Näherung mit gerader Hüllinie².

zwischen Null und $-\sigma_k$ annehmen kann, wodurch das von E. Mörsch beobachtete Phänomen eine theoretische Erklärung findet. In diesem Falle (Abb. 1, 2, 3) ist die einachsige Zugfestigkeit σ_B gleich der dreiachsigen σ_{BA} , d. h. gleich der Festigkeit für allseitigen Zug im Raume ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Ferner ist $\sigma_k = 2 R_0 - \sigma_B$, wobei R_0 den Krümmungshalbmesser im Scheitel A der Hüllinie bedeutet.

Solange der Mittelpunkt M des Krümmungskreises eine negative Abszisse hat, also auf der entgegengesetzten Seite des Scheitels der Hüllinie liegt, führen sowohl der (einachsige) Zugversuch als auch der Verdrehungsversuch zu einem Trennbruch. In diesem Falle sind die ein- und die dreiachsige Zugfestigkeit auch gleich der Verdrehungs- oder Drillfestigkeit τ_{BD} , von der die Scherfestigkeit τ_B zu unterscheiden ist, die stets größer erscheint als τ_{BD} . Es ist $\sigma_k > \sigma_B$. Beim Druckversuch tritt stets ein Schubbruch ein, worunter hier jeder Bruch verstanden sei, der unter Mitwirkung von Schubspannungen erfolgt, also kein reiner Trennbruch ist. Als Trennbruch wird ein solcher Bruch verstanden, dessen Bruchfläche senkrecht zur Richtung einer Hauptnormalspannung steht. Der Winkel, den beim Druckversuch die Bruchebene mit einer der beiden Ebenen der größten Hauptschubspannungen einschließt, ist durch $\frac{\varphi_3}{2}$ gegeben und kann berechnet werden, wenn die Gleichung der Hüllinie bekannt ist.

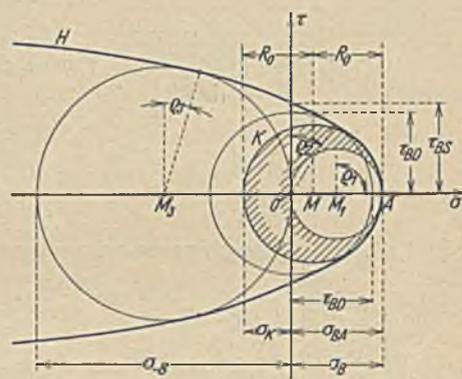
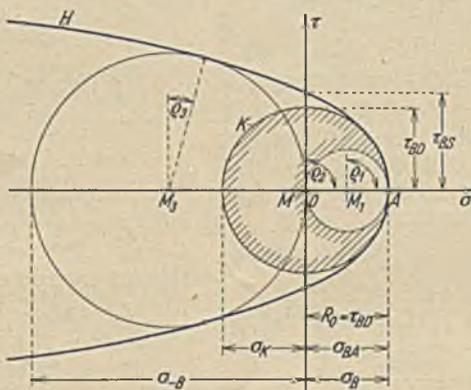
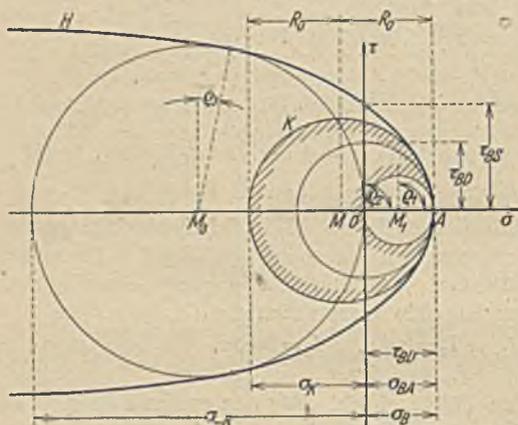


Abb. 1. Lage des Krümmungskreises K, wenn sowohl der Zug-, als auch der Verdrehungsversuch zu einem Trennbruch führen.

Abb. 2. Sonderfall; der Verdrehungsversuch steht an der Grenze zwischen Trenn- und Schubbruch.

Abb. 3. Lage des Krümmungskreises K, wenn der Verdrehungsversuch einen Schubbruch, der Zugversuch hingegen einen Trennbruch bedingt.

In der Mohrschen Darstellung der kritischen Spannungskreise kann die τ -Achse den Krümmungskreis K des Scheitels A der Hüllinie H entweder schneiden (Abb. 1, 2, 3), oder berühren (Abb. 4) oder endlich weder schneiden, noch berühren (Abb. 5). Handelt es sich um jene Hüllinie, die den Eintritt des Bruches kennzeichnet, so gibt jeder Spannungskreis, der die Hüllinie berührt, zwei einander zugeordnete Hauptnormalspannungen σ_1 und σ_3 an, die den Bruch herbeiführen, wobei (algebraisch genommen) $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ sei. Die Größe der mittleren Hauptnormalspannung σ_2 spielt bekanntlich bei der Mohrschen Theorie keine Rolle.

Wenn nun der Krümmungskreis K die τ -Achse schneidet, so gibt es unendlich viele die Hüllinie in deren Scheitel berührende Spannungskreise, für welche die algebraisch größte Hauptnormalspannung $\sigma_1 = \sigma_B$ konstant ist, die zugeordnete algebraisch kleinste Hauptnormalspannung σ_3 hingegen einen beliebigen Wert

Fällt der Mittelpunkt M des Krümmungskreises K zusammen mit dem Schnittpunkt O der σ - und τ -Achse (Abb. 2), so führt der Verdrehungsversuch gerade noch zu einem Trennbruch. Es ist

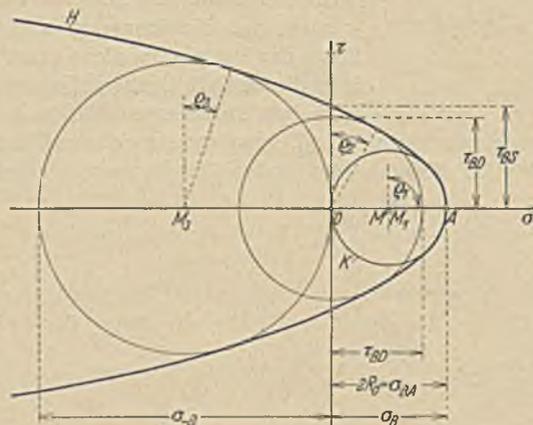


Abb. 4. Sonderfall; der Zugversuch ist gerade noch mit einem Trennbruch verbunden.

$\sigma_k = \sigma_B = \sigma_{BA} = \tau_{BD} = R_0$. Liegt M in bezug auf den Ursprung des Achsenkreuzes auf derselben Seite wie der Scheitel A der Hüllinie, so ergibt der Verdrehungsversuch einen Schub-, der

¹ Mörsch, E.: Der Eisenbetonbau, 1. Bd. 2. Hälfte, S. 294—303. 6. Aufl. Verlag K. Wittwer, Stuttgart 1929. — Versuch über die Wirkung der Schubkräfte bei Biegung und Axialdruck an einem Betonprisma. Festschrift der Technischen Hochschule Stuttgart, S. 261—272. Berlin: Verlag Julius Springer 1929. — Über den Wert der reduzierten Spannung beim Beton. Ingenieur-Archiv (1930), S. 232—242.

² Leon, A.: Über das Maß der Anstrengung bei Beton. Ingenieur-Archiv (1933), S. 421—431. — Über die Beziehungen der Festigkeiten des Gußeisens bei verschiedenen Beanspruchungsarten. Zs. Die Gießerei (1933) S. 434—439, 460—464. — Über das Maß der Anstrengung bei Gußeisen. Mitteilungen des Technischen Versuchsamtes. Wien 1933, S. 17—42.

Zugversuch aber einen Trennbruch. Es ist $\sigma_k < \tau_{BD} < \sigma_B = \sigma_{BA}$ (Abb. 3).

Berührt der Krümmungskreis K die τ -Achse, so führt der Zugversuch gerade noch zu einem Trennbruch (Abb. 4). Es ist noch immer $\sigma_B = \sigma_{BA}$. Die kritische Spannung σ_k wird Null und die Zugfestigkeit ist von einer senkrecht zur Zugrichtung wirkenden Druckspannung nicht mehr unabhängig.

Wenn der Krümmungskreis K mit der τ -Achse keinen Punkt gemeinsam hat, ergibt auch der (einachsige) Zugversuch einen Schubbruch, wobei die Bruchfläche mit einer der Ebenen der Hauptschubspannungen den Winkel $\frac{\theta_1}{2}$ einschließt. Es ist dann $\tau_{3D} < 2 R_0 < \sigma_B < \sigma_{BA}$ (Abb. 5).

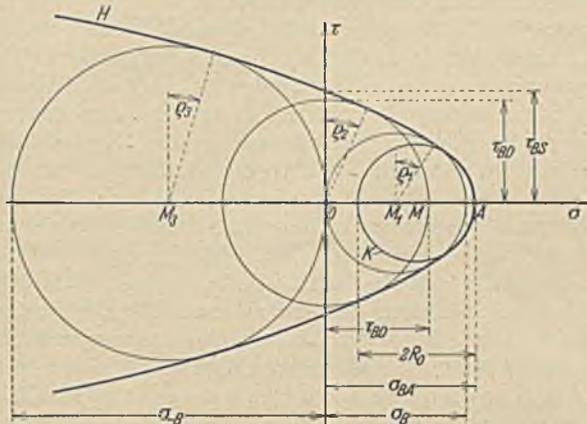


Abb. 5. Lage des Krümmungskreises K, wenn sowohl Zug- als auch Verdrehungsversuch Schubbrüche zeitigen.

Demnach ist nach der allgemeinen Mohrschen Theorie das von E. Mörsch beobachtete Phänomen nur bei Stoffen möglich, die beim Zugversuch einen Trennbruch aufweisen.

II. Die Eignung der allgemeinen Parabel zur mathematischen Darstellung der Hüllinie.

Nach den bisher bekannten Versuchen, insbesondere den von Th. von Kármán mit Marmor und Sandstein durchgeführten, hat die Hüllinie eine parabelartige Form³. Es macht aber gewisse Schwierigkeiten, von der allgemeinen Gleichung

$$(1) \quad y^n = 2p(\sigma_{BA} - x)$$

auszugehen, da die Hüllinie symmetrisch zur σ -Achse sein muß und von ihr erwartet wird, daß der Krümmungshalbmesser R_0 im Scheitel seinen kleinsten Wert erreicht. Es handelt sich ja um die Einhüllende von Kreisen, deren Mittelpunkte auf einer Geraden liegen und deren Halbmesser sich nach der gleichen Richtung im gleichen Sinne verändern. Dies ist bei der als „allgemeine Parabel“ bezeichneten Potenzfunktion (1) im allgemeinen nicht der Fall und hängt von der Größe des Potenzexponenten n ab. Für alle ganzzahligen ungeraden n ist die durch Gl. (1) dargestellte Linie nicht achsen-, sondern punktsymmetrisch und hat bei positivem n im Scheitel eine Wendetangente mit unendlich großem Krümmungshalbmesser. Für gerade Werte von n ist $(-y)^n = y^n$ und damit Gl. (1) eine gerade Funktion⁴. Für ungerade n ist Gl. (1) eine ungerade Funktion, da $(-y)^n = -y^n$.

Aus Gl. (1) ergibt sich

$$(2) \quad y' = -\frac{2p}{ny^{n-1}}$$

Bei $n = 1$, und dieser Fall entspricht der üblichen Mohrschen Näherung, erhält man für $y' = 2p$ unabhängig von y . Für alle

³ Kármán, Th. v.: Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck. VDI-Forschungsheft 118 (1912) S. 37–68. Siehe auch VDI-Zeitschrift (1911), S. 1749–1757; (1912), 284–285.

⁴ Courant, R.: Vorlesungen über Differential- und Integralrechnung. 2. Aufl., 1. Bd., S. 15, 25, 77, 116. Berlin: Verlag Julius Springer 1930.

$n > 1$ ist aber im Scheitel $y'_0 = \infty$ und somit die aufgestellte Forderung erfüllt, während für $0 < n < 1$ die Scheiteltangente mit der σ -Achse zusammenfällt (Abb. 6). $n = 1 : 3$ stellt eine kubische Parabel dar mit der σ -Achse als Wendetangente im Scheitel. $n = 1 : 2$ entspricht einer gewöhnlichen Parabel mit einer Achse parallel zur τ -Achse. $n = 2 : 3$ entspricht der sog. Neilschen Parabel mit der Spitze und der σ -Achse als Wendetangente.

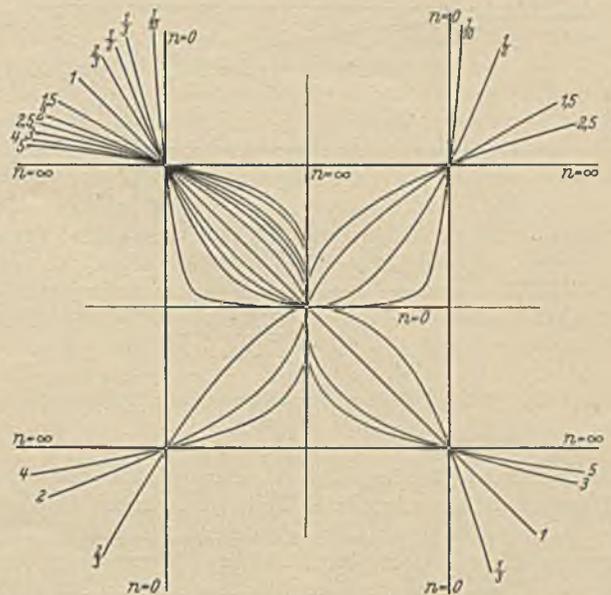


Abb. 6. Die Form der allgemeinen Parabel in ihrer Abhängigkeit von der Größe des Potenzexponenten n .

$n = 3 : 2$ ist wieder die Neilsche Parabel, jetzt aber mit einer Achse senkrecht zur y -Achse. Ähnlich verhalten sich die Linien mit $n = 2 : 5$ und $n = 5 : 2$ (Abb. 6).

Für den Krümmungshalbmesser ergibt sich aus Gl. (1)

$$(3) \quad R = \frac{2p}{n(n-1)y^{n-2}} \cdot \left[1 + \left(\frac{ny^{n-1}}{2p} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}$$

Bei $n = 1$ ist $R = \infty$ für alle Werte von y . Bei $1 < n < 2$ ist $R_0 = 0$. Mit $n = 2$ erhält man $R = p \left(1 + \frac{y^2}{p^2} \right)^{\frac{3}{2}}$ und $R_0 = p$ im Scheitel ist der kleinste Wert, den der Krümmungshalbmesser überhaupt annehmen kann. Für jeden Wert $n > 2$ ist aber $R_0 = \infty$. Es kann also z. B. die kubische Parabel ($n = 3$) nicht eine Einhüllende im Sinne der Mohrschen Bruchhypothese sein.

Die Verwendbarkeit der Potenzfunktion Gl. (1) zur mathematischen Darstellung der Hüllinie für kritische Zustände (Bruch-, Fließ-, Elastizitätsgrenze) scheint daher auf den Fall $n = 2$, also auf die gewöhnliche Parabel beschränkt zu sein. Abgesehen davon macht bei ungeraden n die Potenzform als Einhüllende Schwierigkeiten in der Ableitung der Bruchbedingung aus den Festigkeiten bei einfachen Beanspruchungsarten und in der Aufstellung von Beziehungen zwischen den verschiedenen Festigkeiten. Allerdings werden die Versuche im allgemeinen eine Hüllinie ergeben, die nur annähernd durch eine gewöhnliche Parabel ersetzt werden kann. Es sind daher andere Formen zu suchen, die sich den Versuchen besser anpassen lassen.

III. Die Mohrsche Theorie und die Versuche.

Die obenerwähnten Versuche Kármáns sollten in erster Linie klarstellen, ob die Mohrsche Theorie für spröde Stoffe zutreffend sei. Zylinder aus Marmor und Sandstein wurden neben einer achsialen Druckspannung einem Manteldrucke ausgesetzt. Es handelte sich aber weniger um die Ermittlung der Festigkeiten, als um die Festlegung der Bedingungen, unter welchen das Fließen beginnt und fortschreitet. Kármán nahm an, daß die Hüllinie für die Fließgrenze an der offenen Seite immer flacher

wird und schließlich in einem bestimmten Abstände von der σ -Achse verläuft (Abb. 7). Ob dies aber sicher nachgewiesen erscheint, muß dahingestellt bleiben. Jedenfalls werden mit zunehmendem allseitigen Drucke, mit dem der Stoff immer bildsamer erscheint, die kritischen Spannungen immer besser durch die Hauptschubspannungstheorie dargestellt.

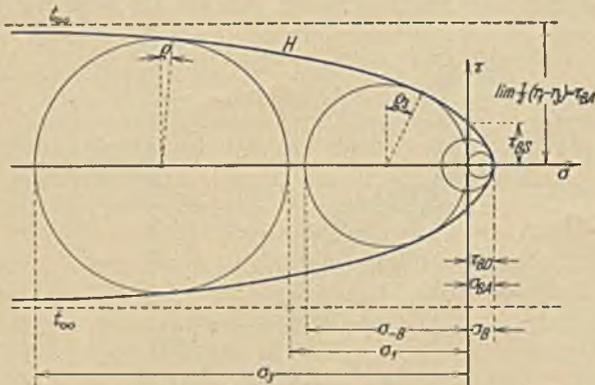


Abb. 7. Die Hülllinie mit parallelen Asymptoten nach Th. v. Kármán.

Bezüglich der grundlegenden Annahme Mohrs, daß die mittlere Hauptnormalspannung keine Rolle spiele, haben die Versuche Th. v. Kármáns keine Aufklärung gebracht. In Fortsetzung und Ergänzung dieser Versuche hat R. Böker⁵ Marmorzylinder unter Flüssigkeitsdruck gegen die Mantelfläche achsial auf Zug sowie auf Verdrehung beansprucht und auch Versuche mit gegossenem Zink durchgeführt, um das Verhalten eines spröden Metalles von verhältnismäßig geringer Festigkeit zu untersuchen. Aus der Tatsache, daß die Hülllinien der verschiedenen Spannungszustände sich nicht deckten, hat R. Böker auf einen gewissen Einfluß der mittleren Hauptnormalspannung geschlossen. Groß war dieser Einfluß nicht, da die Wirkung der mittleren Hauptnormalspannung aus den Versuchen nicht ohne weiteres zu erkennen war und Böker sich genötigt sah, die technologischen Eigenschaften kristallinisch aufgebauter Stoffe einer genaueren mathematischen Fassung zu unterziehen. Nach W. Lode⁶ lassen die Versuche Bökers mit Zink einen sicheren Schluß auf die Rolle der mittleren Hauptnormalspannung kaum zu.

1928 haben Roš und Eichinger⁷ festgestellt, daß die Zugfestigkeit des Gußeisens in einem ziemlich weiten Bereich von den zwei anderen Hauptnormalspannungen praktisch genommen nicht beeinflußt wird. Diese Konstanz der Zerreißspannung entspricht dem Phänomen von Mörsch und ist eine Stütze der allgemeinen Mohrschen Theorie. An kreuzförmig ausgebildeten Versuchskörpern wurde gefunden, daß die zweiachsige Biegezugfestigkeit praktisch genommen gleich ist der einachsigen, was gleichfalls für die Mohrsche Theorie spricht.

Die Versuche Th. v. Kármáns und R. Bökers mit Marmor wurden von M. Roš und A. Eichinger⁸ wiederholt und auf andere spröde Stoffe ausgedehnt. Die bei den Zug- und Druckversuchen in Verbindung mit Manteldruck von M. Roš und A. Eichinger gewonnenen Hülllinien gestatten die Beurteilung des Einflusses der mittleren Hauptnormalspannung. Ist dieser belanglos, so muß die Hülllinie für achsialen Zug übereinstimmen mit der für achsialen Druck. In zwei Fällen der von M. Roš und A. Eichinger untersuchten nicht metallischen und im allgemeinen spröden Stoffe deckten sich die Hülllinien. In vier Fällen lag die bei Zugspannungen

⁵ Böker, R.: Die Mechanik der bleibenden Formänderungen in kristallinisch aufgebauten Körpern. VDI-Forschungshefte 175 u. 176, 1915.

⁶ Lode, W.: Der Einfluß der mittleren Hauptspannung auf das Fließen der Metalle. VDI-Forschungsheft 303, 1928.

⁷ Roš, M. u. Eichinger, A.: Das Verhalten von Gußeisen bei ein-, zwei- und dreiachsigen Spannungszuständen. Diskussionsbericht 37 der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Zürich 1928.

⁸ Roš, M. u. Eichinger, A.: Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. II. Teil. Nichtmetallische Stoffe. Diskussionsbericht 28. Eidg. Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Zürich 1928.

gewonnene Hülllinie höher als die bei Druck erhaltene. In zwei Fällen wurde die gegenteilige Beobachtung gemacht.

Bei Marmor verläuft die Hülllinie der Zugversuche für das Gebiet der Proportionalitätsgrenze etwas tiefer als die der Druckversuche im Gegensatz zu den Bruchzuständen, wo die Hülllinie der Zugversuche höher als jene der Druckversuche liegt. Bei Zement überschneiden sich die Hülllinien der Zug- und Druckversuche unter allseitig gleichem Manteldruck, wobei anfangs die Hülllinie der Zugversuche höher, später tiefer verläuft. Bei Zementmörtel liegt die Hülllinie der Zugversuche stets tiefer als die der Druckversuche. Bei Kunstharz fallen die Hülllinien fast genau zusammen; ein Einfluß der mittleren Hauptnormalspannung war praktisch genommen nicht zu erkennen.

M. Roš und A. Eichinger fanden also, daß bei den untersuchten, nicht metallischen Stoffen ein Einfluß der mittleren Hauptnormalspannung zwar meist vorhanden ist, aber nicht immer im gleichen Sinne wirkt. Je nachdem es sich um den Beginn der Verformung, oder um das Fließen oder um den Grenzzustand des Bruches handelt, und je nach der Art des Stoffes kann die mittlere Hauptnormalspannung die Anstrengung vergrößern oder verkleinern oder praktisch genommen unverändert lassen. Daraus zogen M. Roš und A. Eichinger den Schluß, daß der ganz verschiedene Aufbau der Stoffe und die dadurch bedingten sehr verschiedenen Verformungsmechanismen es nicht zulassen, für alle Stoffe eine einheitliche Theorie für die kritischen Grenzspannungen aufzustellen. Von allen Anstrengungstheorien aber, die dem besonderen Aufbau des Stoffes keine Rechnung tragen, dürfte die Mohrsche Theorie die zutreffendsten Mittelwerte geben. Sehr zugunsten der Mohrschen Theorie spreche der Umstand, daß gerade bei Kunstharz, das praktisch jenen homogenen und isotropen Aufbau aufweist, wie ihn Mohr voraussetzte, die Übereinstimmung eine auffallend gute ist. Allerdings wollen auch M. Roš und A. Eichinger in Übereinstimmung mit allen anderen Forschern die auf diesem Gebiete gearbeitet haben, die Mohrsche Theorie nur auf den Schubbruch angewendet wissen. Für den Trennbruch, der in der Mohrschen Theorie nicht enthalten sei, wäre die größte Zugspannung maßgebend. In der Tat ist es aber einer der größten Vorzüge der Mohrschen Theorie, daß sie Schub- und Trennbruch miteinander verbindet und die Bedingung enthält, daß beim Trennbruch die größte Zugspannung von den beiden Hauptnormalspannungen nicht beeinflußt wird.

Versuche mit zähem Stahl⁹ ergaben einen deutlichen Einfluß der mittleren Hauptnormalspannung in dem Sinne, daß bezüglich der Grenzspannungen für die Fließgrenze die Theorie der konstanten Gestaltsänderungsarbeit, wie sie von Huber, v. Mises und Hencky aufgestellt wurde, sehr genau erfüllt war. Die Quetschgrenze war um 5% größer als die Streckgrenze. Sind diese beiden Grenzspannungen einander gleich, so geht die Mohrsche Näherung und wohl auch die allgemeine Mohrsche Theorie in die Hauptschubspannungstheorie über, die für besondere Fälle mit der Theorie der konstanten Gestaltsänderungsarbeit übereinstimmt. Sicher ist aber, daß der Einfluß der mittleren Hauptnormalspannung auf die Grenzspannungen höchstens 15% erreichte (dies entspricht dem größten Unterschied, der zwischen der Theorie der Gestaltsänderungsarbeit und der Hauptschubspannungstheorie in besonderen Fällen auftreten kann, wenn er auch in der Regel kleiner ist), also nicht gerade groß war. Sicher ist weiter, daß die Theorie der Gestaltsänderungsarbeit keine allgemeine Bedeutung haben kann. Sie erfordert, daß die Grenzspannung für einachsigen Druck gleich ist der für einachsigen Zug oder aber (im Sinne Hubers), daß der Unterschied zwischen diesen beiden Grenzspannungen etwa 10% nicht überschreite. Bei spröden Stoffen ist aber die Grenzspannung für Druck oft ein Vielfaches der für Zug, so daß die Theorie der konstanten Gestaltsänderungsarbeit ausscheidet, während die Mohrsche Theorie für bildsamen, zähen und

⁹ Roš, M. u. Eichinger, A.: Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. Eidg. Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Zürich 1926.

spröde Stoffe unter allen Umständen eine sehr brauchbare Näherung darstellt.

Weitere Versuche mit Flußstahl, Stahlguß, Zink, Aluminiumbronz, Kupfer, Aluminium und Tombak¹⁰ führten wieder zur Feststellung, daß beim Trennbruch für alle Spannungszustände sich die gleiche Reißfestigkeit ergibt, unabhängig vom Werte der beiden anderen Hauptnormalspannungen. Daher sprechen M. Roß und A. Eichinger die Vermutung aus, daß, insofern bei Metallen ein Trennbruch erfolgt, die größte Zugspannung maßgebend sei. Darin glauben sie einen wichtigen Einwand gegen die allgemeine Verwendbarkeit der Mohrschen Theorie zu erblicken. In Wirklichkeit enthält aber gerade die Mohrsche Theorie mit einer Hüllinie, welche die σ -Achse winkelnrecht schneidet, die Bedingung der Konstanz des Zerreißwiderstandes bei Trennbrüchen.

IV. Schlußfolgerungen und Zusammenfassung.

Bei der Mohrschen Theorie spielt der Krümmungskreis im Scheitel der Hüllinie eine entscheidende Rolle. Er grenzt die Spannungszustände für den Trenn- und Schubbruch voneinander ab. Je nach dem Spannungszustand kann jeder Stoff einen Trenn- oder einen Schubbruch erfahren. Wenn der Krümmungskreis des Scheitels der Hüllinie die Schubspannungsachse schneidet oder (im Grenzfall) berührt, führt der einachsige Zugversuch zu einem Trennbruch.

Nach den umfassenden Versuchen von M. Roß und A. Eichin-

ger wirkt die mittlere Hauptnormalspannung je nach der Art des untersuchten Stoffes und je nach den betrachteten kritischen Zuständen bald in einem, bald im anderen Sinne. Eine Anstrengungstheorie, die allgemeine Gültigkeit haben soll, kann daher den Einfluß der mittleren Hauptnormalspannung nur schwer berücksichtigen. Die Mohrsche Theorie sieht von diesem Einflusse ab und ist mindestens als Näherungstheorie für bildsame, zähe und spröde Stoffe praktisch sehr brauchbar. Sie verbindet in stetigem Übergang Schub- und Trennbruch und hat daher eine viel größere Bedeutung, als ihr bisher zugesprochen wurde.

Die für den Trennbruch geltende Gesetzmäßigkeit liegt in der Konstanz der Zerreißspannung, unabhängig davon, ob der Spannungszustand ein linearer, ebener oder räumlicher ist. Immer wieder ist von Experimentatoren auf diese Gesetzmäßigkeit hingewiesen worden. Man hat aber geglaubt, der Konstanz der Zugfestigkeit beim Trennbruch nur durch die Hauptnormalspannungstheorie, die dem Schubbruch keinen Platz läßt und deren Gültigkeitsgrenzen nicht gefunden wurden, Rechnung tragen zu können. In Wirklichkeit ist die Konstanz des Reißwiderstandes beim Trennbruch in der Mohrschen Theorie, welche die Kluft zwischen spröden und bildsamen Stoffen überbrückt, enthalten.

Nach der Mohrschen Theorie ist das von E. Mörsch beobachtete Phänomen ein besonderer Fall des allgemeinen Gesetzes von der Konstanz des Reißwiderstandes und nur bei Stoffen möglich, die beim Zugversuch einen Trennbruch aufweisen.

Die Verwendbarkeit der allgemeinen Parabel zur mathematischen Darstellung der Hüllinie scheint auf den Fall der gewöhnlichen Parabel beschränkt zu sein. Es wären daher andere Formen zu suchen, die sich den Versuchen besser anpassen lassen.

¹⁰ Roß, M. u. Eichinger, A.: Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. III. Teil. Metalle. Diskussionsbericht 34. Eidg. Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule in Zürich 1929.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Verteidigung der holländischen Küste gegen das Meer.

In der Zeitschrift „De Ingenieur“ vom 15. Dezember 1933 behandelt J. H. van der Burg eingehend die Entwicklung und den augenblicklichen Stand der Verteidigung der holländischen Küste gegen das Meer. Im folgenden seien kurz einige der dort mitgeteilten Erfahrungen wiedergegeben, die trotz der an der deutschen Nordseeküste etwas anders liegenden Verhältnisse auch für den deutschen Wasserbauingenieur interessant sind.

Die holländische Meeresküste ist 422 km lang¹. Davon entfallen 56 km auf Wasser, 60 km auf Sandplaten, 195 km auf unverteidigte Dünen mit Strand und 111 km auf verteidigte Küstenstrecke. Die hier verwendeten Seeuferschutzwerke lassen sich folgendermaßen einteilen:

I. Längswerke.

- a) Seedeiche;
- b) Verteidigte Vordünen.

II. Strandbuhnen.

Die unter I. genannten Bauwerke bezwecken den Schutz der über NW gelegenen Teile des Strandes, während die Buhnen die Aufgabe haben, das Vorrücken der Niedrigwasserlinie und die Abnahme des Strandes zu verhüten. Bei flachem Verlauf des Strandes bilden sie den wirksamsten Schutz. Wo jedoch tiefe Stromrinnen nahe an das Ufer herantreten, wie z. B. in See- gaten, lassen sich Buhnen häufig überhaupt nicht oder nur mit sehr hohem Kostenaufwand erhalten. Dabei können sie eine Verlagerung der Strandlinie nicht immer verhindern. In solchen Fällen ist eine bis zur Sohle der Stromrinne reichende Sinkstückvorlage vorteilhafter.

Die Bauweisen der in Holland und im östlichen Teil der Nordsee verwendeten Uferschutzwerke sind sehr verschieden, wie einige Beispiele zeigen mögen.

¹ Unter Meeresküste ist hier und im folgenden stets die unmittel- bar am offenen Meer gelegene Küstenstrecke zu verstehen.

Ia. Seedeiche.

Die holländischen Seedeiche in dem hier betrachteten Küstengebiet stellen Sonderbauformen dar. In Abb. 1 sind einige typische Querschnitte dargestellt. Die Außenböschungen sind über NW in allen Fällen sehr flach gehalten und durch schwere Steinpflasterungen gesichert. Der Westkapelsche Deich hat etwa in Höhe der HW-Linie außerdem noch einen Schutz aus Pfahlstaketen. Die kurzen Strandbuhnen, die im Verhältnis zu ihrer Länge einen sehr großen Abstand haben, bilden hier keinen ausreichenden Schutz der Strandlinie. Der Abbruch des Ufers

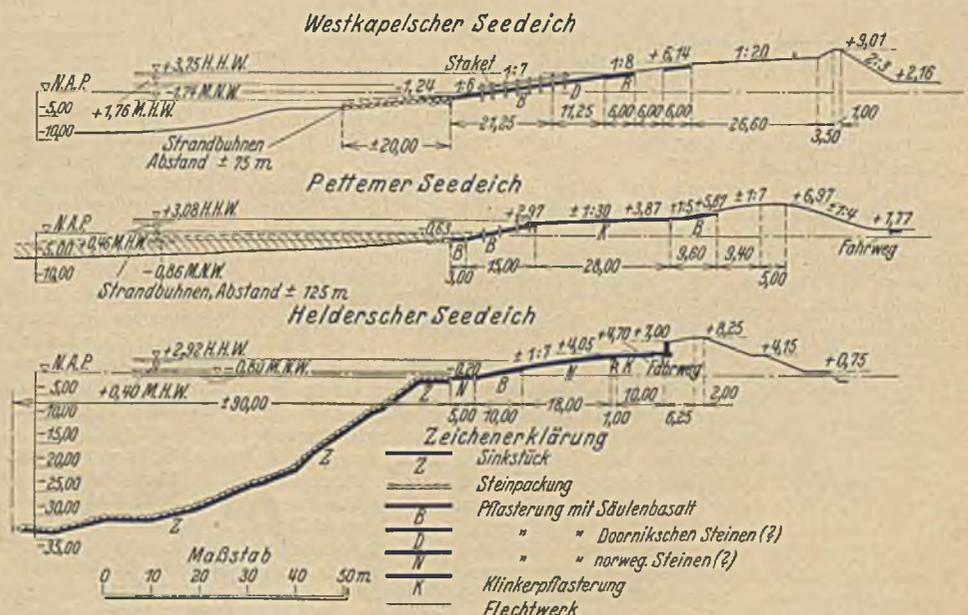


Abb. 1. Querschnitte von Seedeichen.

mußte daher durch Steinschüttungen verhindert werden. Sinkstücke wurden hier nicht verwendet. Beim Pettemer Deich, wo der Strand ganz flach abfällt, stellen lange Buhnen die zweckmäßigste Lösung dar. Beim Seedeich am Helder dagegen, dem eine sehr tiefe Stromrinne vorgelagert ist, sind Buhnen wirkungslos. Hier mußten daher Sinkstücke bis zur

Sohle der Rinne vorgelegt werden. Diese Sinkstücke ergeben einen ausgezeichneten Schutz und haben sich gut bewährt.

Ib. Verteidigte Vordünen.

Zum Schutze der Vordünen wurden verschiedene Bauweisen entwickelt. Man unterscheidet standsichere Strandmauern mit gekrümmter (Scheweningen) oder nahezu vertikaler (Juist) Vorderfläche und Deckwerke, die auf die Außenböschung der Vordünen aufgesetzt sind. Sie werden entweder als schräge Deckwerke (Sangatte, Mittelkerke, Terheijde) oder mit gekrümmter (Borkum) und S-förmiger Vorderfläche (Norderney) ausgeführt. Am wirksamsten sind nach Ansicht von Burgt ilach geneigte oder schwach S-förmig gekrümmte Deckwerke, die am Fuße durch eine aus steinbeschwerten Faschinenmatratzen bestehende flache Berme gegen Unterspülung geschützt sind. Da in der Frage der Deckwerksausbildung im wesentlichen Übereinstimmung mit der deutschen Auffassung besteht², braucht hier nicht näher darauf eingegangen zu werden.

II. Buhnen.

In Abb. 2 sind einige Buhnenbauweisen dargestellt, wie sie sich in den letzten Jahren für verschiedene Küstenstrecken herausgebildet haben.

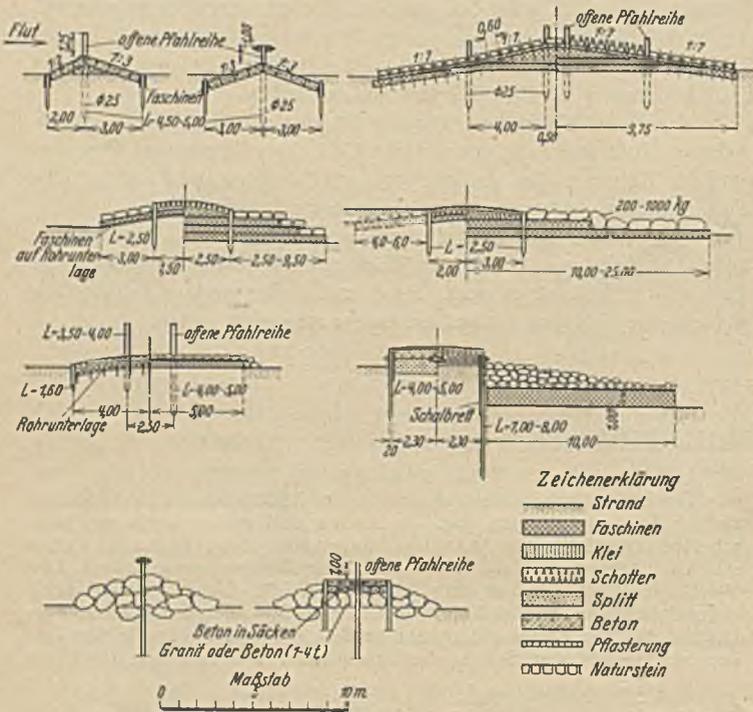


Abb. 2. Verschiedene Buhnenbauweisen.

Die Abbildung gibt keineswegs ein vollständiges Bild; die Anlagen in Eisenbeton, die sich im allgemeinen nicht bewährt haben, sind hierin z. B. nicht enthalten.

Die französische, belgische und zeeländische Bauart haben die offene Pfahlreihe gemeinsam, die als Sandfang wirkt und die Gewalt der Wellen in unschädlicher Weise bricht. Die Bauart hat sich in den durch die flämischen Sandbänke geschützten Küstengebieten gut bewährt. Über die neueste, besonders breite belgische Buhne mit drei offenen Pfahlreihen liegen noch keine ausreichenden Erfahrungen vor. Bei den Buhnen in Nordholland und Vlieland ist die Faschinenlage sehr breit und die Bepackung besonders schwer.

Diese Buhnen sind sämtlich für flach abfallenden Strand berechnet. Auf den deutschen Watteninseln liegen sie dagegen meistens an ziemlich tiefen Stromrinnen. Sie sind daher im allgemeinen sehr breit ausgebildet. Auf Borkum, wo besonders schwere Sturmschäden auftraten, wurde eine Kastenbuhne mit verholten Spundwänden entwickelt, deren Fugen zur Erzielung absoluter Wasserdichtigkeit noch mit Schalbrettern überlagert wurden. Die Bepackung der nicht sehr umfangreichen Faschinenlage ist aber reichlich leicht und kann bei schwerem Wetter losgeschlagen werden. Der neueste Buhnentyp auf Borkum besteht aus einer einfachen eisernen, doppelt verholten Spundwand, die vor dem Kopf eine breite Sinkstückvorlage als Schutz erhält. An der dänischen Küste werden die Buhnen als ein- oder mehrreihige Spundwände ausgebildet und durch schwere Bruchsteine gesichert. Die Steine versinken jedoch ziemlich schnell, da jede Faschinenunterlage fehlt.

Auf Grund der bisherigen Erfahrungen wurde in Holland eine neue Bauweise für Strandbuhnen entworfen (Abb. 3). Der Kopf besteht aus

² Vgl. Heiser: Verteidigung der Küsten gegen das Meer an Küsten mit und ohne vorwiegende Sinkstoffführung. Bautechnik (1932), Heft 40.

einer breiten, mit 200—1000 kg schweren Bruchsteinen belasteten Faschinenlage. Er soll in die Brandungszone gelegt werden. Bodenebenenheiten können zur Ersparung von Faschinen durch Sandsäcke abgeglichen werden. Das Packwerk kann vom Kopf zur Wurzel schmaler werden und soll etwa bis zum Schnitt der MW-Linie mit dem Strande reichen. Durch eine einfache eiserne Spundwand ist der Kopf fest an ein bestehendes Längswerk oder an eine Düne angeschlossen. Die Spundeisen sind 3—3,5 m lang und am Kopf durch zwei U-Eisen verholmt. Im wesentlichen stimmt der Entwurf also mit der neuesten Borkumer Bauweise überein.

Derartige Buhnen sollen an der Küste von Vlieland angelegt werden. Man verspricht sich davon eine seewärtige Verschiebung der NW-Linie, da der Kopf einen guten Sandfang darstellt. Die undurchlässige Spundwand bildet einen sicheren Schutz der Buhnenwurzel und des Fußes des Längswerkes.

Im allgemeinen ist der Zustand der holländischen Küste nicht ungünstig. Wie ein Vergleich der Beobachtungen innerhalb eines Zeitraumes von 30 Jahren ergibt, hat sich der Verlauf der Tiefenlinien in dieser Zeit nicht wesentlich verändert. Das gilt auch für den unverteidigten Teil der Küste in Nord- und Südholland. Die stellenweise größere Abnahme des Strandes an der verteidigten Küste von Vlieland und am Helder ist darauf zurückzuführen, daß dort erst in der zweiten Hälfte des betrachteten Zeitabschnittes Buhnen angelegt worden sind.

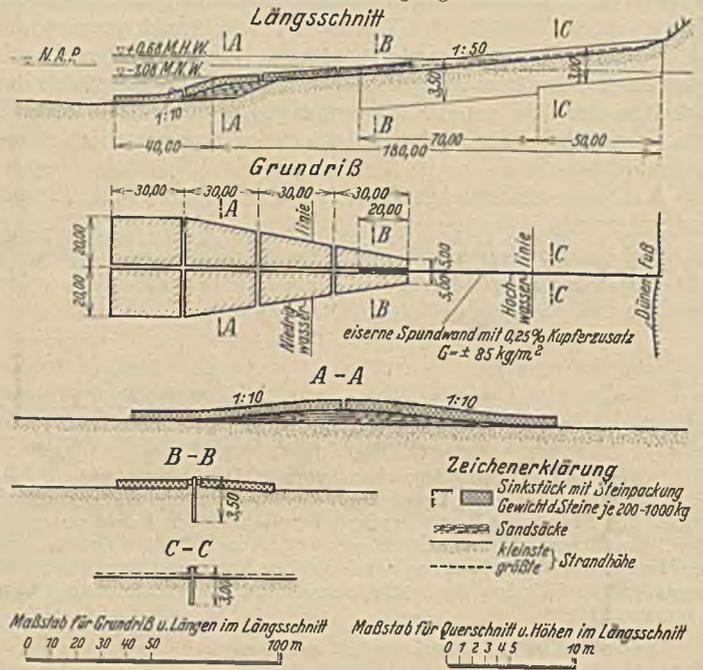


Abb. 3. Entwurf einer neuen Buhnenform.

An den Seegaten sind dagegen beträchtliche Veränderungen der Strandlinien aufgetreten, was auf die ständigen Änderungen der Stromrinnen und Sandbänke zurückzuführen ist. Bemerkenswert ist die Strandzunahme bei de Beer nahe Hoek van Holland als eine Folge der Verbesserungen am Neuen Fahrwasser und des Rückganges des Seegates von Brielle.

Eine allerdings noch nicht abgeschlossene Untersuchung einiger Seegaten läßt darauf schließen, daß die Veränderungen der darin gelegenen Banke und die der Uferlinie keineswegs willkürlich sind, sondern bestimmten Gesetzen unterliegen, die jedoch von Fall zu Fall verschieden sind. Es scheint, daß diese Banke wie ein Sandspeicher wirken, der periodisch neue Platen bildet, die sich dann später mit dem Strande zu vereinigen pflegen. Um entscheiden zu können, ob die Anlage oder Erweiterung von Schutzwerken längs oder in der Nähe von Seegaten notwendig ist, sollte man daher auch eine Untersuchung der vorgelagerten Banke vornehmen.

Nach den Beobachtungen an der sog. „Schönen Küste“ von Nord- und Südholland haben sich die Tiefenlinien von 5, 10, 15 und 20 m unter NW praktisch nicht verschoben; die Veränderungen treten vielmehr, wie sich gezeigt hat, ausschließlich direkt am Strande auf. Diese Tatsache stimmt mit den vorläufigen Ergebnissen der Untersuchungen über den Sandtransport längs der Küste überein, wonach bei gutem Wetter der Sandtransport unterhalb der Tiefenlinie von 5 m sehr stark abnimmt und vermutlich nicht durch den ziemlich schwachen Küstenstrom, sondern ausschließlich durch den Wind und die durch ihn erzeugte Strömung sowie durch die Wellenbewegung in der Brandungszone bedingt wird.

Der jährliche Kostenaufwand für die Küstenverteidigung ist in Holland sehr beträchtlich. Es ist darum von der größten Bedeutung, daß in jedem Falle die wirtschaftlichsten Methoden angewendet werden. Dazu ist aber eine genaue Kenntnis aller Vorgänge und Erscheinungen an der Küste erforderlich. Diese Kenntnisse sind heute noch ziemlich ge-

ring. Die holländische Regierung hat darum schon vor einigen Jahren mit der Durchführung umfangreicher, systematischer Untersuchungen über alle schwebenden Fragen begonnen, von denen wichtige Aufschlüsse und wertvolle Anregungen für wirtschaftlichere Maßnahmen zur Verteilung der Küste gegen das Meer zu erwarten sind. Bocs.

Eine Hubbrücke von 80,87 m Stützweite in Middlesbrough (Grafschaft York, England).

Als erste Brücke ihrer Art in England wurde jüngst bei Newport eine Hubbrücke von 80,87 m Stützweite erbaut, die wohl zu den weitestgespannten Hubbrücken der Welt gehört. Die Brücke liegt im Zuge einer nördlich des Tees verlaufenden Verbindungsstraße zwischen Newport und der Haverton Hill-Chaussee, welche letztere von Stockton am Tees

Überbau eine lichte Durchfahrtshöhe von 36,58 m über Hochwasser frei bei 76,20 m Lichtweite zwischen den Strompfeilern. Jedes Brückende hängt an 80 Drahtseilen von 48 mm Durchmesser, welche über acht gußeiserne Seilscheiben von 4,57 m Durchmesser laufen und an vier stählerne Gegengewichtsbehälter angeschlossen sind. Diese Behälter sind mit Beton gefüllt, wobei zur Erzielung eines höheren Gewichtes die gewöhnlichen Steinzuschlagstoffe durch Nietputzen ersetzt sind. Die Scheiben sind gegen Korrosionsschäden oben durch Kappen geschützt. Die Hubzeit beträgt $1\frac{1}{2}$ min; die bewegte und durch die Gegengewichte ausgeglichene Last der Hubbrücke 2600 t, die Hubhöhe 30,18 m.

Der elektrische Strom zur Betätigung der Brücke wird aus der dortigen allgemeinen Hochspannungsleitung entnommen und in einer besonderen Station auf die niedrigere Betriebsspannung transformiert. Die Zuleitung zum Maschinenhaus, das in Mitte der Hubbrücke auf dem

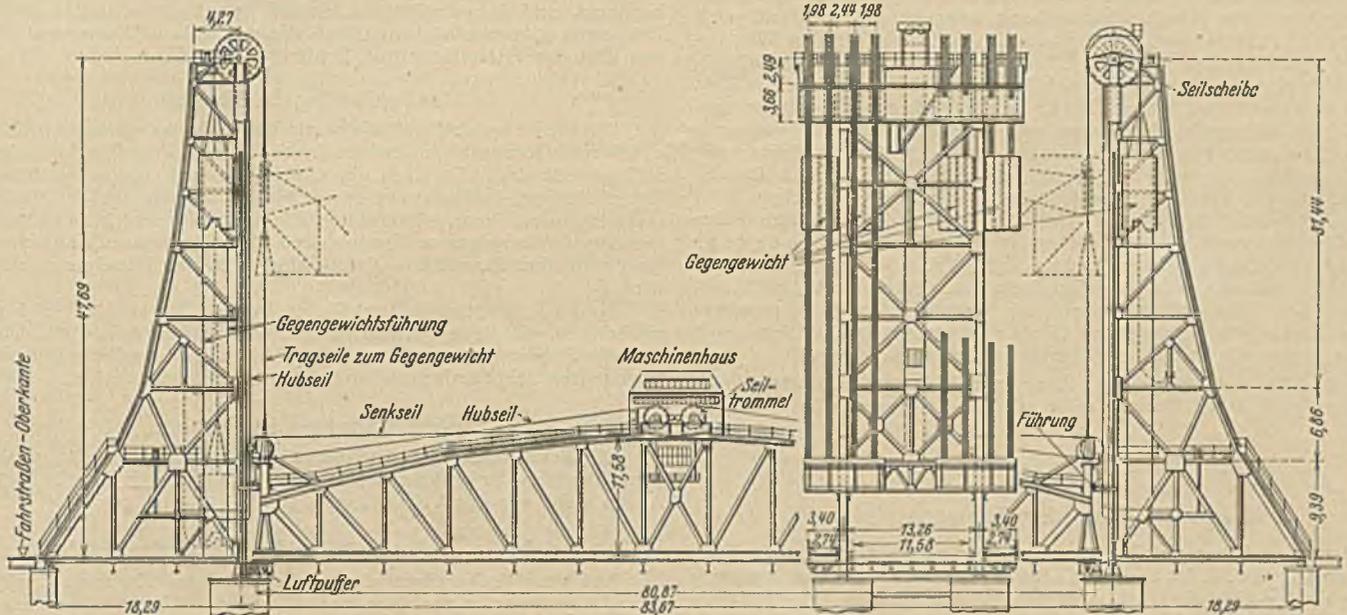


Abb. 1. Ansicht und Querschnitt.

nach Billingham führt. Diese Verbindungsstraße liegt in etwa 900 m Länge auf einem Schlackendamm und kreuzt auf halbem Wege eine Bahnlinie mit einer geschweißten Stahlbrücke, die über fünf Öffnungen durchläuft. Etwas weiter folgt dann nach einigen kleineren Voröffnungen die große Hubbrücke über den Tees, an die sich südwärts weitere Vorbrücken und endlich ein 150 m langer Damm zwischen Betonstützmauern anschließen.

Die Hubbrücke hat 80,87 m Stützweite und besteht aus zwei Hauptträgern von 13,26 m Abstand; die Brückenbahn setzt sich aus einer 11,58 m breiten Fahrbahn und zwei je 2,74 m breiten Fußwegen zusammen. Die Hubtürme sind 47,69 m hoch (von Straßenoberkante bis Mitte Seilscheibe gerechnet). Im hochgezogenen Zustande gibt der

Obergurt angeordnet ist, erfolgt durch Kollektoren, die an den senkrecht am südlichen Hubturm gespannten Zuführungsdrähten schleifen. Zwei 325-PS-Motore betätigen die Trommeln für die Hub- und Senkseile, welche über Seilscheiben an den Brückenden zum Kopf bzw. Fuß der Hubtürme verlaufen. Beim Antrieb der Trommeln zum Heben der Brücke aus ihrer tiefsten Stellung werden beispielsweise gleichzeitig die Hubseile aufgewickelt und die Senkseile abgelassen. Unter dem Maschinenhaus, aber über der Fahrbahn, ist ein Beobachtungsstand mit guter Sicht auf den Strom und die Fahrstraße angehängt. — Die gesamte Anlage erforderte etwa drei Jahre Bauzeit und 500 000 £ Kosten. (Nach „Engineering“, Bd. 137, Heft 3 vom 2. März 1934.)

Dr.-Ing. C. J. Hoppe.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Von der 13. Hauptversammlung der Gesellschaft der Freunde und Förderer (G. F. F.) der Hamburgischen Schiffbau-Versuchsanstalt E. V. (H. S. V. A.).

Die diesjährige 13. Hauptversammlung bestand aus zwei Teilen, der Erledigung der geschäftlichen Verhandlungen und Entgegennahme von Vorträgen aus dem Arbeitsgebiete der H. S. V. A. am Sonnabend, 9. Juni. Hieran schloß sich eine Fahrt durch den Hamburger Hafen. Sonntag, der 10. Juni, gab bei herrlichstem Wetter Gelegenheit zu einem Besuche Lübecks und seiner Altertümer sowie der Ostsee in Travemünde und Boltenhagen. Nach dieser glücklichen Zwischenschaltung fand Montag, den 11. Juni, der Überlieferung gewordene Besuch der H. S. V. A. statt. Bereits um 15 Uhr nachmittags konnten die Teilnehmer das MS. „Monte Pascoal“ besteigen. Diese in der einfachen Fahrt 468 Seemeilen lange Strecke konnte gewählt und erschwinglich gemacht werden, weil in diesem Jahre das Schiff neben den Teilnehmern an der Gesellschaftsveranstaltung auch Seetouristen trug, die die Reise nach einem gesonderten Programm durchführten. — Am Dienstag, dem 12. Juni, fanden während der Fahrt über die Nordsee allgemein verständliche Vorträge statt. Am Mittwoch, dem 13. Juni, morgens, warf das Schiff bei leichtem Nebel auf der Reede von Leith Anker. Am Nachmittag fanden sich die Mitglieder und Gäste der Institution of Engineers and Shipbuilders an Bord der „Monte Pascoal“ ein. Nach herzlicher Begrüßung und eingehender Besichtigung des allgemein interessierenden Tagungsschiffes ging die Fahrt in den

Firth of Forth bis zu der bekannten Brücke. An drei fachliche Lichtbildervorträge schloß sich ein gemeinsames Abendessen mit den Gästen an, unter denen sich auch eine Anzahl Schüler höherer technischer Lehranstalten befanden. Bereits diese Veranstaltung hatte die G. F. F. mit ihren ausländischen Gästen herzlich nähergebracht, so daß die abendliche Rückfahrt der Besucher sich zu einer Kundgebung besten Eindrucks gestaltete.

Am Donnerstag, dem 14. Juni, brachte der Tender die Teilnehmer an Land, und bereitstehende Autobusse sie zum Sonderzug nach Glasgow. Während den Damen in einer Rundfahrt die Stadt gezeigt wurde, fand im Institute of Engineers eine gemeinsame Versammlung statt, auf der die Fachvorträge inhaltlich zu einem gemeinsamen einheitlichen Ganzen abgestimmt waren. Nach einer kurzen Erörterung, an der sich Schotten und Deutsche beteiligten, führten Kraftwagen die sämtlichen Teilnehmer, Fremde und Einheimische, im frühlingsmäßig geschmückten Saale des Glasgower Rathauses zusammen. — Am Nachmittag ging es dann zur Abfahrt mit dem vom Institute gestellten Dampfer „Queen Elizabeth“, übrigens dem 1901 erbauten ersten Schiff mit Dampfturbinenantrieb, wie mit berechtigtem Stolz erklärt wurde, weiter an den Docks und Industrieanlagen am Clyde River vorüber. Vom Schiff aus konnten wir den Riesen-Cunarder von 75 000 Brutto-Reg.-Tonnen und größere und kleinere Kriegsschiffbauten neidvoll bestaunen. Die weitere Fahrt ging in das Gebiet der verschiedenen landschaftlich so schönen Lochs und weiter mit der Bahn, um wiederum einen anderen Teil mit dem Schiff zu durchstreifen.

Dann ging es wieder vom Bahnhof zum Tenderliegeplatz und zurück zum Schiff, so daß der anstrengende, aber eindruckreiche Tag spät sein Ende fand. — Am Freitag, dem 15. Juni, war der Aufbruch mit dem Tender etwas später angesetzt und mußte sich wiederum leichten Nebels wegen noch weiter verzögern, dann führten die stattlichen Autobusse in die nähere und weitere Umgebung Edinburghs, schließlich wieder in die Ebene an den Firth of Forth heran. Der Abend brachte ein besonderes Erlebnis mit dem feierlichen Empfang in den Assembly-Rooms der Stadt. Dr.-Ing. Foerster, fand herzliche Worte der Erwidrung auf die Begrüßung des Lord Provost, dann entwickelte sich ein zwanglos frohes Treiben mit schottischen und deutschen Tänzen nach Weisen der Dudelsackpfeifer und der Musik. Zum Schluß eine letzte Überraschung: Die Autobusse führten zunächst um das herrliche im Scheinwerferlicht erstrahlende Schloß, bevor die deutschen Gäste sich von ihren Freunden, die ihnen das Geleit an den Pier gegeben hatten, dort in einer herzlichen Abschiedskundgebung trennen mußten. Bald nach Mitternacht lichtete die „Monte Pascoal“ die Anker für den Weg zurück über die Nordsee nach der Elbmündung. — Für den Sonnabend, dem 16. Juni, vormittags hatten sich Dr. h. c. L ü b b e r t und Dr.-Ing. Foerster mit den Herren Hitzler und Ulderup zusammengetan, „die kriegswirtschaftlichen und kriegstechnischen Leistungen Deutschlands an der rumänischen Donau 1916—1918“ in die Erinnerung zurückzurufen, eine gewaltige Aufgabe, zuerst die Anlagen für die Bewältigung der Versorgung zu schaffen und hernach die Folgen ihrer Zerstörung wieder zu beheben. Am Nachmittag konnten alle Fahrgäste allgemein verständliche Ausführungen der Herren Dr. Foerster und Dr. Kempf, des verdienten Leiters der H. S. V. A., über den „deutschen Schiffbaufortschritt, eine Angelegenheit des deutschen Volkes“ entgegennehmen. Am frühen Morgen des Sonntags, 17. Juni, passierte das Schiff Helgoland, gegen 10 Uhr Cuxhaven, und pünktlich gegen 15 Uhr lag es wieder an der Überseebrücke in Hamburg.

Diese Veranstaltungen in ihrer peinlich gewissenhaften Vorbereitung und Durchführung reiht sich den früheren würdig an.

Baritsch, Hamburg.

Neue Senkung der Zementpreise.

Der Norddeutsche Cement-Verband läßt mit Wirkung ab 1. Juli d. J. für alle seine Zemente eine zweite Preissenkung von nochmals 8.— RM je 10 t eintreten. Ausgenommen sind lediglich einige Stationen in Schlesien, an denen das Preisniveau ohnehin schon außergewöhnlich niedrig ist. Die Preissenkung um 8.— RM gilt auch für den Bedarf der Reichsbahn. Hinsichtlich des Bedarfs der Reichsautobahnen gilt eine für diese günstige Sonderregelung.

Der Süddeutsche Cement-Verband läßt vom gleichen Zeitpunkt ab eine nochmalige Senkung der Stationsfrankopreise um wiederum 15.— RM je 10 t eintreten. Die Preissenkung erfolgt jedoch nicht gleichmäßig für alle Orte; im Interesse einer Normalisierung des Preisniveaus wird vielmehr an einzelnen Plätzen, an denen bisher schon die Preise unverhältnismäßig niedrig waren, von einer weiteren Ermäßigung abgesehen.

Im Gebiet des Westdeutschen Zement-Verbandes, in dem die Preise erheblich unter dem norddeutschen und süddeutschen Niveau liegen, bleiben sie sowohl für Portlandzement wie für Hüttenzement und Naturzement unverändert.

2,9 Millionen Tonnen Zementabsatz im ersten Halbjahr 1934.

Der Absatz der verbandsmäßig zusammengeschlossenen Zementindustrie ist im Juni noch etwas gestiegen, und zwar auf 568 000 Tonnen gegenüber 535 000 Tonnen im Mai. Für das erste Halbjahr 1934 ergeben sich 2,7 Mill. Tonnen. Da zu dieser Zahl noch etwa 8% für den Absatz der außerhalb der Verbände stehenden Werke hinzuzurechnen sind, hat sich der gesamte deutsche Zementabsatz in den ersten sechs Monaten ds. Js. auf rund 2,9 Mill. Tonnen belaufen, während das erste Halbjahr 1933 nur einen solchen von etwas über 1,6 Mill. Tonnen brachte.

Bestimmungen für die Prüfung von Beton auf Wasserdurchlässigkeit.

Ausgehend von der Erkenntnis, daß der beste Schutz des Betons gegen Zerstörung ein möglichst dichtes Gefüge des Betons selbst ist, hat der Deutsche Ausschuß für Eisenbeton durch einen Sonderausschuß einen Entwurf zu Bestimmungen für die Prüfung von Beton auf Wasserdurchlässigkeit aufstellen lassen, der in dem Heft 14 der Zeitschrift „Beton u. Eisen“ mit Einspruchsfrist bis zum 30. September 1934 zur öffentlichen Kritik gestellt wird.

Maßgebend bei der Aufstellung der Bestimmungen war, daß möglichst alle zur Zeit in Gebrauch befindlichen bewährten Prüfgeräte auch weiterhin benutzt werden können, wobei allerdings für die Zukunft auf immer größere Vereinheitlichung hingewirkt werden soll. Die Bestimmungen sind in erster Linie auch für Prüfungen auf der Baustelle bestimmt und daher möglichst einfach gehalten, sie sollen aber die Prüfungen so vereinheitlichen, daß die ermittelten Werte unabhängig vom Ort der Herstellung und Prüfung vergleichbar sind.

Straßenbauten in Persien.

Die Presse meldet, daß die persischen Teile der großen Straße von Tabris nach Rewandus im Irak und nach Erzerum in der Türkei nunmehr fertiggestellt sind. Da auch die türkischen und irakischen Strecken dieser Straßen, im Irak wenigstens bis Erbil fertig sind, dürfte nunmehr in diesem Sommer mit einem stärkeren Warenverkehr zu rechnen sein, der die Erzeugnisse Nordpersiens über Erzerum an das Schwarze Meer und über Rewandus—Erbil—Mossul an das Mittelmeer schaffen wird.

Starke Regengüsse in allen Teilen Persiens haben den Verkehr auf zahlreichen wichtigen Verkehrsstraßen schwer beeinträchtigt. Überall sind die Straßenbauverwaltungen beschäftigt, die durch die Bergwässer abgespülten Schotterdecken der Straßen wieder herzustellen.

Vom Bahnbau in Persien.

Die Bauarbeiten auf der Nordbahn werden, wie bereits gemeldet, neuerdings mit der größten Beschleunigung fortgesetzt. Der Tunnel von Abbas steht vor der Vollendung.

Unbeleuchtete Erdaufschüttung als Verkehrshindernis.

Auf dem Zechenplatz einer Schachanlage führte eine Tiefbaufirma Ausschachtungsarbeiten aus. An einem Abend stürzte ein Magazinarbeiter an der Ausschachtungsstelle über einen 50 cm hohen, 75 cm breiten Erdwall in einen dahinterliegenden Graben. Er behauptete, die Erdaufschüttung sei von der Tiefbaufirma schuldhafterweise nicht beleuchtet worden, so daß sie für den durch den Unfall ihm entstandenen Schaden aufzukommen habe. — Das Oberlandesgericht Düsseldorf wies die Klage wegen eigenen Verschuldens des Magazinarbeiters ab, der besser habe aufpassen müssen; das Reichsgericht dagegen hat auf die Revision des Klägers neuerliche Verhandlung und Entscheidung vor dem Oberlandesgericht Düsseldorf angeordnet. (Nähere Begründung siehe „Reichsgerichtsbriefe“ [VI 442/33. — 19. Februar 1934].)

Nachtrag.

Zu dem Aufsatz des Herrn Dr. Erlinghagen über die Aufstellung der eisernen Überbauten der Beltbrücke in Heft 23/24 lfd. Jgs. teilen wir ergänzend mit, daß der Montagevorschlag nach Abb. 1 von einer dänischen Tiefbaufirmen-Gruppe und der G. H. H., Oberhausen, stammt, der Vorschlag nach Abb. 2 von den französischen Firmen Daydé, Schneider, Fives Lille und Batignolles. In Abb. 3 ist der Vorschlag der United States Steel Products Co., London, dargestellt. Der Vorschlag nach Abb. 4 stammt von der Firmengruppe Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, und Gesellschaft Harkort, Duisburg. Endlich ist der Montagevorschlag nach Abb. 5 eingereicht worden von einer deutschen Firmengruppe Beuchelt & Co., Grünberg (Schles.), J. Gollnow & Sohn, Stettin, C. H. Juchow, Dortmund, Aug. Klönne, Dortmund, Mitteldutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammer, Prov. Sa., und Vereinigte Stahlwerke A.-G., Dortmund.

PATENTBERICHT.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 27 vom 5. Juli 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. W 90 796. Karl Wolinski, Berlin. Dichtung für die Scheiben von trockenen Gasbehältern. 4. I. 33.
Kl. 5 c, Gr. 9/10. C 47 563. Hermann Corzilius, Dortmund. Nachgiebiger eiserner Grubenausbau. 20. II. 33.
Kl. 5 c, Gr. 10/01. H 135 120. Heinrich Heinen, Scherpenseel b. Geilenkirchen, und Kurt Lange, Marienberg b. Geilenkirchen. Grubenstempel. 7. II. 33.
Kl. 19 a, Gr. 24. R 85 264. Albert Reiter, Leipzig. Schienenstoßver-

bindung mittels Laschen, insbes. für durch Rückmaschinen zu verschiebende Gleise. 30. VI. 32.

- Kl. 20 h, Gr. 4. V 29 167. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Gewichtsabhängige ein- oder zweiseitige Gleisbremse. 8. II. 33.
Kl. 20 h, Gr. 5. R 27 30. Jean Rabourdin, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. S. Meier, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zur selbsttätigen Bremsung von Schienenfahrzeugen durch aufeinanderfolgende Bremsungen unter Verwendung von Bremsrädern; Zus. z. Pat. 559 079. 10. V. 30. Frankreich 11. V. 29 und 20. III. 03.

- Kl. 20 i, Gr. 39. N 34 683. Naamlooze Vennootschap Machinerieen-Apparaten-Fabrieken, Utrecht, Holland; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Signaleinrichtung für Überwege; Zus. z. Pat. 597 930. 31. XII. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 39. S 107 672. Svenska Aktiebolaget Gasaccumulator, Stockholm; Vertr.: Dipl.-Ing. T. von Laczay, Pat.-Anw., Berlin W 15. Eisenbahnsignalanlage für Bahnübergänge. 29. XII. 32. Schweden 4. III. 32.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. A 68 773. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. F. Engelmann, Mannheim-Käfertal. Fahrdrachtaufhängung unter Bauwerken mit geringer Durchfahrthöhe wie Brücken o. dgl. 25. II. 33.
- Kl. 35 b, Gr. 1/23. D 65 987. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Sturm-sicherung für Verladebrücken u. ähnl. schwere Fahrzeuge. 30. V. 33.
- Kl. 80 a, Gr. 34/01. T 41 029. William Taren Tate, Rockdale b. Sydney, Australien; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger, u. Dipl.-Ing. F. Hahne, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Vorrichtung zum Auskleiden von Rohren mit zementhaltiger Masse. 8. VII. 32. Australien 23. VII. 31.
- Kl. 80 a, Gr. 49. J 34 189. Eugen Jordan, Nürnberg. Vorrichtung zum Eintauchen von plastischen Massen, insbes. Beton in Formen. 19. IV. 28.
- Kl. 80 b, Gr. 25/06. D 64 793. Deutsche Vialit-Gesellschaft m. b. H., Beuel. Verfahren zur Herstellung von stabilen bituminösen Dispersionen. 1. XII. 32.
- Kl. 82 a, Gr. 9. M 222.30. Max Müller, Eisenach. Vorrichtung zum Austrocknen von Räumen. 10. XII. 30.
- Kl. 84 b, Gr. 1. E 41 279. Franz Eble, Ellwangen a. Jagst. Vorrichtung zur Vermeidung des Wasserverbrauches bei Schiffahrtsschleusen. 1. VI. 31.
- Kl. 84 c, Gr. 2. N 35 038. Karl Nolte, Dortmund. Gekrümmte Spundwand aus I-Eisen. 21. III. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 2. H 133 268. Otto Huchtman, Lübeck. Drehfahr-gestell für Bagger, Krane, Absetzer, Förderbrücken u. ähnl. schwere Schienen- und Gleiskettenfahrzeuge. 17. IX. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 105 958. Bauvereinigung G. m. b. H., Berlin. Verfahren zum Aufbereiten des Baggergutes zu einem pump-fähigen Gemisch auf einem Eimerkettenschwemmbagger. 3. VIII. 28.
- Kl. 85 c, Gr. 1. B 160 216. Dr. Herbert Brintzinger, Jena. Verfahren zur Abwasserreinigung; Zus. z. Anm. B 150 750. 20. III. 33.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 28 vom 12. Juli 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 4 c, Gr. 35. H 136 333. Gustav Hauske, Berlin-Pankow. Abdichtung für Scheibengasbehälter. 24. V. 33.
- Kl. 4 c, Gr. 35. P 66 713. Edward Lloyd Pease, Hurworth Moor, Darlington, Durham, England; Vertr.: Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Scheibengasbehälter, dessen Scheibe durch Seile geführt ist. 28. XII. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 9/01. G 43.30. Friedrich Gieschen, Wuppertal-Barmen. Stollen-Vortrieb- und Auskleidevorrichtung. 18. III. 30.
- Kl. 7 f, Gr. 10. W 89 473. Wilhelm Wall, Duisburg-Wanheim. Ver-fahren zur Herstellung von Schienenschwellen für Weichen; Zus. z. Pat. 581 215. 18. VII. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 15. H 133 940. Moritz Held, München. Schraubensicherung für den Eisenbahnoberbau. 9. XI. 32.
- Kl. 19 c, Gr. 11/20. Sch 96 877. Alphonse Joseph Schars, Bordeaux, Gironde, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Fahrbare Vorrichtung zum Mischen und Auftragen von Gesteinstoffen und einem bituminösen Bindemittel für den Straßenbau. 16. II. 32. Frankreich 25. I. 32.
- Kl. 19 c, Gr. 11/40. A 63 215. American Reinforced Paper Company, Attleboro, Mass., V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Verfahren zum vorüber-gehenden Schutz frisch verlegten Betons, insbes. von Beton-sträßendecken. 27. VIII. 31. V. St. Amerika 28. VIII. 30 und 21. I. 31.
- Kl. 20 a, Gr. 17. W 91 433. Henryk Wosk, Lodz, Polen; Vertr.: H. Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Standbahn. 18. III. 33.
- Kl. 20 h, Gr. 1. K 42.30. Kabushiki-Kaisha Sumitomo Seikoshu, Konohanaku, Osaka; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Gleisprüffahrzeug. 16. VII. 30. Japan 23. VII. 29.
- Kl. 20 h, Gr. 4. V 27 941. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düssel-dorf. Hydraulischer Antrieb für gewichtsautomatische Gleis-bremsen. 15. III. 32.
- Kl. 20 h, Gr. 5. G 84 836. J. Gast Kom.-Ges., Berlin-Lichtenberg. Verschließbarer Radvorleger für Schienenfahrzeuge; Zus. z. Pat. 467 796. 17. II. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 8/01. V 29 340. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düssel-dorf, u. Wilhelm Lafon, Dortmund. Gelenkzungendrehstuhl für Eisenbahnweichen. 24. III. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 14/01. N 35 026. Naamlooze Vennootschap Machinerieen-Apparaten-Fabrieken, Utrecht; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Eisenbahnlichttagessignal. 17. III. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 33. K 131 783. Knorr-Bremse Akt.-Ges., Berlin-Lichten-berg. Mechanisch-pneumatische Zugsicherungsanlage. 11. X. 33.
- Kl. 42 a, Gr. 3. H 137 662. Dipl.-Ing. Adolf Hacker, Heidelberg. Vor-richtung zum Ziehen großer Kreisbögen. 4. X. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 18/02. I 554.30. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frank-furt a. M. Verfahren zum Herstellen von Leichtbaustoffen. 28. XI. 30.
- Kl. 84 a, Gr. 3/01. D 64 090. Paul Dreißig, Stadtilm i. Thür. Stau-anlage mit abschwimmbarer Stauwand. 19. VIII. 32.
- Kl. 84 a, Gr. 3/14. V 27 046. Fa. J. M. Voith, Heidenheim a. d. Brenz. Selbsttätige, für bestimmte Stauhöhen einstellbare Stauklappe mit Gegengewicht. 13. VII. 31. Österreich 18. VII. 30.
- Kl. 84 c, Gr. 2. H 132 924. Andrew Hood, London; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Bueren u. Dipl.-Ing. H. Leineweber, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Betonpfählen im Erd-reich und vorher gefertigter Pfahlabschnitt für das Verfahren. 20. VIII. 32. Großbritannien 24. VIII. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 67.30. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Endlose Schakenkette; Zus. z. Pat. 591 962. 4. XII. 30.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 29 vom 19. Juli 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 d, Gr. 18. H 134 894. Hoyer & Simon Bohrgesellschaft m. b. H., Obernessa b. Teuchern. Einrichtung zur Verhütung des Ein-bruchs von Grundwasser in Grubenbaue. 19. I. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 8. B 152 839. Richard Brosig, Bad Charlottenbrunn i. Schles., und Carl Löbl, Gauting b. München. Schienen-befestigung auf Holzschwellen. 5. XI. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 24. V 29 736. Anton Vestner, Berlin. Schienenbefesti-gung für Baggergleise. 14. VII. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 4/05. K 132 011. Erich Koy, Frankfurt a. M. Kletter-weiche. 2. XI. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 11/01. V 29 112. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Elektrische Stellvorrich-tung für Signale, Fahrsperrern und dgl. 27. I. 33.
- Kl. 37 b, Gr. 1/01. M 185.30. O. Ullrich G. m. b. H., Leipzig. Mauer-stein mit T-förmigen Querschnitt. 3. VI. 30.
- Kl. 37 b, Gr. 3/03. Sch 100 481. Otto Schaub, Biel, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verbund-bauteil mit einer Betondruckplatte und diese abstützenden Formisenbalken. 20. II. 33. Schweiz 30. VII. 32.
- Kl. 37 f, Gr. 1/04. P 62 803. Emanuel Jirka Propper, Biel, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Vorwerk u. Dipl.-Ing. F. Seemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Strandbadeanlage, insbes. für Binnengewässer. 10. IV. 31. Schweiz 28. III. 31.
- Kl. 80 a, Gr. 7/01. B 158 637. Ernst Bongardt, Mainz. Verfahren zum Fördern und Fertigmischen von Beton. 9. XII. 32. Schweiz 9. XII. 31.
- Kl. 84 c, Gr. 6. T 42 363. Tiefbau- und Kälteindustrie-Akt.-Ges. vorm. Gebhardt & Koenig u. Dr.-Ing. Hugo Joosten, Nordhausen. Verfahren zum Verfestigen von Gebirgsschichten, porösen und körnigen Massen, Bauwerken und Bauteilen. 3. IV. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 80 201. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lü-beck. Kabeltrommel für fahrbare elektrische Arbeitsmaschi-nen, insbes. für Gleiskettenbagger. 12. I. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 119 597. Maschinenfabrik Buckau P. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Beschleunigungsfreier Antrieb für mehr-eckige Umlenkrollen von Eimerkettenbaggern o. ähnl. Ge-räten. 27. IV. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 3. D 62 299. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Steuerung für Kleinbagger, insbes. für Löffelbagger. 12. XI. 31.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Brennecke, L. † und E. Lohmeyer: Der Grundbau. Bd. III. Die einzelnen Gründungsarten mit Ausnahme der Pfahlrostgründung. 408 Seiten mit 290 Textabbildungen. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn. Berlin 1934. Preis RM 29,70.

Es sollte eigentlich genügen zu sagen, daß der Referent den soeben erschienenen III. Band dieses klassischen Werkes bereits mit Ungeduld erwartete und daß der Band den gehegten Erwartungen in jeder Hinsicht entsprach. Ebenso wie seine Vorläufer gibt dieser Band ein ziemlich vollständiges Bild vom heutigen Stand der Technik auf den in ihm behandelten Gebieten und zwar der Seichtgründungen, der offenen Gründungen im Wasser, der Brunnengründungen, der Senkkastengründung unter Druckluft und einzelner Sondergebiete wie der Taucherglockengründung, der Unterfangungen und der Gründungen in Erdbeben- und Bergbaugebieten. Besonders hervorzuheben wären die Abschnitte über Brunnen- und Druckluftgründung. Da in nächster Zeit eine Neuauflage des Bandes „Grundbau“ des Handbuches des Eisenbetonbaues erscheinen soll, wurden die Tiefkeller und die Gründungen für schwingende Maschinen übergangen. Diese Maßnahme ist kennzeichnend für die Absichten des Verfassers: Er will nichts bringen, das man in anderen Werken bereits in ähnlicher Vollständigkeit finden kann.

Der Schwerpunkt des dritten Bandes liegt offenkundig auf bautechnischem Gebiet, während sich die Behandlung der bodenmechanischen Seite des Gegenstandes auf einige orientierende Kapitel beschränkt. Die Darlegungen werden durch mustergültig ausgewählte Beispiele belebt und erläutert. Daß die Darstellung einige fühlbare Lücken aufweist, ist bei dem Reichtum des Inhaltes unvermeidlich. Die nachfolgenden Bemerkungen sind daher nicht als Kritik, sondern als Anregungen aufzufassen. Im Kapitel „Unterfangungen“ fehlt der Hinweis und das Eingehen auf den Inhalt eines der wichtigsten zusammenfassenden Werke auf diesem Gebiet, nämlich Prentis und White, Underpinning (2. Auflage, New York 1931). An mehreren Stellen bemerkt man, daß die Darstellung im Buch dieselben Unklarheiten aufweist wie die Originalabhandlung auf denen der Text fußt. Als Beispiel sei das Aushubverfahren für die Brunnen der Beltbrücke erwähnt. Der Umfang des Kapitels über Zementinjektionen entspricht nicht der großen Bedeutung, welche dieses Verfahren im Laufe der letzten Jahrzehnte bekommen hat. Ein längerer Abschnitt befaßt sich mit der Berechnung von Seichtgründungen auf nachgiebiger Unterlage, ohne näher auf den einzigen, wirklich schwierigen Teil der Untersuchungen einzugehen, nämlich die richtige Wahl der Bettungsziffer. Trotz dieser kleinen Mängel, die sich bei einer Neubearbeitung mit Leichtigkeit beheben lassen, muß man auch den dritten Band des trefflichen Werkes als unentbehrliches Handbuch bezeichnen, das sowohl den ausführenden Ingenieur als auch den Dozenten und Studierenden an der Hand eines klar geschriebenen Textes, vortrefflicher Abbildungen und zahlreicher Literaturnachweise über das Wissenswerteste auf den behandelten Einzelgebieten unterrichtet.

Terzaghi.

Heeb-Kölmel: Straßenbau. 15,5×23,5 cm. V/189 Seiten mit 142 Textabb. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1934. Preis i. Gzld. geb. RM 8,40.

Die schon recht reichhaltige Literatur über den Straßenbau hat durch das neue Buch eine durchaus wertvolle Bereicherung erhalten. Es ist den Verfassern gelungen, auf sehr knappem Raum einen Überblick über alle Fragen des Straßenbaues zu geben. — Hier und da wäre eine etwas ausführlichere Behandlung des Stoffes geboten gewesen, so beim Dammanasphalt, der mit 16 Zeilen doch etwas zu summarisch abgetan wird. Auch der Teerstraßenbau ist im Vergleich zum Asphaltstraßenbau etwas zu kurz gekommen.

Das Buch ist als Lehrbuch für den Unterricht an Baugewerkschulen gedacht und für diesen Zweck hervorragend geeignet: die ausführliche Behandlung der mechanischen Grundlagen des Straßenbaues ist gut und übersichtlich, an einzelnen Stellen wäre noch eine präzisere Fassung erwünscht (im Abschnitt über die Lemniskate werden die gleichen Buchstabenbezeichnungen für verschiedene Linien und Winkel gebraucht). Das über Entwurf und Absteckung Gesagte ist in erster Linie eine Anleitung für die Anfertigung von Übungsaufgaben durch die Studierenden.

Das Buch wird auch als Hilfsmittel im Hochschulunterricht nutzbringend Verwendung finden können. Dem Praktiker wird vor allem der theoretische Teil des Buches von Wert sein.

Die Ausstattung des Buches in Papier und Druck ist einwandfrei, der Preis verhältnismäßig gering, so daß dem sehr inhaltreichen Buch eine große Verbreitung sicher ist. Bei der fraglos bald erforderlichen zweiten Auflage könnten die im vorstehenden gemachten Bemerkungen leicht berücksichtigt werden und vielleicht auch die eine oder andere Abbildung durch eine den Gegenstand klarer darstellende ersetzt werden. Es wird sich dann auch empfehlen, die Angaben über zulässige Steigungen u. dgl. nachzuprüfen und einige sprachliche Unebenheiten abzuschleifen.

Auch in seiner jetzigen Form kann das Buch allen denen, die sich schnell über den Stand des modernen Straßenbaues unterrichten wollen, dringend zur Anschaffung empfohlen werden. v. Gruenewaldt.

Guttmann, A.: Die Verwendung der Hochofenschlacke. Herausgegeben im Auftrage des Vereins deutscher Eisenhüttenleute. 2. neu bearbeitete und vermehrte Auflage. DIN A 5. XI/462 Seiten mit 196 Abb. und 99 Zahlentafeln. Verlag Stahl Eisen m. b. H., Düsseldorf 1934. Preis in Gzld. geb. RM 16,—.

Die 1919 zum ersten Male erschienene Schrift liegt jetzt in zweiter Auflage vor. In dieser Zeitspanne sind verschiedene ungeklärte Fragen einer Klärung nähergeführt worden. Dementsprechend sind verschiedene, damals nur kurz oder überhaupt nicht erwähnte Verwendungsmöglichkeiten, die inner- und außerhalb des Baugewerbes liegen, neu hinzugekommen, die in der neuen Ausgabe unter Verallgemeinerung des Inhalts und einer erheblichen Vermehrung des Umfanges berücksichtigt sind.

Die 1919 erst im Entstehen begriffenen „Richtlinien für die Lieferung von Hochofenschlacke“ sind inzwischen soweit entwickelt worden und haben amtliche Anerkennung gefunden; sie sind daher im Anhang vollständig aufgeführt. Sie sollen dem Abnehmer eine Gewähr für die Güte der für den jeweiligen Verwendungszweck gelieferten Schlacken geben.

Nicht nur die Verwendung, sondern auch die Herstellung und Prüfung der verschiedenen Formzustände der Hochofenschlacke hat in der neuen Auflage eine eingehende Würdigung erfahren. Es sei insbesondere auf die Granulationsverfahren, die Herstellung von Leichtschlacke und Pflastersteinen sowie die neueren Untersuchungsmethoden hingewiesen. Es ist ferner zum ersten Male der Versuch gemacht worden, die hydraulischen Eigenschaften der Hochofenschlacke in Zusammenhang mit ihrem Chemismus und Formzustand zu bringen, soweit das unsere heutigen Kenntnisse gestatten.

Von den Anwendungsgebieten wurden die bereits früher behandelten z. B. Mauersteine, Zuschlag zu Beton, Mörtel und Teerstraßen, Zementherstellung, Pflastersteine und Wärmeschutzstoffe entsprechend den Fortschritten auf diesen Gebieten umgearbeitet. Neu hinzugekommen sind Abschnitte über Betonstraßen, Zementschotterstraßen, Wasserstraßenbau, Düngemittel aus Hochofenschlacke, Glaserzeugung und Abwasserreinigung. Entsprechend ihrer wachsenden Bedeutung für den Kleinwohnungs- und Siedlungsbau ist auch die Leichtbauweise mit Hochofenschlackschlacke ausführlicher besprochen worden.

Inhalt und Ausstattung des Buches sind auf einen zeitgemäßen Stand gebracht worden. Dem Verbraucher und Erzeuger wird es in seiner neuen Gestalt gute Dienste leisten.

E. P.

NEUERSCHEINUNGEN.

Wieland, G. und Stöcke, K.: Merkbuch für den Straßenbau. Ein Ratgeber für Straßenbaufachleute, technische Offiziere und Führer des Arbeitsdienstes. 15×21 cm. VII/118 Seiten mit 82 Textabbildungen u. 24 Tafeln. Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis geh. RM 4,80.

Merkblatt für die Beschaffenheit, Herstellung und Untersuchung von kalteinbaufähigen, aus Heißteer hergestellten Teermineralmassen. Ausgearbeitet vom Ausschuß „Teerstraßen“ der Stufa. 14,5×22,5 cm. 8 Seiten.

Das Merkblatt ist im Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Berlin-Charlottenburg 2, Knesebeckstraße 30, erschienen und zum Preise von RM 0,20 zuzügl. Porto zu beziehen.

Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau 1934. Bearbeitet von Dipl.-Ing. Alfons Müller. 10×16 cm. XIV/320 Seiten mit 54 Textabb. Verlag Bock & Co., G. m. b. H., Berlin W 9. Preis geb. RM 4,—.

Merkblätter für die Herstellung von Pappdächern. II. Flachdachkonstruktionen. Bearbeitet von Reg.-Baurat A. Schaefer, Düsseldorf. 15×21 cm. 72 Seiten mit 54 Abbildungen. Herausgegeben vom Reichsverband Deutscher Dachpappenfabrikanten E. V., Berlin NW 40, In den Zelten 19, an den evtl. Anforderungen zu richten sind.

Die Technik im deutschen Dachdeckerhandwerk, Abschnitt: Schiefer-Deckregeln. Herausgegeben vom Reichsverband des Deutschen Dachdeckerhandwerks (Innungsverband), Berlin, Dezember 1933. 10×15 cm. 156 Seiten mit zahlreichen zeichnerischen Abbildungen.

Die Schrift wird von sämtlichen Dachdeckermeistern an die bausachverständigen Kreise, soweit sie als „bauleitend“ anzusprechen sind, kostenlos abgegeben.

Wagner, K. W.: Lärmbewehr. Herausgegeben im Auftrage des Fachausschusses für Lärminderung beim Verein Deutscher Ingenieure. 21×29,5 cm. 40 Seiten mit 70 Abb. im Text. In Kommission bei VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin NW 7, 1933. Preis brosch. RM 2,50.