

DIE URSACHEN DER SCHIEFSTELLUNG DES TURMES VON PISA.

Von Dr.-Ing. K. Terzaghi, o. ö. Professor an der Technischen Hochschule in Wien.

Übersicht: Der Turm von Pisa ruht auf einer etwa acht Meter mächtigen, feinsandigen, relativ durchlässigen Oberschichte, welche auf der waagerechten Oberfläche steiferer, wenig durchlässiger Brackwassertone liegt. Nach den heute noch herrschenden Anschauungen soll die Ursache der Senkung und der Schiefstellung des Turmes ihren Sitz in der Oberschichte haben und entweder im Abtransport von Bodenteilchen durch unterirdische Wasseradern oder in der ungenügenden Tragfähigkeit der Oberschichte bestehen. Der Verfasser kommt auf Grund bodenmechanischer Überlegungen zu dem Schluß, daß die Senkung des Turmes fast ausschließlich durch die allmähliche Konsolidation der unterhalb der Oberschichte befindlichen Brackwassertone bewirkt werden dürfte. Der Sachverhalt wird durch die Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchung der Senkung eines Bauwerkes erläutert, dessen Untergrund eine ähnliche Beschaffenheit aufweist wie jener des Turmes von Pisa.

Im Frühjahr 1933 besuchte der Verfasser den schiefen Turm von Pisa und hatte dabei, unter der freundlichen Führung des Herrn Ing. O. S e s i n i, Professor an der kgl. Ingenieurschule von Pisa, Gelegenheit, die geologischen Verhältnisse kennen zu lernen, unter denen sich die Schiefstellung des berühmten Kunstdenkmals (Abb. 1) vollzog. In den nachfolgenden Abschnitten wird der Versuch unternommen, an Hand dieses klassischen, den Ingenieuren aller Länder bekannten Falles die Anwendung der Bodenmechanik auf die Deutung beobachteter Senkungsvorgänge darzulegen.



Abb. 1. Turm von Pisa. (Ed. ⁿⁱ Brogi.)

Die belasteten Bodenschichten.

Die Stadt Pisa liegt im Mündungsgebiet des Arno-Flusses auf einer Küstenebene, deren Untergrund bis zu einer Tiefe von mehr als fünfzig Metern aus rezenten und quartären Strandbildungen besteht, welche stellenweise artesisches Wasser enthalten. Um den Untergrund des Turmes kennen zu lernen, hat man im

Laufe der letzten Jahrzehnte in der Nachbarschaft des Turmes mehrere Bohrungen bis zu einer Tiefe von etwa fünfzehn Metern vorgenommen. Die Ergebnisse der Bohrungen sind aus Abb. 2 zu entnehmen. Diese Abbildung enthält auch die wichtigsten Ergebnisse der Studien der ersten Turmkommission betreffend die Abmessungen des Fundamentsockels und des Oberbaues des

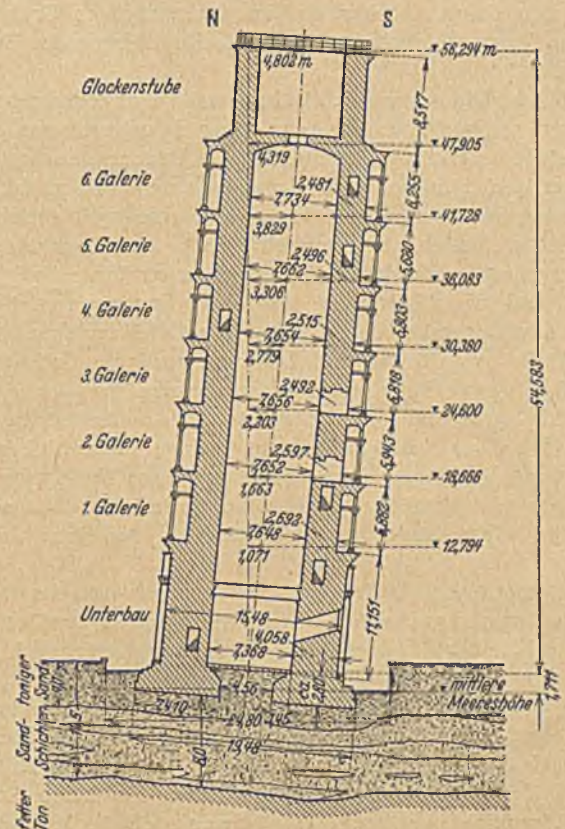


Abb. 2. Schnitt durch den Turm von Pisa.

Turmes ¹. Innerhalb einer Tiefe von etwa acht Metern unterhalb der Sohle des Fundamentes besteht der Untergrund aus einer unregelmäßigen Folge von Schichten reinen und tonigen Sandes mit tonigen Zwischenlagen von wechselnder Mächtigkeit. Unterhalb dieser relativ durchlässigen Oberschichten befinden sich fette, homogene Brackwassertone, deren untere Begrenzung bei den Bohrungen nicht erreicht wurde. Unterhalb des Turmfundamentes weist die Oberfläche der Brackwassertone eine muldenförmige Vertiefung auf, deren Sohle ungefähr parallel zur Unterfläche des Turmes zu verlaufen scheint.

Das Fundament des Turmes.

Beim Betrachten des Querschnittes Abb. 2 fällt zunächst auf, daß der Fundamentsockel trotz der außerordentlich geringen Gründungstiefe durch keinen Pfahlrost unterstützt wird. Da sich der Turm seit der Grundsteinlegung im Jahre 1174 im Mittel um etwa 2,4 m gesenkt haben soll, muß die Sohle des Fundament-

¹ Relazioni Compilate dalla Commissione Technica per lo Studio delle condizione presenti del Campanile di Pisa. Florenz, 1913.

sockels ursprünglich beinahe in der Höhe der heutigen Oberfläche des Nachbargeländes gelegen sein. Die ungünstige Beschaffenheit des Baugrundes war den Zeitgenossen bekannt, denn es sind schon einige Jahrzehnte vor dem Beginn des Turmbaues, beim Bau des Domes von Pisa, ausgiebige Senkungen aufgetreten. Obendrein war es seit jeher üblich, schwerere Bauwerke im Stadtgebiet von Pisa auf Pfahlrosten zu fundieren. Wie war es möglich, daß der Baumeister trotz der aufgezählten Umstände für das schwere Bauwerk eine seichte Bankettgründung gewählt hat?

In der Tat war man noch im vorigen Jahrhundert allgemein der Ansicht, daß der Turm auf einer Pfahlgründung ruhe. In dem Buch „Les monuments de Pise au moyen age“ von M. G. R. de Fleury, Paris (1866), Seite 62, findet sich folgende Stelle (übersetzt): Das Bauwerk „erhebt sich auf einem mächtigen Fundament, das von einer großen Zahl von Pfählen getragen und durch Strebepeiler verstärkt wird, so daß der Baumeister keinen Grund hatte, an der Tragfähigkeit des Fundamentes zu zweifeln.“ In einer Fußnote bemerkt der Verfasser: „Wir erhielten diese Angaben von einem Arbeiter, der im Jahre 1838 an Grabungen neben dem Turm teilgenommen und die Fundierung des Turmes gesehen hat.“

Im Jahre 1884 schrieb O. Mothes² wie folgt: „Bonanno (der Baumeister) glaubte jedenfalls sehr sicher zu gehen, wenn er auf dem Pfahlrost ein Bankett von 18,5 m Durchmesser legte und auf diesem den Bau bei 7,4 m innerem und 14,64 m äußerem Durchmesser, Mauern von 4,12 m Dicke, die 15 angelehnten, 0,53 m dicken Säulen eingerechnet, gab.“ Zu diesen Angaben älterer Forscher gesellt sich noch der schon erwähnte auffallende Umstand, daß die Oberfläche des fetten Tones unterhalb des Turmfundamentes nach Abb. 2 beinahe parallel zur Fundamentsohle verläuft, so daß man den Eindruck gewinnt, als hätte die oberste, 8 m starke Bodenschicht die Bewegungen des Turmes mitgemacht, ohne eine nennenswerte Zusammendrückung zu erfahren. Da diese Schicht eine sehr geringe Tragfähigkeit aufweist, so hätte die heute herrschende gewaltige Kantenpressung von beinahe 10 kg/cm² bei einer Seichtgründung ohne Pfähle eine starke einseitige Zusammendrückung derselben hervorgerufen.

Um so merkwürdiger berührt der Umstand, daß der Bericht der ersten Turmkommission¹ weder die Tatsache erwähnt, daß die Abwesenheit der Pfahlgründung einen unbegreiflichen Verstoß gegen die Regeln der mittelalterlichen Baukunst darstellt, noch einen Hinweis enthält, daß die älteren Berichte ausnahmslos von einer Pfahlgründung des Turmes sprechen. Obendrein vermißt man jegliche Angabe über das Verfahren, mit dessen Hilfe die Abwesenheit der Pfähle festgestellt wurde. Da keine Schrägbohrungen gemacht wurden, verbleibt nur noch die Möglichkeit, daß man unter Wasserhaltung einen Teil der Unterseite des Fundamentsockels freigelegt hat. Ob eine solche Arbeit durchgeführt wurde, geht aus dem Bericht nicht hervor.

Seit der Veröffentlichung des Berichtes der ersten Turmkommission scheint man die Abwesenheit einer Pfahlgründung nicht mehr bezweifelt zu haben. Die nachfolgenden Ausführungen behalten aber auch dann ihre Gültigkeit, falls sich im Laufe künftiger Untersuchungen die Ansichten über die Art der Gründung des Turmes noch einmal ändern sollten.

Das Setzungsbild.

Die zum Entwurf eines Zeit-Setzungs-Diagrammes nötigen Daten sind in den älteren Veröffentlichungen über den Turm in bemerkenswerter Vollständigkeit enthalten. Nach O. Mothes² war die Baugeschichte des Turmes etwa wie folgt: Der Grundstein wurde im Jahre 1174 gelegt. Schon vor Fertigstellung des 11 Meter hohen Unterbaues (Abb. 2) ergab sich eine Senkung des Fundamentes, verbunden mit einer Neigung der Achse des Baues gegen Süden, die im weiteren Verlauf des Baues stetig zunahm. Um die Wirkung der ungleichmäßigen Senkung auf die

Standfestigkeit und das Aussehen des Turmes einigermaßen zu beseitigen, wurde der Fußboden, d. h. die Unterlage jeder Galerie ohne Rücksicht auf die Lage des Unterbaues waagrecht hergestellt. Nach Fertigstellung der dritten Galerie, etwa im Jahre 1186, war man durch die Senkung des Bauwerkes derart beunruhigt, daß man sich erst im Jahre 1233 entschloß, die vierte Galerie aufzusetzen. Nach einer weiteren Pause, im Jahre 1260, folgte die fünfte und sechste Galerie und erst im Jahre 1350 die Glockenstube. Die gegenseitige Lage des Fußbodens der einzelnen Galerien gibt daher eindeutigen Aufschluß über die Zunahme der Neigung des Turmes für eine Zeitspanne von mehr als hundert-siebzig Jahren. Weitere Angaben über die Lage der Achse des Turmes liegen aus den Jahren 1800, 1884 und aus den letzten Jahrzehnten vor.

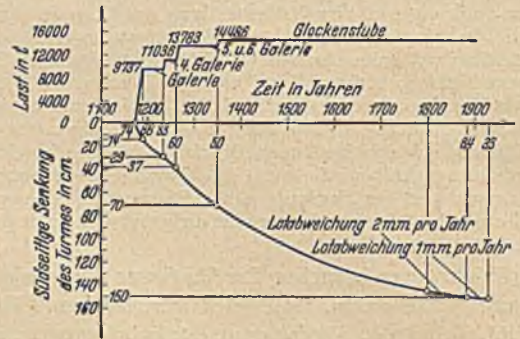


Abb. 3. Zeit-Setzungs-Diagramm für den Turm von Pisa.

Auf Grund der aufgezählten Daten wurde vom Verfasser das Zeit-Setzungs-Diagramm, Abb. 3, konstruiert. Oberhalb der waagerechten (Zeit-)Achse wurden die gesamten, in den verschiedenen Baustadien auf der Fundamentsohle ruhenden Lasten und unterhalb derselben die Höhendifferenzen zwischen dem höchsten und dem tiefsten Punkt der Fundamentsohle aufgetragen.

Um auch eine Vorstellung von der absoluten Größe der Setzungen zu vermitteln, sei die Tatsache erwähnt, daß sich die Schwelle der Eingangstür des Turmes ursprünglich in der Höhe der Schwelle der Dom-Türe befand, während sie schon im Jahre 1865 um etwa 2,4 m tiefer lag. Da sich die Schwelle der Dom-Türe sicher nicht gehoben hat, muß die mittlere absolute Senkung des Turmfundamentes mindestens 2,4 m betragen, während die mittlere relative Senkung (Senkung des tiefsten Punktes der Fundamentsohle mit Bezug auf den Sohlen-Mittelpunkt) nach Abb. 3

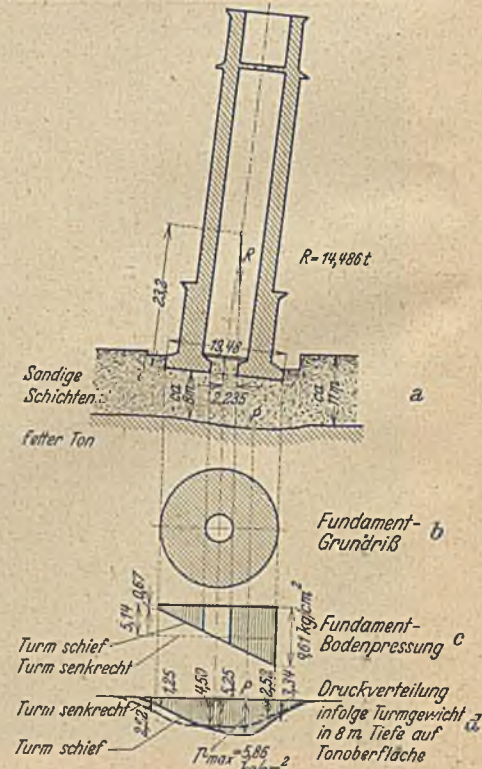


Abb. 4. Verteilung der Bodendrucke über die bloß 0,8 m ist. Unter Sohle des Fundamentes des Turmes von Pisa. diesen Verhältnissen wäre die Senkung des höchsten Punktes der Turmsohle mindestens 1,6 m und die des tiefsten 3,2 m.

Die der gegenwärtigen Stellung des Turmes entsprechenden Bodendrucke sind aus Abb. 4 zu entnehmen. Falls der Turm tatsächlich auf einer Flachgründung ruht, so herrscht an der

² O. Mothes: Die Baukunst des Mittelalters in Italien. 22. Bd., Jena, 1884.

Unterseite des Sockels die in Abb. 4 c dargestellte, trapezförmige Druckverteilung. Für die in einer Tiefe von etwa acht Metern unter der Fundamentsohle gelegene Oberfläche der fetten Tonschichten ergibt sich hingegen, mit Hilfe der Boussinesqschen Formeln für die Druckverteilung im Halbraum, das in Abb. 4 d dargestellte Schaubild. Nach diesem Schaubild hat die Schiefstellung des Turmes nur einen geringen Einfluß auf die Druckverteilung, die an der Oberfläche der Tonschicht herrscht. Das Gleiche gilt auch dann, falls das Gewicht des Turmes durch Gründungspfähle auf die Oberfläche der Tonschicht übertragen wird. Diese Feststellung führt zu folgendem Schluß: Falls die Setzungen ihren Sitz unterhalb einer Tiefe von etwa 8 Metern haben, so ist das Verhältnis zwischen der Größe der relativen und der absoluten Setzungen für jeden Zeitpunkt des Setzungs Vorganges beinahe das gleiche.

Die Ursache der Senkungen.

Nach A. Susinno³ hat man betreffend die Senkung des Turmes zwei verschiedene Hypothesen aufgestellt. Nach der hydraulischen oder Erosions-Hypothese wird die Senkung durch die Erosionsarbeit unterirdischer Wasseradern artesischen Ursprungs verursacht. Nach der statistischen Hypothese sucht man die Ursache der Senkung in der ungenügenden Tragfähigkeit der obersten, zwischen der Fundamentsohle und der Oberfläche der fetten Tone (Abb. 2) gelegenen feinsandigen Bodenschichten. Beide Hypothesen haben das gemeinsame Merkmal, daß sie den Sitz der Bewegungen in den zwischen den Tonen und der Fundamentsohle gelegenen Bodenschichten suchen.

Die Erosionshypothese fußt vornehmlich auf folgendem, von A. Susinno dargelegtem Umstand: „Im Jahre 1838 wurde zum erstenmal festgestellt, daß der Turm ins Gleichgewicht gekommen sei. In den Jahren 1838 bis 1839 hat der Architekt Gherardesca, um den Turm in seiner ganzen Höhe sichtbar zu machen, einen Graben herumgezogen und diesen mit Mauerwerk befestigt (Abb. 2). Da die Sohle dieses Grabens unterhalb des Grundwasserspiegels liegt, ergießt sich in denselben eine ergiebige Quelle, welche bemerkenswerte Mengen festen Materials mit sich führt. Zweifellos ist dies die Ursache, warum sich der Turm seit jener Zeit wieder zu neigen beginnt.“

Betrachtet man jedoch das Zeit-Setzungs-Diagramm, Abb. 3, so erkennt man ohne weiteres, daß die seit dem Jahre 1838 stattgehabte Bewegung lediglich das Ausklingen eines ausgiebigen Setzungs Vorganges darstellt, der seit dem vierzehnten Jahrhundert unter konstanter Belastung mit abnehmender Geschwindigkeit stattgefunden hat. Die im Jahre 1838 gemachte Feststellung, daß der Turm zur Ruhe gekommen sei, beruht zweifellos auf dem Umstand, daß man mit den Meßinstrumenten jener Zeit nicht in der Lage war Verschiebungen von 2 mm pro Jahr bei kurzer Beobachtungsdauer einwandfrei festzustellen. Die Quelle, die sich in das Becken ergießt, liefert 0,1 bis 0,3 Liter pro Sekunde und der größte, tatsächlich gemessene Gehalt des fließenden Wassers an festen Bodenbestandteilen betrug weniger als 0,25 kg pro Jahr. Um eine Zunahme des Überhanges des Turmes um 1 mm pro Jahr zu bewirken, müßten die Quelladern mindestens 100 kg Trockensubstanz pro Jahr aus dem Boden entführen. Infolgedessen beruht die Erosionshypothese auf einer bloßen Vermutung und läßt sowohl den gesetzmäßigen Verlauf der Zeit-Setzungskurve, als auch die Ursache der gewaltigen Setzung unerklärt, die nach Abb. 3 bei konstanter Belastung vor dem Jahre 1838 stattgefunden hat.

Nach der statischen Hypothese schiebt man die Schuld auf die ungenügende Tragfähigkeit der etwa 8 m mächtigen, tonhaltigen Feinsandschichten, die sich nach Abb. 2 oberhalb der Tone befinden. Bei der Senkung eines Bauwerkes infolge Zusammendrückung einer solchen Schicht vollzieht sich der größte Teil der Setzung erfahrungsgemäß schon während des Baues und die Zeit-Setzungskurve weist für den Zeitpunkt der Beendi-

gung des Baues einen scharfen Knick auf. Im Gegensatz dazu hat die Kurve, Abb. 3, den typischen Verlauf der Konsolidationskurve für eine mächtige Schicht fetten Tones, die von keinen Adern durchlässigeren Materialen durchzogen wird, denn nur bei sehr geringer Durchlässigkeit der belasteten Schicht tritt die für Abb. 3 so charakteristische Verzögerung im Zustandekommen der Setzung auf.

Beispiel für eine Setzung infolge Konsolidation.

Um das Wesen der Setzungen infolge der allgemeinen Konsolidation einer Tonschicht und das Verfahren zur Aufklärung des Sachverhaltes zu erläutern, sei ein Fall beschrieben, in dem die Bodenverhältnisse in auffallender Weise mit jenen in Pisa übereinstimmen. Er betrifft einen Hochbau (Abb. 5 b), der im

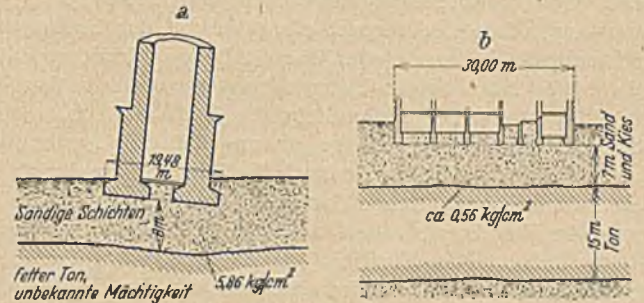


Abb. 5. Schematischer Querschnitt durch den Untergrund des Turmes von Pisa (a) und eines Vergleichs-Bauwerkes (b).

Laufe eines 40jährigen Bestandes eine ungleichmäßige Senkung um Beträge von 30 bis 80 cm erfahren hat. Abb. 6 zeigt die Kurven gleicher Setzung und Abb. 7 den zeitlichen Verlauf der Setzung der mit A bis D bezeichneten Punkte des Bauwerkes.

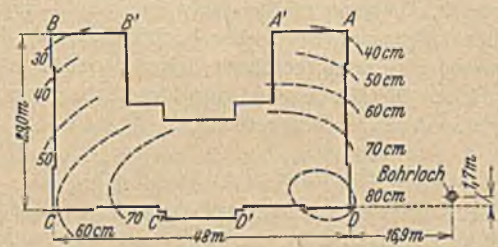


Abb. 6. Kurven gleicher Setzung für das Bauwerk Abb. 5 (b).

Die Fundamente ruhen auf einer 7 m mächtigen Schicht von reinem Kies und Sand und üben auf diese Schicht an der Gründungssohle einen Druck von 3 bis 4 kg/cm² aus. Da es bei dieser Bodenpressung von vornherein ausgeschlossen ist, daß die Sand-

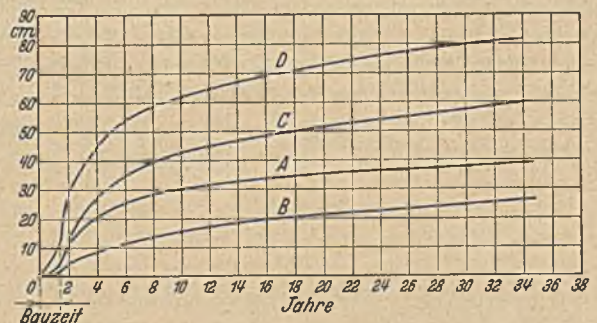


Abb. 7. Zeit-Setzungs-Diagramm für das Bauwerk Abb. 6.

schicht eine Zusammendrückung um Beträge bis zu 80 cm erfährt und da obendrein das Zustandekommen der Setzungen nach Abb. 7 mehrere Jahrzehnte in Anspruch nahm, war es in diesem Fall von vornherein unvermeidlich, den Sitz der Bewegungen in die Tonschicht zu verlegen. Die gewissenhaft durchgeführten, einen Zeitraum von 40 Jahren umfassenden Setzungsbeobachtungen und die Klarheit der geologischen Verhältnisse

³ A. Susinno: Fondazioni delle Opere in Muratura. Annali de Lavori Pubblici. Jänner 1931.

boten eine vortreffliche Gelegenheit, an diesem Fall den Genauigkeitsgrad der seinerzeit vom Verfasser ausgearbeiteten Theorie der Setzungen infolge der Konsolidation von Tonschichten zu überprüfen. Infolgedessen bewilligte der Fundierungsausschuß der American Society of Civil Engineers im Jahre 1930 die Mittel,

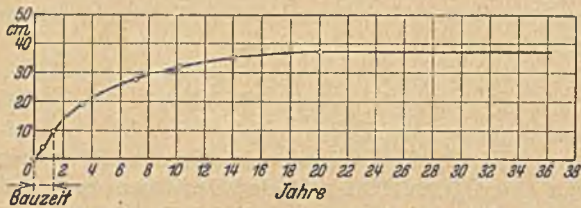


Abb. 8. Ergebnis der Setzungs-Berechnung für das Bauwerk Abb. 6.

um an Ort und Stelle eine Probebohrung auszuführen, ungestörte Proben der Tonschicht zu entnehmen, auf Grund der Untersuchungsergebnisse den theoretischen Verlauf der Setzungen zu berechnen und die berechneten Werte mit den wirklichen zu vergleichen. Die einschlägigen Untersuchungen wurden im Laufe des Jahres 1931 durchgeführt. Das Bohrloch liegt nach Abb. 6 auf der Fortsetzung jener Setzungskurve, die ungefähr dem Punkt A entspricht. (Senkung von etwa 40 cm.) Die Einzelheiten der im Feld und im Laboratorium durchgeführten Untersuchungen und die Auswertung der Ergebnisse sollen in einem besonderen Aufsatz behandelt werden. Das Ergebnis ist in Abb. 8 dargestellt. Die Übereinstimmung der theoretischen Kurve mit der Zeit-Setzungskurve des Punktes A (Abb. 7) ist so vollkommen, daß an der Richtigkeit der Diagnose nicht gezweifelt werden kann. Dieser Diagnose zufolge erfährt die 7 m dicke Sand- und Schotterschicht dieselbe Abwärtsbewegung wie das Gebäude und der Sitz der Setzungen befindet sich in der unter dem Sand befindlichen Tonschicht.

Unerklärt bleibt nur der Umstand, daß die theoretische Kurve eine waagerechte Asymptote aufweist, während die Asymptote der wirklichen Setzungskurve eine leichte Neigung besitzt, die einer konstanten Setzungsgeschwindigkeit von etwa 5 mm pro Jahr entspricht. Die Ursachen dieses Unterschiedes wurden vom Verfasser an anderer Stelle erörtert⁴.

Schlusfolgerungen.

Die Ähnlichkeit im zeitlichen Verlauf der Setzungen der Bauwerke, Abb. 5 (a und b), ist sinnfällig. Aber auch die Verteilung der Setzungen über die Gründungsfläche ist vergleichbar, denn auch im Fall Abb. 5 b ist die größte Senkung nach Abb. 7 mehr als doppelt so groß als die kleinste, trotzdem die einzelnen Schichten mit nahezu unveränderter Stärke und scheinbar gleicher Beschaffenheit unter dem ganzen Bauwerk hindurchstreichen. Es genügt eine schwache Zunahme des Wassergehaltes einer Tonschicht in einer Richtung, um eine starke Neigung des Bauwerkes in dieser Richtung zu veranlassen. Falls das Verhältnis zwischen Höhe und Breite bei dem Bauwerk Abb. 5 b das gleiche wäre wie beim Turm von Pisa, so würde es an der Kante D, Abb. 6 einen

⁴ Terzaghi: Tragfähigkeit der Flachgründungen. Erster Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Paris 1932.

Überhang von mehr als 1,50 Meter aufweisen. Die Unterschiede in der absoluten Größe der Setzungen und in der gesamten Dauer des Setzungsvorganges erklären sich zwanglos aus den Unterschieden in den örtlichen Verhältnissen, denn die Größe der Setzungen hängt von der Größe der Belastung und der Beschaffenheit der Tonschicht und die Dauer des Setzungsvorganges von der Dicke der Sicht und der Durchlässigkeit des Tones ab.

In dem Beispiel Abb. 5 b betrug der größte, auf die Oberfläche des Tones wirkende Flächendruck 0,56 kg/cm², beim Turm von Pisa hingegen, nach Abb. 4 d 5,86 kg/cm², d. h. mehr als das zehnfache. Infolgedessen war die Größe der Setzung beim Turm etwa viermal so groß wie beim Bau Abb. 5 b, obwohl der Ton wesentlich steifer ist.

Der Einfluß der Durchlässigkeit und der Dicke der Tonschicht ist auf folgende, aus der Bodenmechanik bekannte Tatsache zurückzuführen⁵: Nehmen wir an, eine Tonschicht mit der Dicke d_1 und der Durchlässigkeit k_1 werden durch ein Bauwerk mit einem Gewicht p pro Flächeneinheit belastet und man habe durch Beobachtung festgestellt, daß das Zustandekommen von 95% der gesamten Setzung einen Zeitraum von t_1 erfordert hat. Wenn man nun die gleiche Auflast p auf eine Tonschicht mit einer Dicke d_2 und einer Durchlässigkeitsziffer k_2 aufbringt, so erfordert das Zustandekommen des gleichen Bruchteiles der gesamten Setzung einen Zeitraum $t_2 = t_1 \frac{k_1}{k_2} \cdot \frac{d_2^2}{d_1^2}$.

In dem Fall Abb. 5 b war $d_1 = 15$ m, $t_1 = 17$ Jahre und k_1 infolge hohen Wasser- und Schluffgehaltes der Tonschicht sehr hoch. Wählt man für den Turm von Pisa $d_2 = 30$ m = $2 d_1$ und $k_2 = \frac{1}{10} k_1$, so erhält man $t_2 = 17 \cdot 10 \cdot 2^2 = 680$ Jahre. Es ist demnach sehr wahrscheinlich, daß die Senkung des Turmes ihren Sitz ausschließlich in der unterhalb einer Tiefe von acht Metern gelegenen Tonschicht hat.

Nach den heute noch herrschenden Ansichten (Erosions- und statische Hypothese) liegt die Ursache der Senkung des Turmes oberhalb der Oberfläche des Tones und man meint, beiden Ansichten gerecht zu werden und völlig sicher zu gehen, wenn man die oberhalb des Tones gelegene Bodenmasse durch Versteinerung verstärkt und obendrein gegen Ausspülung schützt. Falls die vom Verfasser mitgeteilte Deutung des Setzungsvorganges zutrifft, bewegt sich diese oberste Bodenschicht in der gleichen Weise nach unten wie der Turm. Infolgedessen wären in diesem Fall die geplanten Stabilisierungsmaßnahmen völlig wirkungsvoll.

Die vorangegangenen Ausführungen haben gezeigt, daß man in einfachen Fällen auch ohne Bodenuntersuchung, lediglich auf Grund des Verlaufes der Zeit-Setzungskurve, des Bodenprofils und der Kenntnis ähnlicher Fälle aus der Praxis ein ziemlich sicheres Urteil über die Tiefenlage des Sitzes der Setzungen und über die voraussichtliche Wirkung geplanter Unterfangungs-Maßnahmen fällen kann. Zwingende Argumente für die Richtigkeit der Deutung des Setzungsvorganges können allerdings in allen Fällen nur auf Grund einer sorgfältigen bodenphysikalischen Untersuchung der als Setzungsträger in Betracht kommenden Bodenschichten geliefert werden.

⁵ Terzaghi: Erdbaumechanik. Wien 1925.

DIE WICHTIGSTEN VERKEHRS- UND BETRIEBSTECHNISCHEN NEUERUNGEN IM EISENBAHNWESEN.

Von Regierungsbaumeister Hans Grabig, Königsberg i. Pr.

Übersicht: Die nachstehenden Zeilen sollen in großen Zügen zeigen, zu welchen wichtigen Verbesserungen und Umwälzungen auf dem Gebiete der Eisenbahnbetriebstechnik die vornehmlich durch die neuen Wettbewerbe in der Beförderungsarbeit bedingten Verkehrsveränderungen im letzten Jahrzehnt geführt haben.

„Alles fließt“, dieses bekannte Wort des griechischen Philosophen Heraklit paßt ganz besonders treffend auf die Technik des geflügelten Rades. Aber nicht nur an den fließenden, nie rasten-

den Betrieb sei dabei gedacht, sondern vor allem auch an die niemals ruhende Weiterbildung eisenbahntechnischer Erkenntnisse. In der fast 100 Jahre alten Geschichte der Eisenbahnen waren die Ingenieure stets bemüht, dieses wichtige, bald unentbehrlich gewordene Verkehrsmittel immer mehr zu vervollkommen und zu verbessern. Welch weiter Weg führt von Stephenson's „Adler“ bis zum Schnelltriebwagen!

Es geziemt deshalb der heute lebenden Generation, vor den großen Leistungen der vergangenen Eisenbahngeschlechter auch die gebührende Achtung zu haben. Aber so schnell und gewaltig wie in den letzten 10 Jahren hat sich die Eisenbahntechnik wohl noch niemals entwickelt. Soviel grundsätzliche, scheinbar unumstößliche Erkenntnisse über den Haufen werfende Änderungen sind noch in keiner Epoche zu verzeichnen gewesen. Es ist deshalb leicht verständlich, daß der nicht bei der Eisenbahn tätige Ingenieur diesen Riesenschritten nicht mehr recht folgen konnte. Es erscheint deshalb zweckmäßig, in einem kurzen Überblick Ziele und Wege neuzeitlicher Eisenbahnbetriebstechnik zu erläutern.

Die Gründe für diese zahlreichen Änderungen liegen in der Verkehrsentwicklung. Durch den Ausbau des deutschen Eisenbahnnetzes und den Übergang Deutschlands vom Agrar- zum Industriestaat wuchs in den letzten 50 Jahren das Verkehrsbedürfnis, besonders für die Güterbeförderung, außerordentlich stark an, Abb. 1¹, blieb aber aus verschiedenen Gründen, ab-

Heute hat zunächst einmal der Bau bei uns nicht mehr die überragende Bedeutung wie in der Bauperiode deutscher Eisenbahnen 1830—1900 und zeigt auch einen wesentlich anderen Charakter. Die Eisenbahningenieure finden jetzt seltener Neubaufgaben, sondern meistens allerdings um so schwierigere Umbauvorhaben, bei denen die Beachtung verkehrs- und betriebstechnischer Belange eine entscheidende Rolle spielt. Dem gefährlichen Wettbewerb muß vornehmlich der Eisenbahnbetriebsingenieur erfolgreich entgegentreten.

Mit vier Worten lassen sich die Ziele neuzeitlicher Eisenbahnbetriebstechnik charakterisieren: erhöhte Leistungsfähigkeit, Billigkeit, gesteigerte Schnelligkeit und größtmögliche Sicherheit.

Es kommt darauf an, durch rationelle Bewirtschaftung der bestehenden Bahnanlagen unter Aufwendung der geringsten Mittel die höchste Leistungsfähigkeit zu erzielen, um allen Anforderungen des Verkehrs auch für die Zukunft in jeder Weise gerecht werden zu können. Gut angepaßte Betriebsweise, Gleisverbesserungen in den Durchgangsbahnhöfen, zweckmäßigere Ausgestaltung der Betriebsbahnhöfe: Abstell- und vor allem Verschiebebahnhöfe erlaubten eine solche Leistungssteigerung.

Billig kann die Beförderungsarbeit nur werden, wenn die Selbstkosten gering sind. Hier lag in früheren Jahren viel im argen. Genaue Zerlegung aller Betriebsvorgänge bereiteten die vielgenannte, vielgelästerte, aber doch außerordentlich wertvolle Rationalisierung vor und führten zu den in diesem Sinne getroffenen Maßnahmen.

Der scharfe Wettbewerb zwingt die Bahnverwaltung, erhöhte Schnelligkeit immer mehr zu erstreben. In unserer schnelllebigen Zeit stehen die Eisenbahnfachleute hier noch vor großen und schweren Aufgaben.

Und nun als Letztes, aber deshalb nicht Unwichtigstes: die Sicherheit! Im Gegenteil, an erster Stelle müssen stehen und stehen auch bei allen Verkehrsunternehmen die Sorgen um das Leben der Reisenden und der Bediensteten und um die Unversehrtheit der zur Beförderung anvertrauten Güter. Die zielbewußte Arbeit früherer Zeiten auf diesem Gebiete konnte in den letzten Jahren fast bis zu der Grenze fortgeführt werden, welche menschlicher Unvollkommenheit leider immer gesetzt bleiben wird.

Hohe Reisegeschwindigkeiten verlangen leistungsfähige Lokomotiven. Den Weiterausbau der Lokomotivtechnik ließ man sich deshalb gerade in den letzten Jahren sehr angelegen sein. Neben die alte dauernd verbesserte Dampflokomotive trat die elektrische Lokomotive, die besonders geeignet für die Erzielung höherer Geschwindigkeiten ist. Auch die Verwendung des Verbrennungsmotors beginnt sich durchzusetzen. Im Personenschnellverkehr der Großstädte erwies sich der elektrische Strom als beste Kraftquelle. Rasches Anfahren und schnelles Erlangen höherer Fahrgeschwindigkeiten ermöglicht eine dichtere Zugfolge. Bequeme Vergrößerung oder Verkleinerung der Zugeinheiten, da jeder Wagen gewissermaßen als selbständige Lokomotive angesehen werden kann, läßt ein gutes Anpassen der Züge an die stark wechselnden Verkehrsverhältnisse zu. „Oft und schnell fahren“ ist aber die Parole des großstädtischen Personenverkehrs.

Die Erhöhung der Fahrgeschwindigkeiten bedingte eine Änderung der alten Bestimmungen und Vorschriften. Die Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung von 1904 wurde 1928 durch eine neue ersetzt, die vor allem die größte zulässige Geschwindigkeit verschiedentlich höher angibt. Als unerläßliche Vorarbeit im Interesse der Sicherheit mußte man den Ober- und Unterbau und die Linienführung verbessern (neuer, schwerer K-Oberbau, Reichsbahnweichen mit großem Halbmesser, die keine Geschwindigkeitsverminderung beim Befahren im abzweigenden Strang verlangen, schlanke Fahrwege usw.). Sehr beachtlich ist auch die neue Fahrzeitermittlung, welche die tatsächlich von einer bestimmten Lokomotive bei gegebenem Zuggewicht und bekannten Streckenverhältnissen erforderliche Fahrzeit genau auszurechnen erlaubt. Der scharfe Wett-

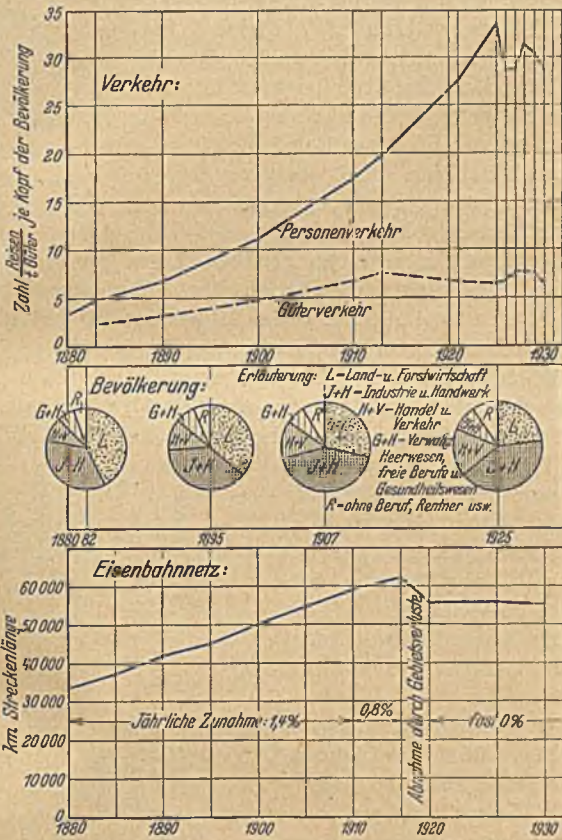


Abb. 1. Statistisches.

gesehen von Konjunkturschwankungen, neuerdings ungefähr auf der gleichen Höhe stehen². Auch darf man wohl den Bau des deutschen Eisenbahnnetzes seit 1910 als abgeschlossen ansehen. Die in den letzten 20 Jahren neu erstandenen Wettbewerber in der Beförderungsarbeit, nämlich das neue Verkehrsmittel der Straße: der Kraftwagen, die Verkehrsmittel der Luft: das Luftschiff und vor allem das Flugzeug, ferner auch die Fernleitungen für den elektrischen Strom und neuerdings, wenn auch noch im Zustand der Entwicklung, das Verkehrsmittel in der Erde: die Gasfernleitungen, haben das bisher unbestrittene Vorrecht der Eisenbahnen stark angegriffen und die volkswirtschaftlich richtige Verteilung der Beförderungsarbeit als größtes Problem den Verkehrstechnikern gestellt.

¹ Da die letzten Jahre seit 1930 wegen der Weltwirtschaftskrise ganz außergewöhnliche Verhältnisse zeigen, wurden sie bei der statistischen Darstellung der Abb. 1 weggelassen. Die Zahlen sind Angaben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und des Statistischen Reichsamtes entnommen.

² Steuernagel: Volkszahl und Verkehrsentwicklung. „Reichsbahn“ (1926) Heft 45.

bewerb, den gerade für den Reiseverkehr auf größere Entfernung das Flugzeug ausübt, zwingt die Reichsbahn noch weiterhin zu ganz besonderen Maßnahmen. Hierunter ist als beachtliches Beispiel aus allerjüngster Zeit der neue Schnelltriebswagen Berlin—Hamburg zu erwähnen. Wie ernst diese Gefahr der Konkurrenz ist, zeigt Abb. 2³, die darstellt, wie weit man von Berlin in 3 und 6 Stunden mit den schnellsten Reisezügen und in 3 Stunden mit dem Flugzeug gelangen kann. Im allgemeinen darf gesagt wer-

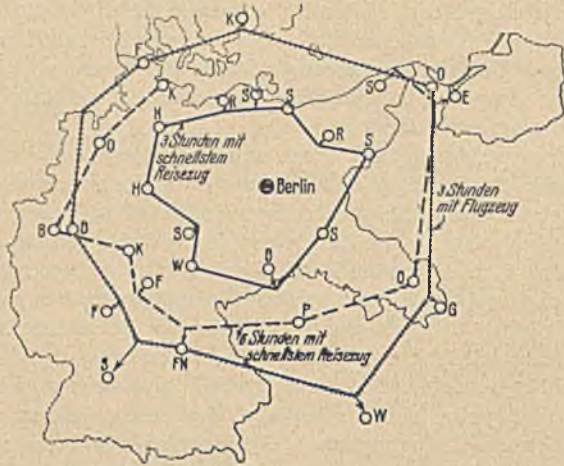


Abb. 2. Reisegeschwindigkeiten des Flugzeuges und des Schnellzuges.

den: mit dem D-Zug braucht man rund die doppelte Zeit. Besonders die Gegenden Mitteldeutschlands mit den zahlreichen Großstädten, die Aufenthalte bedingen, und den natürlichen Hindernissen der Gebirge, die langsam zu befahrende Streckenabschnitte verursachen, lassen den Vorteil im Zeitgewinn durch das Flugzeug deutlich erkennen. Man hofft, durch planmäßige Verbesserung der Linienführung auch hier noch Fahrzeit zu sparen. In Erkenntnis dieses scharfen Wettbewerbes und in Würdigung der Tatsache, daß Deutschland wegen seiner zentralen Lage in Europa der Vermittlung des internationalen Reiseverkehrs dienen muß, hat die Reichsbahn das Fernschnellzugssystem in planmäßiger Weise seit 1923 ausgebaut und die Zuggattung der besonders gut ausgestatteten und schnellfahrenden FD- und FFD-Züge geschaffen (z. B. „Rheingoldzug“).

Mit der Einführung einer immerhin bescheidenen Anzahl solcher Züge sind aber die Maßnahmen zur Erhöhung der Reisegeschwindigkeit bei weitem nicht erschöpft. Der Schnellzugverkehr spielt ja nur eine verhältnismäßig kleine Rolle im Reisezugfahrplan. Die Personenzüge hatten und haben aber leider noch zum Teil recht schlechte Reisegeschwindigkeiten (durchschnittlich 30 bis 35 km/h). Wie verbesserungsbedürftig die Verhältnisse hier zur Zeit noch immer sind, geht aus der Tatsache hervor, daß auf der besonders günstigen Strecke Berlin—Hamburg die Reisegeschwindigkeit seit 1851 nur von 35 auf 46 km/h gesteigert werden konnte. Die vielen und oft längeren Aufenthalte bei den geringen Bahnhofsabständen erklären diese für den Wettbewerb mit dem Kraftwagen recht bedauerliche Tatsache. Als weiterer Nachteil kommt, besonders auf Nebenbahnstrecken, die oft bescheidene Anzahl von Zügen hinzu.

Zur Verbesserung des Personenzugfahrplanes scheint nun neuerdings der Triebwagen (elektrischer Speichertriebwagen und neuzeitlicher Verbrennungsmotortriebwagen)⁴ besonders geeignet zu sein. Zunächst erlaubt diese Zugart infolge des bedeutend schnelleren Anfahrens und der Erreichung hoher Geschwindigkeiten einen nicht unbeachtlichen Gewinn an Reisezeit, besonders wenn die Aufenthaltsdauer etwas herabgesetzt wird (hohe Bahnsteige des bequemen Ein- und Aussteigens wegen und scharf durchgeführte Trennung des Personen-

und Güterverkehrs, d. h. keine Güterwagen im Personenzug). Ferner kommt hinzu, daß die Verwendung des Triebwagens es gestattet, die langen Dampfzüge mit geringer Verkehrshäufigkeit in kleinere Einheiten mit dichter Zugfolge aufzulösen, wodurch dem Reisenden also eine häufigere und zudem noch schnellere Fahrgelegenheit gegeben ist. Im Vororts-, Berufs-, Ausflugsverkehr und auf Nebenstrecken wird solche Verdichtung des Fahrplanes ein wirksames Mittel im Wettbewerb mit dem Kraftwagen darstellen. 1930 waren bereits mehr als 1000 Triebwagen im Verkehr.

Geringere Beförderungsdauer der Güter.

Hier liegen die Verhältnisse wesentlich anders als beim Personenzugverkehr. Die Abb. 3⁵ zeigt die Verteilung der durchschnittlichen Umlaufzeit eines Güterwagens (d. h. die Zeit, welche ein Wagen für eine Güterbeförderung braucht und die einschließlich der erforderlichen Leerfahrt rd. 3 Tage ausmacht). Man erkennt, daß nur während 27% dieser Zeit sich der Wagen mit Gut im Zuge befindet, im fahrenden Zuge sogar nur 9%. Die doppelte Zeit steht der beladene Wagen auf den Bahnhöfen (Verschiebebahnhöfen und kleineren Zwischenbahnhöfen). Daraus folgt, daß eine Vergrößerung der Güterzugsgeschwindigkeit allein nicht genügen kann, um die Beförderungsdauer der Güter herabzudrücken. Besonders bei den Nahgüterzügen ergeben sich folgende recht schlechte durchschnittliche Beförderungsdauern: 10 km/h für gewöhnliche und vielleicht 20 km/h für Eilnahgüterzüge.



Abb. 3. Umlaufzeit eines Güterwagens.

Die zahlreichen und längeren Aufenthalte auf den Unterwegsbahnhöfen bedingen diese betrübliche Tatsache. Nach Abbildung 4⁶ erkennt man an einem beliebig herausgegriffenen Beispiel, daß 68% der Gesamtreiszeit des betrachteten Nahgüterzuges Königsberg Pr—Elbing auf die zahlreichen, zum Teil sehr ausgedehnten Aufenthalte entfällt. Abgesehen von Überholungen und Kreuzungen bedingt vor allem die Notwendigkeit, das Verschiebegeschäft durch die Zuglokomotive vornehmen zu lassen, den oft 1/2- bis 1-stündigen Aufenthalt. Da kleinere Bahnhöfe keine Rangierlokomotive haben, muß die Zuglokomotive die abzusetzenden Wagen in die Aufstellgleise, Ladegleise und zum Schuppen bringen und die mitzunehmenden dort abholen; ja sogar Bedienung von oft längeren Anschlüssen werden nötig.

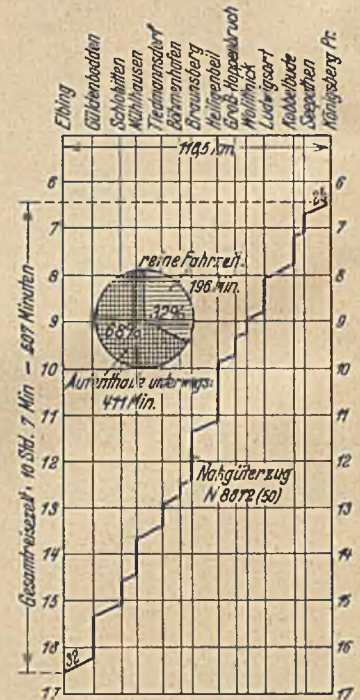


Abb. 4. Bildlicher Fahrplan eines Nahgüterzuges.

Hier kann wertvolle Dienste die kleine Diesel-Verschiebelokomotive leisten, Abb. 5⁷. Es erscheint wirtschaftlich tragbar, auch kleinere Bahnhöfe mit solchen Kleinlokomotiven auszustatten, die nur geringe Betriebskosten verursachen,

³ Der Reisezeitberechnung lag der Winterfahrplan 1932/33 der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und der Herbstflugplan 1932 der Lufthansa zugrunde.

⁴ J ä n e c k e: Schnellere Personenbeförderung und Verwendung von Triebwagen bei der Reichsbahn. „Verkehrstechnische Woche“ (1932) Hefte 47, 48 u. 49.

⁵ Nach statistischen Angaben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

⁶ Nach einem bildlichen Fahrplan der RBD Königsberg i. Pr.

⁷ Die Abbildung zeigt ein Erzeugnis der „Deutschen Werke Kiel, Aktiengesellschaft“.

da sie im Stillstand keinen Betriebsstoff brauchen, stets selbst bei kältestem Wetter betriebsfertig sind und von einem Mann, der keinerlei besondere Prüfungen abzulegen braucht, bedient werden können. Die Zuglokomotive wird entlastet, der Aufenthalt kann kurz werden. Die standortgebundene Lokomotive erledigt die Verschiebearbeiten langsam, also unter Schonung der Güter, zu den für den Verkehrskunden gewünschten Zeiten. Wagen

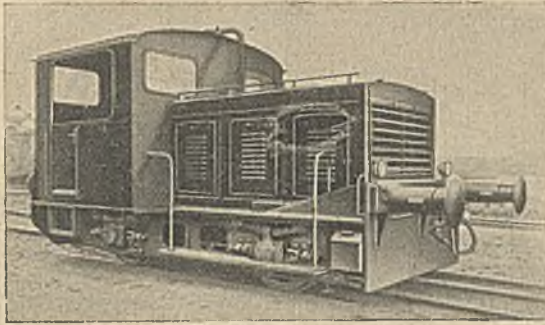


Abb. 5. Diesel-Lokomotive von 80-PS-Motorenleistung, Bauart: „Deutsche Werke Kiel Aktiengesellschaft“.

können somit rascher laderecht gestellt, und dadurch kann die Umlaufzeit der Wagen nicht unwesentlich beschleunigt werden. 1932 hatte die Reichsbahn bereits schon 100 Bahnhöfe mit solchen kleinen Lokomotiven ausgestattet. Man darf hoffen, daß hier eine Möglichkeit liegt, die Beförderungsdauer der Wagenladungen im Nahverkehr erheblich herabzudrücken. Dies ist im Hinblick auf den Wettbewerb mit dem Kraftwagen sehr beachtlich.

Die Beförderungsdauer der Wagenladungen und der Stückgüter im Fernverkehr konnte man durch die schnellfahrenden, auf große Strecken durchlaufenden, sogenannten Durchgangsgüterzüge nicht unerheblich verkürzen (Einführung der Kunze-Knorr-Bremse). Hierhin gehören auch die Bemühungen, das Ablaufgeschäft in den Verschiebebahnhöfen beim Übergang der Wagen von einem zum andern Güterzug, also den „Umsteigebahnhöfen“ der Wagenladungen, zu beschleunigen.

Besondere Sorgen wegen der Abwanderung zum Kraftwagen bereitet schon seit Jahren der Stückgutversand im Nahverkehr. Man hat für diese Verkehrsart seit 1929 in immer weiterem Umfange den sogenannten „leichten Güterzug“ (Leig) eingeführt. Der Nahgüterzug ist stets verhältnismäßig lang, der Leig dagegen sehr kurz. Er besteht in der Regel nur aus 2 großräumigen Güterwagen, die kurz gekuppelt sind. Die Stirnwände hat man herausgenommen und durch Faltenbälge einen einheitlichen großen Laderaum geschaffen. Es ist gewissermaßen ein fahrbarer Güterschuppen. Die kurze, leicht bewegliche Zugeinheit fährt mit Personenzugsgeschwindigkeit und kann schnell an Rampen und Schuppen heran. Man stapelt die Leigüter besonders, um schnell das Ein- und Ausladegeschäft vornehmen zu können. Durch Anwendung von Ladebrücken, Plattformen oder Behältern kann dies noch weiter beschleunigt werden, so daß wenige Minuten Aufenthalt wie beim Personenzug genügen.

Der Beschleunigung der Güterbeförderungsgeschwindigkeit dienen auch die Einrichtung der Eisenbahnkraftwagenbetriebe, welche Zubringerdienste für die Reichsbahn zu leisten haben, und der sogenannte „Fleiverkehr“, das im Jahre 1927 abgeschlossene Abkommen zwischen Reichsbahn und Lufthansa. Diese beiden Beispiele zeigen die gedeihliche Zusammenarbeit der verschiedensten Verkehrsmittel, welche die Lösung des schwierigen Problems der Verteilung der Beförderungsarbeit darstellt. Zusammen- und nicht Gegeneinanderarbeit oder sinnloser Wettbewerb ist anzustreben und kann bei planmäßiger Leitung auch sicher erreicht werden.

Höhere Leistungsfähigkeit und geringere Selbstkosten.

Heute herrscht allgemein der Grundsatz: mit den geringsten Mitteln die höchstmöglichen Leistungen. Als Unterlage für die nachstehenden Maßnahmen ist unersetzlich eine bis ins einzelne sorgfältig durchgebildete Betriebsstatistik, die genau, zuverlässig und vor allen Dingen schnell umfangreiche Zahlen-ergebnisse liefert. Auch in früheren Jahren fanden schon statistische Erhebungen statt, aber sie verursachten viel Arbeit und umfaßten zu große Zeiträume. Monatlich, ja wöchentlich muß das Zahlenmaterial vorliegen, um im Sinne wirtschaftlicher Betriebsführung verwendet werden zu können. Die kleine, unscheinbare Lochkarte, Abb. 6, konnte ein wertvolles Hilfsmittel werden⁸. Billiger, schneller, aber trotzdem viel umfangreicher ermöglichen diese Millionen und Abermillionen von Pappkärtchen die unbedingt notwendige Vorarbeit. In einfachster Weise, durch Stanzen kleiner Öffnungen an bestimmten Stellen, entsteht auf Grund der im Betriebe gemachten Aufzeichnungen die Lochkarte. Alle Angaben werden nach einem bestimmten Schema in eine sinnvolle Zahlensprache übersetzt. Rein mechanisch unter Ausnutzung des elektrischen Stroms übernehmen nun Sortier- und Tabelliermaschinen die sonst so außerordentlich zeitraubende eigentliche Zahlarbeit.

Zugnummer	Zugart	Zuglänge	Zuggewicht	Fahrweg	Kilometer	T		A		C		H		S	
							
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9

Abb. 6. Lochkarte.

Ein kurzer Einblick in das Hauptbuch der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zeigt, daß die persönlichen Ausgaben ²/₃ der Betriebskosten ausmachen und diese umfangreichen Personalkosten hauptsächlich im Betriebsdienst (Bahnhofs- und Abfertigungsdienst, Zug- und Lokomotivfahrdienst) entstehen (rd. 73%).

Es darf deshalb nicht überraschen, wenn man planmäßig in mühevoller Keinarbeit in den letzten Jahren den Betriebsdienst durch Zergliederung der Arbeiten bis ins einzelne durchleuchtet hat⁹. Die verwickelten Betriebsvorgänge auf den Bahnhöfen wurden noch bis vor reichlich einem Jahrzehnt auf Grund von Erfahrungen ziemlich roh geschätzt. Erst als sich der Wert der Zeitstudien nach dem Vorbild amerikanischer Bahnen durchgesetzt hat und seitdem es möglich war, die schwer überschaubaren Vorgänge auf den Bahnhöfen bildlich darzustellen, ist eine kritischere Betrachtung und ein wertvoller Vergleich gelungen. Große Ersparnisse an Personal ließen sich durch geeignete Maßnahmen treffen. Eine genaue Betriebskostenrechnung ermöglichte Selbstkostensenkungen.

Zeitstudien und Lochkarte lassen der neuzeitlich organisierten Betriebsverwaltung die Betriebsführung unter einer genauen Kontrolle halten und geben dem Betriebswissenschaftler das Rüstzeug für wirtschaftliche Weiterbildung.

Der Schwerpunkt der Ausgaben liegt bekanntlich beim Güterverkehr. Die Knotenpunkte dieses Verkehrs, die sogenannten Verschiebebahnhöfe, auf denen die Güterzüge zerlegt und neu gebildet werden, sind einerseits die gigantischsten

⁸ Feindler: Das Lochkartenverfahren und seine Verwendung im Eisenbahndienst. „Verkehrstechnische Woche“ (1924) Heft 41.

⁹ Pirath: Die menschliche Arbeitsleistung im Kreislauf des Eisenbahnbetriebsdienstes. „Verkehrstechnische Woche“ (1925) Hefte 13 u. 14.

und im Bau teuersten Bahnhofsanlagen überhaupt und verursachen andererseits dem Betrieb die größten Kosten. Auf jedem der rd. 150 Verschiebebahnhöfe des Reichsbahnnetzes werden täglich viele Hunderte von Wagen behandelt, so daß in guten Verkehrszeiten $\frac{1}{2}$ Million Wagen insgesamt innerhalb von 24 Stunden bearbeitet werden müssen. Die dafür erforderlichen Verschiebefahrten verursachen ein Drittel der Betriebsausgaben. Darf es da überraschen, daß man dem Rangierbetrieb gerade auf den Verschiebebahnhöfen seit Jahren schon ein ganz besonders Augenmerk zuwendet?¹⁰ Eine Studiengesellschaft für Rangiertechnik¹¹ widmet sich dieser wichtigen Aufgabe und hat Fortschritte bereits erzielt, die auch für das Ausland bahnbrechend sind.

Bekanntlich löst man in einem Verschiebebahnhof die gewaltige Sortieraufgabe — die Wagen eines Güterzuges sind ja nach einer recht großen Zahl von Richtungen zu zerlegen — im allgemeinen durch die Ausnützung der Schwerkraft. Man läßt die Wagen abrollen, wobei es grundsätzlich einerlei ist, ob das für den Ablauf erforderliche Gefälle an einer bestimmten Stelle, dem sog. „Eselrücken“, zusammengefaßt (Flachbahnhof) oder über die ganze Bahnhofslänge verteilt ist (Gefällsbahnhof). Das Ablaufgeschäft ist das A und O der Verschiebetechnik, und die Stelle, wo der Ablauf und die Verastelung beginnt, der wichtigste Punkt des ganzen Bahnhofs. Alle Wagen müssen diese Gleisstelle, den größten „Engpaß“ des ganzen Bahnhofs, durchlaufen. Die Leistungsfähigkeit der gesamten Anlage hängt fast ausschließlich von der Leistung des Ablaufbergers ab, dessen bautechnische Ausgestaltung ein besonderes Kapitel für sich ist. Betriebstechnisch ist nun danach zu streben, das Abrollen möglichst schnell durchzuführen. Wie bei einer Finengung des Flußbettes ganz von selbst die Geschwindigkeit des Wassers an dieser Stelle steigt, so muß auch an diesem Engpaß des Verschiebebahnhofs der „Betriebsstrom“ — das Abrollen — schneller vor sich gehen, damit der Aufenthalt der Wagen im Bahnhof nicht allzu groß und der Wagenumlauf beschleunigt wird. Das Aufhalten der Wagen in den Sammelgleisen wird gewöhnlich durch Hemmschuhleger bewirkt. Da nun die Wagen infolge des verschiedenen Gewichtes und der unterschiedlichen Laufwiderstände nicht gleichmäßig abrollen (man kennt „Gut“- und „Schlechtläufer“), muß bei Beginn des Ablaufes ein Ausgleich geschaffen werden. Dies geschah bis vor Jahren allgemein und heute oft durch ein einfaches Verfahren, die Hemmschuhgleisbremse. Wenn auch bei kleineren Anlagen dieses alte Verfahren, das aber eine große Geschicklichkeit des Personals bei Abschätzung der Bremsstrecke erfordert und eine gewisse Gefahr in sich birgt, heute noch angewendet wird, kann man jedoch bei den großen Hauptbildungsbahnhöfen der Güterzüge mit derartig unwirtschaftlichen Mitteln nicht mehr arbeiten. Eine weitgehende Ausschaltung der Handarbeit d. h. eine Mechanisierung des gesamten Ablauf-

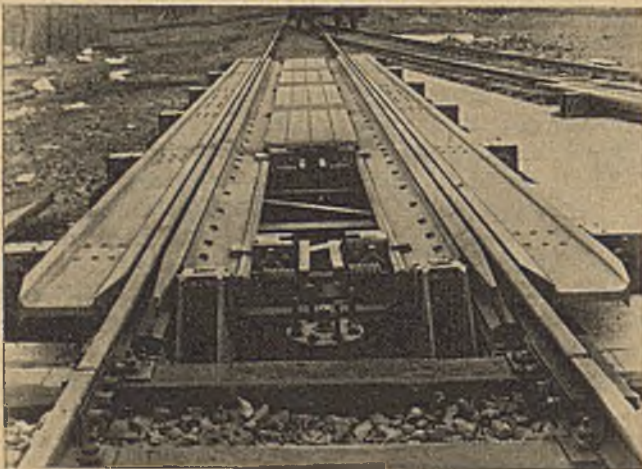


Abb. 7. Gewichtsautomatische Gleisbremse „Thyssenhütte“.

geschäftes hat sich durchgesetzt. Den Hemmschuhleger und die seitliche Wagenbremse verdrängte die Gleisbremse¹², Abb. 7¹³. Zwei Bremschienen fassen jedes der Wagenrädern zangenförmig von beiden Seiten. Es erfolgt kein exzentrischer

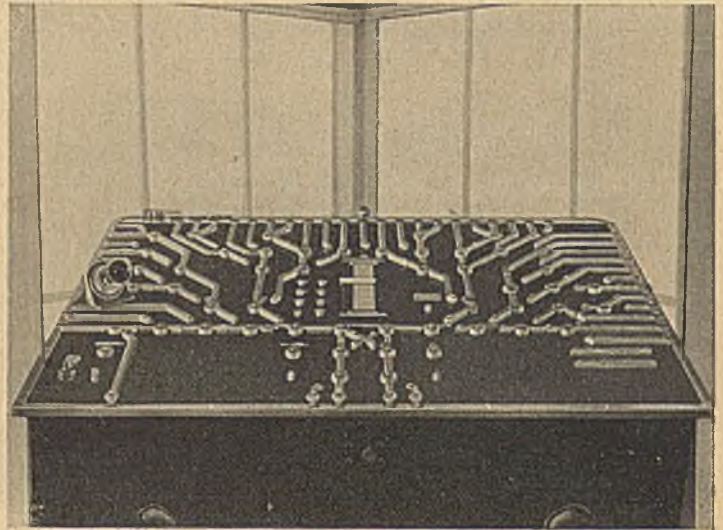


Abb. 8. Ablauftischschalterwerk (Bauart: VES).

Stoß wie früher, sondern eine symmetrische elastische Hemmung des Wagens unter möglicher Schonung des Gutes. Infolge des Klemmprinzips regelt der Wagen durch sein Gewicht, das auf

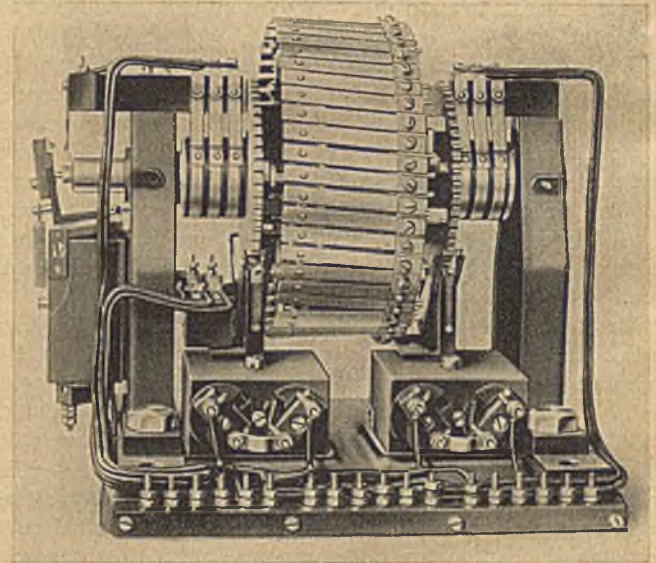


Abb. 9. Elektrischer Schaltspeicher zur selbsttätigen Steuerung der Weichen durch die Abläufe (Bauart: VES).

den Fuß der inneren Bremschienen drückt, selbsttätig die Bremswirkung, so daß die max-Bremsverzögerungen aller Wagen gleich sind.

Selbstverständlich haben die alten mechanischen Weichenstellbanke auf dem Hauptstellwerk des Ablaufberges elektrischen Schalterwerken Platz gemacht. Mit leichtem Griff kann der Wärter die Weichenstraße für die abrollenden Wagen auf dem sogenannten Ablauftischschalterwerk mit Weichenschaltern, die im Bilde des Gleisplanes angelegt sind, herstellen, Abb. 8¹³. Das selbsttätige Speicher-

¹⁰ Sonderhefte der „Verkehrstechnischen Woche“: Verschiebebahnhöfe in Ausgestaltung und Betrieb, Bände I–IV.

¹¹ Sonderhefte der Studiengesellschaft für Rangiertechnik, Bände I–VI. Zwanglos erschienen im Verlag der „Verkehrstechnischen Woche“ in den Jahren 1928–1933.

¹² Frölich: Zur Geschichte der Gleisbremsen. „Verkehrstechnische Woche“ (1925) Heft 37.

¹³ Die Abbildungen wurden dem Verfasser von den „Verinigten Eisenbahn-Signalwerken“, der Herstellerfirma dieser Einrichtungen, überlassen.

s ch a l t w e r k vermeidet zum großen Teil die Weichenstellerei während des Ablaufes der einzelnen Wagen. Vor Beginn des Ablaufgeschäftes werden nach dem Rangierzettel, der die Bestimmung aller Wagen des Güterzuges enthält, die am meisten befahrenen ersten Weichen der Reihe nach schon gestellt. Ein elektrischer Vorratsspeicher, Abb. 9¹³, ermöglicht solche Vorbereitung, ehe der erste Wagen abrollt. Die Umstellung der Weichen für jede folgende Gruppe geschieht dann beim Ablaufselbsttätig durch die vorher abrollenden Wagen.

Durch diese Mechanisierung ist eine Beschleunigung des ganzen Ablaufgeschäftes erzielt worden, so daß man heute mit einem Ablaufberg schon mehr leisten kann als früher mit zweien¹⁴.

Für die wichtige, gute und klare Verständigung zwischen den einzelnen beim Verschieben tätigen Bediensteten werden Lichtsignale, neuerdings auch Rundfunk und Lautsprecher benutzt.

Ferner wurden die Betriebskosten nicht unwesentlich gesenkt durch die Einrichtung des Systemes der Überwachung des Zuglaufes (3 Oberbetriebsleitungen, rd. 30 Oberzugleitungen und rd. 100 Zugleitungen), die insbesondere den Güterzugverkehr der Hauptstrecken überwachen, bei Störungen und Stockungen ordnend eingreifen und unnötigen Leerlauf ersparen. Aber auch auf verkehrsschwachen Nebenbahnen verspricht die Zusammenfassung des Fahrdienstes in Zugleitstellen¹⁵, also eine gewisse Art des „Dispatching-Systems“, sich wirtschaftlich gut auszuwirken.

Durch die während des letzten Jahrzehntes besonders geförderte Einführung der schon erwähnten elektrischen Schalterwerke im Stellwerksdienst ist auch eine Ersparnis an Betriebsstellen auf den größeren Bahnhöfen möglich und damit die Anzahl der notwendigen Betriebsbeamten kleiner geworden. Während früher bei der geringen Reichweite der mechanischen Stellwerke und des auch körperlich ziemlich anstrengenden Dienstes wegen selbst bei kleineren und mittleren Bahnhöfen eine ziemliche Zahl solcher Betriebsstellen erforderlich wurde, kann man heute den so wichtigen Fahrdienst an ganz wenigen Stellen zusammenfassen. Meist quer über den Gleisen liegende Stellwerke mit gutem Überblick auf Strecke, Bahnhofsgleise und Bahnsteige haben eine flottere Weichen- und Signalbedienung ermöglicht (die Stellzeit konnte stark heruntergedrückt werden) und manchen Kopf des Betriebspersonals entbehrlich werden lassen.

Ersparnis an Personal in der Güter-, Handgepäck- und Expreßgutabfertigung bewirkten Elektrokarren und Förderbänder.

Zwei Wege bieten sich, um die Selbstkosten der reinen Zugförderung herabzudrücken: Verbesserungen im Lokomotiv- und Güterwagenbau. Die neuzeitlichen Reichsbahnlokomotiven haben eine günstigere Kohlenausnutzung (10%); noch besseres (20%) erhofft man mit der Turbinenlokomotive zu erreichen. Um minderwertige und billigere Kohlen verwenden zu können, macht man Versuche mit Kohlenstaublokomotiven, welche auch die schwere und aufreibende Arbeit der Heizer und die Rauchentwicklung wesentlich vermindern sollen. Zum Schluß sei noch auf den Bau von elektrischen Lokomotiven und Groß-Diesel-Lokomotiven hingewiesen. Das allgemeine Problem der Diesel-Lokomotiven ist allerdings noch nicht vollkommen gelöst. Aber für gewisse Sonderfälle (z. B. Verschiebedienst) hat man schon recht beachtliche und gute Lösungen gefunden¹⁶.

Um in einem gewöhnlichen O-Wagen 15 oder 20 t Nutzlast

zu befördern, müssen 50—60% dieses Gewichtes an toter Last (Eigengewicht) mitgeschleppt werden. Deshalb sah man für die Bewältigung des Massengüterverkehrs, der rd. $\frac{3}{4}$ des Gesamtverkehrs ausmacht, Großraumgüterwagen wenigstens für die hauptsächlichsten Massengüter wie Kohle und Erz (rd. 40%) vor. Solche vier- und mehrachsigen Wagen haben bis 60 t Nutzlast, an totem Gewicht nur rd. 30% und sind mit Selbstentladeeinrichtungen versehen. Auch wird die Zuglänge wesentlich geringer, was bei der Anlage der Überholungsgleise von Bedeutung ist. Das geringe Aufkommen geeigneter Verkehrsbeziehungen für derartige Massengüter schränkt allerdings die Anwendungsmöglichkeiten bei uns etwas ein¹⁷. Aber dennoch verkehren über 900 solcher bahneigener Wagen zur Zeit bei der Reichsbahn, abgesehen von den Privatwagen großindustrieller Werke.

In der allerjüngsten Zeit tritt neben dem offenen Güterwagen und Großraumgüterwagen der sogenannten Großkübelwagen erfolgreich auf, vor allem wenn es sich um Umschlag von Bahn auf Schiff handelt.

Dienst am Kunden und Sicherheit.

Zum Schluß folgen einige Fragen der Sicherheit des Eisenbahnbetriebes und diejenigen Maßnahmen, welche man unter das Schlagwort „Dienst am Kunden“ zusammenfassen kann. In diesem Sinne dürfen aufgeführt werden: Die sprichwörtlich gewordene Pünktlichkeit der deutschen Reichsbahn, nicht nur im Reiseverkehr, sondern auch im Güterverkehr (Güterkursbuch seit einigen Jahren), die Bequemlichkeit für die Reisenden (Salonwagen, Schlafwagen III. Kl.) und Tarifvergünstigungen (Ferienzüge, Netzkarten usw.).

Besonderen Wert legt aber die Reichsbahn-Gesellschaft auf die Sicherheit ihres Betriebes. Hier liegt wohl ein besonders großes Plus, das die Eisenbahn im Wettbewerb mit anderen Verkehrsmitteln hat. Eine vergleichende Statistik würde besonders die Gefahren des Kraftwagenverkehrs in erschrecklicher Größe zeigen. — Wenn man sich vor Augen hält, daß in einem fahrenden Zuge eine Energie steckt, die der eines Schiffsgeschosses nicht nachsteht, daß die Gebundenheit an den Schienenstrang ein Ausweichen unmöglich macht und daß der Bremsweg mehrere 100 m, beim Schnelltriebwagen ja sogar über 1 km betragen muß, dann begreift man, warum schon seit den frühesten Zeiten, als der Verkehr dichter wurde, Signale im Eisenbahnbetrieb angewendet werden und das Signalsystem in solch großartiger Weise allmählich entwickelt werden mußte. Als wichtigste Ergänzung kamen zu Vor- und Hauptsignal in letzter Zeit die Vorsignale hinzu. Die bisher allgemeine Regel der unterschiedlichen Signalgebung, am Tage durch Form und nachts durch Licht, versucht man neuerdings zu vereinfachen, indem man Lichttagessignale¹⁸ einführt (Berliner Stadtschnellbahn u. a. O.).

Der für die Sicherheit des Betriebes wichtige geniale Ausbau der Abhängigkeiten zwischen Signalen und Weichen ist im großen und ganzen ebenfalls schon älteren Datums. Aber die bisher immer noch vorhandene Lücke in der Verkettung von Handlungen, nämlich der Übergang vom Signal zum Lokomotivführerstand, beginnt man erst jetzt zu schließen. Von der gewissenhaften Beachtung der Signale durch die Lokomotivführer hängt aber allein die Sicherheit letzten Endes ab. Bei der vielleicht mehrere hundertmillionenfachen richtigen Beobachtung des Hauptsignals bedeuten die wenigen jährlich vorkommenden Fälle von Überfahren dieses Signals wahrlich kein schlechtes Zeugnis für die Dienstreue der deutschen Lokomotivführer, da der Mensch nun eben einmal nicht vollkommen sein kann. Aber die schweren Folgen eines solchen Unfalles ließen findige Köpfe nicht ruhen, die sogenannte „Zugbeein-

¹¹ Blum: Der einseitige Rangierbahnhof für Höchstleistung. „Verkehrstechnische Woche“ (1930) Heft 9.

¹² Sarter: Verbilligungen im Betriebe von Nebenbahnen. „Verkehrstechnische Woche“ (1931) Heft 10.

¹³ Wohllebe: Der gegenwärtige Stand des Diesellokomotivbaues. „Verkehrstechnische Woche“ (1933) Heft 14.

¹⁷ Jäncke: Die Beförderung von Massengütern im 50-Tonnen-Wagen. „Verkehrstechnische Woche“ (1925) Heft 17.

¹⁸ Buddenberg: Über Lichttagessignale bei der Reichsbahn. „Verkehrstechnische Woche“ (1929).

flussung“ praktisch durchführbar zu machen. Man dachte zunächst an mechanische Einwirkungen. Ein Hebel am Signalmast schaltet in Haltstellung den Betriebsstrom aus und betätigt die Bremsen. Eine solche Fahrsperrung, die allerdings nur unter gewissen Umständen anwendbar ist, kennen z. B. die Berliner Hoch- und Untergrundbahnen. Auf den Eisenbahnen ging es in dieser Weise zunächst nicht recht. Deshalb kam man auf den Gedanken, die elektrischen oder die Lichtwellen in den Dienst zum Schutze der Menschen einzuspannen, elektro-magnetisches Verfahren nach Lorenz oder Siemens & Halske und elektro-optisches Verfahren nach einem Vorschlag des Reichsbahnrates Dr.-Ing. Baseler. In allerjüngster Zeit hört man von Versuchen, die eine Rückkehr zum Grundsatz der mechanischen, aber elastisch-mechanischen Übertragung andeuten.



Pintsch.

Abb. 10. Elektrisches Warnsignal für Überwege (Anlage Schwaneberg b. Magdeburg).

Streifendienst gegen Diebe und Attentäter und das vorzüglich ausgebaute Unfallwesen, der passive Sicherheitsdienst, sollen wenigstens kurz genannt werden.

Eine große Gefahrenquelle, besonders für die Außenstehenden, sind die zahlreichen Überwege. Die alte Schranke scheint für den heutigen schnellen Straßenverkehr, der ja an Geschwindigkeit die Bahn längst eingeholt hat, nicht mehr das geeignetste Schutzmittel zu sein¹⁹, da bei der Schranke der Kraftfahrer nicht rechtzeitig gewarnt wird. Die Blinklichtsignale versprechen viel Erfolg. Ein langsames, weißes Blinklicht, Achtungssignal, zeigt Freistellung an und ein schnelles, rotes Blinklicht, Warn- oder Gefahrensignal, die Sperrung der Straße, Abb. 10.

Der kurze Streifgang durch das Gebiet neuzeitlicher Verkehrs- und Betriebstechnik der Eisenbahnen wollte keineswegs erschöpfend diese Dinge behandeln, sondern nur einen Überblick geben. Auf eins muß noch hingewiesen werden, daß nämlich fast alle Fragen sich zum Teil in lebhafter Weiterentwicklung befinden und deshalb in mehr oder weniger kurzer Zeit manche Anschauungen sich wesentlich gewandelt haben können.

Es ist eben alles im Fluß und muß im Fluß sein, denn bei ständig sich ändernden Verkehrsverhältnissen würde ein Stillstand ein Rückschritt sein.

¹⁹ Spieß: Die Sicherung von Eisenbahn-Wegübergängen in Schienenhöhe. „Gleistechnik“ (1929) Heft 19 u. 20.

PLÄNE UND PLANBESCHAFFUNG FÜR INGENIEURARBEITEN.

Von Hermann Radicke, Photogrammeter, Berlin-Tempelhof.

Übersicht: Nach einer Zusammenfassung über das im Inlande für bautechnische Maßnahmen bereits vorhandene und verwendbare Planmaterial gibt der Verfasser einen kurzen Überblick über die bisher üblichen Aufnahmemethoden, um dann die Vorzüge der photogrammetrischen Meßmethode gegenüber der Tachymeter-Aufnahme auf Grund der bisherigen Erfahrungen darzulegen.

Am Schluß wird auf die Verwendungsmöglichkeiten der Stereobilder hingewiesen, die — bisher wenig beachtet — für den Entwurfsbearbeiter, für die Bauleitung und bei der Massenberechnung ein wertvolles Hilfsmittel bilden.

Die Entwurfsbearbeitung für den Bau von Eisenbahnen, Straßen, Kanälen, Staudämmen usw. erfordert Pläne, Lagekarten mit Höhenlinien als Grundlage aller Entwürfe und Berechnungen. Brauchbares Planmaterial steht im Inlande nur in beschränktem Maße, im Auslande in den allerseltensten Fällen zur Verfügung. Zur Durchführung der ersten technischen Vorarbeiten werden im allgemeinen die Maßstäbe 1:10 000, 1:25 000 bis zu 1:50 000 ausreichen, für die besonderen Vorarbeiten und für die Bauausführung selbst werden aber Pläne 1:1000, 1:2500 erforderlich.

Was steht nun dem Bauingenieur an brauchbarem Planmaterial im Inlande zur Verfügung?

Die bedeutendsten Kartenwerke des Deutschen Reiches sind das Meßtischblatt 1:25 000 und die Katasterpläne in den Maßstäben 1:1000, 1:1500 bis zu 1:5000.

Das Meßtischblatt, so genannt, weil die Aufnahme mit Meßtisch und Kippregel geschieht, ist ein nach einheitlichen Richtlinien hergestelltes Kartenwerk. Die Aufnahme ist abgeschlossen für das gesamte Reichsgebiet. Es ist die einzige Karte, die neben der Bodenbedeckung auch die Bodenform in der bekannten Schichtliniendarstellung angibt. Für allgemeine Entwürfe kommt also hauptsächlich das Meßtischblatt in Frage. Wenn der kleine Maßstab 1:25 000 notwendige Einzelzeichnungen nicht zuläßt, empfiehlt sich eine Vergrößerung auf 1:10 000, die sich, da in den neuen Drucken die Gauß-Krügerschen Gitterlinien — Koordinaten von 1000 zu 1000 m — eingetragen sind, mit großer Genauigkeit herstellen läßt. Die Umrechnung der Ergebnisse der Landes-triangulation in Gauß-Krüger (konforme) Koordinaten ist ab-

geschlossen. Die Koordinaten und Höhen der T. P. — nach Meßtischblättern geordnet — teilt die Trigonometrische Abteilung des Reichsamts für Landesaufnahme, Berlin SW 68, auf Anfordern mit.

In Arbeit ist die Reichswirtschaftskarte — in Baden „Topographische Grundkarte“ — 1:5000, ein Kartenwerk, das allen Anforderungen, die Technik und Wirtschaft an eine Karte stellen, in weitestgehendem Maße gerecht wird. Es muß auch dem Bauingenieur zu denken geben, wenn eine Behörde, wie die Landesaufnahme, die zweifellos in der Kartenherstellung über die größte Erfahrung verfügt, sich zwecks Schaffung eines solchen Kartenwerks für die photogrammetrische Methode entschlossen hat.

Die Katasterpläne, in denen jeder Quadratmeter von Grund und Boden dargestellt ist, wurden vor etwa einem Jahrhundert in Angriff genommen, um eine gerechte und gleichmäßige Besteuerung zu ermöglichen. Man muß unterscheiden zwischen Katasterkarten, die sich auf Grund einer an die Landesaufnahme von 1890 angeschlossenen ganzen oder teilweisen Neumessung aufbauen, und solchen, die auf der Uraufnahme um 1830, also auf der sog. Urmessung basieren. Die ersteren, neueren Karten sind ein vortreffliches Hilfsmittel für vorbereitende Entwürfe. Die älteren Pläne tragen den Stempel der Unvollkommenheit und sind nur von bedingter Brauchbarkeit. Der große Nachteil der Katasterpläne ist in erster Linie das Fehlen der so notwendigen Höhenlinien. Nur in einigen süddeutschen Ländern finden wir auch Flurkarten mit Schichtendarstellung. Über vorzügliches Katastermaterial (1:1500) verfügt z. B. Baden, das für die Katastermessung in vieler Beziehung vorbildlich geworden ist.

Zu erwähnen sind noch die z. T. vorzüglichen Stadtvermessungspläne einzelner großer Städte, die sich aber auf eine mehr katastermäßige Darstellung beschränken und ebenfalls keine Höhenlinien zeigen.

Wir sehen also, daß für überschlägige Entwürfe im Inlande Planmaterial vorhanden ist, für die ausführlichen Entwürfe und für die Bauausführung selbst aber Neumessungen erforderlich werden.

Die Grundlage jeder Geländeaufnahme bildet ein Dreiecknetz oder Polygonzug, dessen Anfangs- und Endpunkte an vorhandene T. P. der Landesvermessung anzuschließen sind, was heute umso leichter ist, da alle T. P. umgerechnet sind und in konformen Koordinaten angegeben werden. Dringend zu wünschen ist, daß allmählich die örtlichen Koordinatensysteme verschwinden und alle Messungen an das Netz der Landesaufnahme angeschlossen werden.

Die eigentliche Geländeaufnahme geschieht heute allgemein mit dem Tachymeter nach dem polaren Messungsverfahren, d. h. die Vermessung von einem Standpunkt nach vielen aufzunehmenden Punkten. Durch Winkel- und Streckenmessung wird Punkt für Punkt nach Lage und Höhe bestimmt. Hieraus formt sich das Kartenbild.

Die Katasterverwaltung hält an der orthogonale Messungsmethode, d. i. die Aufmessung des Geländes durch rechtwinklige Abstände zu einer geraden Messungslinie fest, im Gegensatz zur Landesaufnahme, die die polare Methode, die Meßtisch-Tachymetrie, seit jeher anwendet und sie zu einer außerordentlichen Höhe entwickelt hat.

An diesen Methoden wurde bisher festgehalten, eine andere Möglichkeit, eine Karte herzustellen, schien nicht denkbar. Wohl verfeinerten sich Methoden und Instrumente, die Grundgedanken blieben dieselben.

Einen Wendepunkt in der Geschichte der Geodäsie bedeutete die Einführung der Photographie, der Bildmessung. Sie knüpft an keine der bisherigen Methoden an, sondern bringt etwas völlig Neues. Wohl auch mit ein Grund, daß sie in Ingenieurkreisen bisher nicht die Beachtung gefunden hat, die dieser neuen Meßmethode zukommt. Es ist nicht Aufgabe dieses Aufsatzes, den Werdegang der Photogrammetrie zu schildern oder technische Einzelheiten zu behandeln, die ja in der einschlägigen Literatur zu finden sind; doch soll im folgenden die Arbeitsmethode kurz beschrieben werden, um insbesondere ihre Gegenüberstellung mit der Tachymetrie verständlicher zu gestalten.

Wie als bekannt vorausgesetzt werden darf, unterscheiden wir:

1. terrestrische oder Erdbildmessung und
2. Aero- oder Luftbildmessung.

Zum besseren Verständnis der nachstehenden Ausführungen, sei noch folgendes vorausgeschickt:

In der Erdbildmessung erkundet der Bearbeiter das zu vermessende Gebiet, wählt seine Aufnahmestationen, Punkte, von denen er möglichst tiefen Einblick in das Gelände hat. Von diesen Punkten, den Photostationen, die nach üblichen Methoden trigonometrisch oder polygonometrisch nach Lage und Höhe zu bestimmen sind, werden die photographischen Aufnahmen ausgeführt. Sie können — je nach Art des Geländes und Größe des Maßstabes — ein Panorama von 360 Grad und einen Flächenraum von mehreren km² umfassen. Notwendig wird in jedem Bildpaar (Stereogramm) ein Hilfs- oder Kontrollpunkt. Die photographische Aufnahme und die geodätischen Feldarbeiten geschehen in einem Arbeitsgang mit dem Phototheodolit. An einem Arbeitstage können 4—6 solcher Stationen erledigt werden.

In der Luftbildmessung sind Aufnahme und Punkt-einmessung zeitlich getrennte Arbeitsvorgänge. Die photographische Aufnahme geschieht vom Flugzeug aus mit automatischen Reihenbildmeßkammern. Zur Ausmessung eines Bildpaares im Ausmeßinstrument sind zum Einpassen 4, besser 5 Punkte, sog. Paßpunkte erforderlich. Dies sind im Bilde erkennbare, scharf markante Bodenpunkte, deren Koordinaten nach üblichen Methoden im Feld bestimmt werden müssen.

Die Ausmessung der Stereogramme geschieht in mechanischen Auswertinstrumenten und zwar

- für Erdstereogramme vorzugsweise im Stereoautographen (Zeiß)
- für Luftstereogramme im Stereoplanigraphen (Zeiß)
- oder im Aerokartographen
- oder im Doppelbildwurfgerät (Gasser).

Die Frage, was wirtschaftlicher ist, Erdbildmessung oder Luftbildmessung, ist von Fall zu Fall zu klären. Entscheidend ist in

erster Linie Form und Bodenbedeckung des Geländes. Es gibt Fälle — völlig ebenes Gelände ohne überhöhte Standpunkte, stark bewaldet oder dicht besiedelte Gebiete — wo sich Erdphotogrammetrie überhaupt nicht anwenden läßt; ferner Fälle, wo Bildflugzeuge nicht in greifbarer Nähe, Mangel an Notlandeplätzen oder ein langer An- und Rückflug eine Luftbildaufnahme unwirtschaftlich machen. Wenn es sich um Flächen geringerer Ausdehnung handelt, lohnt der Einsatz des Spezialflugzeuges nicht. Die Paßpunkte müssen doch im Gelände eingemessen werden. Und da ist es vorteilhafter, dem Bearbeiter gleich den Phototheodoliten mitzugeben und photographische Aufnahme und Einmessung zu vereinen. Eignung des Geländes ist natürlich Voraussetzung.

Der Vorzug der Bildmessung ist in erster Linie die Verminderung der für die Feldarbeiten aufzuwendenden Zeit, die sich zur Zimmerarbeit ungefähr verhält wie 1 : 3. Der Aufnehmer hat dadurch größere Möglichkeit, für die Feldarbeiten die günstigste Jahreszeit auszunutzen. Die eigentliche Meßarbeit, die Ausmessung der Stereoaufnahmen im Ausmeßinstrument, geschieht im Zimmer. Es kann das ganze Jahr über gemessen werden. Eventuell kann die zum Ausmessen erforderliche Zeit durch Einlegen einer zweiten oder dritten Schicht weiter gekürzt werden.

In den Fällen also, wo es sich darum handelt, schnell in den Besitz exakter Pläne zu gelangen, wird man zur photogrammetrischen Methode übergehen müssen. Aber vor allem auch da, wo im schwierigen Gebirgsgelände schroffe Felsgebiete die Herstellung einer genauen Schichtenkarte nach alten Methoden fast unmöglich machen.

Wir wissen, daß die durch Interpolation gewonnenen Schichtlinien einer Tachymeteraufnahme das Gelände nie genau, sondern nur angenähert wiedergeben. Um die Form des Geländes richtig zur Darstellung zu bringen, ist nicht allein die Kenntnis der Schichtlinientheorie erforderlich, sondern auch die Fähigkeit, schon bei der Feldarbeit die Bodenpunkte richtig zu wählen, schon im Gelände Mulden- und Rückenlinien richtig zu erkennen. Aber auch der geübteste Topograph wird selbst mit der genauesten Tachymeteraufnahme nie die Exaktheit der Linienführung erreichen, die der Photogrammeter am optischen Modell im Ausmeßinstrument erzielt. Denn die im Stereogramm gezogene Schichtlinie weicht bei einem geschulten Beobachter auch nicht um Strichstärke von der eingestellten Höhe ab und folgt automatisch der kleinsten Bodenfalte.

In der Bildmessung ist jede erwünschte Genauigkeit ohne große Mehrkosten erreichbar und zwar durch entsprechende Wahl der Standpunkte und Länge der Standlinien. Der aufnehmende Ingenieur wird bereits bei den Feldarbeiten darauf Rücksicht nehmen, daß wichtigere Teile später bei der Bauausführung auch einmal in einem größeren Maßstabe verlangt werden können, und wird seine Photostandpunkte von vornherein danach wählen.

Bei einer sachkundig durchgeführten photogrammetrischen Aufnahme liegt das Gelände auf der photographischen Platte festgehalten im Archiv und ist zu einer evtl. erforderlichen Nachmessung und Nachprüfung stets zur Hand, ohne daß nochmalige zeitraubende Feldarbeiten notwendig werden.

Durch Reduktion der für die Feldarbeiten aufzuwendenden Zeit werden die Kosten ganz wesentlich ermäßigt. Herr Oberregierungsbaurat, Dr.-Ing. Walther von der Straßen- und Wasserbaudirektion Karlsruhe schreibt in einer schätzenswerten Schrift „Wirtschaftliche Betrachtungen über die photogrammetrischen Vermessungen in Baden“ folgendes:

„Wie aus Tabelle I hervorgeht, betragen die Fehler des stereophotogrammetrischen Aufnahmeverfahrens im Mittel nur etwa $\frac{1}{2}$ der Fehler der Tachymetrie, der erreichte mittlere Fehler ist rd. dreimal kleiner als der zulässige. Bei einer Vergleichsmessung einer Tachymeteraufnahme durch einen erfahrenen Topographen mit 720 Punkten pro km² (dabei rd. 200 Punkte für den Grundriß) und einer mit besonderer Sorgfalt durchgeführten photogrammetrischen Aufnahme ergab sich eine etwa zehnmals größere Genauigkeit als die der Tachymetrie, der Fehler beträgt nur $\frac{1}{10}$ des zulässigen Fehlers.“

Interessant ist die Gegenüberstellung der Kosten für tachymetrische und photogrammetrische Aufnahmen.

Mittlere Neigung	Art des Geländes	Tachymetrie	Photogrammetrie	Ersparnis
		pro km ² RM	pro km ² RM	pro km ² RM
26°	Steilhänge, große Formen	500	80	420
22°	Flußtal mit Steilhängen	430	290	140
28°	Stark gegliedertes Gelände	480	370	110
1—6°	Hochebene mit Schluchten	400	200	200
16°	Rheinvorland mit stark gegliedertem Gebirgsland	380	310	70
3—15°	Flach- und Hügelland . .	300	250	50

Ich glaube mit diesen nackten Zahlen ist mehr gesagt über die Vorzüge des photogrammetrischen Meßverfahrens, als es lange Abhandlungen vermögen.

Bei Auslandsarbeiten werden sich diese Zahlen noch ganz wesentlich zugunsten der photogrammetrischen Meßmethode verschieben. Die höheren Gehälter und Löhne und meist geringere Arbeitsleistung wirken sich nur bei den Feldarbeiten aus. Denn der Hauptteil der Arbeit, die Messung im Ausmeßinstrument, wird meist im Inlande geschehen.

Die einmal durchgeführte photogrammetrische Aufnahme des Geländes bietet vor und während der Bauausführung noch ganz wesentliche Vorteile, die bisher erst wenig Beachtung gefunden haben.

Dem Entwurfsbearbeiter stehen die Stereobilder zur Verfügung, die ihm — im einfachen Stereoskop betrachtet — neben der Karte ein plastisches Bild des Geländes vermitteln mit allen den Einzelheiten, die kartographisch nicht zur Darstellung gebracht werden können. Die Bildabzüge von den Meßplatten haben

mit der Ausmessung selbst nichts zu tun. Der Konstrukteur aber, der einmal mit Stereobildern gearbeitet hat, möchte sie nicht missen. Es ist ein wertvolles Hilfsmittel, wenn man neben dem Zeichentisch das Stereoskop stehen hat und jederzeit das Gelände plastisch vor sich sieht.

Auch die Bauleitung hat daher jederzeit die Möglichkeit, sich ein sehr anschauliches Bild von der Geländegestaltung zu machen. Von ganz besonderem Wert ist dies für Auslandsarbeiten, da hierbei der Sachbearbeiter in der Zentrale das Gelände an Ort und Stelle meist nie zu sehen bekommt. Bei einer von mir durchgeführten photogrammetrischen Messung in der chilenischen Kordillere konnte ich erst an Hand der Stereobilder den Bearbeitern, die das Gebiet nicht von Augenschein kannten, eine Darstellung der eigenartigen Struktur des Geländes geben.

Auch während der Bauausführung selbst geben die mit einem einfachen Photoapparat von den bereits verpfahten Photostationen aus laufend aufgenommenen und den Bauberichten beigegebenen Stereobilder der Leitung in der Zentrale ein Bild von dem Fortschritt der Arbeiten und eine bessere Möglichkeit der Bauüberwachung. Diese „Amateur“-Aufnahmen können von jedem Ingenieur, der etwas vom Photographieren versteht, hergestellt werden.

Durch Vergleich der Stereobilder des ursprünglichen Zustandes mit denen des jeweiligen Bauzustandes kann selbst der Nichttechniker sich ein anschauliches Bild vom Fortschritt des Baues machen.

Alle Anwendungsmöglichkeiten und alle Vorteile der Photogrammetrie zu schildern, ist aus Raummangel leider nicht möglich. Die oben erwähnten Beispiele stellen nur einen Auszug dar und sind daher entsprechend zu werten.

Bisher fand die Bildmessung in Ingenieurkreisen nicht die Beachtung, die ihr zukommt. Wo sie aber sachkundig angewandt wurde, konnte der Beweis erbracht werden, daß sie allen anderen Methoden überlegen ist.

FORTSCHRITTE DER SCHWEISSUNG IM STAHLBAU¹.

Von Professor W. Rein, Breslau.

Die wesentlichen Vorteile, welche der Schweißung im Stahlbau Eingang verschafft haben, nämlich die wirtschaftlichen und baulichen Vorteile, überwiegen offensichtlich die z. T. überwindbaren Nachteile der Schweißung. Trotzdem aber kann die Zuverlässigkeit der Nietung nie erreicht werden.

Infolge der Wärmezufuhr beim Schweißen und der nachfolgenden Abkühlung entstehen bei im allgemeinen behinderter Bewegungsmöglichkeit in der Schweißung und in den Nachbarteilen Wärmespannungen, welche vielfach die Streckgrenze erreichen. Bislang war hierin die elektrische Lichtbogenschweißung der Gasschmelzschweißung wegen der geringeren Wärmezufuhr überlegen. Nach sehr wesentlichen Verbesserungen des Gasschmelzschweißverfahrens scheint dies aber neuerdings nicht mehr der Fall zu sein.

Zu diesen Wärmeeinflüssen kommen noch die beim Erstarren der Schweißung entstehenden Schrumpfungen, welche 0,1% bis über 0,3% in jeder Richtung erreichen können. Diese Schrumpfungen müssen ebenfalls Spannungen oder, wo Bewegungsmöglichkeit besteht, Verformungen hervorrufen. Beim Nachrichten solcher Teile bleiben dann ebenfalls entsprechende Spannungen zurück. Die Größe dieser Schrumpfspannungen wird je nach den vorliegenden Verhältnissen recht verschieden ausfallen müssen. Ihre genaue Feststellung wird wohl nie möglich sein; man kann sie aber — wie die bisherige Erfahrung gezeigt hat — durch verschiedene Maßnahmen auf ein Kleinstmaß verringern. Schrumpfspannungen

werden vollständig nie beseitigt werden können. Sie können sich bei dynamischen Belastungen als Vorspannungen unter Umständen günstig auswirken.

Im Nahtquerschnitt setzen die Berechnungsvorschriften einen einfachen Spannungszustand voraus, der sich aber in Wirklichkeit nur in wenigen Fällen erzielen läßt und fast in allen Kehlnahtquerschnitten haben wir mit ungleichmäßigen Spannungen zu rechnen. In neuerer Zeit haben sich mit diesem Problem reichlich viele theoretische Untersuchungen befaßt, die aber keinen brauchbaren Anhalt für die Zulässigkeit dieser oder jener Beanspruchung liefern.

Auch über die Länge einer Schweißnaht ist die Spannungsverteilung im allgemeinen nicht gleichmäßig, und den damit im Zusammenhang stehenden Erscheinungen muß unbedingt Beachtung geschenkt werden. Keinesfalls darf man aus der Tatsache, daß der Bruch geschweißter Probekörper bei statischer Belastung meist außerhalb der Schweißnaht erfolgt, schon schließen, daß die Schweißnaht selbst den an sie zu stellenden Anforderungen genügt, denn dieser Bruch außerhalb der Naht ist meistens auf die große Verformungsfähigkeit (Einschnürung) unserer Baustähle und die geringe Verformbarkeit der Schweißung zurückzuführen. Da nun aber bei Brücken zumeist dynamische Belastungen auftreten, und da die Voraussetzungen des statischen Versuchs bei dynamischen Belastungen keine Gültigkeit mehr haben, wird man das Spannungsproblem für geschweißte Verbindungen zur Hauptsache auf versuchstechnischem Wege zu lösen versuchen, indem man Schweißverbindungen der Dauer- und Wechselbelastung bis zum Bruch unterwirft.

¹ Auszug aus einem Vortrag gehalten am 26. April 1933 im Außeninstitut der Technischen Hochschule Breslau.

Erste Hinweise auf überraschend niedrige Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen erfolgten bereits 1931 durch Schaechterle und Graf². Ein Prüfstab, an welchem die Dauerfestigkeit für den einfach gelochten Stab festgestellt werden sollte, und welcher zum Einspannen in die Maschine aufgeschweißte Augenverstärkungen erhalten hatte, brach wider Erwarten an der Verstärkungsnaht bei einer oberen Lastgrenze von kaum 10 kg/mm² nach 1 821 000 Lastwechseln.

Sehr wichtige Versuchsreihen mit Schweißverbindungen werden gegenwärtig von verschiedenen Materialprüfungsämtern mit Dauerbelastungen, teils auf der Schwingbrücke, teils auf der Pulsatormaschine durchgeführt. Später sollen auch noch Versuche mit Wechselbelastungen vorgenommen werden. Bei den bisherigen Versuchen wurden zumeist gleiche Belastungsgrenzen und zwar solche zwischen 8—16 kg/mm² gewählt und die Proben bis zum Bruch be- und entlastet. Die Zahl der ertragenen Lastwechsel gibt dann ein Maß für die Güte der Verbindungen. Wird hierbei eine Lastwechselzahl von 2 000 000 erreicht, dann kann der Versuch abgebrochen werden, denn man weiß dann, daß die Dauerfestigkeit der Verbindung, also die obere Spannung, welche unendlich oft ertragen wird, dicht bei der gewählten Lastgrenze liegt.

Die bisher vorliegenden Ergebnisse sind in Tafel 1 u. 2 zusammengestellt. Nach Tafel 1 hat sich der einfache Stumpfstoß (Proben a) bei weitem und am besten bewährt und die gestellten

Tabelle 1.

Versuchskörper	Spannungsgrenzen	Lastwechsel × 10 ⁶
	780 1580	0,455
	790 1590	0,315
	800 1600	2,097 ²
	820 1620	0,509
	800 1600	0,913
	780 1580	1,634 ²
	840 1640	0,834
	840 1640	1,215
	850 1650	2,483 ²
	790 1590	0,645
	800 1600	0,960
	790 1590	3,169 ³

Anforderungen ohne weiteres erfüllt. Auch der Kreuzstoß mit Stirnkehlnähten (Proben b) hat sich verhältnismäßig gut bewährt. Bei Laschenverbindungen mit Stirnnahten (Proben c und d) tritt eine fühlbare Abminderung der ertragenen Lastwechselzahlen ein,

² Stahlbau (1931) S. 260 u. S. 285/286.

³ Nahtenden am Stoß ausgefräst.

und diese Abminderung wird bei Laschenverbindungen mit Flankenähten nach Proben e und f ganz erheblich. Wie die Ergebnisse für die Proben f und g zeigen, kann man durch Verlängerung der Flankenähte eine geringfügige und durch Zurücksetzen der Kehlnähte vom Stoß eine stärkere Verbesserung erzielen. Von ganz besonders günstigem Einfluß hat sich aber das Anfräsen der Nahte am Stoß, derart, daß die Naht allmählich von Null ihren vollen Querschnitt erreicht, erwiesen (vgl. Proben f). Auch bei der Laschenverbindung mit kombinierten Flanken- und Stirnkehlnähten ist ein ähnlich günstiger Einfluß dieser Bearbeitung festzustellen (Proben i). Im Verein mit einer Abschrägung der hinteren Laschenenden wurde hierdurch eine Erhöhung der ertragenen Lastwechselzahlen auf mehr als das Dreifache erzielt (Proben l). Aber auch die besten Ergebnisse mit Laschenverbindungen liegen immer noch erheblich unter dem einer vergleichsweise geprüften Nietverbindung (Probe h), welche rund 4^{1/2} Millionen Lastwechsel ertragen hat.

Um die günstige Wirkung der Ausfräsung, d. h. des allmählichen Anlaufes der Schweißnaht noch deutlicher hervorzuheben, sind die entsprechenden Ergebnisse in Tafel 2 besonders zusammengestellt. Bei den Proben k und l erkennt man auch sehr deutlich den günstigen Einfluß der Abrundung bzw. Abschrägung der Laschenenden. Diese Abschrägung allein (Proben l) brachte zunächst keine Verbesserung gegen die rechteckige Lasche der Proben i, weil die größte Spannungsspitze immer am Stoß beginnt, also nahe der Laschenmitte auftritt, und der daraus entstehende frühzeitige Bruch zunächst durch günstigere Spannungsverhältnisse am Laschenende nicht beeinflußt werden kann. Sobald aber die Schweißnähte infolge Ausfräsung von der Stoßstelle her allmählich anlaufen, sind die Proben k und l der Probe i erheblich überlegen, weil auch die Spannungsspitzen an den Laschenenden durch Abrundung bzw. Abschrägung herabgemindert werden. Anscheinend ist neben dem Stumpfstoß die Verlaschung nach Proben l mit allmählichem Anlaufen der Schweißnaht von der Mitte her die beste Schweißverbindung für dynamische Belastung.


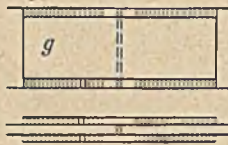

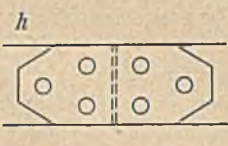
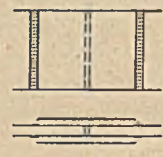
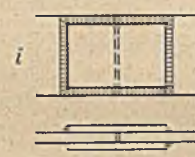
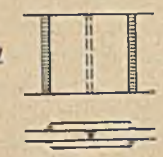
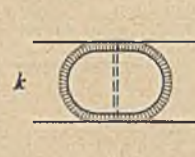

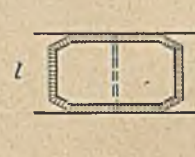

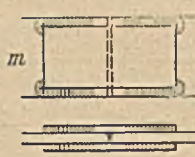
Eine andere wichtige Versuchsreihe⁴ bestätigt den Einfluß plötzlicher Querschnittsänderungen, als deren Folge erhebliche Spannungsstörungen und damit Herabminderungen der Dauerfestigkeit festgestellt wurden, und zwar um so mehr, je plötzlicher der Querschnittsübergang erfolgt. Schon Poren in der Schweißung können infolge der dadurch verursachten Querschnittsänderung zu niedrigen Dauerfestigkeiten bis auf etwa 10 kg/mm² führen. Die Schweißungen müssen also vollständig porenfrei hergestellt werden. Bei Stumpfnähten ist besonders auch darauf zu achten, daß bei V-Nähten die Nahtwurzel nachgeschweißt und bei X-Nähten die Wurzel gut durchgeschweißt wird. Ein Versuch mit einer X-Naht, bei welcher in der Nahtwurzel infolge schlechter Schweißung ein Spalt verblieben war, ergab den Bruch in der Naht bei einer Beanspruchung von nur 10 kg/mm². Ähnliche Ergebnisse haben auch andere an stumpfgeschweißten Lochstäben durchgeführte Versuche gezeigt⁵. Auch aus den weiteren Versuchen dieser Reihe⁴ geht immer wieder der außerordentlich ungünstige Einfluß scharfer Querschnittsänderungen hervor. Beispielsweise sank bei einer sonst gut ausgeführten Stumpfnäht in V-Form die Dauerfestigkeit durch die scharfe seitliche Abgrenzung der Nahtüberhöhung von 18 auf 10 kg/mm², und der Bruch erfolgte unmittelbar neben der Naht. Ein weiteres interessantes Ergebnis dieser Versuchsreihe ist die gute Bewahrung von schrägen und keilförmigen Stumpfstoßen, wie sie neuerdings insbesondere bei den Gurtplattenstoßen von Blechträgern angewandt werden.


Das günstige Verhalten der Stumpfnäht führte schon zu der Forderung, diese einfache Verbindung in bedeutend weiterem Umfang als bisher zu verwenden und die zulässige Spannung für sie gleich der der zu verbindenden Teile festzusetzen. Hierbei ist aber zu bedenken, daß man schon aus baulichen Gründen in den meisten Fällen Flankenähte zu Hilfe nehmen muß. Außerdem beeinflussen

⁴ Graf: Über die Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen. Stahlbau (1933) S. 89/94.

⁵ D ö r n e n: Zug-Druck-Dauerversuche mit niedriger Frequenz der Krafttrichtungswechsel. Stahlbau (1932) S. 161.

Tabelle 2.

Versuchskörper	Prüfungsanstalt A			Prüfungsanstalt B			Versuchskörper	Prüfungsanstalt A			Prüfungsanstalt B		
	Werkstoff	Spannungsgrenzen	Lastwechsel $\times 10^6$	Werkstoff	Spannungsgrenzen	Lastwechsel $\times 10^6$		Werkstoff	Spannungsgrenzen	Lastwechsel $\times 10^6$	Werkstoff	Spannungsgrenzen	Lastwechsel $\times 10^6$
	S 2	800 1600	9,80	S 2	790 1590	5,016		S 2	800 1600	1,27	S 2	880 1680	1,472
	S 2	600 1800	5,65	S 2	760 1560	> 10,25		S 2	890 1690	1,195			
	S 2	800 1600	22,40 ¹	St 37	200 1800	1,147							
	S 2	600 1800	2,40 ²		200 1600	> 2,092							
					200 1700	> 2,081							
	St 37	800 1600	0,96	St 37	810 1610	1,743		St 37	800 1600	4,53			
					800 1600	2,120							
					800 1600	2,436							
	St 37	800/1600	0,49	St 37	200/1500	0,270		St 37	800 1600	0,70	St 37	800 1600	0,913
	S 2	800/1600	3,44		200/1200	1,071		St 37	780 1580	1,634 ³			
	S 2	800/1600	1,29		200/1100	1,861							
					820/1620	1,321							
				820/1620	1,054								
				S 2	750/1550	1,058							
					760/1560	1,104							
				800/1600	1,121								
	St 37	800 1600	1,66	S 2	890 1690	2,509		St 37	800 1600	0,78	St 37	840 1640	0,834
					900 1700	1,479		840 1640	1,215				
					870 1670	1,806		850 1650	2,483 ³				
	S 2	600 1800	0,07	S 2	810 1610	0,254		St 37	800 1600	0,47	St 37	790 1590	0,645
		800 1600	0,27	S 2	800 1600	0,288		800 1600	0,960				
		800 1600	0,27	St 37	810 1610	0,208		790 1590	3,169 ³				
	S 2	800 1600	0,57	S 2	780 1580	0,455		S 2	800 1600	1,67	S 2	880 1680	2,267
	S 2	800 1600	0,30		790 1590	0,315		S 2	890 1690	2,732			
					800 1600	2,097 ³							
				St 37	820 1620	0,509							

¹ = erste. ² = zweite Belastung der gleichen Probe. ³ = Nahtenden am Stoß ausgefräst. 

kleine Ausführungsfehler, z. B. Poren in der Schweißnaht, die Stumpfnahnt bedeutend ungünstiger als Kehlnähte, da sie sofort Spannungsstörungen erzeugen, welche die Überlegenheit der Stumpfnahnt zum großen Teil verschwinden lassen. Außerdem müssen wir bei Verbindungen im Bauwerk stets mit Biegemomenten rechnen, welche sich auf die Stumpfnahnt ebenfalls recht empfindlich auswirken müssen.

Endgültige Schlüsse auf die bauliche Gestaltung unserer Schweißverbindungen kann man aus den bisherigen Versuchen noch nicht ziehen; dazu muß vielmehr der Abschluß der Versuchsreihen abgewartet werden. Da wir zur Hauptsache mit Dauer- und Wechselbelastungen zu rechnen haben, kann man aber schon jetzt sagen, daß unbedingt zu verlangen sind:

porenfreie Schweißung,

Vermeidung von unvermittelten Querschnittsübergängen, und Maßnahmen zur Verminderung der Spannungsspitzen.

Die bisher entwickelten Verfahren zur Nachprüfung der Güte der Schweißnaht lassen zwar schon wesentliche Fortschritte erkennen, sind aber teils noch nicht ausreichend, teils noch zu teuer. Selbst bei weitestgehender Vervollkommnung wird aber die eingehende Nachprüfung sämtlicher Schweißstellen eines Bauwerkes nicht gut durchführbar sein. Die beste Gewähr für die Güte der Arbeit wird wohl immer in der Zuverlässigkeit des mit den Arbeiten beauftragten Unternehmens liegen.

Die auch bei uns schon recht verbreitete Anwendung der Schweißung hat bereits zu der Erkenntnis geführt, daß die Schweißkosten einen erheblichen Teil der Gesamtkosten eines Stahlbaues bilden. Oft nimmt man deshalb schon einen vermehrten Werkstoffaufwand in Kauf, wenn man dadurch an Schweißarbeit sparen kann. Einfachste Formen, und möglichste Verminderung der Zahl der Einzelteile sind heute schon eine mehrfach bei Bauausführungen beobachtete Maßnahme zur Verbilligung.

Nach den bisherigen Erfahrungen spielen die Kosten der Schweißdrähte selbst wegen ihres kleinen Gewichtsanteiles offenbar nur eine sehr geringe Rolle. Bei der Auswahl der Elektroden sollte daher nicht der Preis, sondern ihre schnelle und gute Verarbeitbarkeit maßgebend sein.

Bisher ist die durch die Schweißung in vielen Fällen erzielbare Verbilligung der Stahlbauten ausschließlich auf die Ersparnis an Baustoff zurückzuführen. Diese 20—30% betragenden Ersparnisse können sich aber nicht ganz als Kostenverringerung auswirken, da die Schweißarbeit auf die Gewichtseinheit bezogen heute noch teurer ist als die Nietarbeit und infolgedessen einen Teil der Baustoffersparnis wieder aufzehrt. Bessere Ausnutzung der Schweißanlagen, Verbesserung der Schweißverfahren können aber die heute noch bescheidene Verbilligung der Stahlbauten künftig recht fühlbar gestalten, und dem Stahlbau ist in der Schweißung zweifellos ein kräftiger Impuls zur Weiterentwicklung gegeben.

DIE NEUE ENTWICKLUNG DES HOCHWASSERSCHUTZES AM MISSISSIPPI.

Von Dr. Ing. Ernst Schleiermacher.

Übersicht: An Hand des amerikanischen Berichts werden die Vorarbeiten im Laboratorium zu Vicksburg und die Ausführung der Mississippi-Korrektion geschildert. Gleichzeitig wird ein Vergleich mit deutschen Untersuchungen und Flußbauarbeiten durchgeführt.

Die bitteren Erfahrungen bei dem verheerenden Hochwasser des Jahres 1927¹ veranlaßten grundsätzliche Änderungen in den

Wie die Abb. 1, 2 u. 3 beweisen, zeigt das Kartenbild dieser drei korrigierten oder einer Korrektion² noch zu unterwerfenden Ströme in der Tat sehr große Ähnlichkeit. Dafür bestehen in der Größenordnung Unterschiede. Hierzu einige Zahlen:

Hochwasser in cbm/S:

Oder	= 3 200 (Küstrin)
Rhein	= 7 500 (Mainz)
Mississippi	= 63 700 (Cairo) bis 84 950 (unterhalb)

Länge der serpentinierenden Strecke in km:

Oder	= 540 (Reichsgrenze — Lausitzer Neiße)
Rhein	= 230 (Lauterburg — Oppenheim)
Mississippi	= 1600 (Cairo — New Orleans)

Spiegelbreite bei Mittelwasser vor der Korrektion:

Oder	= 200 m
Rhein	= 400 „
Mississippi	= 1500 „

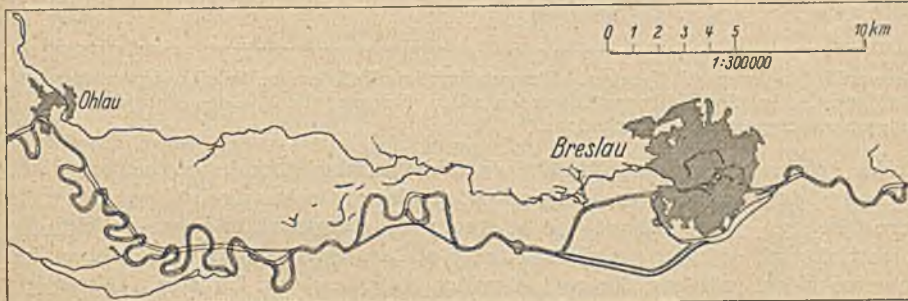


Abb. 1. Die Oder bei Breslau vor der Korrektion mit Einzeichnung des späteren Bettes. Erster Durchstich bei Ohlau 1747 ausgeführt.

Ansichten der maßgebenden Stellen über den Schutz des vom Mississippi und seinen Nebenströmen berührten Gebietes der Vereinigten Staaten von Nordamerika gegen die Hochwassergefahr. Während ein Jahrhundert lang die dortigen Ingenieure und demnach auch die 1879 gegründete Mississippi-Strombau-Kommission den Standpunkt eingenommen hatten, man müßte dem Strom sein einmal von ihm selber geschaffenes Bett erhalten und deshalb auch verhüten, daß er es selbst verlege, scheint man sich nunmehr drüber über dem großen Teich Grundsätze zu eigen zu machen, nach denen bei uns in Deutschland seit über hundert Jahren am Rhein und früher schon an der Oder gearbeitet worden ist. Es handelt sich um die Frage, ob man es zulassen könne, daß ein in weiten Schleifen serpentinierender Strom den zu dünn gewordenen Hals einer umflossenen Halbinsel selbst durchbreche, und ob man diesen Vorgang sogar künstlich mit Hilfe von sog. Durchstichen herbeiführen könne. Die Amerikaner hatten bisher diese Frage entschieden verneint.

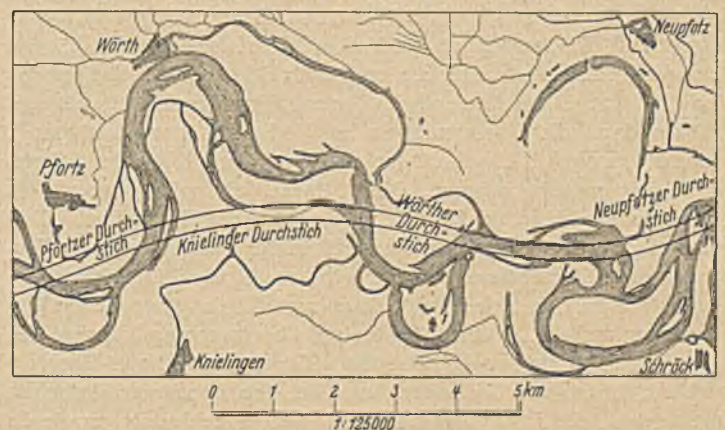


Abb. 2. Der Rhein bei Karlsruhe vor der Korrektion mit Einzeichnung des späteren Bettes. Durchstiche bei Pforz, Knielingen und Neupforz 1817 begonnen.

² Arbeiten, durch die eine Verlegung des ganzen Strombettes erreicht wird, bezeichnet man als Korrektion, Arbeiten innerhalb des Strombettes dagegen als Regulierung.

¹ Vgl. auch „Der Bauingenieur“ 1927, S. 774 u. 1928, S. 652.

Wasserspiegelgefälle:

- Oder zwischen Krappitz und Oppeln . = 1 : 2780
- Oder zwischen Neusalz und Krossen . = 1 : 3860
- Rhein bei Maxau = 1 : 2500 bis 1 : 3333
- Mississippi oberhalb Vicksburg . . = 1 : 16000
- Mississippi zwischen Vicksburg und Angola (Mündung des Roten Flusses) = 1 : 20000

dierten, mit dazu beigetragen haben, die Mississippi-Korrektion nunmehr nach anderen Grundsätzen in Angriff zu nehmen. Doch ist es immerhin sehr wahrscheinlich, denn John R. Freeman, der begeisterte Verehrer des europäischen wasserbaulichen Versuchswesens, hat ja gerade im Hinblick auf die großen Aufgaben, die der Flußbau in den Vereinigten Staaten den Ingenieuren stellt, die

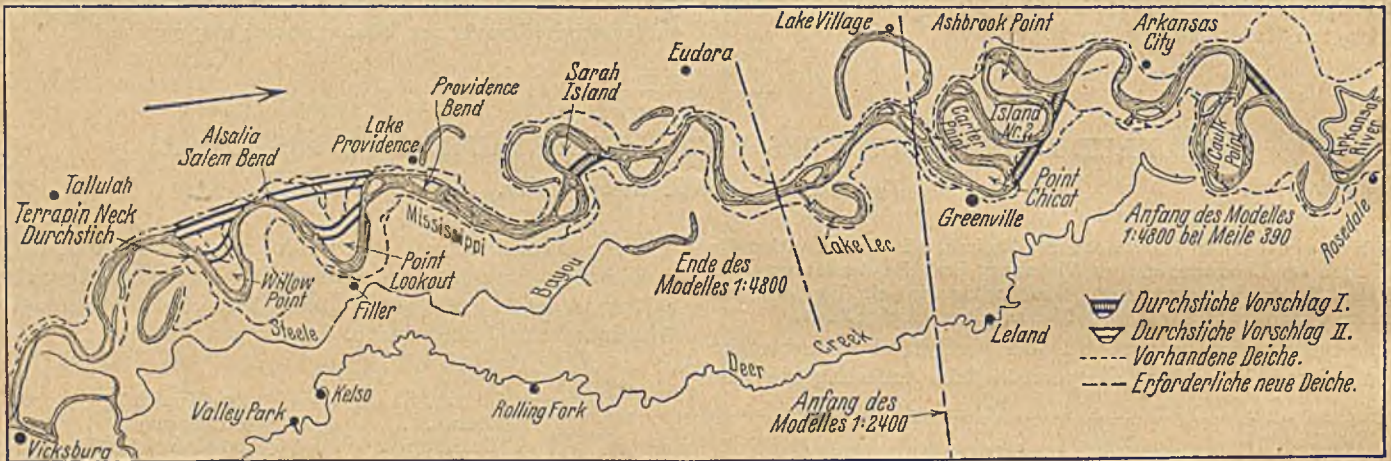
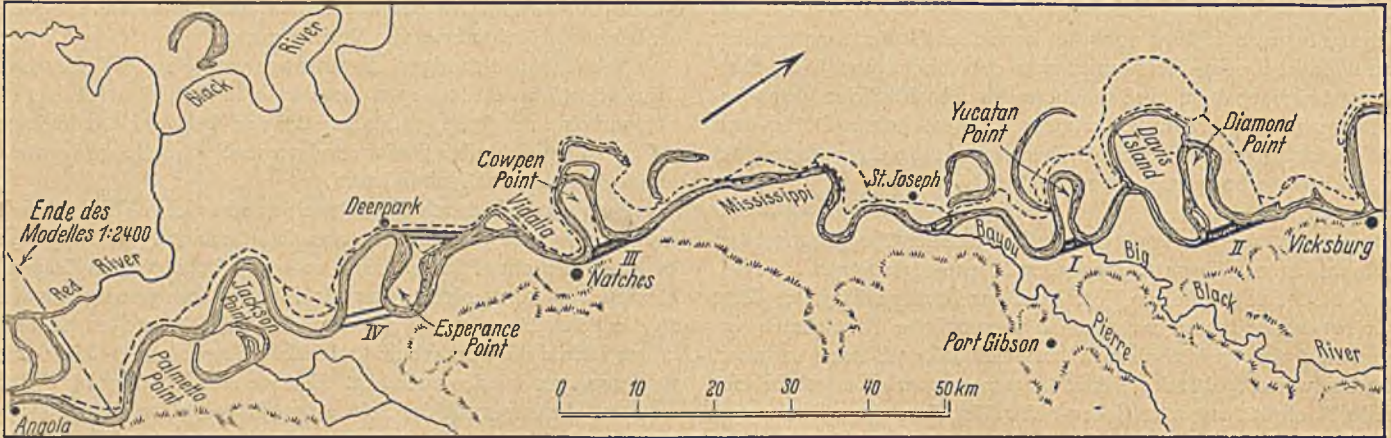


Abb. 3. Der Mississippi oberhalb der Schleifen bei Greenville bis unterhalb Natchez. Dargestellt ist ein Teil der im Modell untersuchten Strecken mit 10 in Aussicht genommenen Durchstichen, die im Modell überprüft werden sollen, darunter die 4 in das laufende Bauprogramm eingesetzten Durchstiche.

Immerhin läßt sich zwischen einzelnen Werten eine gewisse Proportionalität erkennen. So wird der Hydrauliker aus der vier- bis siebenfachen Wasserspiegelbreite des Mississippi, der erfahrungsgemäß etwa im gleichen Verhältnis zunehmenden Wassertiefe und dem entsprechend größeren hydraulischen Radius ohne weiteres den Schluß ziehen, daß das Wasserspiegelgefälle im Mississippi, das umgekehrt proportional zum hydraulischen Radius sich ändert, wesentlich geringer sein werde als bei Oder oder Rhein. Die Zahlenwerte zeigen, daß dies tatsächlich der Fall ist. Ein Vergleich der Längen der zu korrigierenden Strecken ergibt für Oder und Mississippi das Verhältnis 1 : 3. Bei Anwendung der sog. Froudeschen Modellregel müßten dann die Wassermengen im Verhältnis 1 : 15,6 stehen³, was mit 3200 m³/S für die Oder und 63 700 m³/S für den Mississippi einigermaßen stimmt. Man könnte daher die Oder als ein generelles Modell im Maßstab 1 : 3 des Mississippi ansehen. Und ein Ingenieur, der auch auf dem Gebiete des wasserbaulichen Versuchswesens Kenntnisse besitzt, wird rasch die Möglichkeit erfassen, die an den „Modellen“ Oder und Rhein gewonnenen Erfahrungen auf die „Natur“ Mississippi übertragen zu können. Es ist an keiner Stelle der Aufsatzreihe in Engineering News-Record⁴ erwähnt, ob solche Gedankengänge bei den nordamerikanischen Ingenieuren, die in den letzten fünf Jahren zahlreich gerade in Deutschland Flußbau und wasserbauliches Versuchswesen stu-

Herausgabe des Buches „Die Wasserbaulaboratorien Europas“⁵ veranlaßt. In dem Vorwort zu diesem Buche schreibt Freeman: „Vor zwei Jahren — d. h. etwa 1924 — legte ich in einem Bericht, den ich der American Society of Civil Engineers erstattete, eine Aufzählung der nachfolgenden Aufgaben vor, bei deren Lösung ein nationales Wasserbaulaboratorium mit Erfolg Verwendung finden könnte. Dieses Laboratorium sollte ungefähr den deutschen Laboratorien nachgebildet, aber in größerem Maßstab zur Ausführung kommen.“ In der großen Reihe von allgemeingültigen Aufgaben aus dem Gebiete des Flußbaues, deren Lösung von Freeman in diesem neuen Laboratorium angeregt wurde, sind bei sechs der Mississippi oder der Missouri ausdrücklich genannt. Es darf wohl kaum bezweifelt werden, daß der Gedanke von Freeman stammt, die bei der Mississippi-Korrektion auftretenden Fragen erst an Modellen im engeren Sinne zu untersuchen. Wer deutschen Brauch gewohnt ist, der vermißt daher in den Aufsätzen einen Hinweis auf Freeman und auf die deutschen Vorbilder.

In Vicksburg wurde ein Flußbaulaboratorium eigens für den Mississippi errichtet, in dem Ende 1930 die ersten Modellversuche begonnen wurden. Seither sind an über 60 verschiedenen Modellen Untersuchungen durchgeführt worden. Die Modelle wurden teils in der Laboratoriumshalle, teils im Freien aufgebaut. Zu den letzteren zählt auch „das größte jemals errichtete Flußmodell“: unwillkürlich erinnert man sich, daß man sich in dem Lande befindet, wo von allen Dingen the biggest of the world zu finden ist. Dieses

³ Vgl. z. B. Th. Rehbock: Das Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule in Karlsruhe, in G. de Thierry u. C. Matschoß, Die Wasserbaulaboratorien Europas. Berlin 1926 im VDI-Verlag, S. 175.

⁴ Vol. 110, Nr. 25, 26, Vol. 111, Nr. 1—7.

⁵ Vgl. Anm. 3.

Modell bedeckt eine Fläche von 150×37 qm; dargestellt ist eine Strecke des Mississippi von 805 km Länge.

Die oben mitgeteilten Zahlenwerte für den Mississippi lassen erkennen, daß bei den gewaltigen Abmessungen des Stromes die Wahl der Modellmaßstäbe für die Längen wie für die Höhen beträchtliche Schwierigkeiten bereitete. Der derzeitige Leiter des Laboratoriums, Oberleutnant Herbert D. Vogel, hat kühn zu Maßstäben gegriffen, die sicherlich bei seinen deutschen Lehrmeistern manche Bedenken hervorrufen würden. Von den Modellen, deren Maßstabverhältnisse angegeben sind, wurden mehr als die Hälfte in Längenmaßstäben kleiner als $1 : 500$ ausgeführt. Um laminares Fließen im Modell zu vermeiden oder um noch ausreichende Geschwindigkeiten für die Nachbildung der Geröllwanderung zu erhalten, mußten diese Modelle stark überhöht werden. Es handelt sich fast durchweg um 10- bis 20fache Überhöhung. Den Grenzfall stellt ein Modell dar im Längenmaßstab $1 : 10\,000$



Abb. 4. Modell des Leitkanals für die Hochwasserumleitung durch die Boeuf-Niederung. Die dunklen Flächen sind Buschwald, der aus Moos nachgebildet worden ist. Die hellen Stellen sind Ablagerungen von gelöschtem Kalk.

und im Höhenmaßstab $1 : 100$, an dem die Ausbildung des Leitkanals in der Boeuf-Niederung untersucht werden sollte (vgl. Abb. 4). Die Länge dieses Modelles betrug rund 20 m.

Die Frage, ob Versuche an derartig stark verzerrten Modellen noch brauchbare Ergebnisse liefern können, ist für das wasserbauliche Versuchswesen von großer Bedeutung. Der ungenannte Verfasser der Aufsatzreihe, der sich aber bei den Ingenieuren des Vicksburger Laboratoriums eingehend unterrichtet hat, behandelt auch gerade diese Frage ausführlich. Er soll daher selbst zu Wort kommen⁶.

„Zweck der Überhöhung ist es, eine der Natur ähnliche Bewegung im Modell zu bekommen. In ihren Einzelheiten ist die Ableitung der Gesetze der Modellähnlichkeit ziemlich verwickelt und kann hier nicht auseinandergesetzt werden. Es seien hier nur die allgemeine Theorie und ihre Begründung dargestellt.“

„In einem kleinen Modell eines Flusses oder eines Hafens ist es unmöglich, alle in der Natur gegebenen Größen im Modellmaßstab nachzubilden. Zu diesen Größen gehören Dichte und Zähigkeit der Flüssigkeit sowie Größe, Gestalt, Kohäsion und Dichte des Materials der Sohle und der Ufer. Ferner Schwere, Reibung, Oberflächenspannung und barometrischer Luftdruck als äußere Kräfte. Damit diese Kräfte und Eigenschaften nicht in ein Mißverhältnis zueinander geraten, werden sie harmonisch in Beziehung gesetzt, indem das Modell durch Vergrößerung des Höhenmaßstabs geometrisch verzerrt wird. Kurz gesagt, die geometrische Ähnlichkeit wird geopfert, um die Ähnlichkeit von Kraft und Wirkung zu sichern.“

„So wie sie bei Modellversuchen angewandt wird, kann die

⁶ Engineering News-Record, Bd. 111, S. 15. In der Übersetzung unwesentlich gekürzt.

Überhöhung nicht zu falschen Ergebnissen führen. Das wäre gerade dann der Fall, wenn das Modell nicht verzerrt wäre. Die Verzerrung erfolgt nur in der Höhenrichtung. Ihre Größe wird für jedes Gebiet getrennt bestimmt: für das Gefälle, für das Mittelwasserbett und die Vorländer, für die Rauigkeit der Sohle. Eine Verzerrung in der Linienführung der Ufer und in ihren verschiedenen Krümmungen darf nicht stattfinden. Wenn dies alles in richtiger Beziehung zueinander dargestellt wird, so werden durch die Vergrößerung des Höhenmaßstabs die Einflüsse des Bettes nicht verändert. Dies ist vielfach überprüft⁷ worden bei der Untersuchung von Modellen mit beweglicher Sohle⁷ von dem Zustand mit eingeebnetem Bette bis zur endlichen Ausbildung der natürlichen Formen. Vergleiche zwischen den Sohlenplänen nach der Natur und nach einem Modell in 8- bis 10facher Überhöhung ergaben so gute Übereinstimmung, daß es schwierig war, beide voneinander zu unterscheiden⁷.“

Unter den Größen, die sich bei der Verkleinerung auf den Modellmaßstab nicht verändern lassen, hat der Verfasser den Böschungswinkel unter Wasser geschütteter Materialien nicht genannt, der je nach Korngröße, Kornzusammensetzung usw. zwischen 26 und 33° schwankt, aber für ein und dasselbe Material praktisch konstant ist. Wer an diese Eigenschaft denkt, der wird den zuletzt angeführten Satz des Verfassers etwas anzweifeln. Denn der Böschungswinkel stellt sich z. B. auf der Leeseite der Sandbänke in der Natur wie im unverzerrten oder im verzerrten Modell ein. Daher muß in einem Lageplan, der von einem 10mal überhöhten Modell herrührt, der Horizontalabstand zwischen Krone und Fuß der leeseitigen Böschung bei gleichem maßstäblichen Höhenunterschied 10mal größer sein als bei dem natürlichen Vorbild. Beträgt z. B. der Höhenunterschied zwischen einer Sandbank und dem leeseitig anschließenden Kolk 5 m, so liegt bei einem Böschungswinkel von 30° der Fuß der Böschung um $x = 5 \text{ m} \cdot \text{ctg } 30^\circ = 8,66 \text{ m}$ flußabwärts von der Krone der Böschung. Im unverzerrten Modell $1 : 100$ würden der Höhenunterschied 5 cm und der Horizontalabstand 8,66 cm betragen. Im verzerrten Modell $1 : 10$ auf $1 : 100$ sollte theoretisch der Höhenunterschied 50 cm sein. Damit würde aber der Abstand x' auf $50 \text{ cm} \cdot \text{ctg } 30^\circ = 86,6 \text{ cm}$ anwachsen. Werden diese Werte maßstäblich auf die Natur umgerechnet, so ergibt sich wieder ein Höhenunterschied von 5 m, während der Abstand nun 86,6 m wäre.

Selbstverständlich ist dies auch den amerikanischen Kollegen nicht unbekannt. Um seine Darlegungen über die überhöhten Modelle zu erläutern, schildert der Verfasser die Entwicklung der Maßstabverhältnisse für ein Modell, an dem untersucht werden sollte, ob ein Übergang des Talweges⁸ durch einen gebaggerten Durchstich von Kolk zu Kolk reguliert werden kann. Nach der Topographie des Strombettes mußte in diesem Modell eine Strecke von etwa 8 km oberhalb bis $4\frac{1}{2}$ km unterhalb des Überganges dargestellt werden. Unter Berücksichtigung der Kosten, des verfügbaren Raumes, der erforderlichen Betriebswassermenge, der Genauigkeit und Feinheit der notwendigen Messungen am Modell ergab sich ein Horizontalmaßstab von $1 : 600$. Für die Höhen wurde ein Maßstab $1 : 150$ gewählt, weil nur bei mindestens vierfacher Überhöhung sich meßbare Tiefen an allen Stellen des Modelles einstellten und der turbulente Abfluß gesichert war. Andererseits „durfte der Höhenmaßstab nicht so groß sein, daß die entstehende geometrische Verzerrung eine Neigung der Ufer ergeben würde steiler als der natürliche Böschungswinkel des Sohlenmaterials⁷“. Es ist also bei der Wahl des Höhenmaßstabes

⁷ Nur in der Übersetzung durch Sperrdruck hervorgehoben.

⁸ Unter Talweg versteht man die Verbindungslinie der tiefsten Punkte aufeinanderfolgender Querschnitte durch das Flußbett. Der Ausdruck Talweg ist als Fremdwort in die englische und französische Sprache der Technik übernommen worden. Ein Übergang ist der Wechsel des Talweges von der einen nach der anderen Seite des Flußbettes. Dieser Wechsel erfolgt meist in ziemlich regelmäßigen Abständen, die z. B. beim Rhein etwa 1 km groß sind.

auf die Eigenschaft des unveränderlichen Böschungswinkels sehr wohl geachtet worden. Wenn trotzdem verhältnismäßig starke Überhöhungen gewählt werden durften, so deshalb, weil am Mississippi die Horizontalabmessungen ganz gewaltig jede Vertikalabmessungen übertreffen. Offenbar sind aus diesem Grunde die relativen Verschiebungen der Böschungsfüße auch bei starken Änderungen der Höhenabmessungen für das Gesamtbild bedeutungslos.

Die Versuchsergebnisse in Vicksburg zeigen, daß und wann auch bei Modellen mit beweglicher Sohle eine starke Überhöhung der Maßstabverhältnisse angewandt werden kann. Für das Buch „Die Wasserbaulaboratorien Europas“⁹ hat Dr.-Ing. Winkel in seinem Beitrag „Die Grenzen der Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse und die Modellähnlichkeit bei flußbaulichen Versuchen“ die Theorie für Entwurf und Betrieb überhöhter Modelle abgeleitet, allerdings ohne dabei auf die Eigenschaft des unveränderlichen Böschungswinkels einzugehen. Hierüber sind bisher nur von Dr.-Ing. Böß noch unveröffentlichte systematische Untersuchungen im Karlsruher Flußbaulaboratorium angestellt worden. Praktisch war man in den europäischen Versuchsanstalten in den letzten Jahren von Maßstabverhältnissen abgekommen, wie sie jetzt wieder in Vicksburg verwandt worden sind. Krüger berichtete in „Die Wasserbaulaboratorien Europas“ sogar von teilweise fehlerhaften Ergebnissen an Modellen in nur 5facher bzw. 7 $\frac{1}{2}$ facher Überhöhung. Nun scheint sich gerade im englischen Sprachgebiet der Ring im Wechsel der Anschauungen zu schließen: im Jahre 1885 hat Osborne Reynolds in Manchester seine klassischen Versuche an Modellen des Mersey-Astuariums in den Längenmaßstäben 1 : 31 800 und 1 : 10 600 bei 33facher und 27facher Überhöhung ausgeführt.

Ähnlich wie im Karlsruher Flußbaulaboratorium für Versuche an unverzerrten Modellen des Rheines wurde auch in Vicksburg das Wasserspiegelgefälle für die Versuche unabhängig von den anderen Maßstäben ermittelt. Da nämlich aus den oben angeführten Gründen weder der Längen- noch der Höhenmaßstab vergrößert werden konnte, so wäre die maßstäbliche Abflußmenge bei dem aus Längen- und Höhenmaßstab abgeleiteten Gefälle nicht ausreichend, um eine genügende Geröllwanderung zu erzeugen. Deshalb wurde in einer besonderen, kippbaren Rinne dasjenige Gefälle ermittelt, bei dem die gewünschte Geröllwanderung einsetzte.

Die Freiluftmodelle sind in den Boden des Geländes um die Versuchsanstalt eingeschnitten. Soweit aus den Abbildungen zu erkennen ist, befindet sich auch bei den Hallenmodellen der Wasserspiegel höchstens in Kniehöhe über dem Fußboden. Daneben enthält das Laboratorium noch einige ständige hölzerne und eiserne Rinnen in der auch bei uns bekannten Form, d. h. mit rechteckigem oder trapezförmigem Querschnitt und gleichlaufenden Seitenwänden. Die Maßangabe für eine dieser Rinnen mag eine Größenvorstellung geben: Die Rinne ist 1,07 m hoch, 1,22 m breit und 57 m lang. In diesen Rinnen sind z. B. Untersuchungen über das in den Modellen zu verwendende Sohlenmaterial oder im Maßstab 1 : 1

⁹ Vgl. Anm. 3.

über die Art der Böschungspflasterung am Mississippi durchgeführt worden.

Die zum Betrieb der Modelle erforderliche Wassermenge wird mittels Dreieckwehren oder sog. Thompson-Überfällen gemessen. Zur Ermittlung der Wasserspiegellage in den Modellen selbst dienen Spitzenmaßstäbe und Wasserstandsrohre.



Abb. 5. Die Versuchsanstalt zu Vicksburg. Im Vordergrund ein Freiluftmodell der Slough-Schleife zwischen Meile 59 u. 63 zur Untersuchung der Geröllwanderung in scharfen Flußkrümmungen und der Wirkung eines Abzweigekanal am inneren Ufer.

Das ständige Personal der Versuchsanstalt besteht aus 70 Köpfen; in Zeiten des Hochbetriebes kann diese Zahl bis auf das Doppelte vermehrt werden. Auch in dieser Beziehung übertreibt das Laboratorium zu Vicksburg die größten europäischen Anstalten, so die Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau zu Berlin um mindestens die Hälfte ihres Personalstandes.

Die in Vicksburg ausgeführten Untersuchungen von allgemeiner Gültigkeit, wie z. B. über die Geröllwanderung in scharfen Flußkrümmungen oder bei Flußspaltungen haben für den deutschen Wasserbau-Ingenieur kaum etwas grundsätzlich Neues gebracht. Beachtenswert ist ein Vorschlag, das Strombett dadurch von der Gerölllast zu befreien, daß in einer scharfen Flußkrümmung dicht hinter deren Scheitel am inneren konvexen Ufer ein Seitenkanal abgezweigt wird (vgl. Abb. 5). Es gelang im Modell, bei Hochwasser dem Strom etwa 97% des ankommenden Gerölls auf diese Weise zu entziehen. Der Vorschlag ist eine praktische Anwendung von Untersuchungsergebnissen, wie sie auch bei uns in Deutschland von H. Thoma¹⁰, Rehbock und Bulle¹¹ festgestellt worden sind.

¹⁰ Mittlere Isar A.G., Modellversuche über die zweckmäßige Gestaltung einzelner Bauwerke. Charlottenburg: ROM-Verlag (R. Otto Mittelbach) 1923.

¹¹ Bulle, H.: Geschiebeabteilung bei Spaltung von Wasserläufen. Heft 283 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. Berlin: VDI-Verlag G. m. b. H. 1927.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die neue Hängebrücke über die Isère bei Veurey.

Ende 1932 wurde eine neue Kabelbrücke über die Isère bei Veurey dem Verkehr übergeben, die den Fluß mit einer einzigen Öffnung von 209,35 m Weite überspannt. Nach Bodenuntersuchungen an der Oberfläche glaubte man für die Pylonenfundamente Pressungen von 8 bis 9 kg/cm² zulassen zu können. Als der Senkkasten jedoch die vorgeschriebene Tiefe erreicht hatte, stellte sich heraus, daß die Bodenpressungen höchstens halb so groß sein dürften und es war deshalb notwendig, in 1 m Entfernung einen zweiten Senkkasten auszuführen, der mit dem ersten durch eine schwere Eisenbetonplatte verbunden wurde. Die Pylonen haben, um die Bodenpressungen möglichst klein zu halten, einen gegliederten Querschnitt aus umschnürtem Eisenbeton erhalten. Aus dem gleichen Grunde erhielten die Pfeilerschäfte große Hohlräume. Die Ankerbauwerke sind ganz massiv und haben wegen der steilen Rückhaltkabel sehr beträchtliche Abmessungen. Sie ent-

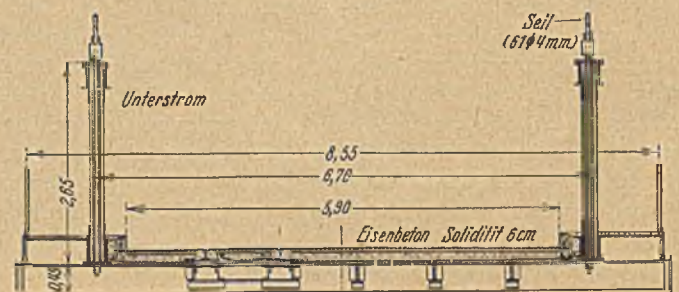


Abb. 1. Querschnitt der Brücke.

halten 1200 bzw. 850 m³ Beton, da die Neigung der Rückhaltkabel auf beiden Ufern verschieden ist. Weitere Unterschiede zwischen den beiden Tragwänden der Brücke sind durch eine über die Brücke geführte Nebenbahn bedingt.

Die Fahrbahnordnung ist aus Abb. 1 zu ersehen. Die Fahrbahnabdeckung besteht aus 6 cm Solidität, der sich in Frankreich für diesen Zweck gut bewährt hat. Die Querträger haben 2,65 m Abstand, der Versteifungsträger ist ein Parallelfachwerk, dessen Systemhöhe etwa gleich 1/90 der Stützweite ist. Die ganze Stahlkonstruktion ist übrigens von der G. H. H. auf Reparationskonto geliefert worden.

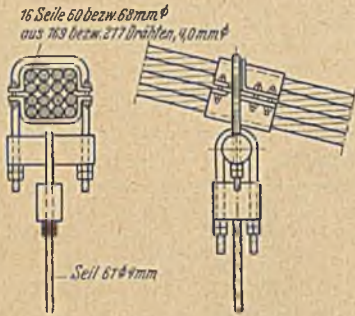


Abb. 2. Aufhängung und Kabelschellen.

In jeder der beiden Tragwände sind 16 Drahtseile vorhanden, deren Durchmesser mit 60, 62, 68 bzw. 70 mm gemäß der Größe der Kabelkraft verschieden gewählt sind. Der Wechsel in der Seildicke ist bei der Art der Befestigung der Seile auf den beweglichen Pylonenlagern ohne weiteres möglich.

Die 16 Seile jeder Tragwand sind in der Mittelöffnung zu einem quadratischen Bündel geordnet, das durch einfach geformte Kabelschellen (vgl. Abb. 2) zusammengehalten werden. Von der letzten Kabelschelle ab bis zu den Pylonenlagern sind die vier Seilschichten gestreut, so daß jede für sich drehbar auf dem Pylonenlager befestigt werden kann (vgl. Abb. 3).

Die Rückhaltkabel sind in je zwei Stränge mit acht Seilen unterteilt, damit der Kabelzug besser auf die Ankerbauwerke verteilt werden kann.

In den letzten Jahren ereigneten sich zahlreiche Unfälle, bei denen Autos gegen Brückenteile fuhren. Die Aufhängungen der Isèrebrücke bei Veurey sind deshalb so bemessen worden, daß z. B. bei einem Unfall zwei nebeneinander liegende Aufhängungen zerstört werden können, ohne daß eine Überbeanspruchung der unbeschädigten Nachbaraufhängungen eintritt. Die aus Abb. 1 u. 2 ersichtliche Anordnung, bei der ein Seil zwischen zwei Rundeisenankern eingeschaltet ist, hat den Nachteil zu vieler Einzelteile und ist deshalb auch sehr teuer. Die bekannte amerikanische Bauweise mit Seilen allein oder steife Hängestangen, wie bei den Kölner Hängebrücken, sind demgegenüber vorzuziehen.

Die Tragseile wurden auf einer Seilbahn einzeln über den Fluß gezogen, wobei die Tragrollen rd. 4 m Abstand hatten. Die Querträger, Längsträger und Versteifungsträger wurden nach Fertigstellung der

erhalten kann. Diese Messungen zeigten die gleichmäßige Verteilung der Gesamtlast auf die 16 Einzelteile eines Seilbündels. Dies ist allerdings auch kaum anders möglich, weil die Seile gleichartige elastische Eigenschaften haben und durch die Kabelschellen zu gleichen Formänderungen gezwungen werden, es sei denn, daß bei der Montage grobe Fehler vorkommen. Wegen weiterer Angaben über die Messungen vgl. man den Originalbericht: Le nouveau pont suspendu de Veurey, L'E Génie Civil, vom 18. August 1933.

Ferd. Schleicher.

Ein Jahrhundert Bauingenieurwesen.

Die Ausstellung in Chicago, die unter dem Lösungswort „A Century of Progress“ stattgefunden hat, hat der Gesellschaft amerikanischer Ingenieure Anlaß gegeben, im vergangenen Sommer unter dem gleichen Lösungswort eine Tagung in Chicago abzuhalten, bei der Berichte über die Entwicklung der Technik im letzten Jahrhundert von besonders dazu berufenen Fachleuten erstattet worden sind. Wenn dabei auch die amerikanische Technik vorzugsweise berücksichtigt worden ist, so bringen doch die Berichte auch dem europäischen Fachmann manches Wertvolle und Wissenswerte, und es sei daher aus ihnen mit Auswahl einiges wiedergegeben.

Ganz besonders lebhaft entwickelt hat sich in den letzten hundert Jahren das Verkehrswesen, und damit sind dem Bauingenieur neue, nicht immer leicht zu lösende Aufgaben, an erster Stelle im Brückenbau, gestellt worden.

Vor hundert Jahren wurde in England eine Wölbbrücke über den Dee-Fluß in Chester mit 61 m Spannweite und 12,8 m Stich gebaut, für damalige Zeit eine beachtliche Leistung. Vor etwa zehn Jahren lag mit einer Betonbrücke in Minneapolis mit 122 m Spannweite eine neue Gipfelleistung vor, aber diese ist bereits durch die George-Washington-Brücke in Pittsburgh mit 140 m Spannweite und die Elorn-Brücke bei Plougastel mit 183 m Spannweite erheblich überholt.

Unter den Balkenbrücken nahm um die Mitte des vorigen Jahrhunderts die Britannia-Brücke in Wales mit ihren über zwei Öffnungen von 140 m durchgehenden Trägern die erste Stelle ein; die jüngste Balkenbrücke in den Vereinigten Staaten, die Ohio-Brücke in Sciotoville, hat ebenfalls durchgehende Träger über zwei Öffnungen, aber ihre Weite beträgt 236 m.

Ähnlich bei den Bogenbrücken: 1819 die Southwark-Brücke über die Themse in London mit 73 m, 1874 die bekannte Eads-Brücke über den Mississippi bei St. Louis, die erste Bogenbrücke für eine Eisenbahn, mit 159 m Spannweite und 1932 die Brücke über den Hafen von Sydney und über den Kill van Kull bei New York, beide etwa gleich mit rd. 500 m Spannweite.

Auf ganz neue Bahnen wurde der Brückenbau durch den Auslegerträger gedrängt; es braucht nur der Name G e r b e r s, des Altmeisters dieses Gebietes, die Brücke über den Firth of Forth — 1890 nach neunjähriger Bauzeit fertiggestellt mit 1630 m Gesamtlänge und 521,5 m Hauptöffnung — und die Brücke über den St. Lorenzstrom — 550 m Mittelöffnung — genannt zu werden.

Um den Bau von Hängebrücken haben sich amerikanische Fachleute — Roebling, Lindenthal — besondere Verdienste erworben. Hier war mit den 1067 m Spannweite der George-Washington-Brücke über den Hudson zwischen der Insel Manhattan und dem Ufer von New Jersey im Jahre 1931 ein Gipfel erreicht, aber diese Brücke wird schon von der im Bau begriffenen über das Goldene Tor von San Francisco noch um 213 m übertroffen.

Eine verhältnismäßig junge Technik ist bekanntlich der Bau von Talsperren. An seiner Entwicklung ist ja Deutschland — es sei nur der Name I n t z e genannt — führend beteiligt gewesen, aber Amerika, das Land der großen Zahlen, hat auch diesen Zweig der Technik ins Große getrieben. Hier sei nur die Hoover-Talsperre, auch Boulder Dam genannt, ein Bauwerk mit über 2,5 Mill. m³ Beton erwähnt. Um den Colorado-Fluß an der Baustelle der Sperrmauer während der Bauzeit abzulenken, wurden vier Stollen von je über 1200 m Länge und 17 m Durchmesser durch die Wände der von der Sperrmauer zu durchquerenden Schlucht vorgetrieben, und diese Arbeit dauerte nur ein Jahr. Um die Baustelle wurden Erddämme errichtet, für die ungefähr 600 000 m³ Massen zu schütten waren; sie wurden aus etwa 5 km Entfernung angefordert und unterwegs zweimal umgeladen; ihr Einbau dauerte zwei Monate, während es noch im Jahre 1909 beim Bau der Belle-Fourche-Talsperre als Höchstleistung galt, daß 300 000 m³ Massen, die aus 1,5 km Entfernung herangeholt werden mußten, in sieben Monaten eingebaut worden waren.

Gerade bei den Bauten, bei denen es sich um große Mengen von Beton, von Massen, sowohl erdigen wie felsigen, handelt, kommt die Baumaschine zu besonderer Geltung, und das namentlich in den Vereinigten Staaten mit ihren hohen Arbeitslöhnen, bei denen eine Ersparnis an menschlicher Arbeitskraft schwerer als in anderen Ländern ins Gewicht fällt. In dieser Beziehung hat der Panama-Kanal einen besonderen Anstoß zum Fortschritt gegeben, auch dadurch, daß damals die Elektrizität in großem Umfang als Triebkraft auf der Baustelle angewendet wurde. Bis 1914 waren am Panama-Kanal rd. 150 Mill. m³ Massen, etwa die Hälfte Fels, gewonnen worden, wobei die Glanzleistung in der Bewegung von 53 400 m³ in 26 Tagen mit einem Löffelbagger von 3 m³ Löffelinhalt bestand.

Am Panama-Kanal wurden zum erstenmal zur Beförderung



Abb. 4. Montagebild (Kabel fertig, der Versteifungsträger wird vom Kabelkran montiert).

Kabel von zwei, auf Hilfsseilen fahrbaren Gerüsten aus eingebaut. Die Aufstellung der rd. 830 t Stahlkonstruktion und Kabel erforderte, jedoch ohne Nietarbeit, nur 2 1/2 Monate.

Bei der Probbelastung wurde auf der einen Hälfte des Brückenquerschnittes eine gleichmäßig verteilte Last von 2,5 t/m aufgebracht, unter der die Durchbiegung in Brückenmitte 470 mm betrug, im Vergleich zu dem rechnerischen Wert von 479 mm. Bemerkenswert sind die Messungen der gesamten Spannkraft in den Einzelseilen. Diese wurde so gemessen, daß die Seilenden durch Nachlassen der Ankerschrauben vollkommen entlastet bzw. wieder belastet wurden, bei gleichzeitiger Beobachtung der elastischen Dehnungen in den Ankerrundeisen. Die daraus ermittelte Spannkraft des Seiles enthält auch den Anteil der Ständigen Last, den man mit den üblichen Methoden nicht

von Massenwagen benutzt, nachdem im Jahre 1870 der Kippwagen, von Hand geschoben, mit $0,75 \text{ m}^3$ Inhalt auf einem Feldbahngleis eine Neuerung gewesen war. Auch der Wagen mit 9 m^3 Inhalt wurde bald durch den Wagen mit 15 m^3 Inhalt überholt, und die Bauart dieses hochbordigen Wagens wurde bald durch den neuzeitlichen Selbstentlader ersetzt. Daß dabei auch der Übergang von Holz zu Stahl als Baustoff für den Aufbau gemacht wurde, ist geradezu selbstverständlich.

Das Baugleis mußte natürlich dieser Entwicklung des Bauwagens folgen, aber neuerdings wird es stark verdrängt durch den Raupenschlepper, auf den man auch Bagger, Kräne u. dgl. aufsetzt. Der Raupenschlepper ist gegenüber seiner ursprünglichen Form, ebenso wie die Bagger und manche anderen Geräte für die Groß-Baustelle dadurch vervollkommen worden, daß man von der Dampfmaschine zum Explosionsmotor, in geeigneten Fällen auch zur Elektrizität als Triebkraft überging.

Im Jahre 1866 wurde Beton gemischt, indem man seine Bestandteile, natürlich von Hand, in ein Faß füllte und dieses umkippte; die Tagesleistung von vier Mann war dabei etwa 30 m^3 . Die Anlage an der Hoover-Talsperre ist dagegen — nicht die einzige ihrer Art — eine wirkliche Betonfabrik, in der die Bestandteile des Betons selbsttätig gewogen und gemessen, das Mischen nach der vorgeschriebenen Zeit selbsttätig abgestoppt wird. Bei der Förderung des Betons vom Mischer in die Schalung ist das neueste Mittel die „Betonpumpe“.

Noch ein kurzer Blick auf den Hochbau, ein Gebiet, auf dem hier natürlich nur Großbauten in Frage kommen. Der um 1850 erbaute Kristallpalast in London, damals ein Wunderwerk, ist längst überholt, aber er war doch das erste „eiserne“ Gebäude. Das Eindringen des Eisens in den Hochbau, erst als Gußeisen, dann als Schmiedeeisen und Stahl, hat die neuzeitlichen Formen der Groß-Hochbauten maßgebend beeinflusst und überhaupt erst möglich gemacht. Von besonderer Bedeutung für den Eisenhochbau war die Erfindung des Breitflanschträgers; der ihm zugrundeliegende Gedanke stammt zwar von einem Amerikaner Grey, seine Herstellung ist aber in Deutschland entwickelt worden und er ist in Deutschland in die Praxis eingeführt worden. Nachdem sich der Fachwerk- und Skelettbau in Stahl ausgebreitet hatte, wurden die ihm eigenen Formen, bei denen die Wand keinen tragenden Teil, sondern nur noch einen Abschluß bildet, auch zur Ausführung in Beton und namentlich Eisenbeton abgewandelt. Im Stahlbau steht zur Zeit am Ende der Entwicklung das Schweißen zur Verbindung der Teile an Stelle der Nietverbindungen.

Der vorstehende flüchtige Überblick hat nur das berührt, was im Ingenieurbau offen in die Erscheinung trat. „Hinter den Kulissen“ spielte sich unterdessen ein reichliches Maß von geistiger Arbeit ab. Die Berechnungsverfahren des Statikers wurden verfeinert und vertieft, neue Theorien wurden aufgestellt. Die Eigenschaften der Baustoffe wurden eingehend untersucht, und die so gewonnene Erkenntnis schuf neue Möglichkeiten der Ausführung. Das kommende Jahrhundert wird sicher dem vergangenen, das die Bezeichnung als Jahrhundert des Fortschritts verdient, in dieser Beziehung nicht nachstehen. (Nach „Civil Engineering“ [1933], Nr. 8.)
Wernicke.

Tiefe Gründung einer Brücke bei New Orleans.

Als Beispiel für die Gründung von Brücken in Tiefen, wo das Druckluftverfahren nicht mehr möglich ist, sei auf die neue Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Mississippi bei New Orleans hingewiesen, die zur Zeit hergestellt wird. Während bei der Eisenbahnbrücke über die Suisun Bay bei San Francisco die Gründungstiefe unter M. W. rd. 45 m beträgt und bei Hawkesbury in Australien 49 m unter dem Wasserspiegel erreicht wurden, kommt bei der neuen Mississippibrücke eine größte Gründungstiefe von 55 m unter M. W. in Frage. Fast die gleiche Tiefe wurde im Juni d. J. mit 54 m bei der Atchafalaya-Brücke bei der Stadt Morgan erzielt, wogegen einer der Pfeiler der Trans-Bay-Brücke bei San Francisco sogar eine Tiefe von 60 m erreichen soll.

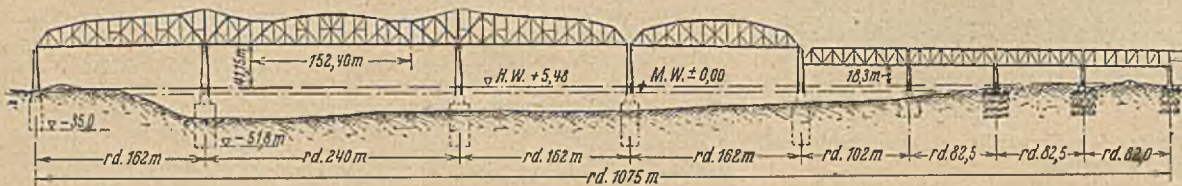


Abb. 1. Brücke über den Mississippi bei New Orleans. Allgemeine Anordnung.

Die Mississippibrücke bei New Orleans überbrückt bei einer Gesamtlänge von rd. 7000 m das eigentliche Flußbett in einer Breite von rd. $0,75 \text{ m}$ mit einer Hauptöffnung von 240 m , drei großen Öffnungen von je 62 m und mit vier kleinen Öffnungen von $82-102 \text{ m}$ Spannweite. Die Konstruktionsunterkante der großen Öffnungen liegt $35,5 \text{ m}$ über dem mittleren Hochwasser; die Wassertiefe beträgt bis 27 m . Die Brücke dient zur Überführung von zwei Eisenbahngleisen und von zwei Fahrwegen. Sechs Pfeiler der Flußbrücke sind auf Senkkästen gegründet, drei Pfeiler auf Pfählen. Der zu durchfahrende Boden besteht unter der Flußsohle zunächst aus halbflüssigem Schlamm, dann aus verschiedenen Lagen von

Sand und Ton bis zu dem als Gründungsboden gewählten festgelagerten Sand.

Die Gründung der Senkkästen erfolgt als offene Brunnen mit einer Gesamtgrundfläche von 20 auf 31 m mit 15 Schachtöffnungen von je 24 m^2 Querschnitt. Während die Rücksichtnahme auf die zu erwartende große Reibung beim Absenken es ratsam erscheinen ließ, das Gewicht der Senkkästen möglichst groß zu machen, mußte man andererseits bestrebt sein, an Gewicht zu sparen, um keine größere Pressung auf der Gründungssohle als rd. $7,5 \text{ kg/cm}^2$ zu erzielen, was einer zusätzlichen Pressung von $4,1 \text{ kg/cm}^2$ über die natürliche Bodenpressung entspricht.

Die Ausführung der Pfeilergründung beginnt mit der Absenkung von großen Weidenmatten, um Kolkwirkungen bei der leicht beweglichen Beschaffenheit der Flußsohle zu verhindern. Die Herstellung dieser Matten, die eine Breite von 76 m und eine Länge bis 150 m haben, erfolgt auf Grund der Erfahrungen bei den Hochwasser-schutzarbeiten am Mississippi auf geneigten Bahnen von Schiffen aus; sie werden nach Fertigstellung ins Wasser gelassen und am Ort der Pfeiler von oberstrom beginnend mit Steinen beschwert. Nach dem Absenken der Matten wird zunächst eine künstliche Sandinsel an der Stelle geschaffen, wo ein Pfeiler abgesenkt werden soll unter Verwendung eines großen Stahlblechmantels von 37 m Durchmesser und 40 m Höhe, der die Matte durchschneidet und einige Fuß tief in den weichen Boden einsinkt. Hierauf wird die Matte innerhalb des Mantels entfernt und das Innere bis Wasserhöhe mit Sand aufgefüllt. Auf der so geschaffenen Sandinsel wird der Eisenbetonbrunnen aufgebaut und unter stetigem Hochführen in Schicht-höhen von 3 m durch Ausbaggern der einzelnen Brunnen-schächte abgesenkt; sobald der Brunnen ein Stück in den Flußboden eingedrungen ist, wird der Stahlblechmantel der Sandinsel zur weiteren Verwendung bei dem nächsten Pfeiler entfernt; dieses Verfahren hat sich beim Bau der Suisun Bay-Brücke bereits bewährt.

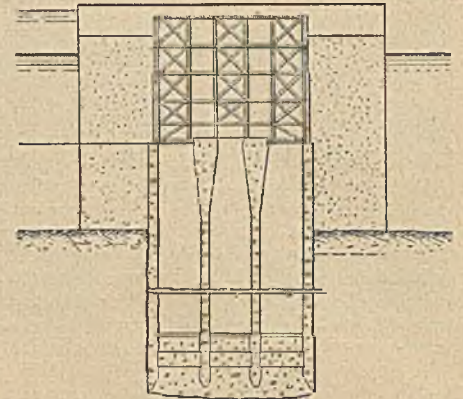


Abb. 2. Pfeilergründung mittels Senkbrunnen von künstlicher Sandinsel.

Die eigentlichen Senkkästen haben eine Höhe von rd. 41 m und sind stark bewehrt; in den Innen- und Außenwänden des Senkbrunnens sind senkrechte Rohren in Abständen von etwas über 1 m angebracht, die zum Spülen, Bohren und Beseitigen von Hindernissen herangezogen werden. Nach erfolgter Absenkung auf die gewünschte Tiefe wird der Sohlenbeton in Stärke von etwa 6 m eingebracht. Der darüberliegende Teil der Brunnen-schächte bleibt hohl, um an Gewicht zu sparen; die Schächte werden oben mit Holz abgedeckt, um das Eindringen von Sand und Schlamm zu verhindern. Der Pfeilerschaft, der unten eine Breite von 9 m besitzt, wird auf dem Senkkasten in Schutz einer hölzernen Fangedammkonstruktion von 15 m Höhe aufbetoniert. Die beigefügte Skizze zeigt die allgemeine Anordnung der Brunnen-gründung. (Nach Engineering News-Record, Bd. 111, Nr. 7 vom 17. August 1933.)

W. I. y d t i n.

Neuer Fuhrwerktunnel unter dem Hudsonfluß in New York.

Es wird Bezug genommen auf die Veröffentlichung im „Baingenieur“ (.93.), S. 533. Die ursprüngliche Absicht, den Tunnelbau bereits 1931 in Angriff zu nehmen und in vier Baujahren zu Ende zu führen, konnte infolge der eingetretenen Weltwirtschaftskrise nicht verwirklicht werden. Die Krise, die bereits 1929 von USA! ausging und die ganze Welt erfaßte, hat gezeigt, daß das sehr kapitalkräftige Amerika offensichtlich weniger Widerstandsfähigkeit gegen ihre Auswirkung besaß als die europäischen Länder. Diese Tatsache hängt wohl damit zusammen, daß sich der Wohlstand in Europa in der Nachkriegszeit erheblich verschoben hat. Die Gruppe der Teilhaber am Volksvermögen ist größer geworden; dadurch macht sich die Krise zwar in breiteren Schichten bemerkbar, andererseits wächst aber auch die Widerstandskraft.

Nunmehr ist zwischen der Regierung der USA und „The Port of New York Authority“ ein Vertrag über die Finanzierung und den Bau des neuen Tunnels abgeschlossen worden. Die große Dringlichkeit der Arbeitsbeschaffung hat die Angelegenheit jetzt in Fluß gebracht.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Auflösungsbeschluß des Norddeutschen Cement-Verbandes.

Der Norddeutsche Cement-Verband hat in der am 28. November abgehaltenen Gesellschafterversammlung seine Auflösung zum 31. Dezember 1933 beschlossen, wenn nicht bis dahin zwei Mitgliedswerke, die gekündigt haben, für die Zeit nach dem 1. Januar 1934 wieder verbandsgebunden sind und wenn nicht in der Außenseiterfrage eine befriedigende Regelung herbeigeführt worden ist. (Inzwischen um 2 Monate hinausgeschoben.)

Betr. Gebührenordnungen für Architekten und Ingenieure.

Schiedsgerichtsklausel in den
Vertragsbestimmungen.

Zu Abschn. I. Allgemeine Vertragsbestimmungen, dritter Absatz.

Durch Reichsgesetz vom 27. Oktober 1933, das am 1. Januar 1934 in Kraft tritt, ist § 1027 ZPO betr. das schiedsgerichtliche Verfahren dahin abgeändert, daß

ein besonderer, schriftlicher Schiedsvertrag abgeschlossen werden muß, der sich nur auf das schiedsgerichtliche Verfahren beziehen und keine anderen Vertragsbestimmungen gleichzeitig enthalten darf.

Es genügt also nicht mehr ein einfacher Hinweis auf die GO mit ihren Vertragsbestimmungen, die das Schiedsgerichtsverfahren vorsehen, falls nichts anderes ausdrücklich vereinbart ist; es genügt auch nicht mehr ein schriftlicher Vertrag, daß die GO mit ihren gesamten Vertragsbestimmungen die Grundlage eines Auftrages bilden soll.

Der neuen, gesetzlichen Vorschrift wird durch einen schriftlichen Vertrag folgenden Wortlautes genügt:

„Alle Rechtsstreitigkeiten aus dem Vertrage vom betreffend sind unter Ausschluß des Klageverfahrens vor den ordentlichen Gerichten nach den Bestimmungen der Schiedsgerichtsordnung des Deutschen Ausschusses für das Schiedsgerichtswesen durch ein Schiedsgericht zu entscheiden.“

Ort, Datum, Unterschrift des Bauherrn und des Architekten bzw. des Ingenieurs.

Ein solcher besonderer Schiedsvertrag muß auch für alle schon laufende Vereinbarungen noch vor dem 1. Januar 1934 nachträglich abgeschlossen werden, widrigenfalls diese in bezug auf das Schiedsgerichtsverfahren ihre Rechtswirksamkeit verlieren, „sofern sich nicht

die Parteien vor diesem Zeitpunkt bereits auf das schiedsgerichtliche Verfahren zur Hauptsache eingelassen hatten“.

Berlin, im November 1933.

Der AGO-Vorstand
Der Vorsitzende Der Geschäftsführer
Kallmeyer Dr.-Ing. F. Eisele n

Die Konkurrenzklausele des Facharbeiters.

Verstößt das Abspenstigmachen des
Facharbeiters mit besonderen Kenntnissen
gegen die guten Sitten?

Die Klägerin befaßt sich mit dem Schweißen undicht gewordener eiserner gefüllter Gasbehälter und wendet hierzu ein besonderes Verfahren an. Sie behauptet, dieses Verfahren sei wegen seiner Eigenart und Schwierigkeit ein von ihr sorgfältig gehütetes Betriebsgeheimnis, das die Beklagte sich dadurch erschlichen habe, daß sie den Schweißer L. der Klägerin abspenstig gemacht und eingestellt habe. Dieser Schweißer L. sei von ihr, der Klägerin, in diesen Spezialarbeiten unterrichtet worden und habe ihr auch am 8. Mai 1928 einen Verpflichtungsschein unterschrieben, durch den er sich für den Fall, daß er seine Stellung bei der Klägerin verlassen sollte, bei Vermeidung einer Vertragsstrafe verpflichtete, die Betriebsgeheimnisse der Klägerin nicht weiter bekannt zu geben und keine gefüllten Gasbehälter zu schweißen. Nachdem der L. am 24. Juli 1929 seine Stellung bei der Klägerin aufgegeben hatte und in den Dienst der Beklagten getreten war, sei er dort sofort zur Schweißung eines im Betrieb befindlichen Gasbehälters des Städtischen Gaswerkes in Limbach verwendet worden. Im Wege der Klage verlangt die Klägerin Verurteilung der Beklagten, sich der Dienste des L. nicht weiter zu bedienen, sowie Leistung von Schadensersatz.

Das Landgericht I in Berlin verurteilte die Beklagte mit der Einschränkung, daß sich das Verbot auf Schweißungen an gasgefüllten Gasbehältern nach dem Verfahren der Klägerin beschränkt; außerdem wurde die Schadensersatzpflicht der Beklagten grundsätzlich festgestellt. Das Kammergericht zu Berlin erkannte auf Abweisung der Klage, soweit sie nicht schon dadurch ihre Erledigung gefunden hatte, daß der L. aus der Beschäftigung bei der Beklagten wieder ausgeschieden ist. Das Reichsgericht hat die Entscheidung des Kammergerichts bestätigt. (Die reichsgerichtlichen Entscheidungen gründe s. „Reichsgerichtsbriefe“ II 82/33. — 27. Oktober 1933.)

PATENTBERICHT.

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

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 46 vom 16. November 1933 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. Sch 97 654. Max Schwarz, Mülheim a. d. Ruhr-Styrum. Sicherheitsschloß für zweiteilige Grubenstempel. 28. IV. 32.
 - Kl. 19 a, Gr. 11. N 34 298. Dr. Fritz Nieberding, Düsseldorf, u. August Peine, Leverkusen-Schlebusch. Schienenbefestigung auf Hakenplatten mittels Keil und Klemmplatte. 15. X. 32.
 - Kl. 20 h, Gr. 4. R 79 414. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Ein- oder zweiseitige Gleisbremse mit waagrecht verschiebbaren Bremsträgern. 5. X. 29.
 - Kl. 37 c, Gr. 5/01. G 82 020. Dipl.-Ing. Egbert Groove, Neuß a. Rh. Eindeckungsbleche, Bänder oder Hafter für Dächer, Wände u. dgl. 27. II. 32.
 - Kl. 80 b, Gr. 21/03. J 562 30. Bohumil Jirotko, Mailand, Italien; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Bierreth, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Baumaterialien. 4. VIII. 30.
 - Kl. 80 b, Gr. 25/06. H 129 932. Henkel & Cie. G. m. b. H., Düsseldorf. Wasserglashaltiger Straßenbaustoff. 18. XII. 31.
 - Kl. 84 c, Gr. 2. K 128 044. Fried. Krupp Akt.-Ges., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen a. Niederrh. Aus Stahlbohlen von durchlaufend gleicher Wandstärke gebildete Spundwände. 6. XII. 32.
 - Kl. 84 c, Gr. 3. G 84 142. Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim. Druckluftsenkkasten mit einem durch einen Wasserverschluß abgedichteten Förderschacht. 26. XI. 32.
 - Kl. 84 c, Gr. 6. D 6. 30. Josef Dapper, Düsseldorf. Behälter für Lösungen, die zur chemischen Versteinung von Bodenschichten dienen. 10. V. 30.
 - Kl. 85 c, Gr. 6/06. B-151 408. Bamag-Meguín Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zum Betriebe von in ein Gehäuse eingebauten Siebreinigern zur Wasser- bzw. Abwasserreinigung. 6. VIII. 31.
 - Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 47 vom 23. November 1933 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
 - Kl. 20 f, Gr. 44. K 126 087. Erich Kühn, Mellensee. Magnetische Schienenbremse. 1. VII. 32.
 - Kl. 20 h, Gr. 1. S 102 274. Sperry Products, Inc., Brooklyn, New York; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Schienenfahrschwaben. 5. XII. 31. V. St. Amerika 13. XII. 30.
 - Kl. 20 i, Gr. 4/05. F 75 380. André u. Antoine Faure, Firminy, Loire, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Hentschel, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Kletterweiche mit einem aus gepreßtem Stahlblech hergestellten Rahmen. 5. IV. 33. Frankreich 9. III. 33.
 - Kl. 20 i, Gr. 5/01. O 20 277. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Weichenantrieb für Nah- und Fernbedienung von Weichen. 8. XII. 32.
 - Kl. 20 k, Gr. 9/02. A 67 359. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Nachspannvorrichtung für Fahrleitungen elektrischer Bahnen. 11. X. 32.
 - Kl. 37 d, Gr. 40/09. G 230. 30. Carl Grab, Ludwigshafen a. Rh. Tragrost für Wandverkleidungen aus Fliesen oder Plättchen. 28. V. 30.
 - Kl. 42 c, Gr. 6/01. H 130 992. Dipl.-Ing. Hans Heckmann, Mannheim. Vermessungsgerät, Nivelliergerät o. dgl. 10. III. 32.
 - Kl. 42 c, Gr. 24/03. K 130 550. Walter Kozlowski, Potsdam. Setzwaage. 21. VI. 33.
 - Kl. 80 b, Gr. 1/15. I 44 973. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zum Wasserdichtmachen von Bauteilen. 26. VII. 32.
 - Kl. 81 e, Gr. 22. I 43 833. Albert Ilberg, Mörs-Hochstraß. Kratzerförderer. 25. II. 32.
 - Kl. 81 e, Gr. 146. M 117 812. Mix & Genest Akt.-Ges., Berlin-Schöneberg. Förderanlage mit Pendelverkehr mittels Motorwagen. 27. XI. 31.
 - Kl. 84 c, Gr. 2. N 33 264. Friedrich Nagel, Schwetzingen. Verfahren zur Herstellung von Ortpfählen. 6. II. 32.
 - Kl. 85 d, Gr. 1. K 80 288. Otto Laubner, Penzig i. d. O.-L. Kiesfilter für Rohrbrunnen. 25. I. 32.
 - Kl. 85 e, Gr. 9/05. P 65 563. Passavant-Werke G. m. b. H., Michelsbächer Hütte, Nassau. Leichtflüssigkeitsabscheider. 24. VI. 32

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 48 vom 30. November 1933 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 15. T 41 889. Julius Timm, Berlin. Keilverspannung an Schienenstoßverbindungen. 29. XII. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 17. W 92 519. Josef Weber, Großbammensleben b. Magdeburg. Gleisanordnung mit wechselseitig geänderter Spur. 28. VIII. 33.
- Kl. 19 f, Gr. 2. H 129 242. Gottfried Hallinger, Gelsenkirchen. Auf einem Fundamentsockel gleitender Vortriebsschild. 4. XI. 30.
- Kl. 20 h, Gr. 4. S 103 506. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Erhöhung der Ausnutzbarkeit von Rangieranlagen mit Wirbelstromgleisbremsen. 27. II. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 19/02. P 63 783. Helen Polak, geb. Prosnan, Endicott, New York; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Antw., Berlin SW 68. Selbsttätige Eisenbahnübergangsschranke. 24. VIII. 31. V. St. Amerika 17. IX. 30.
- Kl. 37 d, Gr. 36/01. T 37 756. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz u. Dr. Otto Weinlig, Bonn a. Rh. Schuh für Masten und Pfähle, insbes. für Zaunpfähle. 23. X. 29.
- Kl. 37 e, Gr. 10/02. B 155 188. Christian Beuerle, Rüsselsheim a. Main. Schalungsträger zum Einschalen von Betondecken oder ähnlichen Bauteilen. 7. IV. 32.
- Kl. 45 a, Gr. 20/06. G 71 896. Ernst Groß, Sebnitz i. Sa. Verfahren zur Umlagerung von Bodenschichten, insbes. von Marschkulturböden. 2. XII. 27.
- Kl. 65 a², Gr. 62. S 105 266. Société Simec (Sté. Industrielle de Matériel d'Entreprise et de Construction), Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. Dr. J. Reitstötter, Pat.-Anw., Berlin-Steglitz. Stoßdämpfungsvorrichtung für Wasserbauten oder Schiffe. 1. VII. 32. Frankreich 15. II. 32.
- Kl. 65 b, Gr. 2. D 64 407. Demag Akt.-Ges., Duisberg. Schiffsaufschleppanlage. 10. X. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 4/07. St 49 668. Heinrich August Steines, Groß-Flottbek, und Bruno Ullrich, Hamburg. Baustoff aus Magnesiumchloridlauge mit Magnesit und Füllstoffen. 2. VIII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. H 134 426. Carl Holzweiler, Düsseldorf-Rath. Eiserner Spundwand mit nietlosen Eckverbindungen. 15. XII. 32.
- Kl. 85 e, Gr. 9/05. L 75 844. Dipl.-Ing. Wilhelm Linnmann jr., Essen-Altenessen. Vorrichtung zum Abscheiden von Leichtflüssigkeit. 2. VIII. 29.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 49 vom 7. Dezember 1933 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9.30. W 89 590. Hugo Winkelmann, Lünen a. d. Lippe. Schräg geschnittener Kappring aus Flacheisen. 29. VII. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 11. Sch 91 811. Dr. Werner Scheibe, Hamburg. Eisenbahnoberbau unter Verwendung eiserner Hohlswellen. 14. X. 29.
- Kl. 19 a, Gr. 27/02. L 78 656. Maurice Henri Lemaire, Valenciennes, Frankreich, Vertr.: H. Licht u. Dipl.-Ing. M. Licht, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Gleisbettungsmaschine. 17. VI. 31. Frankreich 28. VII. 30, 2. I. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 31. R 85 993. Georg Robel & Co., München. Schienenhobel mit einstellbaren seitlichen Werkzeugträgern. 26. IX. 32.
- Kl. 19 d, Gr. 1. G 82 227. Dr.-Ing. Kurt Gaede, Hannover. Keilförmige Fugen zur Verminderung der Ausrüstungs- und Schwindspannungen usw. bei Gewölben. 22. III. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 11/01. O 20 056. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Überwachung gegen Erdschluß der Weichen-, Signal- und Abhängigkeitsleitungen für Kraftstellwerke. 2. IX. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 16. A 66 499. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Elektromagnetische Weichenstellvorrichtung. 7. VII. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 31. V 28 822. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schienendurchbiegungskontakt mit Flüssigkeitswirkung. 8. XI. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 33. S 91 998. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Mechanische Zugsicherungseinrichtung. 1. VI. 29.
- Kl. 20 i, Gr. 33. T 40 595. Alexander Teichmann, Berlin. Mechanische Zugbeeinflussungseinrichtung. 25. IV. 32.
- Kl. 42 c, Gr. 5/01. A 68 706. Askania-Werke A.-G., vormals Centralwerkstatt Dessau und Carl Bamberg-Friedenau, Berlin-Friedenau. Theodolit mit liegender Hauptachse. 18. II. 33.
- Kl. 65 a², Gr. 71. D 61 748. Deutsche Werke Kiel Akt.-Ges., Kiel. Schiffsboje mit Fernsprechkabel. 22. VIII. 31.
- Kl. 84 c, Gr. 3. G 82 083. Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim, Gründung von Bauwerken mittels eines Druckluftkastens. 4. III. 32.
- Kl. 85 c, Gr. 1. M 12. 30. Carbo-Norit-Union Verwaltungs-Ges. m. b. H. Frankfurt a. M. Verfahren zur Reinigung von Wassern, insbes. Abwassern unter Abscheidung von in diesen enthaltenen Bestandteilen; Zus. z. Pat. 534 204. 22. VII. 30.
- Kl. 85 e, Gr. 9/05. P 106 30. Dr. Walter Pechau, Eisenach. Leichtflüssigkeitsabscheider. 29. VIII. 30.

PERSONALNACHRICHTEN.

Geheimer Oberbaurat Dr.-Ing. E. h. Rudolf Schmick in München 75 Jahre.

Schmick wurde am 30. Dezember 1858 in Bad Ems geboren, studierte an den Technischen Hochschulen in Karlsruhe und Berlin und wurde als Regierungsbaumeister dem Wasserbauamt in Frankfurt a. M. zur Entwurfsbearbeitung der Main-Kanalisation zugeteilt. 1889 trat er aus dem Staatsdienst aus und betätigte sich als Zivil-Ingenieur gemeinsam mit seinem Vater Oberingenieur Peter Schmick.

In diesen Lebensabschnitt fallen die Planung und der Ausbau von 44 Wasserversorgungen größeren und kleineren Umfanges, wie Hanau, Wandsbeck, Gießen und Aschaffenburg, ebenso die Planung und Durchführung größerer städtischer Entwässerungen, wie insbesondere in Gießen und Bamberg. Richtunggebend für sein späteres Lebenswerk waren die Entwürfe und Ausführungen der ersten großen Flußwasserkraftanlagen in der Schweiz.

Auf Grund seiner erfolgreichen Tätigkeit als Zivil-Ingenieur wurde Schmick 1902 als Oberbaurat und vortragender Rat in das hessische Finanzministerium nach Darmstadt berufen und führte bis zu seinem Ausscheiden aus dem Staatsdienst 1909 neben vielen anderen Projekten eine Gruppenwasserversorgung von Oberhessen aus, an die eine große Anzahl von Städten und Landgemeinden angeschlossen wurde. Die Umgestaltung Nauheims zum Weltbad war eine seiner hervorragenden Arbeiten.

1908 führte er im Auftrag des Reichskolonialamtes eine längere Reise nach den deutschen Kolonien in Südwest- und Ostafrika aus zum Studium der Wasserverhältnisse, Bewässerungsmöglichkeiten und Häfen.



1909 verlegte er seinen Wohnsitz nach München und beteiligte sich gemeinsam mit Heilmann & Littmann an dem Walchensee-Wettbewerb.

1910—12 wurden nach seinen Entwürfen und unter seiner Leitung die Leitzach-Werke für die Stadt München, die damals größte Hochdruckanlage Deutschlands durchgeführt. Der geniale Gedanke hierzu, den abseits vom Flußlaufe der Leitzach gelegenen Schammersee als Speicherbecken heranzuziehen, ergab die Möglichkeit, zusammen mit einem Ausgleichsbecken im Unterkanal wertvollste Spitzenkräfte für die Stromversorgung Münchens zu gewinnen.

Weitere umfassende Entwürfe zum Teil im Auftrage des Bayerischen Ministeriums des Innern haben Schmick in der Fachwelt Anerkennung gebracht.

Im Jahre 1921 ernannte ihn die Technische Hochschule in Aachen zum Ehrendoktor.

Wie sein Vater, ein Mitbegründer des Verbandes Deutscher Architekten und Ingenieur-Vereine, setzte sich Schmick stets mit ganzer Kraft für die Hebung des Technikerstandes ein. 1906—09 war er Vorstandsmitglied des Verbandes, 1919—24 dessen Vorsitzender.

Seine unermüdete und erfolgreiche Tätigkeit wurde durch die Architekten-Vereine von Berlin, Frankfurt a. M. und München durch Verleihung der Ehrenmitgliedschaft anerkannt.

Seit 1925 ist Schmick Ehrenvorsitzender des Verbandes und blieb bei dessen Umwandlung in „Die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen“ deren Ehrenvorsitzender.