

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 12. Juni 1931

Heft 26

Lehrziele der Abteilung II (für Bauingenieurwesen) der Technischen Hochschule Hannover.

Alle Rechte vorbehalten.

Vom Rektor der Technischen Hochschule Prof. Dr.-Ing. O. Blum.

Die Abteilung II (für Bauingenieurwesen) ist jetzt mit der Abteilung I (für Architektur) zu der sog. Fakultät für Bauwesen vereinigt. Diese Vereinigung ist nicht nur äußerlich (organisatorisch), sondern sie ist auch innerlich begründet; denn die Beziehungen zwischen „Hoch- und „Tief“-Bau sind in der Gegenwart wieder inniger geworden, nachdem sie sich in den vergangenen Jahrzehnten stark gelockert hatten. Es dringt nämlich erstens der Bauingenieur mit seinen „Großkonstruktionen“ (des Stahl- und Eisenbetonbaues) stark in den Hochbau ein, zum anderen wird auf die schönheitliche Durchbildung der Ingenieurbauten mit Recht hoher Wert gelegt, zum dritten stellt der Städtebau ein Arbeitsgebiet dar, bei dem ein inniges Zusammenarbeiten der beiden Fachrichtungen geboten ist.

Diese Einheitlichkeit ist — wie überhaupt alles Einiende im Studium an der Technischen Hochschule — zu betonen, denn es muß zielbewußt dem Zerfall der Hochschulen — besonders auch der in dieser Beziehung am stärksten bedrohten Universitäten! — in „Fachschulen“ entgegen gearbeitet werden. Wie stark die Bedrohung ist, ergibt sich daraus, daß innerhalb der Abteilung II eine Reihe von „Fachrichtungen“ vorhanden sind, die man als die

der Statik und des konstruktiven Ingenieurbauwesens,
des Wasserbaues und der Wasserwirtschaft und
des Eisenbahnwesens

bezeichnen kann. Neben dieser Dreiteilung läuft aber noch eine zweite Gliederung, da es tatsächlich zwei Hauptgruppen von Bauingenieuren gibt, nämlich

- a) die konstruierenden und
- b) die disponierenden.

Die folgerichtige Betonung des Unterschiedes führt aber nicht zur Spaltung, sondern zur Zusammenfassung, also nicht zur Erziehung einseitiger Spezialisten, sondern zur Heranbildung allgemein gebildeter Bauingenieure. Abgesehen von der für alles die wichtigste Grundlage bildenden vertieften Ausbildung in Mathematik und Naturwissenschaften muß nämlich der Unterricht darauf abgestellt werden, daß das Konstruieren nur an den Wissenszweigen gelehrt wird, die sich hierfür wirklich eignen, also grundlegend in Baukonstruktionslehre aufbauend an Brückenbau und Ingenieur-Hochbau und an gewissen Teilgebieten des Wasserbaues; daß dagegen das Disponieren nur an den hierfür geeigneten Gebieten gelehrt wird, also namentlich am Eisenbahnwesen und an bestimmten Teilgebieten des Wasserbaues (allgemeiner ausgedrückt am Verkehrswesen).

Als größte Gegensätze sind also vorstehend der konstruktive Ingenieurbau und das Eisenbahnwesen hingestellt, jener als die richtige Schule für das Konstruieren, dieser als die für das Disponieren. Tatsächlich eignet sich das Eisenbahnwesen so wenig dazu, um an ihm das Konstruieren zu erlernen, daß die Hochschule bewußt auf das Konstruieren von Oberbau, Weichen oder sogar Sicherungsanlagen usw. verzichten und auch die künftigen „Eisenbahner“ für diese Disziplin auf die anderen Gebiete verweisen muß. Dies entspricht auch den tatsächlichen An-

forderungen im Beruf, denn der Eisenbahner hat weniger zu konstruieren, als vielmehr zu disponieren; er hat im allgemeinen nicht neue Bahnen zu bauen, sondern die vorhandenen Bahnanlagen auszunutzen, d. h. zu betreiben, zu unterhalten und zu erneuern, zu verbessern und zu erweitern, auf einen höheren Leistungs- und besseren Wirkungsgrad zu bringen. Und selbst beim Neubau von Eisenbahnen ist (wenigstens in Kulturländern) verhältnismäßig wenig zu „konstruieren“; denn die Eisenbahn ist derart ein „künstliches“ Gebilde, daß nur der Unterbau „erdgebunden“ ist und daher der besonderen konstruktiven Einschmiegung in das Gelände bedarf; (fast) alles andere aber ist „künstlich“ und kann und muß daher „normalisiert“ werden; das Konstruieren ist eigentlich nur bei Ausland-, Gebirgs- und Stadtbahnen von ausschlaggebender Bedeutung. Im Hochschulunterricht ist aber das „Konstruieren“ in der Eisenbahntechnik auf das Ausarbeiten von Trassen (nebst Erdmassen-Ermittlung und -Verteilung) und auf die Bearbeitung von Bahnhofsentwürfen (Gleisplänen) zu beschränken; diese beiden Gebiete liegen aber schon stark auf der Grenze von Disponieren und Konstruieren.

Weit stärker erdgebunden ist dagegen der Wasserbau, weil in ihm immer ein natürliches Element, nämlich das Wasser, die Hauptrolle spielt und weil fast jeder Bau seiner bestimmten Örtlichkeit im einzelnen angepaßt werden muß. Der Wasserbau ist daher auch (nicht in allen, aber in vielen seiner Teilgebiete) zum Konstruieren trefflich geeignet, und die Technische Hochschule tut daher gut daran, wenn sie auch die künftigen Eisenbahner im konstruktiven Wasserbau ausbildet, zumal auch für den Eisenbahner der alte Satz gilt: „Der Wasserbau ist die Mutter der Ingenieurbaukunst“.

Im Eisenbahnwesen muß also — unter bewußter Zurücksetzung des Konstruierens — das Disponieren voll zur Geltung kommen, wobei unter „Disponieren“ nicht nur Betrieb und Verkehr, sondern außerdem die politischen, persönlichen und sozialen Fragen und vor allem die wirtschaftlichen (und zwar die volks- und die betriebswirtschaftlichen) Probleme gründlich zu erörtern sind. Dies geschieht an der Technischen Hochschule Hannover vor dem Vorexamen in den Vorlesungen über Volkswirtschaftslehre, Rechtskunde und Geographie, nach dem Vorexamen in den Vorlesungen (und Übungen) Verkehrspolitik, Trassieren und Verkehrswirtschaft, wobei zu bemerken ist, daß die drei letztgenannten Lehrgebiete von den Fachprofessoren des Eisenbahnwesens behandelt werden, um den lebendigen Zusammenhang mit der Technik voll zu erhalten und die Methoden der Höheren Mathematik anwenden zu können.

Indem die Abteilung II der Technischen Hochschule Hannover diese Gliederung und Beschränkung durchgeführt hat, ist es ihr einerseits gelungen, für ihre Studierenden die Zahl der sog. „Pflichtstunden“ derart herabzudrücken, daß ihnen noch Zeit für allgemein bildende Fächer (Geschichte, Philosophie, Musik usw.) bleibt; andererseits hat sie aber ihren Studierenden die Möglichkeit gegeben, ihrer Ausbildung nach eigener Wahl einen Einschlag nach der hochbautechnischen (städtebaulichen) oder nach der maschinen- oder elektrotechnischen Seite hin zu geben.

Berechnung und Querschnittbestimmung weitgespannter Bogenbrücken mit Kämpfergelenken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. e.h.r. Martin Grüning, Hannover.

Eine durch einen Balken versteifte Hängebrücke, deren Kette in den Widerlagern verankert ist, sei durch lotrechte Kräfte belastet. M_0 bezeichne das Moment der äußeren Kräfte am einfachen Balken, H den Horizontalzug, y die Ordinate der Kette. In jedem Punkte der Achse des Versteifungsbalkens sei das Moment

$$Hv = M_0 - Hy$$

durch die y gleichgerichtete Ordinate v dargestellt. Die so gezeichnete Kurve gibt die Gleichgewichtslage an, die in der unversteiften Kette eintreten würde, wenn H den Wert des Horizontalzuges der unversteiften Kette hat. In dem Versteifungsbalken entsteht die Durchbiegung z . Sie ist v gleichgerichtet, und ihr absoluter Wert liegt zwischen 0 und v . Da die Kette die gleichen lotrechten Verschiebungen z erfährt, ist das Moment der am Versteifungsbalken angreifenden Kräfte

$$M = M_0 - H(y + z) = H(v - z).$$

Je kleiner das Trägheitsmoment des Versteifungsbalkens ist, desto größer ist die Durchbiegung, die mit $J = 0$ das Maximum v erreicht, daher desto kleiner der absolute Wert des Momentes M .

Bei der Bogenbrücke ist die Ordinate v der gleichartigen Kurve, die man auch durch die Stützlinie ersetzen kann, gleich y nach oben positiv, während z die positive Richtung nach unten behält. Das Moment der angreifenden Kräfte ist für den Querschnitt des Bogens

$$M = M_0 - H(y - z) = H(v + z).$$

Je kleiner das Trägheitsmoment des Bogens ist, desto größer ist die Durchbiegung, daher desto größer der absolute Wert des Momentes.

Die Durchbiegung z beeinflusst in beiden Systemen das Moment der angreifenden Kräfte, mindernd bei der Hängebrücke, verstärkend bei dem Bogen. Die Wirkung ist in beiden Fällen desto größer, je kleiner das Trägheitsmoment des Versteifungsbalkens oder des Bogenquerschnitts ist.

Die Berücksichtigung des Einflusses der Durchbiegung auf die Momente ist bei der Hängebrücke lediglich eine Frage der Wirtschaftlichkeit, beim Bogen jedoch eine Frage der Sicherheit.

Die Untersuchung ist für beide Systeme zuerst von Melan durchgeführt. Seinem Vorgang sind die Erbauer der neueren Hängebrücken in Nordamerika zum Teil durch ein anderes Verfahren, die sogenannte Deformationsmethode, mit gutem Erfolge gefolgt. Für die Bogenbrücken kommt Melan¹⁾ zu dem Schluß, daß die Berücksichtigung des Einflusses der Formänderung auf die Momente bei der in der Praxis üblichen Steifigkeit nicht erforderlich sei. Dies Ergebnis bedarf der Nachprüfung. Einmal weil Melan die Untersuchung nur für die kleine Stützweite von 120 m durchgeführt hat, sodann weil er die Frage des Sicherheitsgrades nicht beachtet hat, die dadurch eine andere Beleuchtung erfährt, daß die Formänderung die Proportionalität zwischen Belastung und Beanspruchung aufhebt.

Die Berechnung der Bogenbrücke unter Berücksichtigung des Einflusses der Formänderung auf die Momente wird nach dem Verfahren durchgeführt, das Verfasser im Eisenbau I, S. 298 ff., für die Hängebrücke angegeben hat. Die dort angegebene Erweiterung für die dreifach statisch unbestimmte Hängebrücke mit durchlaufendem Versteifungsbalken zeigt den Rechnungsgang, nach dem auch der Bogen mit eingespannten Kämpfern behandelt werden kann. Das Verfahren verzichtet auf die sonst immer getroffene Voraussetzung konstanten Trägheitsmomentes und auf die Annahme gewisser Regelmäßigkeiten in der Belastung. Bezüglich der Belastung wird vorausgesetzt, daß die Stützlinie für Eigenlast in die Bogenachse fällt. Die Erweiterung für den allgemeinen Fall ist ohne grundsätzliche Schwierigkeiten möglich. Die Eigenlast erzeugt den Horizontalschub H_g .

Beliebige lotrechte Verkehrslasten P belasten den Bogen in den Knotenpunkten und ergeben die Momente M_{0n} für den einfachen Balken. Sie erzeugen gleichzeitig mit der Eigenlast wirkend den Zuwachs des Horizontalschubes H_p , so daß der gesamte Horizontalschub

$$(1) \quad H = H_g + H_p$$

wirkt, wobei H_p nicht identisch mit dem Werte ist, der in dem von Eigenlast freien Bogen durch die Verkehrslast entstehen würde. Das Moment für den Knoten n des Bogens aus der gesamten Belastung beträgt

$$(2) \quad M_n = M_{0n} - H_p y_n + H z_n,$$

y_n = Ordinate des Knotenpunktes n bezogen auf die Kämpfergerade, z_n die lotrechte elastische Verschiebung des Knotenpunktes n , positiv nach unten. Für die Durchbiegungen in drei aufeinanderfolgenden Knotenpunkten gilt unter der Voraussetzung konstanten Trägheitsmomentes innerhalb jedes Feldes die Gleichung

$$-\frac{z_{n-1} - z_n}{\lambda_n} + \frac{z_n - z_{n+1}}{\lambda_{n+1}} = \frac{1}{6E} \left[M_{n-1} \cdot \frac{s_n}{J_n} + 2M_n \left(\frac{s_n}{J_n} + \frac{s_{n+1}}{J_{n+1}} \right) + M_{n+1} \frac{s_{n+1}}{J_{n+1}} \right].$$

Die Feldweite darf konstant = λ gewählt werden, die Längen werden durch die $\sec \varphi_n$ der Neigungswinkel ausgedrückt.

$$-z_{n-1} + 2z_n - z_{n+1} = \frac{\lambda^2}{6E} \left[M_{n-1} \frac{\sec \varphi_n}{J_n} + 2M_n \left(\frac{\sec \varphi_n}{J_n} + \frac{\sec \varphi_{n+1}}{J_{n+1}} \right) + M_{n+1} \frac{\sec \varphi_{n+1}}{J_{n+1}} \right].$$

Wird nun Gl. 2 eingeführt und

$$\alpha_n = \frac{H \lambda^2 \sec \varphi_n}{6E J_n}$$

gesetzt, so entsteht

$$\begin{aligned} & -z_{n-1} + 2z_n - z_{n+1} \\ & = \frac{1}{H} [M_{0n-1} \alpha_n + 2M_{0n}(\alpha_n + \alpha_{n+1}) + M_{0n+1} \alpha_{n+1}] \\ & - \frac{H_p}{H} [y_{n-1} \alpha_n + 2y_n(\alpha_n + \alpha_{n+1}) + y_{n+1} \alpha_{n+1}] \\ & + z_{n-1} \alpha_n + 2z_n(\alpha_n + \alpha_{n+1}) + z_{n+1} \alpha_{n+1} \end{aligned}$$

oder

$$(3) \quad \begin{cases} -H z_{n-1} (1 + \alpha_n) + 2H z_n (1 - \alpha_n - \alpha_{n+1}) \\ -H z_{n+1} (1 + \alpha_{n+1}) = A_n - H_p a_n \\ A_n = M_{0n-1} \alpha_n + 2M_{0n}(\alpha_n + \alpha_{n+1}) + M_{0n+1} \alpha_{n+1} \\ a_n = y_{n-1} \alpha_n + 2y_n(\alpha_n + \alpha_{n+1}) + y_{n+1} \alpha_{n+1}. \end{cases}$$

Hat der Bogen m Felder, $m \lambda = l$, so bestehen $m-1$ Gl. 3. Im Falle lotrecht unverschieblicher Kämpfer lassen sich daher die Momente $H z_n$ durch Auflösung der Gl. 3 in der Form

¹⁾ Melan, Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften.

$$(4) \quad H z_n = \sum_1^{m-1} \alpha_v A_v \lambda_{vn} - H_p \sum_1^{m-1} \alpha_v a_v \lambda_{vn}$$

berechnen, wenn die Zahlen α bekannt sind. Das wird zunächst vorausgesetzt. Durch Addition der Gleichungen 4 ergibt sich

$$(5) \quad H \sum_1^{m-1} z_n = \sum_1^{m-1} \alpha_v A_v L_v - H_p \sum_1^{m-1} \alpha_v a_v L_v,$$

worin

$$L_v = \sum_1^{m-1} \lambda_{vn}$$

ist. Die λ_{vn} werden nach dem Leweschen Verfahren des Zahlenrechtecks berechnet, das durch die Symmetrie der Zahlen zur Bogenmitte wesentlich an Einfachheit gewinnt. L_v sind die Summen der $m-1$ Spalten, die gleichfalls symmetrisch zur Mitte sind. Die \sum unterliegt folgender geometrischer Bedingung²⁾, wenn die Kämpfer sich um Δl gegeneinander verschoben.

$$\sum_0^m z_n = \sum_1^{m-1} z_n = \frac{H_p l^2 m}{8f(E F_b - H)} + \Delta l \cdot \frac{l m}{8f}$$

Setzt man hierin Gl. 5 ein, so erhält man

$$(6) \quad \sum_1^{m-1} \alpha_v A_v L_v - \Delta l H_g \frac{l m}{8f} = H_p \left[\sum_1^{m-1} \alpha_v a_v L_v + \Delta l \cdot \frac{l m}{8f} + \frac{H l^2 m}{8f(E F_b - H)} \right]$$

und kann daraus H_p berechnen, nachdem H schätzungsweise eingeführt ist.

Die geometrische Bedingung ist im ersten Glied der rechten Seite nicht ganz genau, da sie der Annahme entspricht, daß die Normalkraft N im Bogen

$$-N = H \cdot \sec \varphi_n$$

ist. Diese Annäherung ist jedoch von verschwindendem Einfluß auf H_p , da das 2. und 3. Glied des Faktors von H_p in Gl. 6 klein gegenüber dem ersten ist. Die geometrische Bedingung setzt ferner voraus, daß die Achse des Bogens eine Parabel vom Pfeiler f ist. Denn sie beruht auf der Beziehung

$$\frac{y_{n-1} - 2y_n + y_{n+1}}{\lambda} = -\frac{8f}{m^2 \lambda}.$$

Sie kann jedoch auch angewendet werden, wenn die Abweichung von der Parabel nicht erheblich ist.

Nach Berechnung von H_p erhält man aus den Gleichungen 4 die Momente $H z_n$ und damit die resultierenden Momente für alle Querschnitte aus Gl. 2.

Die Lösung setzt voraus, daß die Zahlen α bekannt sind, die von H und den Trägheitsmomenten abhängen. Sind letztere gegeben, dann kann man H aus der Näherungstheorie entnehmen, mit den so bestimmten Zahlen α die Rechnung durchführen und H aus $H_p + H_g$ ermitteln. Ist die Abweichung des errechneten Wertes H von dem geschätzten groß, so ist die Rechnung mit dem verbesserten Werte nochmals durchzuführen. Die Abweichung ist jedoch meist so geringfügig, daß eine Korrektur entbehrlich ist. Größere Schwierigkeiten macht die Schätzung der Trägheitsmomente, und es werden zuweilen mehrere Rechnungen notwendig werden, um zu hinreichender Übereinstimmung zwischen den geschätzten und den nach dem Rechnungsergebnis erforderlichen Trägheitsmomenten zu gelangen. Zunächst schätzt man das gegenseitige Verhältnis der Trägheitsmomente in den einzelnen Feldern; natürlich sind die Trägheitsmomente in $1/4 l$ und $3/4 l$ am größten zu wählen. Weiter wählt man einen beliebigen Wert α_1 , der in den Feldern nach dem Verhältnis der Trägheitsmomente abzustufen ist, berechnet daraus H_p sowie H und bestimmt nun die Werte der Trägheitsmomente aus den Zahlen α_1 und dem errechneten H . Eine zweite Wahl α_{11} führt zu einem zweiten Werte H_p und weiter zu zweiten Werten der Trägheitsmomente. Zwischen α_1 und α_{11} nebst den zugehörigen Zahlen kann geradlinig eingeschaltet werden, falls die Grenzen brauchbare Werte einschließen. Andernfalls ist eine dritte Rechnung mit α_{111} zweckmäßig.

Die Zahlen λ nehmen mit steigenden Zahlen α zu bis ∞ , das nach untenstehender Rechnung mit $1 - e^{-\alpha} = 0$ erreicht wird. Trotzdem erhält man auch in diesem Falle einen bestimmten Wert H_p und bestimmte Durchbiegungen z . Die im 1. und 4. Quadranten des λ -Quadrates stehenden Zahlen zerfallen in eine bestimmte Zahl λ' und eine unendlich große λ'' , während im 2. und 3. Quadranten nur die unendlich großen λ'' vorkommen. Die λ'' haben gleiche Größe sowohl auf jeder Spalte in symmetrisch zur Mitte liegenden Zeilen wie auf jeder Zeile in symmetrisch zur Mitte liegenden Spalten. Daher erhält man

$$\sum A_v L_v = C A + A_1$$

$$\sum a_v L_v = C a + a_1,$$

²⁾ Abgeleitet im Eisenbau I, S. 300.

worin $C = \infty$ ist. Nach Teilung durch C ergibt sich mit $A_1/C = 0$ und $a_1/C = 0$ aus Gl. 6

$$A - H_p a = 0,$$

wodurch H_p eindeutig bestimmt ist. Setzt man entsprechend $\lambda = \lambda' + \lambda''$, weiter $z = z' + z''$, so folgt aus der Symmetrie der λ'' zur mittleren Zeile, daß die z'' symmetrisch zur Bogenmitte sind, und weiter aus obenstehender Gleichung, daß die Summe

$$\sum_1^{\frac{m}{2}} z''$$

sowohl für die linke wie die rechte Seite des Bogens verschwindet. Bei gleichgerichteter Belastung ist aber nur ein Wendepunkt der elastischen Linie möglich, so daß eine der beiden Summen aus z'' -Werten des gleichen Vorzeichens besteht. Daraus folgt:

$$z''_n = 0.$$

Alle Durchbiegungen z sind daher durch die bestimmten Zahlen λ' eindeutig bestimmt. Wachsen die Zahlen α weiter, so werden die λ negativ, die absoluten Werte nehmen wieder ab.

Wenn die Trägheitsmomente $J_n \cos \varphi_n$ in allen Feldern gleiche Größe haben, lassen sich die Gl. 3 als Differenzgleichungen lösen und die λ_{rn} als Funktionen der Veränderlichen r und n eines rechtwinkligen Koordinatensystems darstellen, dessen Ursprung in der Mitte des Quadrates liegt (Abb. 1).

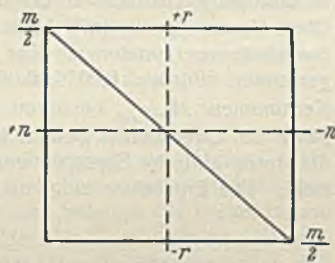


Abb. 1.

$$\lambda_{rn} = \frac{\sin\left(\frac{m}{2} \pm r\right) \varphi \cdot \sin\left(\frac{m}{2} \mp n\right) \varphi}{(1 + \alpha) \sin \varphi \cdot \sin m \varphi}, \quad \cos \varphi = \frac{1 - 2\alpha}{1 + \alpha}.$$

Die oberen Vorzeichen gelten in dem Dreieck links, die unteren in dem Dreieck rechts der Diagonale. Mit $m\varphi = \pi$ werden alle $\lambda = \infty$. Labilität besteht jedoch aus dem oben dargelegten Grunde nicht. Mit $m\varphi > \pi$ werden die λ negativ, und ihre absoluten Werte nehmen mit wachsendem φ ab. Mit $m\varphi = 2\pi$ wird $\lambda_{00} = 0$, die übrigen λ der mittleren Zeile und der mittleren Spalte nehmen bestimmte Werte an. Alle anderen λ zerfallen in eine bestimmte Zahl λ' und eine unendlich große Zahl λ'' folgender Gliederung

von $n = 1$ bis $n = \frac{m}{2} - 1$ $\lambda_{rn} = \lambda' - \lambda''$
 $\lambda_{-rn} = \lambda' + \lambda''$,

von $n = -1$ bis $n = -\frac{m}{2} + 1$ $\lambda_{rn} = \lambda' + \lambda''$
 $\lambda_{-rn} = \lambda' - \lambda''$.

Für die Summe $\lambda_{rn} + \lambda_{-rn}$ jeder Spalte in symmetrisch zur Mitte liegenden Zeilen besteht ein bestimmter Wert. Das gilt daher auch für die Summen L_p und H_p ist durch Gl. 6 eindeutig bestimmt. Für die Durchbiegungen erhält man jedoch nur in der Bogenmitte einen bestimmten Wert. In allen anderen Punkten treten zu bestimmten Werten unbestimmte, die beliebig groß werden können und in jedem symmetrisch zur Bogenmitte liegenden Punktepaare zwar gleiche Größe, aber auf einer Bogenseite das positive, auf der anderen das negative Vorzeichen haben. Die elastische Linie ist durch Überlagern einer Kurve mit bestimmter Ordinate und einer zweiten mit unbestimmter Ordinate, die im Scheitel einen Wendepunkt hat, darzustellen. Das System wird daher labil. Aus der Bedingung $\varphi = \frac{2\pi}{m}$ ergibt sich

$$(7) \quad \frac{H l^2 \cdot \cos n \varphi}{6 E J_n} = \frac{1 - \cos \frac{2\pi}{m}}{2 + \cos \frac{2\pi}{m}}.$$

Hieraus ist $J_n \cdot \cos \varphi_n$ zu berechnen.

Der Wert stimmt mit dem der von R. Mayer³⁾ aufgestellten Knickbedingung zwar nicht genau, aber doch ungefähr überein. Z. B. ergibt sich für das hier behandelte Beispiel nach Gl. 7 $J \cdot \cos \varphi_n = 0,017 \text{ m}^4$ und nach der Gleichung Mayers $J = 0,021 \text{ m}^4$.

Die Stabilität kann im Falle $m\varphi = 2\pi$ dadurch gesichert werden, daß der Bogen in $\frac{1}{4}l$ und $\frac{3}{4}l$ aus den lotrecht über den Kämpfern liegenden Punkten des Streckgurtes abgefangen wird. Die gleiche Wirkung in etwas beschränkterem Grade wird durch waagerechte Verankerung des Bogenscheitels im Streckgurt erreicht, die über die Kämpfer hinweggeführt wird. Beide Konstruktionen ermöglichen eine beträchtliche Verminderung der erforderlichen Bauhöhe zwischen $\frac{1}{4}l$ und $\frac{3}{4}l$.

³⁾ R. Mayer, Die Knickfestigkeit, S. 141.

Der Verlauf der Zahlen λ gibt einen bemerkenswerten Aufschluß über den Einfluß von Stützenverschiebungen. Waagerechte Verschiebungen der Kämpfer nach außen erzeugen, wie bekannt, Abnahme des Horizontalschubes, sofern der Bogen gute Steifigkeit besitzt. Mit abnehmender Steifigkeit sinkt der Einfluß auf den Horizontalschub, wie Gl. 6 zeigt, weil die Summen L_p verhältnismäßig rasch zunehmen. Der Einfluß verschwindet mit $\lambda = \infty$ ganz, geht mit negativen Werten in eine zunächst kleine Zunahme über und wird zu einer beträchtlichen Erhöhung, wenn die absoluten Werte λ klein werden. Die den Horizontalschub mindernde Wirkung der waagerechten Kämpferverschiebung wird also durch die gleichzeitig eintretende Senkung des Bogenscheitels mit abnehmender Steifigkeit gemildert, ganz aufgehoben und schließlich in weichen Bogen in eine Erhöhung des Schubes verwandelt. Diese Tatsache wird erklärlich, wenn beachtet wird, daß im Dreigelenkbogen die Verschiebung der Kämpfer eine Zunahme des Horizontalschubes erzeugen muß.

Als Beispiel ist ein Bogen von 224 m Stützweite, 16 Feldern von 14 m und 22,4 m Pfeil gewählt, dessen Achse auf einer Parabel liegt. Die Eigenlast ist zu 10 t/m, die Verkehrslast zu 5,0 t/m oder 70 t je Feld angenommen. Daraus ergibt sich $H_g = 2800 \text{ t}$. Da Momente und Durchbiegung in $\frac{1}{4}l$ und $\frac{3}{4}l$ die größten Werte annehmen, muß die Rechnung an erster Stelle für einseitige Belastung von Knoten 1 bis 7 durchgeführt werden. Eine Proberechnung hat ergeben, daß max M in 4 aus der Belastung 1 bis 8 etwas kleiner wird. Als erste Wahl wird

$$\alpha_1 = \left. \begin{matrix} 0,0048 \\ \alpha_6 = \end{matrix} \right\} 0,0048 \quad \alpha_2 = \left. \begin{matrix} 0,0044 \\ \alpha_7 = \end{matrix} \right\} 0,0044 \quad \alpha_3 = \left. \begin{matrix} 0,0040 \\ \alpha_8 = \end{matrix} \right\} 0,0040 \quad \alpha_4 = \left. \begin{matrix} 0,0036 \\ \alpha_5 = \end{matrix} \right\} 0,0036$$

getroffen.

Der Wert $0,0036 = \frac{H \cdot 14^2 \cdot 1,02}{6 \cdot 2100 \cdot 100^2 \cdot J}$ entspricht ungefähr $H = 3430 \text{ t}$, $J = 1,50 \text{ m}^4$. Die Trägheitsmomente sind von Feld 4 und 5 nach den Kämpfern und dem Scheitel zu fallend angenommen. Nachstehende Zusammenstellung gibt in den Spalten a, b, c die Matrix der acht Gleichungen 3 an, in der die Beiwerte lotrecht untereinander geschrieben sind. Die Gleichungen 9 bis 15 sind identisch mit 7 bis 1. Das Zahlenrechteck ist daher symmetrisch zu beiden Diagonalen. Die Rechnung folgt dem durch die Spalten e, d, f, g bezeichneten Gang⁴⁾

$$e_1 = c_1/b_1, \quad d_2 = b_2 - c_1 e_1, \quad e_2 = c_2/d_2 \text{ usw.}$$

$$f = e^2, \quad g = \frac{1}{d}.$$

	a	b	c	d	e	f	g
1		+1,9816	-1,0044		0,506 86	0,256 91	0,504 64
2	-1,0044	+1,9832	-1,0040	+1,474 1	0,681 09	0,463 88	0,678 38
3	-1,0040	+1,9848	-1,0036	+1,300 98	0,771 41	0,595 07	0,768 65
4	-1,0036	+1,9856	-1,0036	+1,210 61	0,829 00	0,687 24	0,826 03
5	-1,0036	+1,9848	-1,0040	+1,152 82	0,870 91	0,758 48	0,867 44
6	-1,0040	+1,9832	-1,0044	+1,108 81	0,905 84	0,820 55	0,901 87
7	-1,0044	+1,9816	-1,0048	+1,071 78	0,937 51	0,878 93	0,933 03
8	-1,0048	+1,9808	-1,0048	+1,038 79	0,967 28		

Man findet nun

$$\lambda_{88} = \frac{1}{d_8 (1 - e_7 e_8)}$$

$$\lambda_{77} = g_7 + \lambda_{88} f_7$$

$$\lambda_{66} = g_6 + \lambda_{77} f_6 \text{ usw.}$$

$$\lambda_{97} = \lambda_{88} f_7$$

$$\lambda_{100} = \lambda_{97} f_8 \text{ usw.}$$

⁴⁾ In der Besprechung meines Buches „Eisenbau“ I. in Eng. News-Rec. vom 20. März 1930 hat Herr O. H. Amman, Newyork, die Umständlichkeit meiner Rechnung beanstandet und aus diesem Grunde das in Amerika gebräuchliche Verfahren, die sogenannte Deformationsmethode, vorgezogen. Zur Widerlegung dieses Einwandes sowie etwaiger Bedenken gleicher Art gebe ich hier die Zahlenrechnung ausführlich wieder. Sämtliche Zahlen der Tafeln können ohne Zwischenrechnung aus der Maschine abgelesen werden, wenn man die Addition bzw. Subtraktion durch zweckmäßige Einstellung des Lineals mit einer Multiplikation verbindet. Unter dieser Voraussetzung sind 96 Operationen erforderlich. Die Ausführung beansprucht einschließlich der acht Summen L_p $1\frac{1}{2}$ Stunden, kann indessen von einem gewandten Rechner auch in einer Stunde durchgeführt werden. Der Rechnungsgang ist überdies so einfach und übersichtlich, daß die Ausrechnung der Tafeln jedem Rechner übertragen werden kann, der hinreichende Gewandtheit im Gebrauch der Rechenmaschine besitzt. Die weiteren Rechnungen sind nicht umständlicher als die Auswertung der Einflußlinien. Für eine Brücke (Hängebrücke oder Bogen) von 200 bis 300 m Stützweite sind 6 bis 10 Zahlentafeln zu berechnen. Das Verfahren erfordert daher nicht mehr Arbeit als die Deformationsmethode und auch gegenüber der Näherungsrechnung nur geringen Mehraufwand, der den auch von Herrn Amman zugegebenen Vorteil der größeren Genauigkeit nicht beeinträchtigen kann, namentlich, da es sich stets um Baukosten von mehreren Millionen handelt. Da die Querschnitte von Feld zu Feld beliebig veränderlich sein dürfen und für die Hängebrücke Übereinstimmung der Durchbiegung von Kette und Versteifungsbalken nicht in allen Punkten, sondern nur in den Knotenpunkten bedingt wird, ist das Verfahren unter den bisher bestehenden das einzige genaue.

In dem Zahlenrechteck sind damit die Diagonalen 8,8 bis 1,1 ausgefüllt. Die Spalten zwischen den bezeichneten Diagonalen werden in der Reihenfolge 7 bis 1 durch Multiplikation mit den Festwerten $e_7 - e_8 \dots e_1$ gefunden. Nachstehende Tafel zeigt die Zahlen. Jede Zeile gibt danach einen H_z -Wert an.

	1	2	3	4	5	6	7	8	
1	1,207	1,389	1,534	1,645	1,718	1,753	1,744	1,687	15
2	1,389	2,740	3,027	3,245	3,390	3,459	3,441	3,328	14
3	1,534	3,027	4,444	4,764	4,978	5,079	5,052	4,886	13
4	1,645	3,245	4,764	6,176	6,453	6,584	6,549	6,334	12
5	1,718	3,390	4,978	6,453	7,784	7,942	7,900	7,641	11
6	1,753	3,459	5,079	6,584	7,942	9,119	9,071	8,774	10
7	1,744	3,441	5,052	6,549	7,900	9,071	10,014	9,686	9
8	1,687	3,328	4,886	6,334	7,641	8,774	9,686	10,332	8
9	1,581	3,120	4,581	5,939	7,164	8,226	9,081	9,686	7
10	1,433	2,827	4,150	5,380	6,490	7,452	8,226	8,774	6
11	1,248	2,462	3,615	4,686	5,652	6,490	7,164	7,641	5
12	1,035	2,041	2,996	3,884	4,686	5,380	5,939	6,334	4
13	0,798	1,574	2,311	2,996	3,615	4,150	4,581	4,886	3
14	0,543	1,072	1,574	2,041	2,462	2,827	3,120	3,328	2
15	0,276	0,543	0,798	1,035	1,248	1,433	1,581	1,687	1
L	19,591	37,658	53,789	67,711	79,123	87,739	93,149	95,004	
	15	14	13	12	11	10	9	8	

Nach Berechnung der Werte A_v und a_v erhält man

$$\sum_{i=1}^{15} A_v L_v = 19\,804,8286 \cdot 14 \quad \sum_{i=1}^{15} a_v L_v = 220,488 \cdot 2$$

$$\frac{H^2 m}{8 f E F_b} = 2,44$$

$$H_p = \frac{19\,804,8286 \cdot 14}{220,488 \cdot 2 + 2,44} = 626,17 \text{ t}$$

$$H z_4 = \sum_{i=1}^{15} A_v \lambda_{v_i} - 626,17 \sum_{i=1}^{15} a_v \lambda_{v_i} = 729 \text{ tm}$$

$$H z_{12} = \sum_{i=1}^{15} A_v \lambda_{v_{12}} - 626,17 \sum_{i=1}^{15} a_v \lambda_{v_{12}} = -661 \text{ tm.}$$

$$H = 2800 + 626 = 3426 \text{ t}$$

$$z_4 = 0,213 \text{ m} \quad z_{12} = -0,193 \text{ m}$$

$$M_4 = 1050 \cdot 14 - 626,17 \cdot 16,8 + 729 = 4909 \text{ tm}$$

$$M_{12} = 490 \cdot 14 - 626,17 \cdot 16,8 - 661 = -4321 \text{ tm}$$

$$J = \frac{3426 \cdot 14^2 \cdot 1,02}{0,0036 \cdot 6 \cdot 2100 \cdot 100^2} = 1,509 \approx 1,51 \text{ m}^4$$

In gleicher Weise sind die nachstehenden Werte für steigende α , also fallende Trägheitsmomente J des Bogens berechnet. Die Abstufung der Querschnitte aus $1/4 l$ nach dem Kämpfer und dem Scheitel zu folgt dem oben angegebenen Schrittmaß.

α	J m ⁴	H_p t	M_4 tm	ΔM tm	z_4 mm	δ_z mm	M_{12} tm	ΔM tm	z_{12} mm	δ_z mm
0,000	1,51	621,00	+ 4265		+ 199		- 3575		- 146	
0,0036	1,51	626,17	+ 4909	+ 644	+ 213	+ 14	- 4321	- 746	- 193	- 47
0,0054	1,01	628,51	+ 5423	+ 1158	+ 373	+ 74	- 4702	- 1127	- 299	- 80
0,0072	0,75	630,94	+ 5964	+ 1699	+ 543	+ 145	- 5250	- 1675	- 440	- 148
0,0090	0,60	633,39	+ 6545	+ 2280	+ 725	+ 227	- 6013	- 2438	- 651	- 286
0,0108	0,50	635,86	+ 7509	+ 3244	+ 1017	+ 419	- 6760	- 3185	- 855	- 417

Die erste Zeile gibt H_p , Momente und Durchbiegungen nach der Näherungstheorie an. Die Spalten ΔM , δ_z enthalten die Zunahme der Momente und Durchbiegung in den Querschnitten 4 und 12 infolge der Formänderung. Während H_p mit fallendem Trägheitsmoment des Bogens nur wenig steigt, nehmen die Momente und Durchbiegungen ganz beträchtlich zu. Bei $J=1,51 \text{ m}^4$ beträgt ΔM nur 15%, dagegen für $J=0,50 \text{ m}^4$ bereits 79%. Die Knicksicherheit ist hier noch etwa 2,5fach. Da auch δ_z zunimmt, führt das von Melan vorgeschlagene Verfahren, in die Berechnung der Momente die Durchbiegungen der Näherungsrechnung einzuführen, zu wenig genauen Ergebnissen.

Über den Einfluß des Verhältnisses der Eigenlast zur Verkehrslast läßt schon Gl. 2 vermuten, daß die Momente mit zunehmender Eigenlast steigen. Das wird durch folgende Überlegung bestätigt. Angenommen sei, daß die Eigenlast bei unveränderter Verkehrslast und unverändertem $J=1,51 \text{ m}^4$ so zunimmt, daß α von 0,0036 auf 0,0054 steigt, dann sind die λ der für 0,0054 berechneten Tafel einzusetzen. Ebenso nehmen A_v und a_v im Verhältnis 1,5:1,0 zu. Mithin steigt H_p nach obenstehender Tafel von 626,17 auf 628,51. Daraus folgt, daß nach Gl. 4 H_z den Wert annimmt, der für $\alpha=0,0054$ ermittelt ist, d. i.

$$H_z = 1282 \text{ tm.}$$

Das Moment wird

$$M = 1050 \cdot 14 - 628,51 \cdot 16,8 + 1282 = 5423 \text{ tm}$$

und übersteigt den Wert der Näherungstheorie um 1158 tm. Die Durchbiegung wird

$$z = \frac{1282}{3429 \cdot 1,5} = 0,249 \text{ m.}$$

Mithin ergibt sich durch die Erhöhung der Eigenlast bei unveränderter Verkehrslast eine Zunahme des Momentes um $5423 - 4909 = 514 \text{ tm}$ und der Durchbiegung um $249 - 213 = 36 \text{ mm}$. Die angreifenden Momente steigen für die Bogenbrücke mit zunehmender Eigenlast bei gleichbleibender Verkehrslast, während bei der Hängebrücke unter gleichen Bedingungen eine Abnahme eintritt.

Der bedeutende Einfluß der Formänderung auf die angreifenden Momente stellt die Frage, ob die Bestimmung der Querschnitte aus dem größten angreifenden Moment und der zulässigen Spannung überhaupt zugänglich ist. Denn der Begriff der zulässigen Spannung entspringt der Voraussetzung, daß Spannung und Belastung einander proportional sind, so daß das Verhältnis der Grenzspannung: σ_{zul} den Sicherheitsgrad angibt. Diese Voraussetzung trifft beim Bogen nicht zu, da die Momente mit der Formänderung zunehmen. Zur Klärung der Frage sind drei Fälle durchgerechnet. Für $\alpha=0,0036$, $0,0054$, $0,0072$ ist W_{erf} in $1/4 l$ aus dem unteren Kernmoment M_k/σ_{zul} bestimmt, wobei der Kernhalbmesser gleich $1/3$ der Höhe des Querschnitts gesetzt ist. Weiter sind die Spannungen errechnet, die durch einfache Eigenlast von 10 t/m aber mehrfache Verkehrslast entsteht. Die Ergebnisse zeigt nachstehende Zusammenstellung.

	a	b	c	
α	0,0036	0,0054	0,0072	
J	1,51	1,00	0,75	m ⁴
h	5,60	4,14	3,24	m
max M	4 909	5 423	5 964	tm
$N \cdot 1/3 h$	3 426 \cdot 1,86	3 429 \cdot 1,38	3 430 \cdot 1,08	tm
M_k	11 281	10 155	9 668	tm
W_{erf}	0,537	0,484	0,460	m ³
max M	10 148	11 478	12 918	tm
$N \cdot 1/3 h$	4 052 \cdot 1,86	4 058 \cdot 1,38	4 060 \cdot 1,08	tm
M_k	17 685	17 078	17 221	tm
$\sigma = M_k/W$	3,293	3,529	3,744	t/cm ²
max M	11 524	13 098	14 796	tm
$N \cdot 1/3 h$	4 209 \cdot 1,86	4 216 \cdot 1,38	4 218 \cdot 1,08	tm
M_k	19 353	18 916	19 351	tm
$\sigma = M_k/W$	3,604	3,909	4,207	t/cm ²

Die Randspannungen nehmen unter gleicher Belastung mit abnehmendem Trägheitsmoment beträchtlich zu. Bogen a hat 2,25fache, Bogen b zweifache, Bogen c nur etwa 1,9fache Sicherheit gegen Über-

schreitung der Streckgrenze. Da die Spannung im gefährlichsten Querschnitt der unbelasteten Seite die Streckgrenze nicht wesentlich später erreicht als auf der belasteten Seite, folgt auf die Überschreitung der Streckgrenze alsbald bleibende Formänderung auf zwei Strecken und damit Bruchgefahr. Denn mit der bleibenden Formänderung auf zwei Strecken verformt sich der Bogen Z-förmig, und die Momente nehmen stärker zu. Damit Bogen verschiedener Trägheitsmomente gleichen Sicherheitsgrad r gegen Überschreiten der Streckgrenze erhalten, müssen die Momente berechnet werden, die durch einfache Eigenlast und r -fache Verkehrslast entstehen, und die Widerstandsmomente daraus und der Spannung der Streckgrenze berechnet werden. Die Rechnung läßt sich nur durch Annäherung durchführen und gelangt zu dem Ergebnis, daß weichere Bogen unter einfacher Verkehrslast nicht die gleiche Beanspruchung erfahren dürfen wie steife.

Die etwas umständliche Rechnung wird jedoch zweckmäßig dadurch vermieden, daß der Bogen durch Vorschrift einer größten zulässigen Durchbiegung in $1/4 l$ eine ausreichende Steifigkeit erhält. Die Forderung eines bestimmten statischen Sicherheitsgrades zwingt zur Vorschrift einer größten zulässigen Durchbiegung, damit das Widerstandsmoment in üblicher Weise aus σ_{zul} bestimmt werden darf. Welche Durchbiegung zugelassen

werden kann, muß in jedem Falle untersucht werden. Dabei ist das Verhältnis des Eigengewichts zur Verkehrslast von Einfluß. Im Bogen a der obigen Fälle ist $\max z = \frac{1}{1000} \cdot l$ und der Sicherheitsgrad gegen Überschreiten der Streckgrenze 2,25-fach. Das genügt jedenfalls. Im Bogen b ist $\max z = \frac{1}{600} \cdot l$, die Sicherheit zweifach. Auch das dürfte meist ausreichen.

Da die Überschreitung der Streckgrenze erst dann bruchgefährlich wird, wenn das Mittel der größten Spannung auf der belasteten und der größten Spannung auf der unbelasteten Seite die Streckgrenze erreicht, ist der Sicherheitsgrad um ein geringes größer als die angegebenen Zahlen. Im allgemeinen wird man eine größere Durchbiegung als $\frac{1}{600}$ bis $\frac{1}{800}$ in $\frac{1}{4} l$ unter ungünstigster Belastung nicht zulassen dürfen.

Auch bei der Hängebrücke hat die Formänderung Einfluß auf den Sicherheitsgrad des Versteifungsbalkens. Berechnet man wie oben die größten Spannungen, die in Versteifungsbalken verschiedenen Trägheitsmomentes entstehen, so gelangt man jedoch zu dem entgegengesetzten Ergebnis wie beim Bogen. Je welcher der Versteifungsbalken, desto größer ist der Abstand der Randspannung von der Streckgrenze gemessen an der Verkehrslast. Daher desto größer der Sicherheitsgrad unter einfacher Verkehrslast.

Während beim Bogen die Forderung der Sicherheit eine mindeste Steifigkeit verlangt und dadurch der Durchbiegung eine Grenze setzt, macht die gleiche Forderung bei der Hängebrücke eine möglichst große Durchbiegung erwünscht. Nur die praktischen Belange des Verkehrs und Gesichtspunkte der Konstruktion setzen hier der Durchbiegung Grenzen. Es liegt daher in der statischen Eigenart der Hängebrücke begründet, daß verhältnismäßig große Durchbiegungen zugelassen werden können. Doch muß beachtet werden, daß diese Eigenart nur die Hängebrücke besitzt, deren Kette in den Widerlagern verankert ist, nicht die Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalzug. Denn in der letzteren wird die Beanspruchung durch die Formänderung nicht gemildert.

Durch die Vorschrift der zulässigen Durchbiegung in $\frac{1}{4} l$ ist unter sonst gegebenen Verhältnissen (Stützweite, Pfeil, Eigenlast, Verkehrslast) das erforderliche Trägheitsmoment festgelegt. Nachdem für zwei willkürlich gewählte Zahlen α die Berechnung des zugehörigen z durchgeführt ist, ist durch Interpolation aus dem zugelassenen z die zugehörige Zahl α zu bestimmen. Eine Wiederholung der Rechnung mit dem so gefundenen α ist im allgemeinen entbehrlich und nur dann ratsam, wenn die Grenzen der beiden durchgeführten Rechnungen zu weit auseinanderliegen. Ebenso erhält man H_p , dessen Wert übrigens wenig veränderlich ist, durch Interpolieren, ferner $H = H_g + H_p$ und schließlich J_{erf} aus α . Nunmehr ist

$$\max M = M_{0n} - H_p y + Hz$$

und

$$N = H \cdot \cos \varphi + Q_0 \cdot \sin \varphi$$

zu berechnen (Q_0 = Querkraft des einfachen Balkens). Der Kernhalbmesser wird in h , der Höhe des Querschnitts, ausgedrückt etwa $= \frac{1}{3} h$. Man findet mit $W = \frac{2J}{h}$ die erforderliche Höhe aus der quadratischen Gleichung

$$(8) \quad (\max M + N \cdot \frac{1}{3} h) h = 2J \sigma_{\text{zul}}$$

Vom Material ist J nur im Falle verschiedener Elastizitätsmodule abhängig. Die Zahl der Bogen ist von Einfluß, wenn sie das Verhältnis von Eigenlast zur Verkehrslast ändert. Andernfalls ist die Summe der Trägheitsmomente aller Bogen konstant. Durch Erhöhung der Zahl der Hauptträger kann die Höhe des Bogenquerschnitts nicht herabgemindert werden. Muß die Höhe h aus Gründen der Konstruktion kleiner gewählt werden als das Ergebnis der Rechnung, so wird die Ermäßigung der zulässigen Spannung unvermeidlich.

$$\text{Man findet } W = \frac{2J_{\text{erf}}}{h_{\text{zul}}} \text{ und } \sigma = \frac{M_k}{W}$$

Die vorgeschriebene Durchbiegung bleibt erhalten, wenn sich die Belastung nicht ändert. Bei kleinem h_{zul} kann jedoch das W so beträchtlich werden, daß das Eigengewicht des Bogens den der Rechnung zugrunde liegenden Wert übersteigt. Dann muß eine neue Interpolationsgerade zwischen zwei Werten z gesucht werden, die dem erhöhten Werte H genügt. Man kann sie auf folgende Weise aus den beiden berechneten Werten z finden. Wenn H und J sich einander proportional ändern, bleiben die Zahlen α und λ unverändert und damit infolge der Gleichungen 4 und 6 auch H_p und die Momente H_z . Daher verhalten sich die z zueinander wie die reziproken Werte H . Bezeichnet H' , z' die neuen Werte, $\text{tg } \beta$ die Neigung der z -Geraden und $\mu = H'/H$, so ist $z' = z/\mu$ und $\text{tg } \beta' = \text{tg } \beta/\mu$. Danach ist der $\max z$ entsprechende Wert α in der z' -Linie leicht auszurechnen.

Für das obige Beispiel wird $\max z = \frac{1}{800} \cdot l = 280$ mm gefordert. Aus $\alpha_1 = 0,0036$, $z_1 = 213$ mm, $\alpha_{11} = 0,0054$, $z_{11} = 373$ mm ergibt sich

$$\alpha = 0,0036 + 0,0018 \cdot \frac{280 - 213}{160} = 0,00435$$

$$J_{\text{erf}} = 1,51 \cdot \frac{36}{43,5} = 1,25 \text{ m}^4$$

$$H_p = 626 + 2,6 \cdot \frac{7,5}{16} = 627 \text{ t}$$

$$\max M = 1050 \cdot 14 - 627 \cdot 16,8 + 3427 \cdot 0,28 = 5126 \text{ tm}$$

$$N = 3390 \text{ t}$$

Die Auflösung der Gl. 8 ergibt mit $\sigma_{\text{zul}} = 2,1 \text{ t/cm}^2$, $h = 4,92 \text{ m}$.

$$M_k = 5126 + 3390 \cdot 1,64 = 10686 \text{ tm}$$

$$W = \frac{2 \cdot 1,25}{4,92} = 0,508 \text{ m}^3 \quad F = \frac{0,508}{1,64} = 0,31 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{10686}{0,508} = 2,10 \text{ t/cm}^2$$

Mit $\sigma_{\text{zul}} = 1,82 \text{ t/cm}^2$ ergibt sich

$$h = 4,47 \text{ m}$$

$$M_k = 5126 + 3390 \cdot 1,49 = 10177 \text{ tm}$$

$$W = \frac{2 \cdot 1,25}{4,47} = 0,5593 \text{ m}^3 \quad F = \frac{0,5593}{1,49} = 0,3754 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{10177}{0,5593} = 1,82 \text{ t/cm}^2$$

Die erforderliche Höhe nimmt mit σ_{zul} ab. Wenn die Höhe des Querschnitts 3,00 m nicht überschreiten darf, ist

$$W = \frac{2 \cdot 1,25}{3,00} = 0,833 \text{ m}^3 \quad F = \frac{0,833}{1,00} = 0,833 \text{ m}^2$$

Das Eigengewicht des Bogens steigt erheblich und damit J_{erf} . Die Rechnung kann nur durch Annäherung durchgeführt werden, die von $J_{\text{erf}} = 1,25$ ausgeht. Wird die Konstruktionszahl $= 1,25$ geschätzt, so erhöht sich das Eigengewicht um $(0,833 - 0,31) \cdot 1,25 \cdot 7,85 = 5,13 \text{ t/m}$. Damit wird

$$H_g = 2800 \cdot \frac{15,13}{10} = 4236 \text{ t} \quad H = 4863 \text{ t} \quad \mu = \frac{4863}{3427} = 1,419$$

Zwischen $\alpha_{11} = 0,0054$ und $\alpha_{111} = 0,0072$ ist

$$\text{tg } \beta = \frac{543 - 373}{18} \cdot 100^2 = 9,444 \cdot 100^2$$

$\max z = 280$ mm entspricht

$$\alpha = 0,0054 + \frac{280 \mu - 373}{9,444} \cdot 100^{-2} = 0,005657$$

$$J = 1,0 \cdot 1,419 \cdot \frac{54}{56,57} = 1,354 \text{ m}^4$$

$$W = \frac{2 \cdot 1,354}{3} = 0,9027 \text{ m}^3 \quad F = 0,9027 \text{ m}^2$$

Das Eigengewicht steigt um $(0,9027 - 0,31) \cdot 1,25 \cdot 7,85 = 5,816 \text{ t}$

$$H_g = 4428 \text{ t} \quad H = 5055 \text{ t} \quad \mu = \frac{5055}{3427} = 1,475$$

$$\alpha = 0,005823$$

$$J = 1,0 \cdot 1,475 \cdot \frac{54}{58,23} = 1,368 \text{ m}^4$$

$$W = \frac{2 \cdot 1,368}{3,0} = 0,912 \text{ m}^3 \quad F = 0,912 \text{ m}^2$$

$$N = 4990 \text{ t}$$

$$M_k = 5126 + 4990 \cdot 1,0 = 10116 \text{ tm}$$

$$\sigma = 1,11 \text{ t/cm}^2$$

Wenn die zugelassene Durchbiegung eingehalten und die zugelassene Spannung ausgenutzt werden soll, ist die Höhe des Querschnitts eindeutig bestimmt. Eine gewisse Freiheit besteht nur in der Querschnittform, von der der Kernhalbmesser abhängt. Da er zwischen $\frac{1}{3} h$ und $\frac{1}{2} h$ liegt und letzteres nicht erreicht, ist die durch die Form bedingte Spanne sehr klein.

Die Ermäßigung der Höhe ohne Überschreitung der zugelassenen Durchbiegung ist unter Herabsetzung der Randspannung möglich, erfordert jedoch Vergrößerung des Querschnitts und Erhöhung des Eigengewichts. Im vorliegenden Falle steigt das Eigengewicht von 10 auf 15,82 t/m, wenn die Höhe des Querschnitts auf 3,0 m gedrückt werden soll. Der Querschnitt steigt auf 0,922 m². Die konstruktive Durchbildung ist schwer möglich.

In gleicher Weise wie der Querschnitt in $\frac{1}{4} l$ sind die auf beiden Seiten benachbarten Querschnitte zu untersuchen. Meist wird der Querschnitt in $\frac{1}{4} l$ für Trägheitsmomente und Bogenhöhe maßgebend sein. Für die Scheitelquerschnitte ist symmetrische Belastung zu wählen. Nachstehende Zusammenstellung zeigt die Ergebnisse der Rechnung für $P = 70 \text{ t}$ in den Knotenpunkten 6 bis 10, nachdem eine Proberechnung die Momente etwas größer erwiesen hat als die Belastung 5 bis 11.

	J_B m ⁴	H_p t	max M tm	$\int M$ tm	z mm	δ_z mm	M_3' tm	$\int M$ tm
0,0036	1,00	661	+ 2075	+ 154	+ 64	+ 3	- 1770	- 130
0,0072	0,50	667	+ 2454	+ 533	+ 211	+ 89	- 1867	- 227
0,0108	0,34	676	+ 2683	+ 762	+ 335	+ 152	- 1999	- 359

Die Formänderung hat hier nicht so erheblichen Einfluß auf die Momente und Durchbiegungen wie in $1/4 l$. Die Durchbiegungen bleiben in zulässigen Grenzen, die Vorschrift einer oberen Grenze ist entbehrlich. Es liegt jedoch die Frage nahe, ob und wie weit das Trägheitsmoment und die Höhe des Querschnitts aus statischen Rücksichten im Scheitel ermäßigt werden darf. Zur Klärung sind H_p , max M und z für zwei Abstufungen durchgerechnet, die sich dem ersten Fall der obenstehenden Tafel anschließen.

	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	α_8
1.	0,0048	0,0044	0,0040	0,0036	0,0036	0,0044	0,0070	0,0096
2.	0,0048	0,0044	0,0040	0,0036	0,0036	0,0040	0,0094	0,0144

Das Ergebnis ist:

	α_8	J_B m ⁴	H_p t	max H tm	z mm
1.	0,0096	0,567	685,81	1742	127
2.	0,0144	0,378	699,68	1463	136

Im Falle des Dreigelenkbogens ($J_B = 0$) ergibt sich $H_p = 731$ t. Die Zahlen zeigen den Einfluß verminderter Steifigkeit des Scheitels. H_p nimmt beträchtlich zu und nähert sich dem Horizontalschub des Dreigelenkbogens, max M nimmt erheblich ab, während die Durchbiegung unwesentlich zunimmt. Die Berechnung der Höhen des Scheitelquerschnitts aus Gl. 8 und $\sigma_{zul} = 2,1$ t/cm² ergibt:

J_B m ⁴	h m	M_B tm	F_{erf} m ²	W m ³
1,00	5,201	8076	0,222	0,3849
0,567	3,81	6173	0,231	0,2956
0,378	3,12	5096	0,234	0,2429

Mit abnehmender Höhe nimmt F_{erf} nur wenig zu. Der erforderliche Querschnitt ist zwar um ein geringes größer als der des Dreigelenkbogens, seine Höhe kann jedoch durch unsymmetrische Form noch weiter gedrückt werden. Größere Breite oder auch größere Dicke der Kopfplatten, als die Fußplatten haben, ist im Scheitel ohnehin zweckmäßig, da Horizontalschub und max M an der Oberkante Druck erzeugen und min M absolut kleiner ist als max M . Z. B. der unsymmetrische Querschnitt:

- 1 Stehblech 2800 · 15
- 4 L 200 · 200 · 19
- Kopfplatten 900 · 100
- Fußplatten 650 · 100

hat bei 3,00 m Höhe $J = 0,368$ m⁴, $W_o = 0,258$ m³, $W_u = 0,230$ m³, $F = 0,2275$ m², $k_o = 1,0125$ m, $k_u = 1,1382$ m.

Die Kernmomente betragen

$$M_{ku} = 3500 \cdot 1,1382 + 1463 = 5447 \text{ tm.}$$

$$M_{ko} = -3500 \cdot 1,0125 + 1463 = -2081 \text{ tm}$$

$$\sigma_o = -2,103 \text{ t/cm}^2 \quad \sigma_u = -0,904 \text{ t/cm}^2$$

Man erkennt: Die Scheitelhöhe des Bogens mit Kämpfergelenken kann fast beliebig niedrig gewählt werden ohne nennenswerte Vergrößerung des Querschnitts. Der Zweigelenkbogen erfordert im Scheitel keine größere Höhe als der Dreigelenkbogen, namentlich wenn der Querschnitt unsymmetrisch ausgebildet wird. Die Durchbiegung bleibt wohl immer in zulässigen Grenzen, wenn in den Seiten genügende Steifigkeit vorhanden ist und der Abfall der Querschnitte nach der Mitte nicht zu plötzlich eintritt. Labilität kann bei niedriger Scheitelhöhe immer durch die Höhe in $1/4 l$ vermieden werden. Betrachtet man nämlich eine Zahlenreihe α , für die Labilität besteht ($\lambda_{B8} = 0$, $e_7 = \infty$), so erkennt man, daß durch Erhöhung der Trägheitsmomente auf beiden Seiten des Scheitels jede gewünschte Knicksicherheit erreicht werden kann. Wenn ein Dreigelenkbogen, der ja auch als Zweigelenkbogen von der Scheitelhöhe 0 aufgefaßt werden darf, knicksicher ausgebildet werden kann, so ist offenbar auch im Zweigelenkbogen von geringer Scheitelhöhe Stabilität möglich.

In den letzten Jahren haben zwei weitgespannte Bogenbrücken die Aufmerksamkeit der Fachwelt erweckt: die Brücke „Aus einem Guß“, die im Wettbewerb um die Straßenbrücke Köln-Mülheim von dem Preisgericht fast einstimmig zur Ausführung vorgeschlagen war, und drei Entwürfe im Västerbro-Wettbewerb um Überbrückung des Mälarsees in Stockholm. Der Bogen „Aus einem Guß“⁵⁾ hat 333,20 m Spannweite,

47 m Pfeilhöhe, in $1/4 l$ $J = 6,77$ m⁴ und im Scheitel 4,58 m⁴ in dem in Siliziumstahl geplanten Entwurf. Die Abstufung stimmt etwa mit der des obigen Beispiels überein. Das Verhältnis von Pfeil: Stützweite beeinflusst α nur durch den Wert des Horizontalschubes. Für die halbe Brückenbreite — ein Hauptträger — ist $H_p = 6647$ t, H_p aus einseitiger Belastung = 1153 t. Wird die Zahl der Felder wie oben = 16 gewählt, so ist

$$\lambda = 20,824 \text{ m} \quad \sec \varphi = 1,04.$$

Damit erhält man

$$\alpha = \frac{7800 \cdot 20,824^2}{6 \cdot 2100 \cdot 6,77 \cdot 100^2} \cdot 1,04 = 0,00412.$$

Die größte Durchbiegung in $1/4 l$ unter einseitiger Belastung ist danach auf $1/1000$ zu schätzen. Die gewählte Spannung liegt zwischen 1,9 und 2,0 t/cm². Die Berechnung ist ohne Berücksichtigung der Formänderung durchgeführt. Die genaue Berechnung gibt infolge der guten Steifigkeit nur unwesentlich größere Spannungen, die 2,1 t/cm² nicht übersteigen. Für einen in St 48 geplanten Entwurf mit $J = 7,60$ m⁴ war $\alpha = 0,00368$.

Im Västerbro-Wettbewerb⁶⁾ war das Längenprofil mit nur geringen Freiheiten festgelegt: Straßenkronen in Station 0 auf Kungsholm + 26,3, in Station 540 auf Langholm + 24,5, größte Rampensteigung 1:35, freies Profil für die Schifffahrt zwischen Station 275 und 325 auf + 28,2 mit abgeschrägten Ecken (Abb. 2). Daraus ergab sich für einen Bogen eine kleinste Spannweite von 210 bis 220 m und etwa $1/10$ Stich, in Station 325 eine verfügbare Höhe von 2,40 m, so daß, nach Abzug der größten

zugelassenen Durchbiegung von $\frac{1}{1000} = 22$ cm, 2,18 m Bauhöhe ver-

blieb. Das freie Profil durfte um ein geringes nach Kungsholm verschoben werden, wodurch höchstens 40 bis 50 cm Bauhöhe gewonnen werden konnten. Das Gutachten des Preisgerichts sagt auf Seite 33: „Die Brücke, die hier gebaut werden soll, muß trotz der geringen Bauhöhe die tragende Konstruktion ganz unter der Brückenbahn haben“. Dieser Ansicht muß rückhaltlos zugestimmt werden, die Verwirklichung durch Bogen lassen jedoch die genannten Bedingungen nicht zu. Es hätte wohl eine solche Freiheit der Bedingungen erwartet werden dürfen, daß die gewünschte Bauweise möglich war.

Von den drei mit Preisen ausgezeichneten Bogen aus Stahl wird nur der Entwurf „Im Fels verspannt“ den Bedingungen ungefähr gerecht. Der Entwurf verfolgt den glücklichen Gedanken, durch Einspannung der Kämpfer im Fels die Weichheit des Bogens zu mildern, und ermöglicht dadurch die erforderliche niedrige Bauhöhe. Trotzdem muß auch hier die ganze Rampe auf Langholm die Steigung 1:30 erhalten. Das Gutachten des Preisgerichts tadelt die große Durchbiegung im Scheitel von 70 cm. Diese Angabe ist jedoch kaum richtig. Eine Durchbiegung von $\frac{1}{300}$ im Scheitel eines Bogens gibt es nicht. Das Gutachten sagt ferner, daß die Bogen an den Kämpfern um 1,50 m erhöht werden müßten. Solcher Erhöhung steht ohne gleichzeitige Erhöhung im mittleren Bogen ja nichts im Wege. Es scheint jedoch, daß das Preisgericht die konstruktiven Vorzüge der Bauart nicht erkannt hat. Technisch völlig unmögliche Entwürfe sind die Bogen „Brügg“ (erster Preis) und „Två bägar“ (dritter Preis). Beide sind Zwei- oder Dreigelenkbogen von 217 und 216 m Stützweite, etwa $1/10$ Stich und nur 3,0 m Höhe des Querschnitts. In der Anlage 8 des genannten Gutachtens ist diese Höhe in der Zeichnung von Två bägar angegeben. In der Darstellung des Entwurfs „Brügg“ ist zwar keine Angabe gemacht, doch ist zu erkennen, daß die Höhe nicht größer ist. Die Steigung der Rampe läßt sich als mindestens 1:30 errechnen, sie ist gleichfalls nicht angegeben. Wie sich aus dem oben durchgerechneten Beispiel ergibt, sind die Höhen der Querschnitte viel zu niedrig. Das wird auch im Gutachten des Preisgerichts festgestellt. Beide Bogen werden als zu weich, der des Entwurfs Två bägar überdies als nicht knicksicher bezeichnet. Die Höhe müsse um 1,00 bzw. 1,50 m im Scheitel vergrößert werden, die Steigung der Rampe erhöhe sich dadurch auf 1:25. Das Preisgericht spricht also selbst aus, daß die Entwürfe die gestellten Anforderungen bei weitem nicht erfüllen. Die Standsicherheit ist bei der Entscheidung des Preisgerichts anscheinend nicht für eine notwendige Eigenschaft eines Brückenentwurfs gehalten worden. Es ist zu vermuten, daß die Entwürfe nach der Näherungstheorie berechnet sind, andernfalls hätte die Unzulänglichkeit nicht verborgen bleiben können.

⁵⁾ Vgl. Bautechn. 1927, Heft 4 u. 6.

⁶⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 44, S. 661 ff.

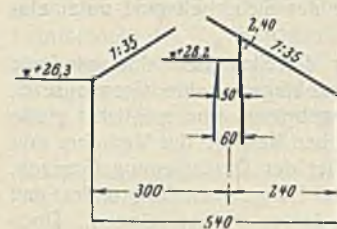


Abb. 2.

Beitrag zur Ermittlung von dynamischen Beanspruchungen in eisernen Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. H. Kulka, Hannover.

Die große Anzahl theoretischer Arbeiten und Versuchsforschungen auf dem Gebiete der Schwingungen eiserner Brücken infolge der Beanspruchung durch die bewegte Last gibt davon Zeugnis, welche Bedeutung mit Recht diesem noch nicht geklärten Gebiete sowohl von Theoretikern als auch Praktikern beigemessen wird. Es handelt sich letzten Endes um eine praktische Frage, die dahin formuliert werden kann: Wie verhalten sich die tatsächlich in den Brücken auftretenden Kräfte zu denen, die in der statischen Berechnung ermittelt werden? Daraus wäre dann zu folgern, wie stark man die Nutzlasten beaufschlagen muß, um die Brücken nach den üblichen Methoden statisch berechnen zu dürfen.

Eine theoretische Forschung auf diesem Gebiete hat nur Sinn, wenn sie Aussicht auf Erfolg hat, d. h. das praktische Ziel annähernd oder ganz erreicht. Bei der außerordentlich verwickelten Art der Kraftimpulse stößt aber schon die Behandlung von Teilproblemen in exakter Form auf solche Schwierigkeiten, daß es fast aussichtslos erscheint, die Ansätze in exakter Form zu lösen. Dagegen können Versuchsforschungen nur dann zum Erfolg führen, wenn sie sich den Grundlagen der Schwingungstheorie anpassen und dort parallel arbeiten, wo eine Theorie vorläufig nicht zum Ziele führen wird.

Die gesamte Theorie der Schwingungen von elastischen Bauwerken strebt nach zwei Zielen. Das eine ist die Bestimmung der Frequenz, das andere die Bestimmung der Form des schwingenden Bauwerkes. Für den Brückenbauer sind beide von Bedeutung, das letztere aber von größerer Wichtigkeit, denn mit der Form der Deformation des schwingenden Bauwerkes ist sein Kräftezustand eindeutig verknüpft durch die in der Statik erforschten Beziehungen. Gelingt es also, die Deformationszustände eines schwingenden Bauwerkes stetig festzuhalten, dann wäre ein wichtiger Schritt sowohl für die praktische Erforschung des Kräftespiels als auch für die Weiterausbildung der Theorie getan.

Die folgenden Ausführungen beschäftigen sich mit der Beschreibung eines vom Verfasser in Gemeinschaft mit der Firma Carl Zeiss, Jena, in den letzten Jahren entwickelten Instrumentes, das (das Instrument ist unter dem Namen Schwingungs-Registrier-Apparat, System Zeiss-Kulka von der Firma Zeiss in den Handel gebracht) bereits praktisch erprobt ist, ferner mit der Theorie des Instrumentes und der Theorie der Spannungsermittlung aus der gemessenen Deformation.

Beschreibung und Theorie des Instrumentes.

Die Methode der Feststellung von kleinen Verschiebungen auf photographischem Wege hat heute in verschiedenen Zweigen der Technik Eingang gefunden. Klassisch sind die Erfolge, die die moderne Astronomie auf dem Gebiete des photographischen Meßwesens errungen hat und die alle Methoden der bisherigen unmittelbaren Messung mit den feinsten Meßinstrumenten in den Schatten stellen. (Messung von Sternparallaxen, Feststellung des Einstein-Effektes, Verschiebung der Spektrallinien zur Bestimmung der Eigenbewegung von Fixsternen). Verschiebungen, die bei Brücken-Formänderungen auftreten, sind in der Größenordnung grobe Werte im Vergleich zu den in der Astronomie auftretenden Größen.

Daher ist der Weg der photographischen Messung mit Hilfe eines photographischen Fernrohres für die Feststellung der Brückenschwingungen beschrifteten worden.

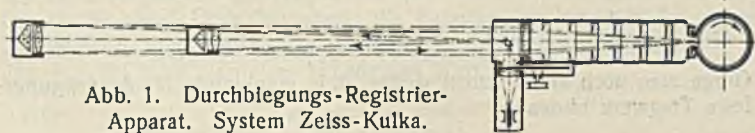
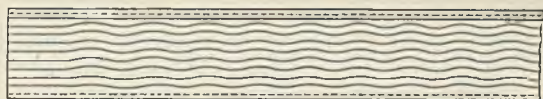


Abb. 1. Durchbiegungs-Registrier-Apparat. System Zeiss-Kulka. Wirkungsweise des Instrumentes.



Zu Abb. 1. Filmstreifen mit Meßlinien schwingender Punkte und Marken für Zeit und Schienenkontakt. Die obere gerade Linie stellt die absolute Raumkoordinate in Form des aufgenommenen Festpunktes im Gelände dar.

Das Instrument besteht aus einem Fernrohr mit fester Brennweite, d. h. bei dem die Fokussierung der Mattscheibe nicht regelbar ist, vielmehr stets die Einstellung auf unendlich vorhanden ist. Das Fernrohr besitzt eine Lichtstärke $f = 1:20$, die im übrigen, wie später ersichtlich, ohne Einfluß auf die Lichtstärke des Mattscheibenbildes ist. Das Fernrohr wird etwa in Brückenachse, jedoch seitwärts des Gleises auf das aufzunehmende Bauwerk gerichtet, so daß dieses in stark verkürzter Form erscheint. Der aufzunehmende Bildwinkel beträgt weniger als 2° .

Bei Brücken mit mehreren Öffnungen kann das Instrument ohne weiteres auf einem Zwischenpfeiler aufstellung finden (vgl. Abb. 1).

Die Aufnahme geschieht auf einem wandernden Filmstreifen, dessen Bewegung durch ein in der Geschwindigkeit regelbares Uhrwerk bewirkt wird. Es geschieht jedoch nicht die Aufnahme des Brückenbauwerkes als solches, sondern nur die Bewegung der Knotenpunkte, die durch eine optische Methode kenntlich gemacht werden. Auf dem Filmstreifen erscheint also von jedem Knotenpunkte eine gewellte Linie, und zwar so viel gewellte Linien untereinander, als Knotenpunkte gleichzeitig aufgenommen werden. Ein lotrechter Schnitt durch den Filmstreifen senkrecht zu seiner Bewegungsrichtung stellt also einen augenblicklichen Deformationszustand des Brückenbauwerkes dar. Die Kenntlichmachung der Knotenpunkte geschieht durch Tripelprismen, die bekanntlich die Eigenschaft haben, gegen Verdrehungen unempfindlich zu sein, dagegen lotrechte Bewegungen und Bewegungen senkrecht zur Brückenachse maßstabgetreu wiederzugeben. Die Tripelprismen erhalten von einer vor dem Objektiv des Aufnahmeapparates angebrachten Beleuchtungseinrichtung ein Lichtbündel, das sie entsprechend der Größe ihrer Öffnung in geschlossener Form wiedergeben. Von dem aus dem Tripelprisma kommenden Lichtbündel geht also auf dem Rückwege nichts verloren, und der Durchmesser des Objektivs braucht nur so groß zu sein, als der Durchmesser dieses Strahlenbündels, also der Durchmesser des Prismas, beträgt. Die Tripelprismen werden an besonderen Haltern in den Knotenpunkten oder an geeigneten Stellen in deren Nähe befestigt, was sich stets leicht durchführen läßt (vgl. Abb. 9b). Zeitkoordinate und Schienenkontakte markieren sich auf einer oder mehreren Linien in dem Filmstreifen. Ebenso kann eine ruhende Raumkoordinate durch ein im Gelände feststehendes Tripelprisma gleichzeitig mit abgebildet werden. Dies ist übrigens nicht absolut erforderlich.

Eine besondere Vorrichtung ermöglicht es ferner, auch die Seitenschwingungen der Knotenpunkte gleichzeitig festzuhalten, so daß die oben erwähnten Wellenlinien bei ihrer Ausmessung die Koordinatenverschiebung der Knotenpunkte in zwei Richtungen ergeben.

Eingehende Versuche haben ergeben, daß sich eine Ausmessungsgenauigkeit der Filmstreifen von mindestens $\frac{1}{100}$ mm erreichen läßt, was bei der gewählten Brennweite und bei einer Brücke von etwa 60 m Stützweite für die Durchbiegung in der Mitte noch eine Meßgenauigkeit von etwa $\frac{1}{5}$ mm der Natur ergeben würde, dagegen für die näher liegenden Knotenpunkte Meßgenauigkeiten bis etwa $\frac{1}{20}$ mm.

Die Versuche haben ferner gezeigt, daß selbst die feinsten Schwingungen auf dem Filmstreifen festzustellen und auszumessen sind. Das Ausmessen geschieht mit einem besonderen Meßinstrument, auf das der Filmstreifen aufgespannt wird und abgerollt werden kann. Das Ablesen geschieht durch ein in zwei Koordinaten verschiebbares Mikroskop.

In der Handhabung des Instrumentes ergeben sich große Vorteile vor anderen Instrumenten, da man die Messungen beim vollen Betriebe der Brücke durchführen kann und für die Stromversorgung nur eine Batterie mitgenommen werden muß und das ganze Deformationsbild festgehalten wird.

Das gegenseitige Verhältnis von Deformation und Spannungen unter dem Gesichtspunkte der Spannungsmessung.

Da es bis heute keinen Weg gibt, die Spannungsmessung in einem Bauwerksgliede durch unmittelbare Messung der auftretenden Beanspruchungen oder Kräfte vorzunehmen, ist man auf die Messung der Wirkung der Spannungen, also der Deformationen angewiesen, deren vorausgesetzte Gesetzmäßigkeit schließlich auch die Grundlage unserer Berechnungsmethoden bildet. Man ist dann allerdings auch an die Annahme der Proportionalität zwischen Spannung und Deformation gebunden, eine Voraussetzung, die nur im elastischen Gebiete zutrifft.

In einem gegliederten Tragwerke ist das Gesetz der Annäherung und Entfernung der Anschlußpunkte 1 und 2 (vgl. Abb. 2) des zu untersuchenden Stabes S an das Bauwerk I und II entscheidend für die in diesem Stabe auftretenden Normalkräfte. Daher muß auch die Lagenänderung der beiden Bauwerkspunkte 1 und 2 das Gesetz für die Veränderlichkeit der Stabkraft S enthalten, im ersteren Falle bei dem statisch bestimmten Bauwerke als kinematische Verschiebung der Scheiben I und II, im zweiten Falle im statisch unbestimmten Bauwerk als elastische Verschiebung der Scheiben I und II, was ja auch bekanntlich in der Form der Einflußlinien für S seinen

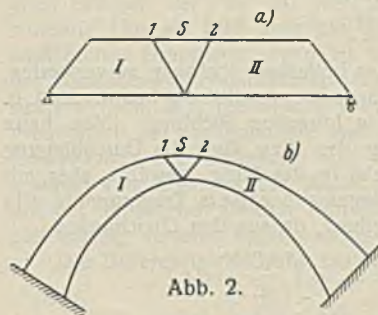


Abb. 2.

Ausdruck findet. Diese Erkenntnis ist die Grundlage unserer statischen Berechnungen. Wollte man die Veränderung der Knotenpunkte 1 und 2 gegeneinander messen, so müßte man einen Apparat einbauen, der zwischen 1 und 2 gespannt ist, und auf diese Weise auch alle Nebenerscheinungen (Biegungs- und Nebenspannungen usw.) ausschaltet, die außer den Normalspannungen im Stabe S vorhanden sind. Würde man dagegen nur auf Teilstrecken von S Meßapparate einbauen, so müßte man erwarten, daß man neben den Normalkräften, die man auch in der statischen Berechnung im allgemeinen sucht, andere Spannungen erhält, die nicht mit den Berechnungsarten vergleichbar sind, die die übliche Theorie des Fachwerkes beherrschen. Bei Verwendung irgendwelcher Meßinstrumente muß man sich also über die eben gekennzeichnete Frage klar sein, ob man die üblichen Berechnungsgrundlagen kontrollieren oder örtliche Spannungserscheinungen feststellen will.

Wählt man zur Spannungsmessung den Weg über die Querschnittsverhältnisse des zu messenden Stabes S , so ergibt sich die Stabkraft nach der bekannten Beziehung $S = \frac{\Delta s}{s} E F_m$ und die Spannung nach

$$(1) \quad \sigma = \frac{S}{F_m} = \frac{\Delta s}{s} E.$$

Wählt man aber den Weg über die Deformation der Scheiben I und II, so erhält man dieselbe Spannung aus

$$(2) \quad \Delta s = \sum \frac{S' S}{E F}; \quad \sigma = \frac{\sum S' S}{s F}.$$

Hierbei sind S' , s , F von der Belastung unabhängige Werte, die allerdings für jeden zu messenden Stab verschieden sein können, S die Stabkräfte des zu untersuchenden Systems unter dem Einfluß der gegebenen Belastungen. Es ist klar, daß man statt der Verformung des Tragwerkes in der Richtung des zu untersuchenden Stabes eine beliebige tatsächliche Verformung benutzen kann, um eine Gleichung derselben Art zu gewinnen. Diese wäre z. B.

$$(3) \quad \delta_m = \sum \frac{S' S}{E F},$$

wobei wieder S sich auf die tatsächlichen Stabkräfte bezieht, δ_m die in der gewählten Richtung gemessene Bewegung eines Knotenpunktes darstellt. Man kann stets so viele Gleichungen aufstellen von der Form 3 wie unbekannte Stabkräfte und auf diesem Wege über die Formänderung des Bauwerkes die Aufgabe der Spannungsmessung lösen. Es ist dabei ganz gleichgültig, welchen statischen Charakter das Bauwerk hat, d. h. ob überzählige Stäbe vorhanden sind oder nicht. Selbstverständlich gelten die Gleichungen auch dann, wenn in einem Punkte mehr Stäbe zusammen treffen, als auf statischem Wege zu berechnen sind. In dem in Abb. 3

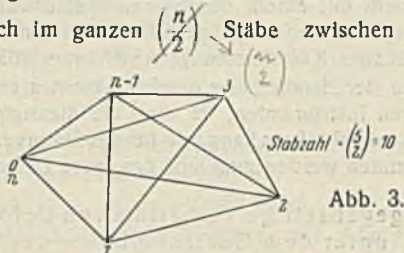


Abb. 3.

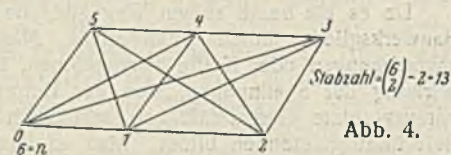


Abb. 4.

dargestellten n -Eck lassen sich im ganzen $\left(\frac{n}{2}\right)$ Stäbe zwischen den Knotenpunkten zeichnen, die sämtlich durch die gegebenen Verschiebungen der n Knotenpunkte berechenbar sind. Bei Tragwerken, in denen mehr als zwei Knotenpunkte in einer Geraden liegen, fallen so viele Stäbe weg, als solche Knotenpunkte vorhanden sind, z. B. in Abb. 4 fallen zwei Stäbe aus, da 2×3 Punkte in einer geraden Linie liegen. Für das biegeunflexible Tragwerk gilt die oben aufgestellte Gleichung selbstverständlich auch in entsprechender Form.

$$(4) \quad \delta_m = \int \frac{M' M}{E J} ds.$$

Statt die Formänderungen in einer beliebigen Richtung zu verwenden, kann man auch die Biegelinien zur Spannungsermittlung benutzen, d. h. die Formänderung des Tragwerkes in lotrechter Richtung. (Man hätte schon früher zur Spannungsermittlung den Weg über die Durchbiegung in einem Punkte eines Trägers, meist in der Mitte, gewählt, aber mit Recht wieder verlassen. Die Durchbiegung in einem Trägerpunkte gibt keinerlei Anhalt über die Kräfteverteilung, da aus den Gleichungen

$$\delta_m = \sum \frac{S' S}{E F}, \text{ bzw. } \delta_m = \int \frac{M' M}{E J} ds$$

der Wert der Summe, bzw. des Integrals gewahrt werden kann, obgleich man die einzelnen Summanden variieren kann). Ausgehend von der durch Messung als bekannt vorausgesetzten Biegelinie des Tragwerkes müßte man also den Weg der Spannungsermittlung auf folgende Weise gehen.

Die Gleichung der Biegelinie des senkrecht zur Stabachse belasteten Tragwerkes

$$(5) \quad \frac{1}{R} \approx \frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{M}{E J}$$

gibt eine Beziehung zwischen den als bekannt vorausgesetzten Ordinaten der Biegelinie (y) bzw. in Annäherung zwischen dem Krümmungshalbmesser R und den gesuchten Biegemomenten des Tragwerkes und seinen Querschnittsverhältnissen. Diese Beziehung gilt für das biegeunflexible Tragwerk, aber auch in ähnlicher Form für das Stabwerk, wo ebenfalls die Änderung der Neigung zweier in einem Punkte der Biegelinie zusammenstoßender Seiten des Biegepolygons ein Maß für das Biegemoment in dem betr. Punkte und daher auch für die zugehörige Stabkraft gibt. Z. B. folgt die Stabkraft S in Abb. 5 nach der bekannten Beziehung

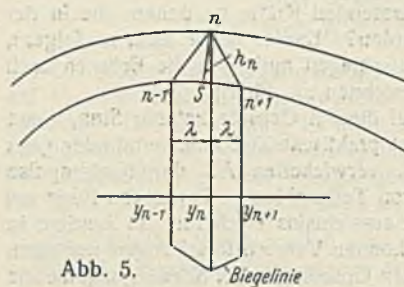


Abb. 5.

(6) $S = \pm \frac{M_n}{h_n}$.

Diese Beziehung ist selbstverständlich vollkommen unabhängig von dem sonstigen statischen Charakter des Bauwerkes, da sie ja nur von einer örtlichen Form der Biegelinie abhängt. Im Falle des Stabwerkes tritt statt der stetigen Biegelinie die in den Knotenpunkten geknickte Biegelinie in die Gleichung, und statt der obigen Differentialgleichung wird man bei gemessenen Biegeordinaten besser mit der folgenden Differenzgleichung arbeiten:

$$(7) \quad \frac{\Delta^2 y}{(\Delta x)^2} = \frac{1}{l^2} (y_{n-1} - 2y_n + y_{n+1}) = - \frac{M}{E J} = S h_n.$$

Man könnte auf diesem Wege z. B. in einem beliebig hochgradigen statisch unbestimmten Bauwerk durch Messung dreier Ordinaten (y_{n-1} , y_n , y_{n+1}) eine statisch unbestimmte Größe eliminieren. Würde man eine vierte Ordinate y_{n+2} messen, so könnte man wieder aus der neuen Folge dreier Ordinaten eine weitere statisch unbestimmte Größe eliminieren. Man erkennt daraus, daß die Messung von n Ordinaten der Biegelinie gleichbedeutend ist mit der Elimination von $n-2$ statisch unbestimmter Größen, also mit $(n-2)$ Elastizitätsgleichungen zur Auflösung statisch unbestimmter Bauwerke.

Ganz ähnlich würde man beim biegeunflexiblen Bauwerk verfahren. (Vor kurzer Zeit ist ein Apparat, der sogen. Prismen-Derivator und Differentio-Integrator erschienen¹⁾, mit dem es möglich ist, die erste und zweite Ableitung der gegebenen Kurve auf optisch-mechanischem Wege zu lösen. Vielleicht ist es angebracht, falls der Apparat die vermutete Genauigkeit besitzt, ihn zu obigem Zweck zu verwenden.)

Da bekanntlich die Querkraft aus der Differenz zweier benachbarter Momente und aus der Querkraft die Füllstäbe berechnet werden können, so wäre damit ein weiterer Schritt zur Ermittlung der inneren Kräfte aus den gegebenen Durchbiegungen getan. Im biegeunflexiblen Tragwerk wird dies ausgedrückt durch die Beziehung

$$(8) \quad \frac{d^3 y}{dx^3} = \frac{Q}{E J}$$

und für das Fachwerk in Form einer Differenzgleichung

$$(8a) \quad \frac{1}{l^3} (y_{n-1} - 3y_n + 3y_{n+1} - y_{n+2}) = \frac{Q_{n,n+1}}{E J}.$$

Ginge man noch einen Schritt weiter, d. h. man würde für das biegeunflexible Tragwerk bilden

$$(9) \quad \frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{p}{E J}$$

und für das Fachwerk mit der Feldweite l

$$\frac{\Delta^4 y}{(\Delta x)^4} = \frac{1}{l^4} (y_{n-1} + 4y_n - 6y_{n+1} + 4y_{n+2} - y_{n+3}) = \frac{p}{E J},$$

so könnte man auch die äußeren Kräfte p finden, die dem Durchbiegebild entsprechen. Wie im zweiten Teil dieser Arbeit ausgeführt wird, liegt eine gewisse Gefahr für die Genauigkeit darin, wenn man die Differentiation aus empirischen Größen zu weit treibt. Man könnte daher die Belastungen besser und genauer auf folgendem Wege finden.

Man ist in neuerer Zeit dazu übergegangen, für Versuchszwecke Einachswagen zu benutzen, d. h. besonders konstruierte schwere Einzelasten, deren Gewichtsschwerpunkt über der Hauptachse des Fahrzeugs liegt, während die anderen Achsen nur zur Stabilisierung dienen. Bei Benutzung eines solchen Einachswagens würde zur Berechnung der Kräfte folgender Weg geeigneter sein, der überdies eine sehr klare Anschauung in die theoretische Seite der Schwingungsforschung gibt.

¹⁾ Vgl. Z. f. ang. Math. u. Mech. 1930, Bd. 10, Nr. 6, v. Harbou.

Die Durchbiegung $y_{(x)}$ an irgendeiner Stelle x eines Trägers läßt sich in Form einer Integralgleichung darstellen, die bei gegebenem, weil gemessenem $y_{(x)}$ die Unbekannten nur unter dem Integralzeichen hat. Die Integralgleichung „erster Art“ lautet

$$(10) \quad y'_{(x)} = \int K_{(x, \xi)} p_{\xi} d\xi$$

p_{ξ} stellt die veränderliche Last an der Stelle ξ für das zunächst als konstant anzusehende x dar, $K(x, \xi)^2$ eine für die Stelle x charakteristische Funktion, deren Ordinaten man sich für jeden Wert ξ des Trägers aufgetragen denken kann. Sie ist dann nichts anderes als die bekannte Einflußfunktion der Durchbiegung an der Stelle x , und aus der oben angeschriebenen Integralgleichung folgt die Durchbiegung auf bekannte Weise aus der rechten Seite der Gleichung, indem man die Ordinaten der Einflußfunktion mit den Lasten an der betreffenden Stelle multipliziert.

Die Einflußfunktion $K(x, \xi)$ könnte man nun auf eine sehr einfache Weise mit Hilfe des Einachswagens bestimmen, indem man diesen an die Stelle x stellt und mit dem Instrument die Aufnahme der Knotenpunkte macht oder das Schwingungsdiagramm vom Punkte x für eine Kriechfahrt des Einachswagens mit Hilfe des Instrumentes aufnimmt (Maxwellscher Satz!). Die Biegelinie gibt so die Ordinaten der Einflußfunktion.

Im vorliegenden Falle ist also sowohl die linke Seite der Gleichung durch Messung der tatsächlichen Durchbiegungen, ferner unter dem Integralzeichen die Einflußfunktion $K(x, \xi)$ durch Messung bekannt. Die Auflösung der Gleichung gestaltet sich also sehr einfach aus einer Gruppe linearer Gleichungen. Für eine endliche Zahl gemessener Ordinaten der Funktion $K(x, \xi)$ geht die Gleichung für $y_{(x)}$ in eine Summe über, und man erhält, wenn man die Lasten $p_{\xi} d\xi$ als konzentrierte Lasten z. B. an den Knotenpunkten zusammenfaßt,

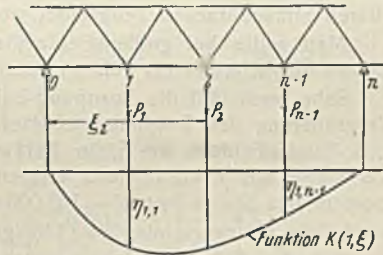


Abb. 6.

$$(11) \quad \left\{ \begin{aligned} y_{(x)} &= \sum_{\xi} K_{(x, \xi)} P_{\xi} \dots \text{ (vgl. Abb. 6), demnach} \\ y_{(1)} &= P_1 \eta_{11} + P_2 \eta_{12} + \dots + P_{n-1} \eta_{1, n-1} \\ y_{(2)} &= P_1 \eta_{21} + P_2 \eta_{22} + \dots + P_{n-1} \eta_{2, n-1} \\ \dots &\dots \\ y_{(n-1)} &= P_1 \eta_{n-1, 1} + P_2 \eta_{n-1, 2} + \dots + P_{n-1} \eta_{n-1, n-1} \end{aligned} \right.$$

In den Gleichungen bedeuten z. B. $\eta_{1, 2}$ (vgl. Abb. 6) die Ordinate der Einflußfunktion $K(x_1, \xi)$ am Lastenorte bei Knotenpunkt 2, für die Durchbiegung bei Knotenpunkt 1. In den $n-1$ Gleichungen sind alle y und η -Werte bekannt, es können also die $n-1$ unbekanntes Kräfte P berechnet werden. Aus den Kräften P könnte man die Stabkräfte nach bekannten statischen Methoden bestimmen und dadurch eine Kontrolle der nach Gl. 7 berechneten Stabkräfte erhalten.

Messung von Schwingungen.

Der Übergang von der bislang statisch behandelten Aufgabe zu der Messung von Schwingungen besteht darin, daß die willkürlich angenommenen Kräfte p oder P in einem Abhängigkeitsverhältnis, ganz oder zum Teil, zu den Durchbiegungen des Tragwerkes und seiner Massen stehen können. Die Gl. 10 behält ihre Gültigkeit, die Belastung p hat z. B. bei einer harmonischen Eigenschwingung mit der Frequenz n_0 und der Amplitude y den von der Beschleunigung abhängigen Wert

$$(12) \quad p_{(x)} = -\mu_{(x)} \frac{\partial^2 y'}{\partial t^2}$$

wobei $\mu_{(x)}$ die Masse an der Stelle x und y' sich nach

$$(13) \quad y' = y \sin n_0 t$$

aus der Amplitude berechnet, so daß mit Gl. 12 der Wert von

$$(14) \quad p_{(x)} = -\mu_{(x)} \frac{\partial^2 (y \sin n_0 t)}{\partial t^2} = n_0^2 \mu_{(x)} y_{(x)} \sin n_0 t$$

was im Verein mit Gl. 9 die bekannte Form der Schwingungsgleichung der harmonischen Schwingung

$$(15) \quad \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = n_0^2 \frac{\mu_{(x)}}{EJ} y \text{ gibt.}$$

Die anschauliche Darstellung durch die Integralgleichung 10 läßt sich auch hier mit Einsetzung der Werte für p und y' in Gl. 10 erreichen,

$$(16) \quad y_{(x)} = n_0^2 \int K_{(x, \xi)} \mu_{(\xi)} y_{(\xi)} d\xi$$

und man erhält die Durchbiegungen in Abhängigkeit von der Einflußlinie $K(x, \xi)$ und den Trägheitskräften, die durch $\mu_{(\xi)} y_{(\xi)}$ gekennzeichnet

²⁾ Vgl. Frank-v. Mises, Differentialgleichungen der Physik 1930, 3. Abschnitt.

sind³⁾. Auch der Ansatz für einen hinzutretenden, erzwingenden, periodischen, masselosen Impuls mit der Amplitude φ ist in obiger Form sehr anschaulich durch das Hinzutreten eines Gliedes gegeben, bei dem die Masse fortfällt, dagegen der Impuls der erzwingenden Kraft durch den Wert $\varphi_{(\xi)} d\xi$ entsprechend der Gl. 10 hinzutritt. Die Gleichung nimmt dann die Form an

$$(17) \quad y_{(x)} = n_0^2 \int_a^b K_{(x, \xi)} \mu_{(\xi)} y_{(\xi)} d\xi + \int_a^b K_{(x, \xi)} \varphi_{(\xi)} d\xi$$

Durch diese Gleichung könnte der Zusammenhang jener Erscheinung dargestellt werden, die bei den neuen Schwingungsmessungen der Deutschen Reichsbahn durch die von Losenhausen gebaute Erregermaschine experimentell untersucht werden. Die nahezu masselose Erregermaschine versetzt die Brücke durch das gegenläufige Rotieren verhältnismäßig kleiner Massen in Schwingungen; durch entsprechendes Abtasten der Eigenfrequenz der Brücke kann Resonanz entstehen. Bei ortsfester Lage des Erregers (ξ konstant) würde sich obiger Ansatz vereinfachen. Eine Lösung dieser nicht homogenen Integralgleichung ist in der oben angegebenen Quelle (XII. Kapitel, S. 534, Gl. 17) gegeben, woraus die Bedingungen der Resonanz zu ersehen sind. In unserem Falle wird die Schwierigkeit der Lösung der Gleichung umgangen, da ja $y(x)$, ferner $K(x, \xi)$ durch Messungen bekannt sind, und die Trägheits- und erzwingenden Kräfte sich summarisch für jeden Ort aus dem Gleichungssystem 11 ergeben. Es ist hierbei gleichgültig, ob die Belastung des Bauwerkes durch bewegte Massen oder zwei gegeneinander abgefederte Massensysteme (Radsätze und Fahrzeuggewichte), durch Zentrifugalkräfte usw. gebildet wird. Die gemessenen y -Werte setzen sich aus der statischen Durchbiegung und den durch die Schwingung erzeugten Formänderungen zusammen. Eine Trennung der Einflüsse ist für die Berechnung der Spannungen nicht nötig. Die Stabkräfte und Momente werden genau so gefunden, wie in den vorangehenden Erörterungen skizziert.

In den bisherigen Darlegungen ist bei der Ermittlung der Lasten (P) für das Fachwerk wie üblich die Vereinigung der Lasten und Kräfte in den Knotenpunkten angenommen worden, dagegen blieb die Ermittlung der Stabkräfte, die ja aus den gemessenen Durchbiegungen hergeleitet sind, von dieser Annahme unabhängig. Tatsächlich treten aber in den Stäben des Fachwerkes infolge ihrer eigenen Masse und ihrer von der Brücke verschiedenen Randbedingungen noch Spannungen auf, die nicht durch die obigen Betrachtungen erfaßt sind. Kennt man das Gewicht und die Querschnittsabmessungen eines Fachwerkstabes und aus den Messungen die Bewegung der den Fachwerkstab begrenzenden Knotenpunkte sowohl ihrer Größe als auch Frequenz nach, so läuft die Aufgabe der Ermittlung der zusätzlichen Spannungen auf ein exakt zu lösendes Problem hinaus, bei dem die wesentlichen Schwierigkeiten und die Willkür der Voraussetzungen eben durch die Messung der Randbedingungen ausgeschaltet sind. Solche Fachwerkstäbe erhalten im allgemeinen keine unmittelbare Lasten, so daß die Aufgabe auf folgendes konkrete Problem hinausläuft.

Für den Fachwerkstab $a b$ (Abb. 7) sind die Auflagerbedingungen in a und b gegeben, ferner durch Messungen die Bedingungen der Endpunkte, und zwar die Bewegungen y_a, y_b und die Frequenz n der Endpunkte. Es ist die erzwungene Schwingung zu untersuchen. Dabei kann, wie z. B. in

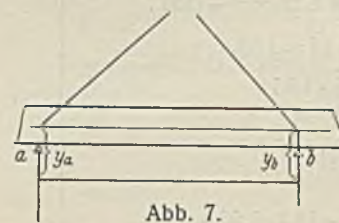


Abb. 7.

den Versuchen mit der oben genannten Schwingungsmaschine, ein stationärer Zustand erzeugt werden oder die Wirkung der erzwingenden Kraft kann zeitlich begrenzt sein, wie es in der Wirklichkeit bei Belastung durch einen darüberfahrenden Zug der Fall ist. Unter Umständen kann die Eigenschwingung des Stabes beachtenswerte zusätzliche Beanspruchungen ergeben, besonders dann, wenn der Stab verhältnismäßig lang ist und ein geringes Trägheitsmoment besitzt, was sehr häufig bei alten Brücken der Fall ist, wo Zugstäbe als schlaffe Stäbe konstruiert wurden. Um ein Bild über die Größenordnung der dabei auftretenden zusätzlichen Beanspruchungen zu erhalten, soll der oben erwähnte Fall des statischen Schwingungszustandes durch eine erzwingende Kraft untersucht werden, d. h. die Brücke wird durch eine Kraft aufgeschaukelt, die Frequenzen der Knotenpunkte und der Amplituden sind durch Messungen festgestellt. Die Belastung des Fachwerkstabes geschieht dann, abgesehen vom Eigengewicht, durch die Trägheitskräfte aus der Stabmasse, die bei annähernd gleicher Amplitude und Frequenz der Stäben als gleichmäßig verteilte Kraft vorausgesetzt werden kann.

Die Differentialgleichung lautet

$$(18)^4) \quad \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \frac{\mu}{EJ} \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = \frac{p}{EJ} = \frac{p_0}{EJ} \sin 2 n \pi t.$$

³⁾ Vgl. Frank u. Mises, Differentialgleichungen der Physik. 1930.

⁴⁾ Vgl. Inglis: On Transverse oscillations in girders (Minutes of proceedings, London 1925, S. 236 u. f.).

Darin bedeutet μ die Masse des Stabes für die Längeneinheit, E den Elastizitätsmodul, J das hier konstante Trägheitsmoment des Stabquerschnitts, p die gleichförmige Belastung durch die Trägheitskräfte. p ist mit der Zeit veränderlich nach dem sinusförmigen Schwingungsgesetz der Endpunkte (Maximum = p_0). Ist die Amplitude der Endpunkte durch Messung mit y_0 gegeben, ebenso die Frequenz der Endpunkte mit n , so folgt die jeweilige Lage der Endpunkte mit $y = y_0 \cdot \sin 2\pi n t$ und die Beschleunigung der Endpunkte mit

$$(19) \quad \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = -y_0 4\pi^2 n^2 \cdot \sin 2\pi n t.$$

Die Belastung durch Trägheitskräfte für die Längeneinheit des Stabes wird daher im Maximum

$$(20) \quad p_0 = \frac{g_1}{\gamma} \cdot y_0 4\pi^2 n^2,$$

wobei g_1 das Einheitsgewicht des Stabes, γ die Beschleunigung der Schwere ist.

Die Differentialgleichung ergibt durch Reihenentwicklung unter Berücksichtigung der Anfangsbedingung, daß die Schwingungen aus der Ruhelage erzeugt werden, und bei Annahme freier Endlagerung des Stabes

$$(21) \quad y = \frac{4 p_0 l^3}{\pi^5 E J} \left[\frac{\sin 2\pi n t - \frac{n}{n_0} \sin 2\pi n_0 t}{1 - \left(\frac{n}{n_0}\right)^2} \right] \sin \frac{\pi x}{l},$$

wobei der Koordinatenursprung im Stabanfang $x=0$ angenommen ist. n_0 bedeutet die Eigenfrequenz des Fachwerkstabes. Sie kann annähernd ermittelt werden durch

$$(22) \quad n_0 = \frac{\pi}{2 l^2} \sqrt{\frac{\gamma E J_1}{g_1}}$$

$l = \text{Stablänge.}$

Zahlenbeispiel.

- Eisenbahnbrücke, Stützweite l_1 = 50 m
- mit Durchführung der Bettung, Feldweite $l = \text{Stablänge}$ = 8,3 m
- größte Gurtkraft max U = + 970 t
- Querschnittfläche des Gurtes F = 825 cm²
- Gewicht des Gurtes g = 0,8 t/lfd. m
- Gewicht der Brücke für eine Tragsseite g_1 = 6,0 t/lfd. m
- Trägheitsmoment des Stabes $J_{x,x}$ = 162 000 cm⁴
- Trägheitsmoment des ganzen Hauptträgers J = 2,25 m⁴

$E = 2\,150\,000 \text{ kg/cm}^2 = 21\,500\,000 \text{ t/m}^2 = \text{Elastizitätsmodul des Stahles}$

$$n = \frac{3,14}{2,50^2} \sqrt{\frac{10 \cdot 21\,500\,000 \cdot 2,25}{6,0}} = 5,7 \text{ sek}$$

$$n_0 = \frac{3,14}{2 \cdot 8,3^2} \sqrt{\frac{10 \cdot 21\,500\,000 \cdot 0,001\,62}{0,82}} \approx 15 \text{ sek.}$$

In der Gleichung für y wird y zum Größtwert für

$$2\pi n t = \frac{\pi}{2}; \quad t = \frac{1}{4n}; \quad \sin 2\pi n t = 1$$

$$\sin 2\pi n_0 t = \frac{n_0}{n} \cdot \frac{\pi}{2} = 1,32\pi$$

$$\frac{n}{n_0} \cdot \sin 2\pi n_0 t = \frac{5,7}{15} \cdot \sin 1,32\pi = -0,32.$$

Daher der Klammerausdruck für y [÷] = 1,56.

$$y = \frac{4 \cdot 830^4 p_0}{306 \cdot 2150 \cdot 162\,000} \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \cdot 1,56$$

$$y = \sin \frac{\pi x}{l} \cdot 1,56 p_0 \dots \text{Gleichung der elastischen Linie.}$$

Die Durchbiegung in Mitte

$$\text{für } x = \frac{l}{2} \text{ wird } \max y = 18,2 \cdot 1,56 p_0.$$

Setzt man für p_0 den oben errechneten Wert ein

$$p_0 = \frac{g_1}{\gamma} \cdot y_0 4\pi^2 n^2,$$

so wird bei Annahme einer Schwingungsamplitude der Brücke von $\frac{1}{2000}$ der Stützweite

$$y_0 = \frac{l_1}{2000} = 2,5 \text{ cm}$$

$$p_0 = \frac{800}{10} \cdot 0,025 \cdot 4 \cdot 10 \cdot 5,7^2$$

$$= 2600 \text{ kg/lfd. m} = 0,026 \text{ t/cm,}$$

und man erhält

$$\max y = 18,2 \cdot 1,56 \cdot 0,026.$$

Größte Durchbiegung des Fachwerkstabes infolge Schwingung

$$\max y = 0,72 \text{ cm.}$$

Berücksichtigt man, daß dieser Fachwerkstab ein Widerstandsmoment hat von etwa

$$W = \frac{162\,000}{22,5} = 7200 \text{ cm}^3$$

und $W_{\text{netto}} \approx 6500 \text{ cm}^3$, dann erhält man die zusätzliche Beanspruchung des Fachwerkstabes durch seine Schwingung.

Zusätzliches Biegemoment

$$M = \frac{1}{8} \cdot 8,3^2 \cdot 2,6 \cdot 1,56 = 34,8 \text{ tm.}$$

$$\text{Zusätzliche Beanspruchung } \sigma = \frac{3\,480\,000}{6500} = 530 \text{ kg/cm}^2.$$

Man konnte noch den Fall der Resonanz betrachten, also für $n = n_0$.

$$\text{Dann müßte } \frac{\pi}{2 l^2} \sqrt{\frac{\gamma J_1 E}{g_1}} = \frac{\pi}{2 l^2} \sqrt{\frac{\gamma J E}{g}}$$

$$\text{und mit } \frac{g_1}{g} = \frac{6,0}{0,82} = 7,3,$$

ferner $l_1 = 6 l$ ergibt sich

$$J_1 = 6,0^4 \cdot 7,3 J$$

$$= 9450 J$$

$$\text{mit } J_1 = 225\,000\,000 \text{ cm}^4$$

$$\text{wird } J = 23\,800 \text{ cm}^4.$$

Das würde etwa entsprechen einem Flachstabe von $440 \times 188 \text{ mm}$ mit $F = 830 \text{ cm}^2$; $J = 24\,000 \text{ cm}^4$.

Man könnte also bei Konstruktion eines Stabes als Flacheisenband nahezu Resonanz und außerordentlich hohe Zusatzbeanspruchungen durch Schwingung bekommen. Tatsächlich sind solche Fälle namentlich bei älteren Straßenbrücken beobachtet worden.

Man sollte bei großen Feldweiten und kleinen Trägheitsmomenten auf die Möglichkeit einer hohen zusätzlichen Schwingungsspannung achten.

Sehr rasch fällt die Spannung bei Verkleinerung der Feldweite und Vergrößerung des Trägheitsmomentes. Im obigen Zahlenbeispiel würde z. B. bei 10 Feldern von 5,0 m Feldweite die Eigenfrequenz des Fachwerkstabes auf etwa 41 Hertz steigen, und mit dem gleichen Trägheitsmoment des Stabes von $J = 162\,000 \text{ cm}^4$ wird $y_{\text{max}} = 0,071 \text{ cm}$ und die zusätzliche Beanspruchung $\sigma = 143 \text{ kg/cm}^2$.

Für den Fall des eingespannten Fachwerkstabes ergibt die obige Differentialgleichung unter den geänderten Randbedingungen die angenäherte Lösung für die Ordinate in Stabmitte durch Reihenentwicklung

$$(23) \quad y = \frac{p_0 l^4}{\pi^4 E J \rho^4} \left[\frac{\sin \frac{\rho \pi}{2} + \sin \frac{\rho \pi}{2}}{\sin \frac{\rho \pi}{2} \cdot \cos \frac{\rho \pi}{2} + \sin \frac{\rho \pi}{2} \cdot \cos \frac{\rho \pi}{2}} - 1 \right] (\sin 2\pi n t - \frac{n}{n_0} \sin 2\pi n_0 t)^2$$

Darin bedeuten $\rho^2 = \frac{9}{4} \cdot \frac{n}{n_0}$, ferner n_0 die Eigenfrequenz des Stabes mit

eingespannten Enden. Setzt man $n_0 = \frac{9}{4} \cdot n_0'$, wobei n_0' die Eigenfrequenz des frei aufgelagerten Trägers gleicher Stützweite bedeutet, so wird mit dem in dem Zahlenbeispiel benutzten Werte für die Eigenfrequenz des frei aufgelagerten Trägers $n_0' = \frac{\pi}{2 l^2} \sqrt{\frac{\gamma E J}{g}}$, und es wird n_0 in obige Gleichung

$$\text{mit } n_0 = \frac{9\pi}{8 l^2} \sqrt{\frac{\gamma E J}{g}}$$

einzuführen sein.

Wird der Wert von $\frac{n}{n_0}$ so klein — was nach dem obigen Beispiel

wohl praktisch immer der Fall sein wird —, daß $\frac{\rho \pi}{2} < 1$, so kann die Reihenentwicklung früher abgebrochen werden, und es ergibt sich die einfache angenäherte Lösung für die Ordinate in Stabmitte

$$(24) \quad y = \frac{p_0 l^4}{384 E J} \left(\sin 2\pi n t - \frac{n}{n_0} \sin 2\pi n_0 t \right).$$

Der in der Klammer stehende Wert hat ein Maximum mit $1 + \frac{n}{n_0}$, daher der Maximalwert von y

$$(25) \quad y = \frac{p_0 l^4}{384 E J} \left(1 + \frac{n}{n_0} \right)$$

wobei der außerhalb der Klammer stehende Ausdruck die Durchbiegung des eingespannten Trägers bedeutet unter Belastung mit der gleichmäßigen Trägheitslast p_0 ; $\left(1 + \frac{n}{n_0} \right)$ ist also entsprechend dem Klammerausdruck im oben behandelten Fall des frei aufliegenden Trägers der Stoßzuschlag für die Trägheitskraft p_0 .

Zur vollständigen Lösung der gestellten Aufgabe bleibt noch zu berücksichtigen, daß der schwingende Fachwerkstab durch die in seiner Längsrichtung wirkende Stabkraft des Hauptsystems entweder auf Druck oder auf Zug beansprucht wird. Da diese Wirkung sekundärer Natur ist, kann eine angenäherte Berücksichtigung durch folgenden Ansatz gefunden werden.

5) Vgl. Fußnote 4) auf S. 389.

Der durch die Längskraft (Stabkraft S) belastete Stab wird mit der gleichförmigen Querbeltung versehen, die sich für den frei aufgelagerten Stab mit

$$(26) \quad p_0' = p_0 \left[\frac{\sin 2\pi n t - \frac{n}{n_0} \sin 2\pi n_0 t}{1 - \left(\frac{n}{n_0}\right)^2} \right]$$

für den eingespannten Fachwerkstab mit

$$(27) \quad p_0' = p_0 \left[1 + \frac{n}{n_0} \right]$$

ergab, wobei p_0 wieder die Trägheitslast für die Längeneinheit des Stabes darstellt. Die Differentialgleichung dieses Belastungsfalles des Fachwerkstabes ist

$$(28) \quad \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{S}{EJ} \left[y + \frac{M}{S} \right]$$

(vgl. Abb. 8).

Dabei stellt M das zunächst allgemein angenommene Biegemoment aus der Querbeltung dar.

Für den Fall einer Druckkraft S ergibt sich die Lösung der Differentialgleichung unter Berücksichtigung der Randbedingungen des frei aufliegenden Trägers mit

$$(29) \quad y = \frac{p_0' \cdot EJ}{S^2} \left[\frac{\cos \left[\left(1 - \frac{2x}{l}\right) \frac{l}{2} \sqrt{\frac{S}{EJ}} \right] - 1}{\cos \left(\frac{l}{2} \sqrt{\frac{S}{EJ}} \right)} - 1 \right] - \frac{p_0' \cdot x}{2S} (l-x).$$

Für die ungünstigste Stelle der Trägermitte mit $x = \frac{l}{2}$ wird

$$(30) \quad \max y = \frac{p_0' \cdot EJ}{S^2} \left[\frac{1}{\cos \left(\frac{l}{2} \sqrt{\frac{S}{EJ}} \right)} - 1 \right] - \frac{p_0' \cdot l^2}{8S} \quad (31)$$

Mit Zusatzmoment $S \cdot \max y = M$ ist der schwingende Stab zu berechnen. Im obigen Zahlenbeispiel des frei aufliegenden Fachwerkträgers würde sich ergeben $p_0' = 2,6 \cdot 1,56 \approx 4,0$ t/lfd. m = 0,04 t/cm

$$\max y = \frac{0,04}{1\,000\,000} \cdot 2150 \cdot 162\,000 \left[\frac{1}{\cos \left[\frac{830}{2} \sqrt{\frac{1000}{2150 \cdot 162\,000}} \right]} - 1 \right] - \frac{0,04 \cdot 830^2}{8 \cdot 1000}$$

$\max y = 0,98$ cm gegen 0,72 cm ohne Berücksichtigung von S .

Das Biegemoment in Stabmitte berechnet sich daher mit

$$\bar{M} = \frac{1}{8} \cdot p_0' l^2 + S y$$

$$\bar{M} = 44,3 \text{ tm.}$$

$\sigma' = 680$ kg/cm² gegen 530 kg/cm² ohne Berücksichtigung des Einflusses von S . Daher beträgt der Einfluß der Axialkraft auf das Biegemoment des schwingenden Druckstabes

$$\sigma' - \sigma = 680 - 530 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

Analog ergibt sich die Lösung beim Zugstab.

Verwertung der Meßergebnisse.

Es kommt in der vorliegenden Aufgabe darauf an, aus den gemessenen Amplituden der Knotenpunkte die Werte der 1. und 2. Differentialquotienten zu bestimmen. Wären die Amplituden mit beliebiger Genauigkeit abzulesen, dann würde z. B. die Differenzgleichung

$$(31) \quad \frac{\Delta^2 y}{(\Delta x)^2} = y_{n-1} - 2y_n + y_{n+1}$$

$\Delta x = \lambda = \text{Feldweite}$

die Aufgabe für den gesuchten zweiten Differenzenquotienten erfüllen. Nun sind aber die Messungen mit Fehlern behaftet, deren Wirkung auf die ersten und zweiten Differenzenquotienten wesentlich zunimmt. Um die so entstehenden Fehler auszugleichen und die Genauigkeit möglichst zu steigern, wird ein Verfahren von v. Sanden verwendet, das für den vorliegenden Fall besonders geeignet ist⁷⁾. Das Verfahren ist aus der Methode der kleinsten Quadrate entwickelt. Es läßt sich in Tabellenform aufstellen.

Man wählt eine ganze Funktion dritten Grades und legt diese so zwischen die abgelesenen Werte y von je fünf aufeinanderfolgenden Punkten der Biegelinie, daß die Abweichungen der Ordinaten dieser Funktion gegenüber den gemessenen Ordinaten y kleiner sind als die unvermeidlichen Meßfehler der gemessenen Ordinaten y .

⁶⁾ Vgl. Zimmermann, Lehre vom Knicken auf neuer Grundlage. Berlin 1930. Wilh. Ernst & Sohn.

⁷⁾ Vgl. H. v. Sanden, Mathematisches Praktikum, Teubner, 1927.

Diese ganze Funktion hat die Gleichung

$$(32) \quad g(u) = a_0 + a_1 u + a_2 u^2 + a_3 u^3$$

wobei u eine Hilfsveränderliche von der Form

$$(33) \quad u = \frac{x - x_k}{\Delta x}$$

ist. Die Koeffizienten a müssen nach der Methode der kleinsten Quadrate so bestimmt werden, daß die Summe der Quadrate der Fehler zu einem Minimum wird. Durch letztere Bedingung erhält man für die Bestimmung der vier Koeffizienten vier Gleichungen. Für den mittleren der fünf Meßpunkte ist $x = x_k$ und $u = 0$. Die Ordinate der neuen Funktion g an dieser Stelle wird

$$(34) \quad g_{(0)} = a_0$$

und stellt den berichtigten oder „geglätteten“ Wert der Ordinate y_k dar. Der Koeffizient a_0 ist nach folgender Gleichung zu berechnen

$$(35) \quad a_0 = \frac{-3y_{k+2} + 12y_{k+1} + 17y_k + 12y_{k-1} - 3y_{k-2}}{35}$$

Statt der Berechnung aus den Ordinaten y_k führt ein anderer, einfacherer Weg zur Berechnung von a_0 aus den Differenzen vierter Ordnung nach der Beziehung

$$(36) \quad a_0 = g_{(0)} = y_k - \frac{3}{35} \Delta^4 y_{k-2}$$

Dieser Wert tritt also an die Stelle der gemessenen Ordinate y_k (Bekanntlich ist

$$(37) \quad \begin{cases} \Delta^4 y_{k-2} = \Delta^3 y_{k-1} - \Delta^3 y_{k-2} \\ \Delta^3 y_{k-1} = \Delta^2 y_k - \Delta^2 y_{k-1}; \Delta^3 y_{k-2} = \Delta^2 y_{k-1} - \Delta^2 y_{k-2} \\ \Delta^2 y_k = \Delta y_{k+1} - \Delta y_k \\ \Delta^2 y_{k-1} = y_{k+2} - y_{k+1}; \Delta^2 y_{k-2} = y_{k+1} - y_k \end{cases}$$

Man kann also die vierte Differenzenreihe schrittweise aus den niedrigeren Differenzen und diese aus den gemessenen Ordinaten y_k entwickeln.)

Am Anfang und am Ende der Biegelinie, also bei den Ordinaten y_1 und y_{n-1} stehen Differenzen vierter Ordnung nicht mehr zur Verfügung, und man benutzt hierfür, unter Berücksichtigung, daß die Durchbiegung bei Knoten 0 und n , also an den Stützen null ist, folgenden geglätteten Wert für y_1 (vgl. Tabelle auf S. 392)

$$(38) \quad g_{(-1)} = \frac{2y_4 - 8y_3 + 12y_2 + 27y_1}{35}$$

statt des gemessenen Wertes y_1 und den geglätteten Wert für y_{n-1}

$$(39) \quad g_{(+1)} = \frac{27y_{n-1} + 12y_{n-2} - 8y_{n-3} + 2y_{n-4}}{35}$$

statt des gemessenen Wertes von y_{n-1} .

Durch die eingeschaltete Funktion dritter Ordnung hat man nun auch die Möglichkeit, diese zu differenzieren. Man erhält als ersten Differentialquotienten für einen Punkt an der Stelle x_k

$$(40) \quad g'_{(0)} = a_1 = \frac{\Delta^3 y_{k-1} + \Delta^3 y_{k-2} - \Delta^3 y_{k-1} - \Delta^3 y_{k-2}}{2}$$

Am Anfang und Ende der Kurve, also an den Auflagern, erhält man

$$(41) \quad \begin{cases} g'_{(-2)} = \frac{29y_4 - 88y_3 + 48y_2 + 136y_1}{84} \dots \text{ bei } x_0 \\ g'_{(-1)} = \frac{-5y_4 + 13y_3 + 12y_2 - y_1}{42} \dots \text{ bei } x_1 \\ g'_{(+1)} = \frac{y_{n-1} - 12y_{n-2} - 13y_{n-3} + 5y_{n-4}}{42} \dots \text{ bei } x_{n-1} \\ g'_{(+2)} = \frac{-136y_{n-1} - 48y_{n-2} + 88y_{n-3} - 29y_{n-4}}{84} \dots \text{ bei } x_n \end{cases}$$

Man wird in der Praxis so vorgehen, daß man zunächst die gemessenen Ordinaten nach den Gl. 36, 38, 39 glättet, sodann aus den geglätteten Ordinaten und deren Differenzen die Differentiation nach Gl. 40, 41 vornimmt, hierauf wieder den Differentialquotienten glättet und daraus nochmals nach Gl. 40, 41 differenziert.

Die so erhaltenen zweiten Differentialquotienten werden dann gegebenenfalls nochmals geglättet.

In der Tabelle⁸⁾ ist ein Beispiel durchgerechnet.

Die 1. Spalte enthält die x -Werte in Zehntel-Intervallen.

Die 2. Spalte enthält die gemessenen y -Werte.

Die 3. bis 6. Spalte enthalten die aus den y -Werten errechneten Differenzen bis zur vierten Ordnung.

Die 7. Spalte enthält die nach obigem Verfahren geglätteten y -Werte (y).

Die 8. bis 11. Spalte enthalten die Differenzen der geglätteten Ordinaten (y).

Die 12. Spalte enthält das 0,2-fache des ersten Summanden von Gl. 40.

⁸⁾ Die Tabelle ist dem in Fußnote 7) genannten Buche von v. Sanden entnommen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
x	y gemessen	Δ^1	Δ^2	Δ^3	Δ^4	y geglättet	Δ^1	Δ^2	Δ^3	Δ^4	aus Spalte 8	aus Spalte 10	0,2 y'	0,2 y' geglättet
0	0,00	-0,48				0,00	-0,50						0,00	0,00
0,1	-0,48	-1,28	-0,80	+0,41		-0,50	-1,22	-0,72	+0,18				-1,82	-1,80
2	-1,76	-1,67	-0,39	-0,02	-0,43	-1,72	-1,76	-0,54	+0,31	+0,13	-2,98	-0,08	-3,06	-3,09
3	-3,43	-2,08	-0,41	+0,60	+0,62	-3,48	-1,99	-0,23	+0,28	-0,03	-3,75	-0,10	-3,85	-3,84
4	-5,51	-1,89	+0,19	+0,17	-0,43	-5,47	-1,94	+0,05	0,37	+0,09	-3,93	-0,11	-4,04	-4,02
5	-7,40	-1,53	+0,36	+0,33	+0,16	-7,41	-1,52	+0,42	0,19	-0,18	-3,46	-0,09	-3,55	-3,54
6	-8,99	-0,84	+0,69	+0,03	-0,30	-8,93	-0,91	+0,61	0,18	-0,01	-2,43	-0,06	-2,49	-2,51
7	-9,83	-0,12	+0,72	+0,12	+0,09	-9,84	-0,12	+0,79	0,11	-0,07	-1,03	-0,05	-1,08	-1,05
8	-9,95	+0,72	+0,84	+0,03	-0,09	-9,96	+0,78	0,90	-0,15	-0,26	+0,66	+0,01	+0,67	+0,68
9	-9,23	+1,59	+0,87	-0,55	-0,58	-9,18	1,53	0,75	-0,38	-0,23	2,31	0,09	2,40	2,39
1,0	-7,64	+1,91	+0,32	-0,46	+0,09	-7,65	1,90	+0,37	-0,53	-0,15	3,43	0,15	3,58	3,52
1	-5,73	+1,77	-0,14	-0,25	+0,21	-5,75	1,74	-0,16	-0,12	+0,41	3,64	0,11	3,75	3,71
2	-3,96	+1,38	-0,39	+0,30	+0,55	-4,01	1,46	-0,28	+0,07	+0,19	3,20	0,01	3,21	3,26
3	-2,58	+1,29	-0,09	-0,08	-0,38	-2,55	1,25	-0,21	0,09	+0,02	2,71	-0,02	2,69	2,72
4	-1,29	+1,12	-0,17	0,00	+0,08	-1,30	1,13	-0,12	-0,06	-0,15	2,38	-0,01	2,37	2,36
5	-0,17	+0,95	-0,17	+0,02	+0,02	-0,17	0,95	-0,18	+0,03	+0,09	2,08	0,00	2,08	2,06
6	+0,78	+0,80	-0,15	+0,02	0,00	+0,78	0,80	-0,15	+0,02	-0,01	1,75	-0,01	1,74	1,75
7	1,58	+0,67	-0,13	+0,01	-0,01	1,58	0,67	-0,13	+0,01	-0,01	1,47	-0,01	1,46	1,46
8	2,25	+0,55	-0,12	0,00	-0,01	2,25	0,55	-0,12	0,00	-0,01	1,22	0,00	1,22	1,22
9	2,80	+0,43	-0,12			2,80	0,43	-0,12					0,98	0,98
2,0	3,23					3,23							0,75	0,75

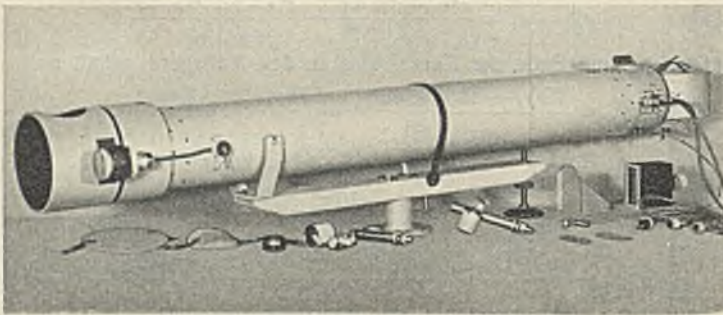


Abb. 9.

Die 13. Spalte enthält das 0,2-fache des zweiten Summanden von Gl. 40.

Durch Addition der 12. und 13. Spalte erhält man in Spalte 14 das 0,2-fache des ersten Differentialquotienten, dessen geglättete Werte in Spalte 15 unter Übergehen der Nebenrechnung zusammengestellt sind. Ebenso verfährt man nun zur Auffindung der zweiten Differentialquotienten, die dann zur Berechnung der Momente, Stabkräfte usw. benutzt werden können.

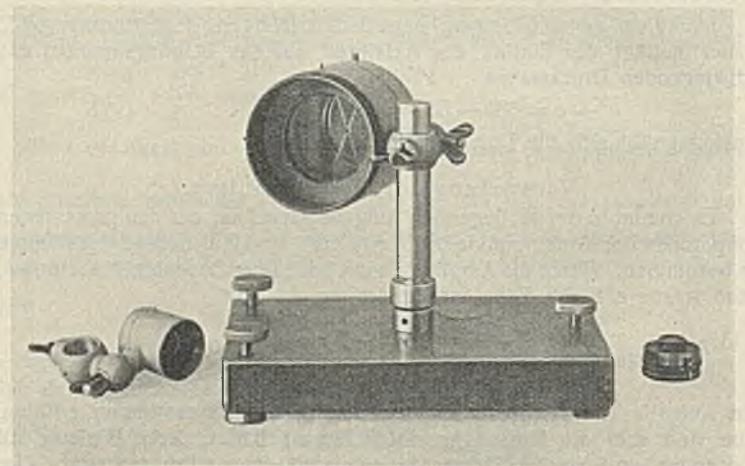


Abb. 10.

Abb. 9 zeigt ein Lichtbild des Instrumentes, Abb. 10 ein Lichtbild der Tripelprismen.

Zum Bewerten von Regenwasser-Abflußmengen aus städtischen Siedlungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Otto Geißler, Hannover, Technische Hochschule.

I.

Die Ansichten über städtische Siedlungsformen sind im Wandel. Neben gedrängter, „geschlossener“ Bebauung in „Wohnkernen“ und um Verkehrshäufungen herum bilden sich immer mehr und immer größere Bezirke aus mit „weiträumigen“ Bauformen. Diese ver-

schieden „dichten“ Bauformen fordern verschiedene Beurteilungen für die Anordnung von Verkehrswegen und Grünflächen und für die Versorgung der Bewohner mit Wasser, Gas und Elektrizität. Auch die Entwässerung wird durch die Art der Bebauung entscheidend beeinflusst.

Die Entwässerung hat „Brauchwasser“ zu behandeln, das ist das Abwasser aus den Häusern, von Küchen, Bädern, Wasserspülklosetts usw. — und Regenwasser. Brauchwasser entsteht in allen 8765 Stunden des Jahres und in Mengen, die in den einzelnen Tages- und Nachtstunden zwar verschieden sind, aber doch nur innerhalb von verhältnismäßig engen Grenzen. Regenwasser aber entsteht ganz unregelmäßig. Im mittleren Norddeutschland regnet es im Durchschnitt aus Jahrzehnten an etwa 165 Tagen im Jahre, aber nur an 23 Tagen und im ganzen etwa 32 1/2 Stunden lang so stark, daß Regenwassermengen mit spülender Wirkung bis in die Kanäle kommen. Und diese Regenwassermengen steigen erst in den Großregen für ganz wenige Stunden oder Minuten im Jahre zu Häufungen an, die das Vielfache der Brauchwassermengen erreichen und zum Bau von großen und teuren Kanälen zwingen. — Brauchwasser muß immer erst von einem Teil der in ihm gehäuften „Schmutzstoffe“ befreit werden, ehe man es in den Haushalt der Natur zurückgibt, und dazu muß man es aus der ganzen Siedlung zu einer oder doch zu möglichst wenigen Stellen zu „Reinigungsanlagen“ zusammenbringen. Dem Regenwasser aber sind im allgemeinen nur von den Straßenoberflächen mitgerissener Sand und Schlamm beigemischt; wenn der in richtig angeordneten Schlammweimern oder Sandfängen zurückgehalten wird, kann man das Regenwasser auf den kürzesten Wegen und an vielen Stellen in die Vorfluter einleiten. Zu diesen Hauptverschiedenheiten beim Behandeln von Brauch- und Regenwasser sind noch eine Reihe von technischen Einzelheiten zu bedenken, die die Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit der „Kanalisation“ erheblich beeinflussen.

Die Entwürfe zu Kanalisationen müssen diese Verschiedenheiten für jeden Fall besonders untersuchen, um das zu planende Gemeinschaftsunternehmen an die jeweiligen Siedlungsformen anzupassen. Dabei ist oft entscheidend, daß die Siedlungsformen in vielen Fällen erst langsam in die steigenden Bedürfnisse für eine „volle“ Kanalisation, d. h. für die Ableitung von Brauchwasser und Regenwasser, hineinwachsen. Wo kleine Wohnhäuser vereinzelt in größeren Gärten stehen, ist eine Brauchwasserkanalisation vorerst nicht nötig und auch nicht wirtschaftlich, weil der Anteil an dem Gemeinschaftsunternehmen für das einzelne Haus größer wird als der Aufwand für eigene Anlagen oder für die Abfuhr der Abwässer. Und zum Ableiten des Regenwassers genügen bei ganz loser Bebauung zunächst oft Gräben. Erst mit zunehmender Bebauung und weitergehenden Bedürfnissen werden nach und nach Einzelleitungen nötig — bis dann schließlich die Kanalisation für den ganzen Bezirk erforderlich und wirtschaftlich ist. So sind also fast immer Entwicklungsstufen zu durchlaufen, und diese Entwicklungsstufen können in der Regel besser an den Gang der Dinge angepaßt werden, wenn die Kanalisation nach dem „Trennsystem“ eingerichtet wird, d. h. wenn man Brauchwasser und Regenwasser mit getrennten Anlagen behandelt.

Straßengefälle im einzelnen unterteilt. Aus Abb. 1 oben ist zu erkennen, daß bei den in offen bebauten Bezirken üblichen Pflasterarten 5,2 cm Aufstau an der Bordkante einen 80 cm breiten Rinnsteinablauf mit 260 cm² Abflußquerschnitt ergeben, und 7 cm Aufstau einen 1 m breiten Ablaufstreifen mit 420 cm² Querschnitt. Solche Rinnsteinaufstau können für Teile von lose bebauten Gebieten für die paar Stunden der großen Regenfälle im Jahre ohne Zweifel zugelassen werden, ohne daß Schwierigkeiten entstehen. Die beiden Kurven in Abb. 1 zeigen für die beiden Stauweiten die Leistung der Rinnsteinabflüsse bei den Gefällen zwischen 1:2000 und 1:60, berechnet nach der Kutterschen Formel mit $m = 0,55$ und für die Rinnsteine auf beiden Straßenseiten. Bei 10 sl Ablauf vom Hektar würde ein 7 cm hoch aufgestauter Rinnstein bei einem Gefälle von 1:1000 schon 1,4 ha angegliedertes Land entwässern können, beim Gefälle von 1:200 mehr als 3 ha. Man ist also in der Lage, nach diesen Kurven die Gefälle der Straßen oder der Rinnsteine in Einklang zu bringen mit den Regenwasser-Abflümmengen der ihnen angegliederten Gebiete. Beim rechten Einpassen der Straßen und Rinnsteine in die Höhenlagen des Geländes hat sich bei vielen nach solchen Grundsätzen behandelten Entwürfen erreichen lassen, daß 50 bis 80 % der zu entwässernden Straßentrecken endgültig ohne Regenwasserableitungen bleiben können. Das ist für die Wirtschaftlichkeit der Bauentwicklung und der endgültigen Kanalisation oft bestimmend gewesen.

Beide Formen der Entwässerung können also möglich und richtig sein: Trennsystem und Mischsystem — und, angepaßt an die wechselnde Dichte der Bebauung, beim Ableiten des Brauchwassers die Einzelanlage im weiträumig bebauten Lande oder die „Kanalisation“ des geschlossen bebauten Gebietes. Für die Anwendung oder Entwicklung von solchen Kanalisationen ist aber bestimmend, daß von Anfang an darüber Klarheit besteht, für welche Bezirke man offene oder geschlossene Bebauung zulassen oder begünstigen will. Beides kann möglich, wirtschaftlich und entwicklungsfähig gemacht werden. Erst das ungeredete Durcheinanderbringen der beiden Bauformen bringt Schäden und Unzutraglichkeiten.

II.

Für die endgültige Bestimmung der örtlich besten und wirtschaftlichsten Kanalisation kann die Beurteilung der Regenwasser-Abflümmengen oft entscheidend sein. Diese Beurteilung hängt von vielen Einzelheiten ab, die an verschiedenen Orten — und auch am selben Ort bei verschiedenen Regenstärken und verschiedener Regendauer, anders sein können. Ausgangspunkt aller Untersuchungen muß Größe und Zeitdauer der Regen sein, deren Wassermengen abgeleitet werden sollen.

Genauere Regenmessungen über größere Gebiete hinweg werden in Deutschland erst seit einigen Jahrzehnten gemacht. Wieweit sie im ganzen und einzeln richtig sind, wissen wir nicht, denn der Wert der Aufzeichnungen hängt ab von der Durchbildung der (erst neuerdings selbsttätig schreibenden) „Regenmesser“ und von der Gewissenhaftigkeit der Beobachter. Außerdem sind die Meßstellen jetzt noch in weiten Abständen verteilt, und auch genaue Messungen würden die Regenhöhe doch eben nur an der Meßstelle selber richtig zeigen, während nahe dabei der Regen stärker oder schwächer sein kann. Und schließlich können Tau, Nebel, Rauhreif usw. Wasseranteile liefern, die von Regenmessern nicht oder doch nicht richtig erfaßt werden. Selbst gute Messungen geben also bis jetzt keine wirklich zuverlässigen Unterlagen zum Auswerten von Regenfällen, und bis wir solche haben, mag es ein Trost sein, daß die bestehenden Unsicherheiten vielleicht in den Grenzen der Verschiedenheiten bleiben, mit denen man für Regenfälle beim Wechsel der Jahre und Klimaschwankungen sowieso rechnen muß.

Für die Belastung der Regenwasserkanäle sind nicht die geringeren und häufigeren Regen, sondern nur die Großregen entscheidend. Neuzzeitliche Einzelheiten zum Bewerten von solchen Regen hat Berlin in dem Werk „50 Jahre Berliner Stadtentwässerung“ bekanntgegeben. Berlin hat für 20 Jahre von 1904 bis 1924 an vier Stellen in „Kern-Berlin“ fortlaufende Untersuchungen gemacht, für 10 Jahre von 1914 bis 1924 an sieben, und für 5 Jahre von 1919 bis 1924 an zehn Stellen. Die aufzeichneten Beobachtungen sind dann in die Regenstärken für Zeitspannen von je 5 min Dauer umgerechnet worden. In den 20 Beobachtungsjahren sind 852 Regen von mehr als 30 sl/ha Ergiebigkeit in der Stunde festgestellt worden, aber die Regen haben mit dieser Ergiebigkeit nur angehalten

	länger als	5	10	20	30 min
	von allen 852 Großregen	453	221	77	46 Regen.

Dadurch wird neues und verlässliches Material zu der bekannten Tatsache beigebracht, daß die großen Regen keine lange Dauer haben. Beim Zusammenstellen der sehr eingehend untersuchten Regenzeiten und Regenmengen sind in Berlin erreicht oder überschritten worden:

für	5	10	15	20	25	30	min	Dauer
in einem Jahre:	130	89	68	50	41	39	sl/ha	Regen
in zwei Jahren:	150	104	84	67	56	48		

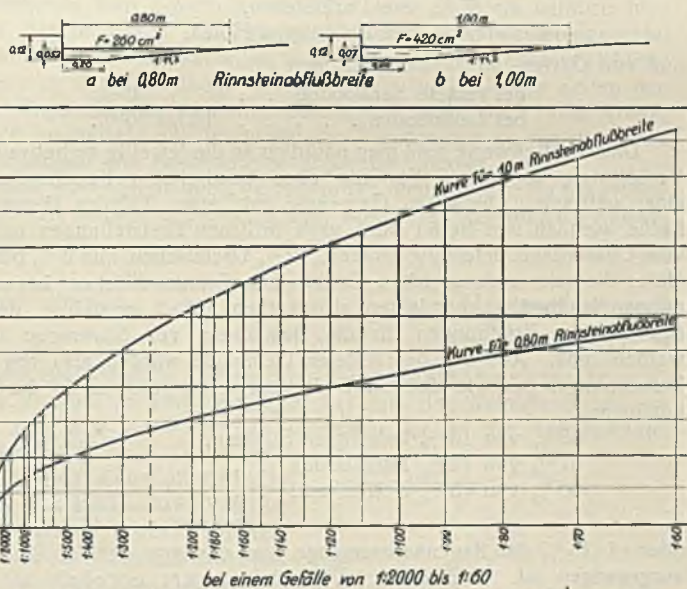


Abb. 1. Regenwasser-Ableitung in Straßenrinnsteinen.

Bemerkung: Errechnet nach der Kutterschen Formel mit einem Rauheitskoeffizienten $m = 0,55$. Die Kurven geben die Abflümmenge beider Rinnsteine an.

Für die Beurteilung von Trennsystem oder „Mischsystem“ kann aber noch bestimmend sein, daß beim Trennsystem das Regenwasser zunächst auf verschiedenen langen Wegen in Rinnsteinen abfließen kann, bis es Kanäle oder Gräben braucht, — für diese „oberirdisch“ entwässerten Teile der Gemarkung braucht man also die teuren Regenwasserleitungen nicht. Bis zu welchem Umfang man sie sparen darf, hängt nicht nur von den Geländegefällen im ganzen ab, sondern davon, wie man die

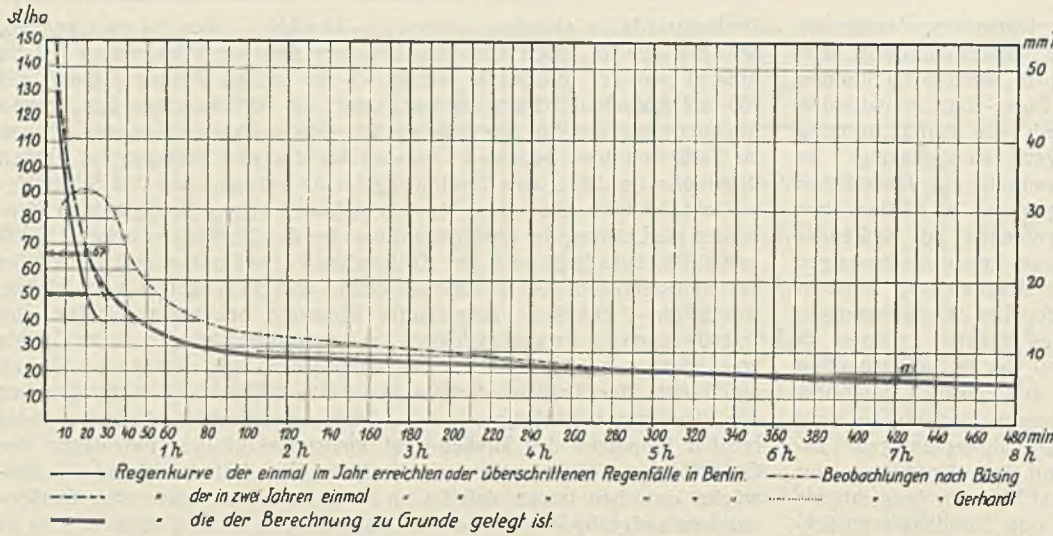


Abb. 2. Regenfälle im mittleren norddeutschen Tieflande.

Kanalisationspläne im hügeligen Gebiete des Emscher Verbandes rechnet man aus den dargelegten Gründen (nach Imhoff¹⁾) mit 15 min Regendauer als Grenze für die Belastung. Für ebenes Land mit langsamen Ablaufgeschwindigkeiten wird man darum so wie Berlin mit 20 min Regendauer für die höchste Belastung der Kanäle rechnen dürfen. Diese Grenze ist mit durchkreuzten Doppellinien in Abb. 2 eingetragen. Sie zeigt, daß man mit 50 sl/ha Regen rechnen müßte, wenn man eine Überlastung der Regenwasserleitungen jährlich einmal zulassen will, und mit 67 sl/ha, wenn nur alle zwei Jahre einmal eine Überlastung eintreten soll. Die Werte gelten natürlich nur nach den Feststellungen für Berlin, aber Überlegungen der dargelegten Art werden für jeden Einzelfall eine ausreichende Beurteilung der Regenmengen möglich machen, ohne daß man eigene (und ebenfalls nicht unzweifelhafte) Untersuchungen anstellen muß.

Beim Vergleichen mit Ergebnissen, die von anderen Stellen bekanntgegeben worden sind, fallen erhebliche Unterschiede auf. So sollen z. B. festgestellt sein:

für	5	10	15	20	25	30	min	Dauer
in Charlottenburg (nach der „Hütte“)	172	125	100	83	70	63	sl/ha	Regen
Hannover (nach 14 jähr. Beobachtungen)	155	130	95	60	52	45	·	·
Karlsruhe („Hütte“)	125	87	55	42	33	—	·	·
Stuttgart (nach d. „Hütte“)	110	95	60	46	32	30	sl/ha	Regen
Hamburg (Mitteilungen Stadtverwaltung)	178	150	122	100	86	75	·	·
Bremen (Mitteilungen Stadtverwaltung)	—	130	78	54	42	—	·	·
Stettin (Mitteilungen Stadtverwaltung)	160	103	85	72	61	52	·	·
Leipzig (Mitteilungen Stadtverwaltung)	—	165	120	70	—	30	·	·
Frankfurt a. M. (Mitteilungen Stadtverwaltung)	—	150	115	80	60	—	·	·

Die Unterschiede zwischen Berlin und dem nahen Charlottenburg, und die zwischen zwei klimatisch so ähnlich liegenden Städten wie Hamburg und Bremen lassen sich nach den gründlich belegten Feststellungen von Berlin einstweilen nur dadurch erklären, daß man Unstimmigkeiten beim Umwerten von Regenmessungen in Zeiteinheiten vermutet.

In Abb. 2 sind verschiedene Beobachtungen über Regenfälle im mittleren norddeutschen Tieflande zusammengetragen: in der Grundlinie ist die Regendauer für 8 Stunden im Jahre angegeben, in 10 bzw. 20 min unterteilt; senkrecht sind die Regenmengen angegeben, links in sl/ha, rechts in mm/h. Mit starker geschlossener bzw. durchbrochener Linie sind die in Berlin in einem Jahre bzw. in zwei Jahren einmal erreichten oder überschrittenen Großregen nach Dauer und Menge kenntlich gemacht, mit punktierter schwächerer Linie die Regen, die Gerhardt in Berlin aus 6 Jahren für ein Durchschnittsjahr gemittelt hat, und mit schwächerer strichpunktierter Linie die Regenfälle nach Büsing aus 41 Jahren Beobachtung. Die Linien zeigen eine erhebliche Übereinstimmung. Jedenfalls lassen sie mit voller Klarheit erkennen, daß es für die Berechnung von Rohrnetzen entscheidend ist, bis zu welchem Umfange man die stärksten Regen fassen und ableiten will, die in jedem Jahre bis zu etwa 40 oder 50 min Dauer fallen.

Die Frage ist nicht nur technisch, sondern auch wirtschaftlich zu beurteilen, denn am Ende kommt es darauf an, was ein leistungsfähigeres Rohrnetz mehr kostet und wieviel Schaden diese Mehrkosten verhüten. Auch bei dieser Schadenwirkung hängt wieder viel vom „System“ der Kanalisation ab. Beim Trennsystem bleiben die Regenwasserleitungen für sich und ohne Verbindungen mit den Kellern der Häuser, und wenn dann bei ganz großen Regengüssen wirklich einmal Aufstau entsteht, so setzt er doch nicht die Keller unter Wasser. Beim Mischsystem dagegen haben Straßen- und Hausleitungen Verbindungen, und die Schadenmöglichkeiten sind größer. So hat man es also leichter, die Tatsache in den Vordergrund zu stellen, daß das Wasser von kurzen starken Regengüssen die Kanäle zunächst leer und also aufnahmebereit findet, und daß keineswegs alles fallende Regenwasser sofort bis in die Kanäle kommt, denn ein großer Teil davon fließt ihnen erst auf langen Wegen und also später zu: besonders von Gärten und Höfen, Grünflächen, Parkanlagen, noch unbebauten Landflächen usw. Für die

III.
Aus der Regenmenge ist nun der Abflüßwert für die örtlich gegebenen Verhältnisse abzuleiten. Dieser Abflüßwert wird durch Aufhalten, Versickern und Verdunsten von Anteilen des gefallen Regenwassers beeinflusst. Auch hierfür hat das neue Berliner Werk neues Material beigebracht. Berlin hat zum Feststellen von Abflüßwerten sein besiedeltes Gebiet in verschiedene „Bauklassen“ eingeteilt. Von ihnen umfaßt z. B. die Bauklasse II die weiträumiger bebauten früheren Vororte. Sie wird gekennzeichnet als Land, von dem $\frac{2}{10}$ der Grundstücksfläche mit zweigeschossigen Häusern bebaut werden darf, wo dementsprechend auf 1 ha 100 Einwohner wohnen und 180 Frontmeter Straßen sind, und wo die Kanalisation hauptsächlich nach dem Trennsystem eingerichtet ist. Das sind Verhältnisse, die auch bei anderen weiträumiger bebauten Siedlungen zutreffen können oder erstrebt werden sollten. Bei so genutzten Gebieten sind nach den Feststellungen von Berlin von der Gesamtfläche des Landes durchschnittlich 19 % befestigtes Straßenland, 5 % Vorgärten und 68 % Nettobauland. Da vom Nettobauland $\frac{2}{10}$ = 13,6 % bebaut werden dürfen, entstehen ebenso große Dachflächen und dazu noch etwa 0,4 von den Dachflächen befestigte Höfe, das sind 5,44 % von der Gesamtfläche. Für diese verschiedenen Anteile rechnet Berlin nach den bisher gemachten Erfahrungen damit, daß von der gefallen Regenmenge im Gebiet der Bauklasse II abfließen

- 53 % von gut befestigten Straßen,
- 67 % von Dachflächen,
- 50 % von befestigten Höfen,

und von Garten- und Grünlandflächen

- bei reinem Sandboden 0 %
- bei Lehmboden 10 bis 20 %.

Diese Abflüßwerte muß man natürlich an die jeweilig zu behandelnden Verhältnisse anpassen. Für die eben bearbeiteten Kanalisationspläne einer weiträumig bebauten Gemeinde mit etwa 2000 ha Gemarkungsfläche westlich von Berlin sind nach örtlichen Feststellungen nur 10 % vom Gesamtland befestigte Straßen, 12 % Dachflächen und 3 % befestigte Höfe; die sehr umfangreichen Garten- und Grünlandflächen liegen über reinem Sandboden und lassen also keinen Abflüß entstehen, der nach den Berliner Erfahrungen für die Bemessung von Starkregen bedacht werden muß. Aus der bearbeiteten Gemeinde würden also von einem Berechnungsregen wie den für Berlin zugrunde gelegten in die Kanäle kommen:

- 53 % von 10 % befestigten Straßen . . . = 5,3 %
- 67 % von 12 % Dachflächen = 8,0 %
- 50 % von 3 % Hofflächen = 1,5 %
- zusammen 14,8 %

oder rd. 15 % der Regenwassermenge, von der man bei der Berechnung ausgegangen ist. Erst diese 15 % Abflüßwert ergeben also die wirkliche Belastung der Leitungen mit Regenwasser. Er ist in Abb. 3 als Abflüßwertkurve nach den in Abb. 2 gezeigten Regenmengenkurven mit geschlossener Linie für 8 Stunden Regendauer eingetragen. Die Linie zeigt, daß ein Starkregen von 20 min Dauer und 67 sl/ha Regenmenge nur 10 sl/ha bis in die Kanäle bringt, und daß diese Belastung schon bei einer Stunde Regendauer im Jahre auf 5,3 sl absinkt, für zwei Stunden Regendauer auf 3,8 sl usw.

So aber, wie ein kurzer starker Regen für seine Wirkung im Rohrnetz beeinflusst wird dadurch, daß viel von ihm aufgehalten und ausgeglichen

¹⁾ Imhoff, „Taschenbuch der Stadtentwässerung“.

wird, — so ist bei Regen von längerer Dauer zu bedenken, daß anteilig immer mehr Wasser in die Kanäle kommt, weil auf dem Wege bis zu den Kanälen hin immer weniger Wasser versickert, verdunstet und aufgehalten wird, je länger der Regen anhält. Man muß also der Abflüßwertkurve noch eine Aufrundung beifügen, die Imhoff in seinem Taschenbuch Zeitbeiwertkurve nennt und die in Abb. 3 als Abflüßbeiwertkurve kenntlich gemacht ist. Für diese Aufwertung gibt es noch keine verlässlichen Beobachtungs- und Berechnungsgrundlagen. Ihre Bestimmung wird immer von den örtlichen Verhältnissen und insbesondere von der Art abhängen, wie man die Belastungen in einem geschlossenen Rohrnetz zusammenfassen muß oder unterteilen kann. Je größer und umfangreicher die Rohrnetze werden und je mehr sich infolgedessen Einzelbelastungen in ihnen häufen und summieren, um so vorsichtiger muß man sein. Bei der hier schon erwähnten Entwurfsbearbeitung konnte erreicht werden, daß jedes Einzelsystem der Regenwasserableitung auf einen Abflüßweg von 20 min Dauer beschränkt bleibt, nach dem es einen freien, ausgleichenden Wasserspiegel findet. Bei diesen besonderen örtlichen Verhältnissen schien es ausreichend vorsichtig, die Abflüßbeiwertkurve 50% über die Abflüßmenge von 2,63 sl/ha zu legen, die in etwa 7 Stunden des Jahres bis in die Kanäle kommt. Von hier aus muß sich dann die Beiwertlinie langsam dem Abflüßwert verhältnismäßig nähern, wie es in Abb. 3 mit der durchbrochenen Linie dargestellt ist, damit sie ihn beim „Berechnungsregen“ von 20 min Dauer erreicht. Für die Einzelberechnungen haben Abflüßwert- und Abflüßbeiwertkurve so lange keine Bedeutung, bis insgesamt 20 min Abflüßzeit überschritten sind. Bis dahin muß die Einzelberechnung der Rohrleitungen mit 10 sl/ha stattfinden, um die volle Leistung für jeden Teil des Rohrsystems sicherzustellen.

Wenn diese Abflüßzeit von 20 min Dauer überschritten ist, dann mußte sich die Verzögerung im Abflüß entlastend bemerkbar machen, die aus der Abflüßbeiwertkurve in Abb. 3 abgelesen werden kann. Aber diese „Verzögerung“ wird nicht nur durch den Ablauf des Wassers in den Hauptleitungen, sondern auch von den Nebenleitungen her beeinflusst, und sogar schon von dem oberirdischen Zulauf des Wassers zu den Leitungen hin. Diese Beeinflussungen sind um so schwerer zu erfassen, weil wir nach dem jetzigen Stande unseres Wissens nicht einmal die wechselnde und wandernde Dichte der Regen über ein Abflüßgebiet hinweg zuverlässig genug kennen, um sie als allgemein gültige Voraussetzung zu Untersuchungen benutzen zu dürfen. Bei Behandlung von Einzelfällen ist für Gebirgslagen festgestellt worden (im Teutoburger Wald und im Harz), daß die Regendichte mit Windrichtungen und örtlichen Einfüssen sehr erheblich wechselt. Aber auch ein wirklich festgestellter Abflüßvorgang aus einem bestimmten Entwässerungsgebiet wäre ja nicht etwas Konstantes; er muß sich mit jeder Weiterentwicklung oder Änderung der Besiedlung und mit jedem im Laufe der Zeiten neu gebauten Regensammler ändern. Darum hat denn auch alle Arbeit, rechnerisch zu beweisende Werte für die Verzögerung zu finden, bisher keine eindeutigen und zweifelsfreien Ergebnisse gehabt.

Dennoch aber besteht die „Verzögerung“, und wo man sie bei großen Abflüßgebieten entlastend benutzen will, sollte man das tun nach Abflüß-

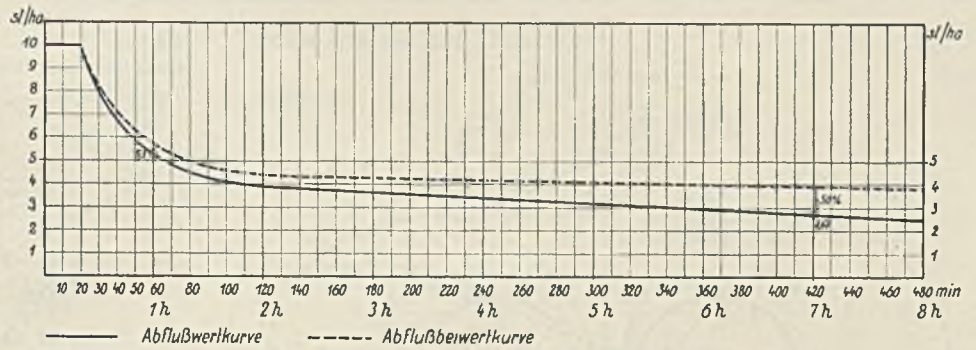


Abb. 3. Abflüßmengen bei 15% Abflüßwert von Regenfällen im mittleren norddeutschen Tieflande.

beiwertkurven auf Grund von Überlegungen und Untersuchungen wie den vorgetragenen. Nach den Entwässerungsplänen für die hier schon erwähnte Gemeinde bei Berlin dauert z. B. der Abflüß eines Regens aus der Gemarkung auf den längsten Wegen bis zu rd. 5 Stunden. Auf diesem langen Wege wird die Belastung der Endstrecken an den unteren Gemarkungsgrenzen von 15,95 sek/m³ Einzelbelastung bis auf 7,49 sek/m³ Endabflüß durch die Verzögerung nach der dargelegten Abflüßbeiwertkurve herabgemindert. Das sind sehr ernsthaft zu beurteilende Ergebnisse, die man um so lieber benutzen wird, wenn die Abflüßmengen in offene Gerinne gelegt werden können, wo auch ein gelegentlicher Aufstau keinen nennenswerten Schaden anrichten kann.

IV.

Die vorgetragenen Dinge zeigen, daß wir Material genug haben, um Regenmengen und Abflüßwerte ohne Sonderbeobachtungen mit einer für die Praxis ausreichenden Sicherheit beurteilen zu können. Das ist besonders deswegen erwünscht, weil Sonderbeobachtungen für einzelne Fälle erst ihrem Zweck genügen, wenn man sie jahrzehntlang betreibt. Zudem kann man so recht ja erst an Bauten beobachten, bis zu welchem Grade Berechnungsunterlagen richtig sind. Darum wollen wir dankbar sein für alles aus Erfahrungen Bekanntegegebene und besonders für so gründliche Untersuchungen, wie sie Berlin in dem genannten Werk angestellt und ausgewertet hat. Auch die örtlich wechselnde Intensität und das Wandern der Großregen über das Land hinweg müssen wir besser beurteilen lernen. Bis dahin wird die Hauptarbeit darauf zu richten sein, die noch bestehenden Unsicherheiten für jeden besonderen Fall durch die Art der Entwurfsbearbeitung einzuschränken. Z. B. durch die Wahl des geeignetsten Entwässerungssystems und durch Unterteilung von Regenwasserableitungen in begrenzte Einzelgebiete, die man zu offenen Wasserspiegeln hin entlasten kann. Wo die Wege bis zu den eigentlichen Vorflutern hin dafür zu lang sind, wird man im Zusammenarbeiten mit dem Städtebauer oft Grünstreifen mit offenen, gut ausgebauten Gräben in die Wege von großen Regenwasserableitungen legen können. Bei den Plänen für die Gemeinde im Westen von Berlin konnten die Abflüßmengen und Gefälle durch solche Gräben in Grünstreifen sehr verbessert werden. Der Bearbeiter des Bebauungsplanes hat im Verfolgen der technischen Notwendigkeiten dann noch große Teiche bis zum Grundwasserstand herunter in die Grünstreifen eingebettet und dadurch seine Grünstreifen lebendiger und abwechslungsreicher gemacht.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Hydrodynamik des Walzenwehres.

Von Prof. Dr.-Ing W. Kaufmann, Hannover.

Bei der theoretischen Untersuchung eines Walzenwehres ist u. a. auch der Zustand zu berücksichtigen, bei dem der Wehrkörper um ein gewisses Maß von der Wehrsohle angehoben ist, so daß das gestaute Oberwasser durch einen Spalt l zwischen Sohle und Walze abfließt (Abbild. 1). Es liegt auf der Hand, daß hier wesentlich andere Druckverhältnisse vorliegen als im statischen Zustande.

H. Ku lka hat erstmalig gezeigt¹⁾, daß der hier gekennzeichnete Strömungsvorgang — in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen — durch eine ebene Potentialströmung dargestellt werden kann, und durch konforme Abbildung eine Konstruktion des von den Strom- und Äquipotentiallinien gebildeten Netzes angegeben. Mit Hilfe

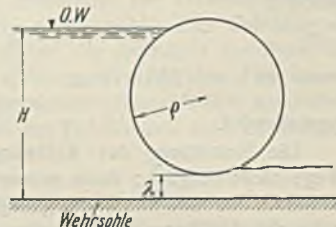


Abb. 1.

dieses Netzes ist es möglich, die Geschwindigkeit an jeder Stelle des Strömungsbereiches zu bestimmen, sobald die Geschwindigkeit in irgendeinem Punkte des Strömungsbereiches bekannt ist, und darauf den Druck auf die Walze mit Hilfe der „Energiegleichung“ zu ermitteln.

Nachstehend soll gezeigt werden, wie man den resultierenden Druck bei beliebiger Lage der Walze als Funktion der gegebenen Abmessungen (Oberwasserhöhe, Spalthöhe, Halbmesser der Walze) in geschlossener Form darstellen kann, ohne daß dazu die Konstruktion des Netzbildes erforderlich wäre.

Die Hydrodynamik lehrt, daß der Real- bzw. Imaginärteil einer beliebigen analytischen (d. h. differenzierbaren) Funktion der komplexen Veränderlichen $z = x + iy$ als Potential bzw. Stromfunktion einer ebenen, wirbelfreien Strömung gedeutet werden kann. So wird die von Kulka angegebene Netzkonstruktion der vorliegenden Potentialströmung dargestellt durch die analytische Funktion

$$(1) \quad w = ic \cdot \ln \frac{z-l}{z+l},$$

wo $i = \sqrt{-1}$ ist, während c und l Konstante bezeichnen sollen. Setzt man hier (Abb. 2)

¹⁾ Bautechn. 1926, Heft 45, S. 662, sowie „Der Eisenwasserbau“, Bd. 1, S. 63, Berlin 1928.

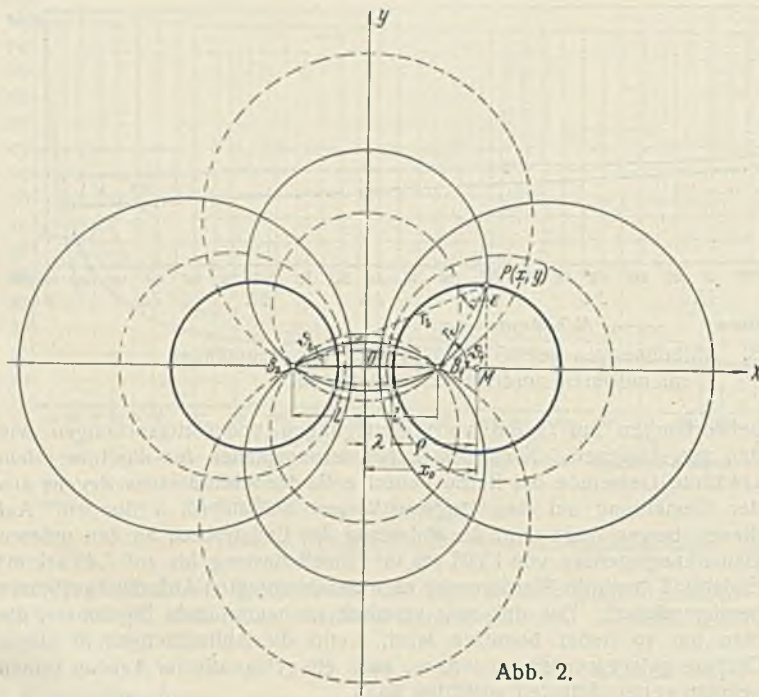


Abb. 2.

$$(2) \quad \begin{cases} z-l = x-l + iy = r_1 e^{i\vartheta_1} \\ z+l = x+l + iy = r_2 e^{i\vartheta_2} \end{cases}$$

so geht (1) über in

$$w = ic \cdot \ln \frac{r_1 e^{i\vartheta_1}}{r_2 e^{i\vartheta_2}} = ic \cdot \ln \frac{r_1}{r_2} - c(\vartheta_1 - \vartheta_2).$$

Nach dem oben Gesagten liefert der reelle Teil dieses Ausdrucks, nämlich $\varphi = -c(\vartheta_1 - \vartheta_2)$, das Potential, der imaginäre Teil, nämlich $\psi = c \cdot \ln \frac{r_1}{r_2}$, die Stromfunktion der betrachteten ebenen Potentialströmung. Da nun durch die Bedingung $\varphi = \text{konst.}$ die Schar der Äquipotentiallinien, durch $\psi = \text{konst.}$ diejenige der Stromlinien dargestellt wird, so erhält man erstere aus $\vartheta_1 - \vartheta_2 = \text{konst.}$, letztere aus $\frac{r_1}{r_2} = \text{konst.}$

Der Bedingung $\vartheta_1 - \vartheta_2 = \text{konst.}$ entspricht eine Schar von Kreisen durch die Punkte B_1 und B_2 , deren Mittelpunkte auf der Y -Achse liegen und die den Winkel $\vartheta_1 - \vartheta_2 = \varepsilon$ zum Peripheriewinkel haben.

Die Bedingung $\frac{r_1}{r_2} = \mu = \text{konst.}$ bzw. $r_1^2 = \mu^2 r_2^2$ kann nach Einführung der Koordinaten x und y (Abb. 2) wie folgt geschrieben werden:

$$(x-l)^2 + y^2 = \mu^2 [(x+l)^2 + y^2]$$

oder, nach einfacher Umformung,

$$x^2 + y^2 - 2lx \cdot \frac{1 + \mu^2}{1 - \mu^2} + l^2 = 0.$$

Dieser Ausdruck stellt die Gleichung eines Apolloniuschen Kreises dar, dessen Mittelpunkt auf der X -Achse im Abstände

$$x_0 = \sqrt{\varrho^2 + l^2}$$

liegt, wenn ϱ den Halbmesser bezeichnet.

Durch diese beiden Kreisscharen ist das die Potentialströmung bestimmende Netzbild festgelegt.

In der Hydrodynamik wird weiter gezeigt, daß

$$(3) \quad \frac{dw}{dz} = v_x - i v_y$$

das Spiegelbild der Geschwindigkeit $v_x + i v_y$ an der „reellen“ Achse (X -Achse) oder die sogenannte „konjugierte“ Geschwindigkeit liefert (Abb. 3). Differenziert man nun den Ausdruck (1) nach z , so erhält man

$$\frac{dw}{dz} = \frac{2c i l}{z^2 - l^2} = \frac{c i}{z-l} - \frac{c i}{z+l},$$

oder wegen (2):

$$(4) \quad \frac{dw}{dz} = \frac{c i}{r_1} \cdot e^{-i\vartheta_1} - \frac{c i}{r_2} \cdot e^{-i\vartheta_2} = \frac{c}{r_1} \cdot e^{i(\pi/2 - \vartheta_1)} - \frac{c}{r_2} \cdot e^{i(\pi/2 - \vartheta_2)}$$

Der absolute Betrag $\left| \frac{dw}{dz} \right|$ ist mit Rücksicht auf Abb. 3 gleich dem absoluten Betrage v der Geschwindigkeit. Man erhält also aus (4) unmittelbar den Wert v , wenn man den absoluten Betrag der rechten Seite bildet. Dieser ist (Abb. 4)

$$v = \left| \frac{dw}{dz} \right| = \sqrt{\frac{c^2}{r_1^2} + \frac{c^2}{r_2^2} - \frac{2c^2}{r_1 r_2} \cdot \cos \varepsilon.}$$

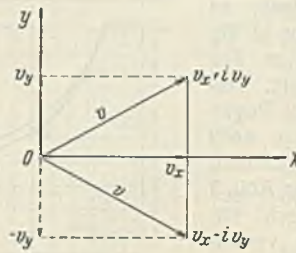


Abb. 3.

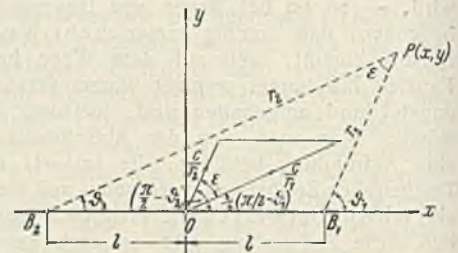


Abb. 4.

Da ferner nach Abb. 4

$$2 \cdot \cos \varepsilon = \frac{r_1^2 + r_2^2 - 4l^2}{r_1 r_2},$$

so wird

$$(5) \quad v = \frac{2lc}{r_1 r_2}.$$

Um die hier entwickelten Beziehungen auf die vorliegende Aufgabe anwenden zu können, fasse man in Abb. 2 einen der exzentrischen Kreise um B_1 (etwa den Kreis mit dem Mittelpunkte M) als Wehrkörper und die Y -Achse als Wehrsohle auf, dann bilden die übrigen Kreise um B_1 die Stromlinien, während die durch B_1 und B_2 gehenden Kreise die Äquipotentiallinien darstellen. Zur Festlegung der Punkte B_1 und B_2 beachte man noch die oben abgeleitete Beziehung $x_0 = \sqrt{\varrho^2 + l^2}$, aus der $l = \sqrt{x_0^2 - \varrho^2}$ bei gegebenem x_0 und ϱ bestimmt werden kann.

Bezeichnet nun v_a die als bekannt vorausgesetzte Geschwindigkeit an einer beliebigen Stelle P_a , so ist nach (5)

$$v_a = \frac{2lc}{r_{a1} r_{a2}}$$

und somit

$$(6) \quad v = v_a \cdot \frac{r_{a1} r_{a2}}{r_1 r_2}.$$

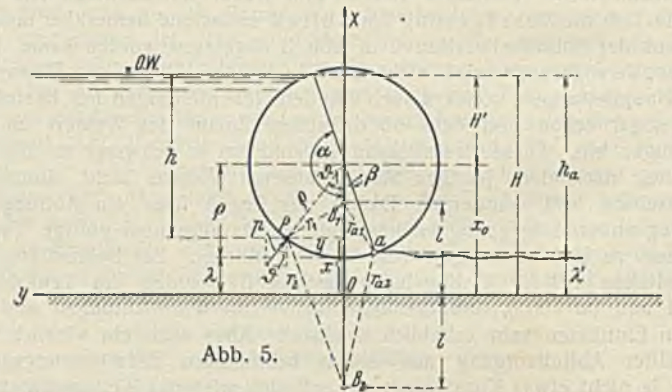


Abb. 5.

Für den Druck p an einer beliebigen Stelle P des Zylindermantels (Abb. 5) erhält man nach der Energiegleichung ($\gamma = \text{spez. Gewicht}$):

$$(7) \quad \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} = h,$$

wenn die Geschwindigkeit am Oberwasserspiegel vernachlässigt wird und p lediglich den Überdruck über den atmosphärischen Luftdruck bezeichnet, so daß wegen (6)

$$p = \gamma \left\{ h - \frac{v_a^2}{2g} \left(\frac{r_{a1} r_{a2}}{r_1 r_2} \right)^2 \right\}.$$

Wählt man als Punkt P_a die Stelle a , an der die Ablösung des Wasserstrahles von der Walze stattfindet (Abb. 5), so ist dort $p_a = 0$ und somit nach (7)

$$h_a = \frac{v_a^2}{2g},$$

weshalb

$$(8) \quad p = \gamma \left(h - h_a \cdot \frac{x}{r_1^2 r_2^2} \right),$$

wenn noch zur Abkürzung

$$x = (r_{a1} r_{a2})^2$$

gesetzt wird.

Die Ermittlung der Ablösungsstelle ist bislang auf theoretischem Wege nicht möglich; dazu müssen die Versuchsergebnisse herangezogen werden. Nur das eine kann gesagt werden, daß bei großer Oberwasserhöhe die Ablösung nahe an den tiefsten Punkt des Zylinderquerschnitts heranrückt, während bei fallendem Oberwasser der Ablösungspunkt sich auf der Unterwasserseite weiter nach oben verschiebt²⁾. Im ersten Falle sind die Voraussetzungen der Potentialströmung eher erfüllt als im letzteren (Wirbelbildung hinter der Walze), weshalb die hier durchgeführte Rechnung auf den Fall hohen Oberwassers beschränkt bleiben soll.

²⁾ Vgl. hierzu Fußnote ¹⁾ auf S. 395.

Zur Berechnung des resultierenden Druckes auf die angehobene Walze — bezogen auf 1 m Walzenlänge — bestimme man seine Komponenten in waagerechter und lotrechter Richtung. Für diese gilt mit den Bezeichnungen der Abb. 5.

$$(9) \quad P_y = \int_{\vartheta=-\beta}^{\vartheta=\alpha} p \, ds \sin \vartheta = \gamma \int_{\vartheta=-\beta}^{\vartheta=\alpha} h \, ds \sin \vartheta - \gamma h_a \times \int_{\vartheta=-\beta}^{\vartheta=\alpha} \frac{ds \sin \vartheta}{r_1^2 r_2^2}$$

(im Sinne der negativen Y-Achse),

$$(10) \quad P_x = \int_{\vartheta=-\beta}^{\vartheta=\alpha} p \, ds \cos \vartheta = \gamma \int_{\vartheta=-\beta}^{\vartheta=\alpha} h \, ds \cos \vartheta - \gamma h_a \times \int_{\vartheta=-\beta}^{\vartheta=\alpha} \frac{ds \cos \vartheta}{r_1^2 r_2^2}$$

(im Sinne der positiven X-Achse).

Zur weiteren Durchführung der Rechnung muß zunächst r_1^2, r_2^2 als Funktion von ϑ dargestellt werden. Nach Abb. 5 ist

$$r_1^2 = (x_0 - l)^2 + \varrho^2 - 2(x_0 - l)\varrho \cos \vartheta$$

$$r_2^2 = (x_0 + l)^2 + \varrho^2 - 2(x_0 + l)\varrho \cos \vartheta,$$

woraus nach einfacher Zwischenrechnung mit Rücksicht auf die oben gefundene Beziehung $x_0^2 - l^2 = \varrho^2$ folgt

$$(11) \quad r_1^2 r_2^2 = 4 \varrho^2 (x_0 - \varrho \cos \vartheta)^2 = 4 \varrho^2 x^2.$$

Damit geht (9) wegen $ds \sin \vartheta = dx$, $h = H - x$ und $\lambda' = H - h_a$ über in

$$P_y = \gamma \int_{x=\lambda'}^{x=H} (H-x) \, dx - \frac{\gamma h_a}{4 \varrho^2} \int_{x=\lambda'}^{x=H} \frac{dx}{x^2}$$

oder

$$P_y = \gamma \left[\frac{H^2}{2} - \lambda' \left(H - \frac{\lambda'}{2} \right) - \frac{h_a^2}{4 \varrho^2 H \lambda'} \right].$$

Aus (10) folgt mit $h = H' + \varrho \cos \vartheta$ (wo $H' = H - x_0$), $ds = \varrho \, d\vartheta$ und $dy = ds \cos \vartheta$

$$P_x = \varrho \gamma \int_{\vartheta=-\beta}^{\vartheta=\alpha} (H' + \varrho \cos \vartheta) \cos \vartheta \, d\vartheta - \frac{\gamma h_a}{4 \varrho^2} \int_{\vartheta=-\beta}^{\vartheta=\alpha} \frac{ds \cos \vartheta}{x^2}$$

oder

$$(12) \quad P_x = \gamma \varrho^2 \left\{ \frac{H'}{\varrho} (\sin \alpha + \sin \beta) + \frac{1}{4} (\sin 2\alpha + \sin 2\beta) + \frac{\alpha + \beta}{2} \right\} - \frac{\gamma h_a}{4 \varrho^2} \int_{\vartheta=-\beta}^{\vartheta=\alpha} \frac{ds \cos \vartheta}{x^2}$$

Nun ist nach Abb. 5 $y = \sqrt{\varrho^2 - (x_0 - x)^2}$, also

$$dy = \frac{x_0 - x}{\sqrt{\varrho^2 - (x_0 - x)^2}} \cdot dx = \frac{x_0 - x}{\sqrt{c + 2x_0 x - x^2}} \cdot dx,$$

wenn zur Abkürzung $\varrho^2 - x_0^2 = c$ gesetzt wird. Somit erhält man

$$\int \frac{dy}{x^2} = x_0 \int \frac{dx}{x^2 \sqrt{c + 2x_0 x - x^2}} - \int \frac{dx}{x \sqrt{c + 2x_0 x - x^2}}$$

Mit $x = \frac{z}{c}$, also $dx = -\frac{dz}{z^2}$ wird

$$\int \frac{dx}{x^2 \sqrt{c + 2x_0 x - x^2}} = - \int \frac{z \, dz}{\sqrt{c z^2 + 2x_0 z - 1}}$$

Setzt man hier zur Abkürzung

$$Z = \sqrt{c z^2 + 2x_0 z - 1},$$

so wird³⁾

$$\int \frac{z \, dz}{Z} = \frac{Z}{c} - \frac{x_0}{c} \int \frac{dz}{Z}.$$

Ferner ist

$$\int \frac{dx}{x \sqrt{c + 2x_0 x - x^2}} = - \int \frac{dz}{\sqrt{c z^2 + 2x_0 z - 1}} = - \int \frac{dz}{Z}.$$

Also erhält man

$$\int \frac{dy}{x^2} = -x_0 \left\{ \frac{Z}{c} - \frac{x_0}{c} \int \frac{dz}{Z} \right\} + \int \frac{dz}{Z} = \int \frac{dz}{Z} \left(\frac{x_0^2}{c} + 1 \right) - x_0 \cdot \frac{Z}{c}.$$

Da aber für $c < 0$ ³⁾

$$\int \frac{dz}{Z} = - \frac{1}{\sqrt{-c}} \cdot \arcsin \frac{x_0 + cz}{\sqrt{x_0^2 + c}},$$

so folgt

$$\int \frac{dy}{x^2} = - \left\{ \frac{x_0^2 + c}{c \sqrt{-c}} \cdot \arcsin \frac{x_0 + cz}{\sqrt{x_0^2 + c}} + x_0 \cdot \frac{Z}{c} \right\}$$

oder, wenn man wieder $z = \frac{1}{x}$ setzt und $c = \varrho^2 - x_0^2 = -l^2$,

$$\int \frac{dy}{x^2} = \frac{\varrho^2}{l^3} \cdot \arcsin \frac{x x_0 + \varrho^2 - x_0^2}{x \varrho} + \frac{x_0}{l^2} \sqrt{\frac{\varrho^2 - x_0^2}{x^2} + \frac{2x_0}{x} - 1} = F(x).$$

Demnach wird

$$\int_{\vartheta=-\beta}^{\vartheta=\alpha} \frac{dy}{x^2} = F(x) \Big|_{x=\lambda}^{x=H} = \frac{\varrho^2}{l^3} \left(\arcsin \frac{H x_0 + \varrho^2 - x_0^2}{H \varrho} + \arcsin \frac{\lambda' x_0 + \varrho^2 - x_0^2}{\lambda' \varrho} - 2 \cdot \arcsin \frac{\lambda x_0 + \varrho^2 - x_0^2}{\lambda \varrho} \right) + \frac{x_0}{l^2} \left(\sqrt{\frac{\varrho^2 - x_0^2}{H^2} + \frac{2x_0}{H} - 1} + \sqrt{\frac{\varrho^2 - x_0^2}{\lambda'^2} + \frac{2x_0}{\lambda'} - 1} \right).$$

Schließlich erhält man aus (12) wegen $\frac{\lambda x_0 + \varrho^2 - x_0^2}{\lambda \varrho} = -1$

$$P_x = \gamma \varrho^2 \left\{ \frac{H'}{\varrho} (\sin \alpha + \sin \beta) + \frac{1}{4} (\sin 2\alpha + \sin 2\beta) + \frac{\alpha + \beta}{2} \right\} - \frac{\gamma h_a}{4 \varrho^2 l^2} \left\{ \frac{\varrho^2}{l} \left[\arcsin \frac{x_0(H-x_0) + \varrho^2}{H \varrho} + \arcsin \frac{x_0(\lambda' - x_0) + \varrho^2}{\lambda' \varrho} + \pi \right] + x_0 \left[\frac{1}{H} \sqrt{\varrho^2 - (H-x_0)^2} + \frac{1}{\lambda'} \sqrt{\varrho^2 - (x_0 - \lambda')^2} \right] \right\}.$$

Aus P_x und P_y ergibt sich der resultierende Druck

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2},$$

der die Achse der Walze schneidet, so daß auch seine Lage bekannt ist.

Die vorstehende Rechnung liefert also den Druck bei beliebiger Stellung der Walze, ohne daß dazu das Netz der Äquipotential- und Stromlinien gezeichnet wird. Voraussetzung ist natürlich, daß die Bedingungen der Potentialströmung nahezu erfüllt sind, worauf weiter oben bereits hingewiesen wurde.

³⁾ Vgl. etwa Hütte I, 26. Aufl., S. 91, Formel 10.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Huangho und seine Regelung.

Von o. Prof. O. Franzius, Hannover.

Vorbemerkung.

Mitte 1929 trat die chinesische National-Regierung in Nanking an mich heran, als Berater für die Regelung des Huangho- und Hwai-Flusses nach China zu kommen. Ich bin dem Rufe gefolgt und habe mich etwa 7 Monate in China, im wesentlichen im Gebiete des Hwai, aufgehalten. Dabei wurden auch der Yangtse kiang bereist, der Chintang besucht und Vorschläge für den Bau des großen Osthafens, ein Lieblingsplan des verstorbenen Präsidenten Dr. Sun Yatsen, gemacht. Der Chintang mit der berühmten Stadt Hangtschau ist durch das Auftreten der Bore, die hier bis zu 4,5 m Höhe bei Springflut erreichen kann, berühmt. Es konnte von Tsingkiangpu das alte, seit 1853 verlassene Huanghō-Bett wiederholt besucht und studiert werden. Es wurde der Pei Ho und auch der Sungari bei Harbin auf kurzer Strecke befahren.

1. Einleitung.

China ist wasserwirtschaftlich völlig Neuland. Es sind zwar künstliche Wasserstraßen in großer Zahl in allen Teilen des Landes vorhanden. Es bestehen aber, im Vergleich zur Größe des Landes, nur ganz wenige Häfen. Die Größe des Landes wird am besten durch Abb. 1 dargestellt, die die Karten von Europa und China im gleichen Maßstabe aufeinandergezeichnet wiedergibt.

Alle Wasserwege, einschließlich der Flüsse, befinden sich in einem Zustande, wie er in Europa vielleicht vor 100 bis 200 Jahren geherrscht

haben mag. Es ist der so merkwürdig anmutende Zustand, daß man sich im Bereich einer hochintelligenten Bevölkerung von einer seltenen Kulturhöhe befindet, die in der Entwicklung der Naturkräfte, also zivilisatorisch um mehrere Menschengener zurückgeblieben ist, weil sie trotz großer technischer Begabung in ihrer Abgeschlossenheit vom europäischen Wesen und dank ihrer Philosophie (Kungtsse) auf die Entwicklung des Materiellen einen geringeren, auf die Pflege des Ethischen einen höheren Wert legte als der Europäer. Wie in allen noch natürlichen Ländern solcher Art sind die Wasserkatastrophen von einer ungewöhnlichen Größe und oft erschütternder Grausigkeit. China hat durch Jahrtausende hindurch Wasserkatastrophen der furchtbarsten Art erfahren. Der Gründer der ältesten Dynastie (etwa 2300 v. Chr.), der „Große Yü“, ist in die Herzen aller Chinesen eingegraben als der erste große Kaiser, der die Gewässer in Ordnung brachte. Er soll das Neunfeldersystem¹⁾ erfunden und eingerichtet haben, durch das die Gefahren der Huangho-Überschwemmungen auf ein erträgliches Maß gesenkt wurden. Dieses geniale System ist seit

¹⁾ Es wurden immer Quadrate in neun Felder geteilt, von denen das mittlere von den acht angrenzenden für den Kaiser bewirtschaftet wurde. Der Huangho wurde dabei durch umfangreiche Kanalanlagen durch diese Kanäle geleitet, so daß die Hochwasserwelle schnell nach den Seiten über das Land ausgebreitet wurde, der Löß sich absetzen konnte und nach Ablauf der Welle auf die Äcker verteilt werden konnte. Der Löß hat selbstdüngende Kraft.



Abb. 1. Maßstab 1:50 000 000.



Abb. 2. Karte der Einzugsgebiete.

über 2000 Jahren verlassen worden, der Huangho ist heute noch der „Kummer Chinas“. Nicht nur im 19., sondern auch noch im 20. Jahrhundert sind Wasserkatastrophen eingetreten, deren Auftreten in Europa jede Regierung hinweggefegt hätte. Diese Katastrophen sind vielfach in Europa oder Amerika erst mehrere Jahre nach ihrem Erscheinen bekanntgeworden, obgleich ihnen in einzelnen Fällen eine Million, nach übertriebenen Berichten sieben Millionen Menschen zum Opfer gefallen sind. Die Zahl der berühmten chinesischen Wasserbau-Ingenieure, die sich mit den Problemen des Huangho, des Hwai Ho usw. befaßt haben, ist sehr groß. Zum Teil sind Schriften bekannt, die noch vor die Zeit des Kungtsse (500 v. Chr.) zurückreichen. Es sind viele Untersuchungen über die beste Art der Regelung der Flüsse von diesen Fachleuten angestellt worden. In neuerer Zeit haben sich dann europäisch geschulte Ingenieure mit den Problemen beschäftigt, so die holländischen Ingenieure Schermbeek und Visser, die einen wertvollen Bericht über ihre Bereisung des Huangho niedergelegt haben²⁾. Ferner hat sich einer der besten Wasserbauer Amerikas, Hr. John R. Freeman³⁾, unter dem Eindruck der Katastrophe von 1887 am Huangho bereisend lassen, nach China zu gehen, um den Chinesen bei dem Ausbau ihrer Flüsse zu helfen. Wir verdanken ihm eine wertvolle und interessante Arbeit über die Gebiete, die in der vorliegenden Arbeit behandelt werden.⁴⁾

Eine wertvolle Untersuchung über die Regelungsmöglichkeiten des Huangho ist dann von dem Altmeister der deutschen Wasserbaukunst, Geheimrat Engels in Dresden, durchgeführt worden. Sie ist zum Teil wiedergegeben in der interessanten Doktorarbeit des chinesischen Diplom-Ingenieurs Shen Y, zur Zeit Stadtbaurat in Shanghai, die im Jahre 1925 an der Technischen Hochschule Dresden verfaßt worden ist.

Der Bürgerkrieg in China hat es dann mit sich gebracht, daß alle diese Arbeiten liegengeblieben sind. Unter dem Einfluß zuerst der unfähigen Mandschu-Regierung, dann der Revolution Dr. Sun Yatsens und weiter des Bürgerkrieges ist es seit 30 Jahren unmöglich gewesen, irgendeine Arbeit in China erfolgreich in Angriff nehmen zu können. Es liegt geradezu eine Tragik über dem Leben des chinesischen Wasserbauers von heute. Immer wieder macht er Entwürfe, immer wieder ist die Ausführung seiner Arbeit durch die Verhältnisse verhindert worden. Aber mit ungebrochenem Mute kämpfen viele Fachleute, mit denen ich in China zusammen gearbeitet habe, für das Wohl ihres Landes. Jetzt, nachdem es der nationalen Regierung Chinas in Nanking unter der Leitung ihres genialen Marschalls und Präsidenten Chang Kai Shek gelungen

²⁾ Memorandum relative to the Improvement of the Hwangho-Ho or Yellow River in North-China by J. G. W. Fijnje van Salverda, Captain P. G. van Schermbeek and A. Visser. The Hague, Martinus Nijhoff, 1891. Im Text wird diese Quelle fortan immer als Sche.Vi. bezeichnet.

³⁾ Herr Freeman hat die Benutzung seiner Bilder freundlichst genehmigt.

⁴⁾ Flood Problems in China by John R. Freeman. American Society of Civil-Engineers, Transactions, Paper Nr. 1505, 1922.

ist, die Gegenrevolution der Nordgeneräle Jen Si Shan und Feng Yusian niederzuschlagen und die Heere der Nordgruppe so zu zertrümmern, daß Nanking in den Besitz der gesamten Artillerie der Auführer gelangt ist, kann China daran denken, positive Aufbauarbeit zu leisten. Die Arbeit vieler Ingenieure kann hoffentlich nun ihre Früchte tragen.

Die Gebiete des Huangho, Hwai und Yangtze stehen miteinander im Zusammenhang. Abb. 2 zeigt die Einzugsgebiete dieser Flüsse. Der Huangho hatte 1494 seinen Lauf das letzte Mal nach Süden verlegt⁵⁾ und den Unterlauf des Hwai zum Abfluß benutzt. Unter Hunderten von Bettverlegungen war das die fünfte große historische Laufverlegung. Dadurch ist das Mündungsgebiet des Hwai Ho auf einer Strecke von über 100 km aufgelöst worden, so daß es zum Teil höher als das Gelände liegt. In der Nähe der Stadt Tsingkiangpu z. B. liegt das Bett des Huangho jetzt trocken, wobei die Sohle durchgehend über dem Gelände liegt. 1851 bis 1853 hat der Huangho dann seine Mündung wieder nach Norden verlegt, sechste große Laufverlegung. Für das Hwai-Gebiet, das zwischen ihm und dem Yangtze liegt, hat er den endgültigen schweren Schaden zurückgelassen, daß der Hwai nicht mehr, wie vor 400 Jahren, unmittelbar in das Gelbe Meer abfließen kann, sondern für den Abfluß heute noch zum Teil den Yangtze kiang, zum Teil die tiefer liegende Niederung als Entlastung benutzen muß. Es ist dadurch eine vollkommene Verflechtung dieser drei Stromgebiete entstanden. Ich habe vorgeschlagen, das ganze Hwai-Wasser dem Yangtze kiang zuzuleiten, ein Vorschlag, der eine Folge der früheren Einwirkung des Huangho ist. Bei einem neuen Durchbruch des Huangho nach Süden würde das Hwai-Gebiet wieder auf das schwerste betroffen werden, da ein solcher Durchbruch eine Überschwemmung großer Teile des Hwai-Gebietes mit sich bringen und wahrscheinlich die geplanten Bewässerungs- und Entwässerungsanlagen in empfindlicher Weise stören würde. Es wurde deshalb von mir auch die Aufstellung eines Vorentwurfes für die Regelung des Huangho gefordert. Seine Wiedergabe bildet den Hauptteil der vorliegenden Arbeit.

Die Regulierung des Hwai-Gebietes hängt auf das engste zusammen mit dem Ausbau des Yün Ho (Grandekanal = Kaiserkanal), der von Hangtschau über Chingkiang quer durch das Hwai-Gebiet zum Huangho östlich von Kaißong (Tungshang) und von dort bis Peiping (Peking) verläuft. Dieser Kanal ist heute noch einer der Hauptverkehrswege Chinas. Der Yün Ho ist kein Kanal im europäischen Sinne, sondern ein künstlicher Fluß, entsprechend seinem chinesischen Namen, der Transportfluß bedeutet.

Der Yün Ho dient heute mit als Hochwasserabfluß für eine größere Zahl von Flüssen des Hwai-Gebietes. Dadurch ist sein Bett im allgemeinen verhältnismäßig breit und tief, so daß es teilweise die Abmessungen unseres heutigen Mittellandkanals übertrifft.

Der Hwai hatte 1921 oberhalb des Hungtse-Sees ein Gebiet von 5600 engl. □ Meilen = 14 000 km² überschwemmt. Der Hwai wälzte sich dabei als ein breites Band von 20 bis 40 km, zum Teil mit 2,5 m Tiefe, durch das Gelände. Der 1921 angerichtete Schaden ist von dem Bau-

⁵⁾ Vgl. Shen Y, Der Flußbau in China, Doktorarbeit, Dresden 1925, eine sehr lehrreiche Arbeit. — Dr. G. Köhler, Der Huangho, Petermanns Mitteilungen, 1929, Justus Perthes. Die Arbeit ist eine vorzügliche Monographie über den Huangho.

direktor Li der Hwai-Fluß-Kommission auf 75 Mill. mex. Dollar⁶⁾ nur als Entschaden berechnet worden, ohne Verluste an Vieh, Menschen und Häusern. Die Katastrophe im Jahre 1916 hatte einen Umfang von fast 66% der des Jahres 1921. Diese Zustände drängen somit ebenso wie die am Huangho auf Besserung.

Die Wasserverhältnisse Chinas werden durch die Monsume entscheidend beeinflusst. Sie wehen im Sommer als feuchte Winde vom Meere aus Südosten über das Land, im Winter als trockene Winde, zum Teil Staubstürme, aus Nordwesten vom Land über das Meer. Die mittlere jährliche Regenhöhe im Flachlande liegt etwa zwischen 500 mm (Tientsin), 1100 mm (Nanking), 1450 mm (Hangtschau) und im Berglande bis zu 1750 mm. Die bekannte Stadt Kiukiang am Yangtse hat z. B. einen Wert von 1610 mm. Peiping besitzt einen Mittelwert von 630 mm, ähnlich wie viele Orte in Deutschland, nur mit anderer Verteilung. Im großen und ganzen sind die Niederschläge reicher und häufiger als in Deutschland. Das HHW liegt von Juni bis September, das NW von Oktober bis Mai.

2. Beschreibung des Huangho.

Der Huangho gehört nach der Größe seines Einzugsgebietes und seiner Länge zu den größten Flüssen der Erde, führt aber im Vergleich dazu eine verhältnismäßig kleine Wassermenge. Als Vergleich mögen die in der folgenden Tafel aufgeführten Ströme gegeben werden:

Vergleichstafel großer Ströme.

Strom	Strombecken km ²	Stromlänge km	Mittlere Abflußmenge m ³ /sek
Rhein	224 500	1320	2 000
Donau	817 000	2850	6 000
Po	89 000	650	1 700
Nil	2 870 000	6500	3 400 *)
Mississippi	3 250 000	6600	2 300 ***)
Amazonenstrom	7 000 000	5340 ***)	18 800
Yangtse	2 600 000	5150	60 000
Huangho	1 260 000	4500	30 000
			3 250

*) Nil bei Wadi-Halfa. — **) Nil bei Kairo. — ***) Ohne Krümmungen.

Es zeigt sich beim Vergleich des Huangho mit dem Yangtse, daß der Huangho nach Dr. Köhler ein Flußgebiet hat, das etwa dreimal so groß ist wie Deutschland, der Yangtse ein solches, das etwa sechsmal so groß ist wie Deutschland. Der Huangho hat nach Köhler eine Lauflänge von etwa 4500 km, der Yangtse eine solche von etwa 5150 km. Dabei besitzt der Yangtse aber bei einem zweimal so großen Flußgebiet mit rd. 80 000 m³/sek die zehnfache Hochwassermenge, wie sie der Huangho mit rd. 8000 m³/sek aufweist. Diese merkwürdige Abweichung des Huangho beruht auf der Art des von ihm durchflossenen Lößgebietes und der Ausbildung des Unterlaufes, bei dem HW-Flußbett und Einzugsgebiet zusammenfallen.⁷⁾



Abb. 3. Huangho: Steiles Löß-Ufer.

Löß (Hwang Fu) ist eine Bodenart, die nicht nur in China, sondern auch auf anderen Kontinenten vorkommt. Der Rhein und die Donau

⁶⁾ Wert damals etwa 150 Mill. GM.

⁷⁾ Dr. Zing. Shen Y nimmt eine Gesamtlänge von 4000 km an, wovon 1600, 1800 und 600 auf den Ober-, Mittel- und Unterlauf entfallen. Er rechnet das eigentliche Einzugsgebiet (im Gebirge) zu 600 000 km², tatsächlich fließt aus dem Gebiete des Unterlaufes kein Wasser dem Strom zu.

enthalten große Lößgebiete, die aber nach den Angaben von Fijnje eine ganz andere Struktur zeigen als der chinesische Löß. Der chinesische Löß besteht aus staubfeinem Sand, Ton und kohlenurem Kalk, er bedeckt die nordchinesische Ebene bis weit in die Gebirge hinein bis zu einer Tiefe von Hunderten von Metern. Es ist auch anzunehmen, daß der Ostrand des chinesischen Gelben Meeres bis zu gewisser Tiefe unterhalb der Meeresoberfläche aus Löß besteht.⁸⁾ Im Südosten reicht der Löß als geschlossenes Vorkommen bis nach Nanking⁹⁾, dessen steller Löwenhügel ganz aus Löß besteht. Der chinesische Löß hat tonige und



Abb. 4. Huangho-Ufer mit Sperrbuhnen.

sandige Bestandteile von einer solchen Feinheit, daß nach Freeman bis zu 99% durch ein feines Zementsieb hindurchgehen. Der Durchmesser fast aller Sandkörner war kleiner als 0,026 mm (0,001"). Dieser Sand soll nach den Angaben von Schermbek und Visser scharfkantig sein. Die in meiner Versuchsanstalt durchgeführte Untersuchung von chinesischem Löß zeigt folgendes Bild:

0,17 Gew.-% der Körner sind größer als 0,036 mm ϕ , 29 Gew.-% sind größer als 0,02 mm ϕ , 33 Gew.-% liegen zwischen 0,01 und 0,02 mm ϕ , der Rest ist kleiner als 0,01 mm ϕ (rd. 38%). Frisch abgelagert spez. Gew. 1,51 kg/l mit 46% Wasser-Gew.-T. Schlämmanalyse.

Die Bildung von großen Sandbänken im Huangho beruht auf der Beimengung von Sand im Löß. Ich selbst habe in dem alten Huangho-Bett von 1853 bei Tsingkiangpu östlich des Hungtse-Sees große Bänke von mehreren 100 m Länge aus ganz feinem Sand gefunden, aus denen an einzelnen Stellen Süßwassermuscheln freigespült waren. Der gewachsene Löß steht in den Schluchten der Provinzen Shansi und Shensi bis zu mehreren 100 m Höhe an, stellenweise mit steilen Wänden bis zu 30 m Höhe. Er ist von einer solchen Festigkeit, daß in diesen Schluchten die Städte zum Teil aus Höhlen bestehen, die in die Lößberge hineingearbeitet sind, wobei sich diese Wohnungen inwendig von den gewöhnlichen Häusern nicht wesentlich unterscheiden. Die bemerkenswerteste Eigentümlichkeit des gewachsenen Lößbodens ist, daß er, soweit er bisher nach der Tiefe erforscht ist, mit kapillaren Kanälen durchsetzt ist. Die stärkeren Kanäle stehen annähernd senkrecht, von ihnen zweigen feinere Kanäle nach den Seiten ab. Von Richthofen erklärt diese Kanäle als Wurzelkanäle, eine sehr wahrscheinliche Erklärung, da diese Kanäle durch feine Ablagerungen von kohlenurem Kalk ausgekleidet sind¹⁰⁾. Ich habe gewachsenen Löß untersucht und die Richtigkeit bestätigt gefunden. Da wir nun keine Pflanzen kennen, die feine Faserwurzeln bis zu Hunderten von Metern herabsenken können¹¹⁾, so muß man annehmen, daß diese Lößgebirge durch aufeinanderfolgendes Aufhohen entstanden sind, und zwar nicht unter Wasser. Von Richthofen nimmt an, daß der Löß durch die Staubwinde aus der Wüste Gobi herübergetragen sei. Schermbek und Visser beschreiben die Wirkung eines Staubsturmes auf einen Huangho-Deich. Ein solcher Sturm hat an einem Tage (29. April 1889) eine Schicht von 10 cm Dicke von einem nicht berasteten Deich abgeblasen. Man konnte die Dicke daran erkennen, daß die Stellen, an denen Büffel die Decke festgetreten hatten, 10 cm hoch stehengeblieben waren. Ich habe selbst einen derartigen Staubsturm in der Mongolei erlebt, bei dem der feine Staub durch die Fenster des geschlossenen Eisenbahnabteils hindurchdrang und innerhalb einer Stunde alles mit feinem Staub bedeckte. Der gewachsene Löß ist porös wie ein Schwamm. Er saugt das Wasser mit

⁸⁾ Einige Forscher nehmen an, daß die Tiefe des Lößes im Gelben Meere nur gering (vielleicht 100 m) wäre, da es sich um eine Senkungsmulde handle.

⁹⁾ Dr. med. et phil. Helmut Kanter, Der Löß in China, Mitteilungen der Geographischen Gesellschaft in Hamburg, Bd. XXXIV.

¹⁰⁾ Die große Steilheit der Lößwand ergibt sich aus diesen zahlreichen senkrechten Kanälen, die ein senkrecht abbrechen begünstigen.

¹¹⁾ Nach Angabe von Landwirten sollen einige Kleearten ihre Wurzeln bis zu 30 m tief einsenken können.

großer Geschwindigkeit auf, läßt selbst große Regenmengen in überraschend kurzer Zeit versickern und bildet deshalb auch keine Seen. Deshalb ist er für die Bildung von Rückhaltebecken ohne Bearbeitung der Oberfläche ganz ungeeignet. Für den Straßenbau ist der Löß dagegen sehr unbequem, weil der durch die Räder festgefahrene Löß das Wasser nur sehr schwer durchläßt.

Auf der Porosität des gewachsenen Lösses beruht es, daß niederfallender Regen zu seinem überwältigenden Teile versickert und dem Huangho nur in geringen Bruchteilen zugeführt wird. Engels gibt an, daß die Neubildung von Löß aus der Wüste Gobi heute nicht mehr wahrscheinlich sei, da sich die klimatischen und Bodenverhältnisse verändert hätten.

also innerhalb einer Hochwasserperiode von einem Monat sicherlich mehrere 100 Mill. m³ Löß abgeführt werden. Dem entspricht es auch, wenn W. Taylor berichtet, daß der Huangho 1898 bei seinem Deichbruch 500 km² 0,6 bis 3 m hoch mit Sand bedeckt hat, dessen Menge er auf 500 Mill. m³ berechnet. Shen Y glaubt, daß es mehr gewesen sein müsse. Die Kurven von Freeman habe ich durch eine Kurve ergänzt, die den Gesamtabfluß von Löß im Sommer 1919 wiedergibt. Es zeigt sich, daß einschl. eines kleinen Zuschlages für die NW-Monate in diesem Jahre 1919 durch die Beobachtungsstelle rd. 765 Mill. m³ Löß abgeflossen wären. Für die angemessene Mittelwassermenge würde sich eine Jahresmenge von etwa 400 Mill. m³ als Durchschnitt ergeben. Köhler gibt 500 an, hält

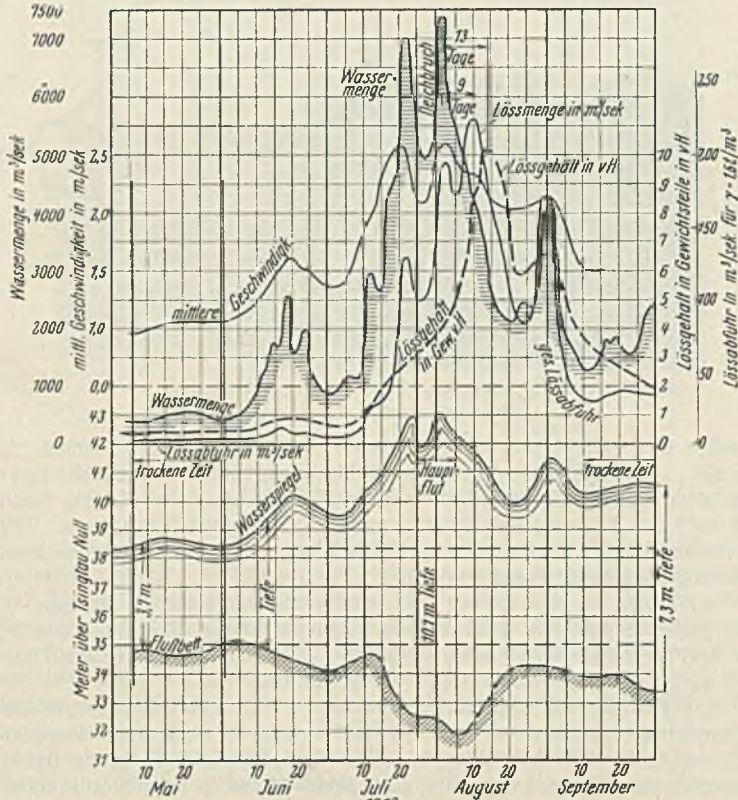


Abb. 5. Spiegel- und Sohlenbewegung des Huangho mit Wassermenge, Geschwindigkeit und Lößgehalt. Jede Linie gibt den Durchschnitt mehrerer Messungen der drei Querschnitte von Shi-Chia-Wa, Wei-Chia-Shan und Chiang-Kou wieder.

Die Ufer des Huangho sind im übrigen oft von einer sehr geringen Beständigkeit. Abb. 3 u. 4 zeigen Huangho-Ufer, die die Steilheit dieser Ufer erkennen lassen. Sche.VI. berichten, daß auf einer Fahrt von einer halben Stunde alle 10 sek ein Klumpen Löß in den Fluß gestürzt sei, obwohl es völlig windstill und die Strömung bei vorhandenem NW sehr schwach gewesen wäre. Das Ufer war steil und 1 m über dem Wasserspiegel. Sie stehen deshalb auf dem Standpunkte, daß der Abbruch dieses alluvialen Lösses mehr zur Lößauffüllung des Wassers beitrage als der jungfräuliche Berglöß. Freeman steht auf dem entgegengesetzten Standpunkte. Der Gehalt des Huangho an gelöstem Löß übertrifft alles, was wir in Europa, Amerika usw. bisher kennen. Bei NW führt der Huangho nach Angabe von Sche.VI., Freeman usw. etwa 0,4% an Gewichtsmenge (0,28% an Raumteilen). Dieser Gehalt steigt bei größtem Hochwasser bis zu i. M. 6,5% G.-T., entsprechend 4,5% R.-T. Diesen Hochwasserschlammegehalt hat Freeman aus 18 Proben von sechs weit auseinander liegenden Punkten zwischen dem 31. Juli und 2. September 1919 festgestellt. Er hat ferner den größten Lößgehalt einige Tage nach dem HHW mit 9 oder 10% G.-T. festgestellt. Freeman gibt diese Verhältnisse in einer sehr interessanten Darstellung wieder (Abb. 5). Es zeigt sich, daß der Lößgehalt hinter der Hochwasserwelle nachhinkt, ein Zeichen dafür, daß er Zeit gebraucht, um an Ort und Stelle zu kommen. Freeman schließt daraus m. E. zu Recht, daß der größte Teil des Löß nicht aus unmittelbaren Bettabbrüchen in der Nähe besteht, sondern aus den großen Lößstrecken in den Provinzen Shans, Shensi usw. stammen. Diese Feststellung ist wichtig, weil sie die Möglichkeit eröffnet, durch Sicherung der Ufer im Mittellauf den Lößgehalt entscheidend beeinflussen zu können. Abb. 5 zeigt aber weiter, daß es ganz aussichtslos ist, durch Absetzbecken den Fluß klären zu wollen, da innerhalb eines Tages 20 Mill. m³ Löß durch den Querschnitt hindurchfließen können. Das ist z. B. am 10. August 1919 der Fall gewesen. An diesem Tage flossen 225 m³/sek Löß (als abgelagert gerechnet) ab, das sind rd. 20 Mill. m³/Tag. Es können



Abb. 6. Tempel des Großen Yü bei Tsingkiangpu.

die Zahl aber für zu groß. Für meine Berechnung ist angenommen, daß sich die Wasserverhältnisse eines mittleren Jahres zum außergewöhnlichen Hochwasserjahr etwas ungünstiger verhalten als an der Donau, und daß der trockene Löß ein Raumgewicht von 1,6 t/m³ besitzt. Freeman glaubt mit Recht an große Schwankungen in der Lößabfuhr je nach der Art des Jahres.

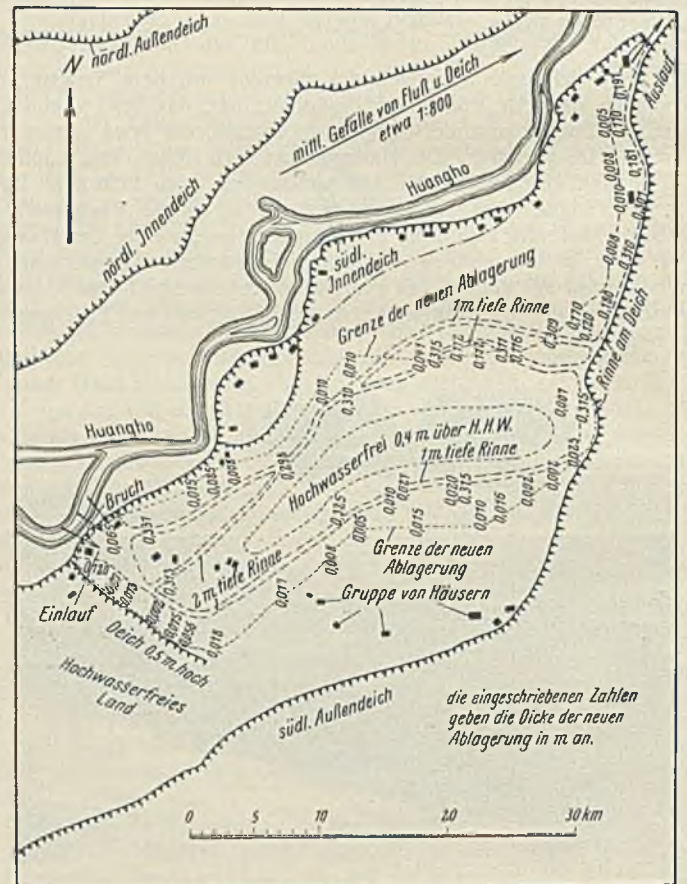


Abb. 7. Darstellung des Deichbruchs des Huangho vom 24. Juli 1919. Überschwemmung von 323 km². Flucht von 217 000 Menschen.

Ähnliche Verhältnisse hat der Pei Ho (Tientsin). Dieser ungeheure Gehalt an Schwebstoffen wird, soweit mir bekannt, nur durch einen anderen chinesischen Fluß übertroffen, der nach Angabe des Dipl.-Ing. Futu Li bis 40% G.-T. Löß mit sich führt; es ist das der Jung-Ting-Ho

¹²⁾ Die Sinkstoffabfuhr des Yangtsekiang ist nach Prozenten viel kleiner, absolut aber doch halb so groß wie die des Huangho.

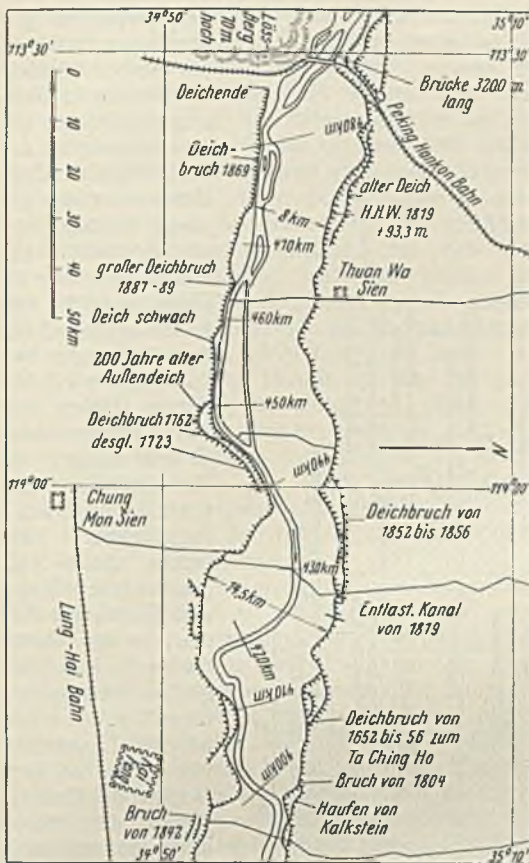


Abb. 8. Huangho bei Kai Feng nach dem Bau der Grande-Kanal-Baudirektion. Deichweiten, Deichbrüche usw.

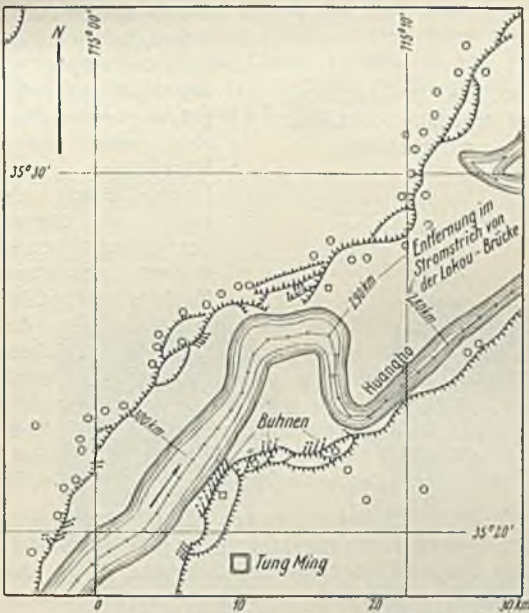


Abb. 9. Lage der Deiche und Dörfer nördlich von Tung Ming. Viele Ersatz-Deiche.

langjährige Beobachtung genaue Erfahrungen über die Art des kommenden Hochwassers gesammelt. An bestimmten Punkten oberhalb ist festgestellt worden, daß das weiße Wasser, das rote Wasser, das grüne Wasser und das gelbe Wasser zu ganz bestimmten Zeiten eintreffen müssen, wenn bestimmte Erscheinungen erwartet werden können. Die Farbe des Wassers ergibt sich aus den einzelnen Niederschlagsgebieten der zahlreichen Nebenflüsse. Von der Höhe der Hochwasserwelle und der Zeit ihres Eintreffens hängt das Wohl und Wehe der nordchinesischen Ebene ab.

Seit über 4200 Jahren ist der Huangho einer der Schwerpunkte der chinesischen Kulturgeschichte. Bereits vor mehr als 4200 Jahren soll nach den alten Chroniken der Große Yü, der Gründer der ersten histori-

¹³⁾ Der Pei Ho soll nach Sche.Vi. über 10% G.-T. bei HHW führen können, Jung-Ting-Ho Nebenfluß des Pei Ho, daher die Taku-Barre.

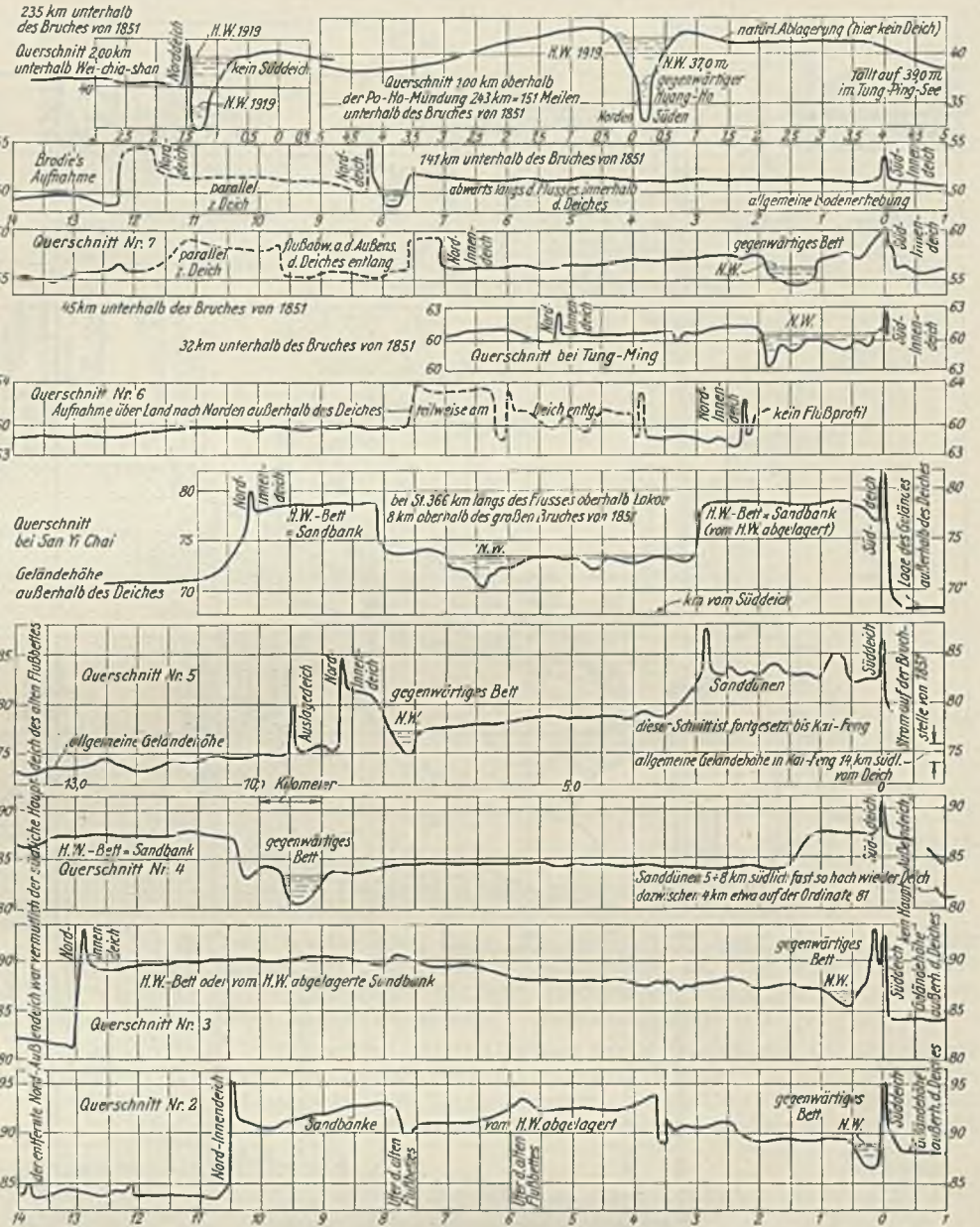


Abb. 10a. Querschnitt des Huangho-Bettes.

in Nordchina.¹³⁾ Die Hochwasserwelle des Huangho ist fast ganz abhängig von den Monsunregen, die in den Monaten Mai bis September niedergehen. Die Schneeschmelze spielt eine untergeordnete Rolle. Die Chinesen haben nach Angabe des Baudirektors H. Li durch eine

schen Dynastie, eine Regelung des Huangho durchgeführt haben.¹⁴⁾ Es wird von ihm berichtet, daß er als Nachfolger seines Vaters, dem die Regelung des Flusses nicht gelang, mit dieser Arbeit von dem damaligen Fürsten beauftragt worden sei und daß er in der Arbeit eines halben Menschenalters den Huangho und andere nordchinesische Flüsse geregelt habe. Es wird dabei seine hohe Ethik hervorgehoben, die es ihm verboten habe, während einer achtjährigen Arbeitszeit sein eigenes Heim zu betreten, obgleich er dreimal an seiner Tür vorbeigekommen sei. Seine Tempel und Denkmäler sind im ganzen Lande zu finden, überall dort, wo die Wasserwirtschaft eine große Rolle spielt. Abb. 6 zeigt den Tempel des Großen Yü in Tsingklangpu.

Seit den ältesten Zeiten wird der Huangho der „Kummer Chinas“ genannt. Etwas westlich der Stadt Kaifong, Hauptstadt der Provinz Honan, liegt der Austritt des Huangho aus dem Gebirge in etwa 800 km Entfernung von der Küste des Golfes Chili. Von diesem Punkt an besitzt der Huangho keinen Nebenfluß mehr, denn er hat durch dauernde Überschwemmung der angrenzenden Länder seinen Bett unausgesetzt so aufgehöhlt, daß er auf einem nach den Seiten außerordentlich flach abgebochten Erdrücken dahinfließt. Dieser Rücken liegt wie ein Band auf dem ungeheuren Schutt-(Löß-) Kegel der nordchinesischen Ebene. Als Unterlauf wird die Strecke von 640 km Länge angesehen, von dort ab, wo auch die südlichen Gebirgsausläufer aufhören. Der Huangho ist in den ältesten Zeiten nicht eingedeicht gewesen, die Deichbauten haben aber anscheinend schon 100 v. Chr. ihren Anfang genommen.¹⁵⁾ Infolge des Fehlens an hydraulischen Kenntnissen sind die Deiche in einem viel zu großen Abstand angelegt worden, zum Teil auf über 300 km Länge in 6,5 bis 15 km

¹⁴⁾ Nach dem Buche der Urkunden, berichtet von Sze Ma-Tsien, 1. Jahrhundert v. Chr.

¹⁵⁾ In Deutschland erst 1000 n. Chr.

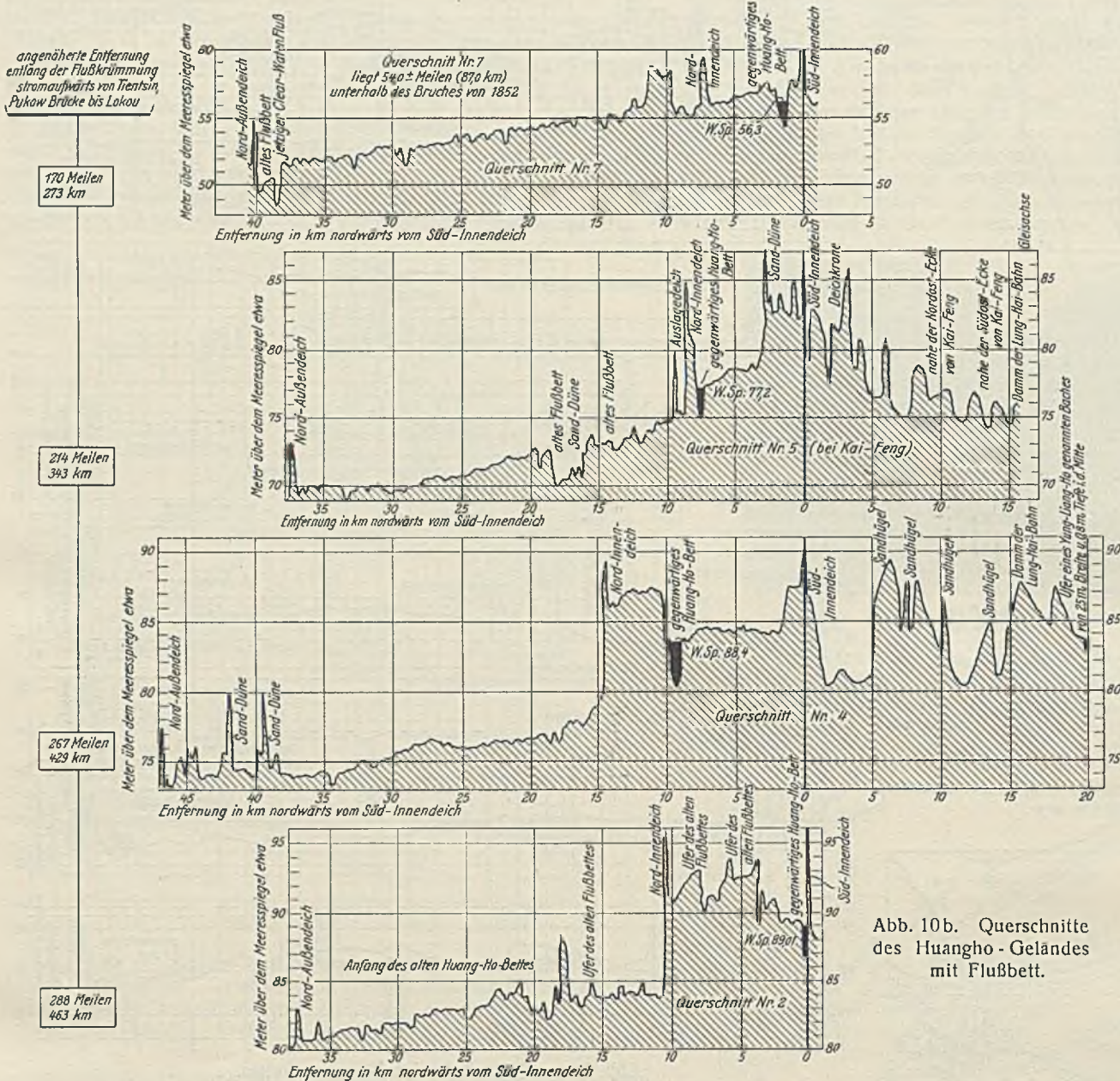


Abb. 10b. Querschnitte des Huangho-Geländes mit Flußbett.

Abstand. Unterhalb der Kreuzung des Yün Ho mit dem Huangho haben die Deiche nur einen Abstand von 1600 m auf 32 km Länge. Hier scheint sich schon das Gefühl für die Gefahr der zu weiten Deichbreite bemerkbar zu machen. Stellenweise ist der Huangho nach 1853 in Shantung doppelt eingedeicht worden, sonst sind Doppeldeiche nicht vorhanden. Die Außendeiche sind heute meist nicht mehr unterhalten. Abb. 7, 8 u. 9 zeigen derartige Deichstrecken. Die Krone der Deiche liegt durchweg auf etwa 1 bis 3 m über HHW und muß dauernd aufgehöhht werden. Infolge der ungeheuren Deichweite mäandert das MW- und NW-Huangho-Bett zwischen den Deichen nach Belieben. Er verlegt seinen Lauf sehr oft und sehr schnell, da er in dem angeschwemmten Lößboden nur einen geringen Widerstand findet. Nach Sche.VI. soll der Untergrund in größerer Tiefe aus gewachsenem Löß bestehen. Es ist aber zweifellos, daß das Bett überall dort, wo es stark aufgehöhht ist, aus angeschwemmtem Löß besteht. Das Bett hat sich im Laufe der Jahrtausende so weit aufgehöhht, daß es heute oberhalb des Bruches von 1851 bis 1853 in niedrigen Lagen 1,5 m über dem angrenzenden Gelände liegt. Dementsprechend liegen die NW-Spiegel 1,5 bis 3 m, die HHW-Stände 6 bis 7,6 m über Gelände¹⁶⁾, je nach den Wasserständen, vgl. Abb. 10a u. 10b.

Die Kronenbreite der Deiche liegt zwischen 8 und 30 m. Die Deiche sind aus dem an Ort und Stelle gefundenen, oft sehr sandigen Material erbaut, das vielfach für den Deichbau unweckmäßig ist. Sie sind dann mit einer Deckschicht aus Lehm von etwa 20 cm Stärke belegt worden. Es ist dieselbe Erscheinung, wie wir sie im übrigen bei unseren älteren Flußbauten auch vielfach beobachten können. Die Deiche sind in älterer

¹⁶⁾ Von Freeman auf der Strecke zwischen der Peking-Hankau-Brücke und dem Deichbruch von 1851 bis 1853 festgestellt, das ist eine Länge von rd. 125 km. Weiter oberhalb werden die Verhältnisse ähnlich sein.

Zeit zweifellos gut berast gewesen, da das eine Forderung der älteren chinesischen Ingenieure ist, sind aber unter der Mandschu-Herrschaft nicht mehr so gepflegt worden, wie es erforderlich gewesen wäre. Sche.VI. berichten z. B., daß sie beobachteten, daß der Graswuchs des Dammes bis auf den letzten Halm von den Chinesen ausgerupft wurde, um Viehfutter zu bekommen. Auch seien stellenweise die Deiche durch eingeschnittene Wege sehr geschwächt worden, in der Breite bis auf 8 m mit großen Einschnitten bis zu 2 m. Ich selbst habe das Ausreißen von Gras an den Deichen des Grande-Kanals nicht beobachtet, habe aber ihre Schwächung vielfach gesehen. Es sind dort und auch auf den alten Huangho-Deichen ganze Dörfer auf dem Deich angesiedelt und stellenweise Häuser in den Deich so hineingebaut worden, daß eine sehr starke Schwächung des Deiches eintrat. Es macht sich überall der Mangel einer starken staatlichen Macht bemerkbar. Ich

habe auch an vielen Deichen am Changfu Ho, Grande-Kanal usw. die Entstehung von tiefen Spalten durch Regen beobachten können. Diese Spalten werden dann von der Bevölkerung oft zu Scharten erweitert. Frezman berichtet, daß er kaum eine Meile gefunden hätte, auf der nicht die Deiche gebrochen gewesen wären, wenn man die Scharten und Bühnen als Beweis dafür nehmen wollte. Es kann sich m. E. hierbei aber nur um eine besonders gefährdete Strecke gehandelt haben (vgl. dazu Abb. 8 u. 9).

Die Zahl der Huangho-Ausbrüche ist ungeheuer. In seiner wertvollen Doktorarbeit bringt Shen Y eine Zusammenstellung über die Ausbrüche. Danach sind sechs große Laufverlegungen zu unterscheiden, denen eine Unzahl von kleineren Ausbrüchen entsprechen. Abb. 11 zeigt die Hauptlaufveränderungen, die sich im allgemeinen so abgespielt haben, daß der Huangho sein altes Bett verlassen hat und sich ein neues Bett meist unter Benutzung eines anderen kleineren Flusses schuf. Die erste Laufveränderung ist zur Zeit des Großen Yü wohl mehr als eine Regelung anzusehen, etwa 2300 v. Chr. Die erste historische Laufverlegung liegt etwa 600 v. Chr., die zweite 11 n. Chr., die dritte 1048 usw. Die letzte große Laufverlegung fand statt 1851 bis 1853. Der Huangho war seit 1494 nach Südosten abgeflossen, wobei er den Unterlauf des Hwai in Besitz genommen hatte. 1851 bis 1853 brach er bei Lan-Feng wieder nach Nordosten durch und fließt von jetzt an statt südlich im Norden von Shantung in das Meer. Der Schaden für die Provinz Kiangsu ist dadurch ungeheuer, daß die auf die Bewässerung aus dem Huangho angewiesenen reichen Gebiete mit jährlich zwei Ernten jetzt stärksten Wassermangel haben. Dieser Schaden soll nun durch den Ausbau des Hwai mit Schaffung von gewaltigen Bewässerungsanlagen (500 m³/sek) behoben werden.

Der Verlust an Eigentum, Land und Menschen ist bei allen größeren Deichbrüchen entsetzlich gewesen. Shen Y führt 418 größere Deichbrüche

an, zum Teil sind Flächen von 50 000 km² schwer verwüstet worden; 1887 z. B. war einer der schwersten Deichbrüche, bei dem 20 000 km² schwer und 30 000 km² leichter geschädigt worden sind. Nach Gordon Cumming soll dabei der Fluß in einer Breite von 50 km abgeflossen sein und 3000 größere Dörfer und Städte überschwemmt haben. Bei diesem furchtbaren Unglück sollen über 1 Million Menschen umgekommen sein. Aus älterer Zeit wird von Shen Y über einen Ausbruch berichtet, bei dem über 30 Städte, 40 000 Häuser, vernichtet wurden usw. Der mittlere jährliche Schaden ist nach Freeman 4,2 Mill. RM, die Kosten für die Deichverteidigung und -Unterhaltung rd. 10 Mill. RM im Jahre. Von dieser Summe von rund 15 Mill. RM kann der größte Teil gespart werden, sie enthält im übrigen den Schaden der großen Katastrophen nicht. Alles in allem mag eine Summe von jährlich 20 Mill. RM wahrscheinlich sein. Sie würde bei 4% einem Kapital von einer halben Milliarde RM entsprechen, ohne Rücksicht auf das furchtbare Elend, das die Bevölkerung zu erdulden hat.

Die chinesischen Wasserbauer aller Zeiten haben sich seit der Eindeichung des Huangho immer wieder darum gestritten, wie groß die Deichweiten sein müssen. Es sind darunter Fachleute mit einem sicheren Instinkt gewesen, die behauptet haben, daß die Deichweiten bedeutend eingeschränkt werden müßten. Sie haben sich aber wegen der ungenügenden Kenntnis der Hydraulik nicht durchsetzen können. Vielfach hat man die Deichweiten dann wieder vergrößert, da doch die vorhandenen Deichweiten nicht genügten, um das Unheil abzuwenden. Der Kaiser Sung Schen Tsung¹⁷⁾ hat z. B. 1071 n. Chr. den Satz aufgestellt, daß bei Verlängerung des Laufes die Deichweite verringert, bei Verkürzung die Deichweite vergrößert werden müsse. Man hat dabei an den statischen Begriff der Wassermenge, die sich auf der ganzen Flußstrecke im Flußschlauch befindet, gedacht, so, als ob der Flußschlauch ein See wäre, der diese Wassermenge aufnehmen müsse. Immer hat man sich schließlich aber darauf beschränkt, die Deiche zu erhalten und neue zu bauen, da man eine Regelung nach den heutigen Flußbaugrundsätzen nicht kannte und auch wohl nicht kennen konnte.

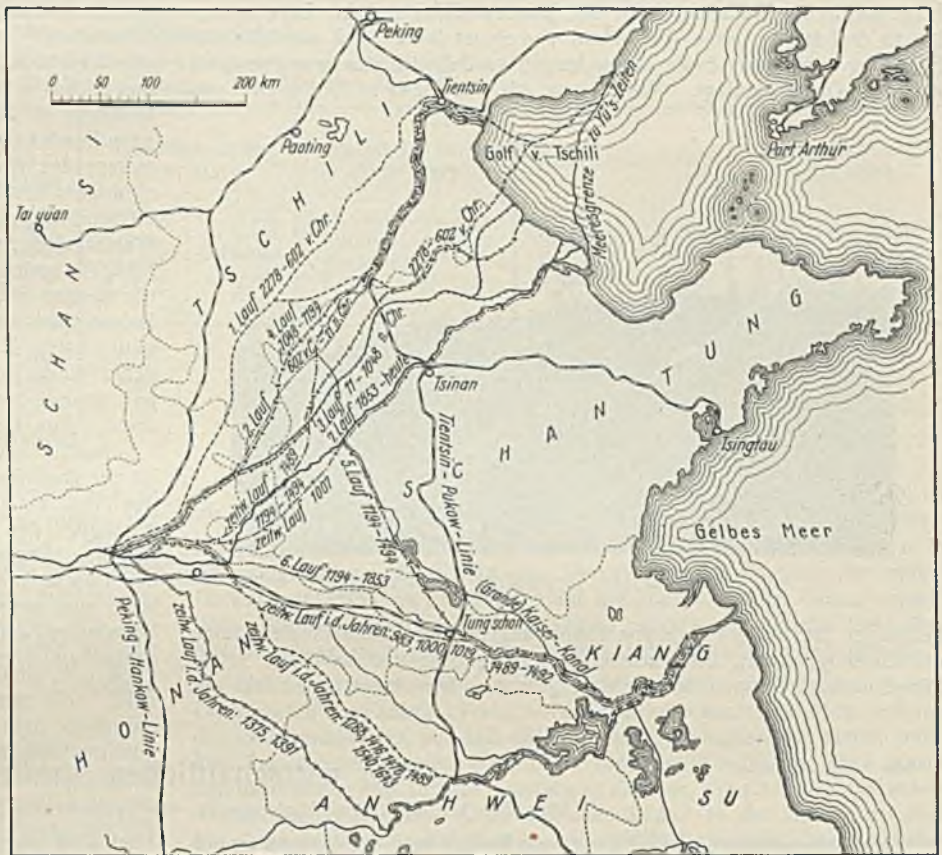


Abb. 11. Die großen Laufverlegungen des Huangho.

zum Schutze seines Ufers. Der andere mußte dann sehen, wie er fertig wurde, wenn der Fluß z. B. durch Bauten auf einer Seite der anderen zu gedrückt wurde. Die Deichhauptleute sollen im allgemeinen auch heute noch Männer von großem Verantwortungsgefühl sein.

Es darf mit gutem Gewissen gesagt werden, daß die chinesischen Wasserbau-Ingenieure in der Erbauung aller solcher Flußbauten vollkommene Meister sind. Die Chinesen haben den Packwerkbau in mindestens gleicher Weise entwickelt wie die Europäer, sie scheinen mir in der Fähigkeit,

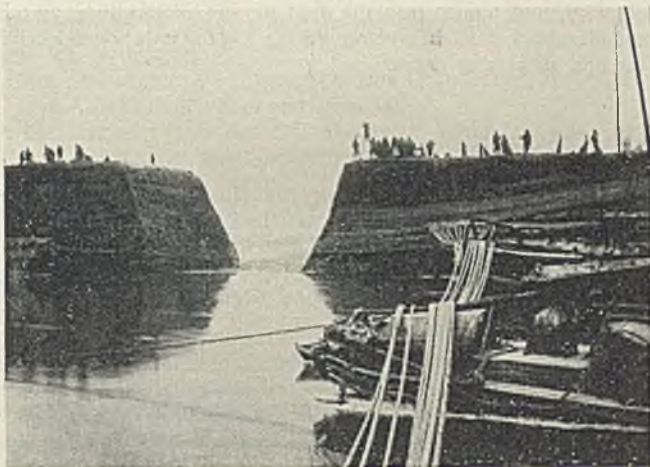


Abb. 12. Huangho-Deichbruch. Vorwärtstreiben der Packwerkdeiche.

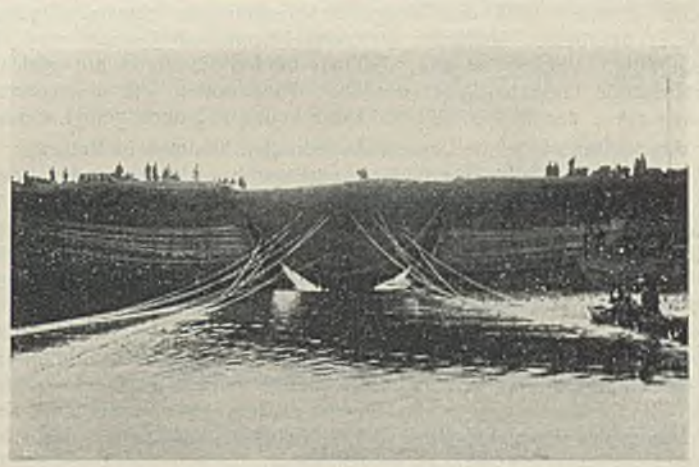


Abb. 13. Huangho-Deichbruch vor dem Schließen.

Bemerkenswert ist es dabei, daß man stets bei Neuerbauung der Deiche nicht gleichzeitig die Schutzbauten zum Schutze des Deichfußes anlegte, sondern immer erst Abweisbühnen und Deckwerke baute, wenn die Deiche gefährdet waren, also mehr oder minder schar lagen. Wegen der großen Breite des Stromes bei HW und der großen Gefahren, die seine Überquerung bei schlechtem Wetter mit sich brachte, hatte nach Sche.Vi. jeder Deichhauptmann immer nur ein Stück eines Ufers des Flusses zu betreuen. Das Gegenufer unterstand einem anderen Hauptmann. Jeder hatte sogenannte Wasserbausoldaten unter sich und arbeitete

¹⁷⁾ Viele der chinesischen Kaiser waren zugleich die ersten Gelehrten und Künstler des Landes. Oft sind die Ingenieurregeln von ihnen nach den Begriffen ihrer Zeit entscheidend beeinflusst worden. In China war auch im Mittelalter der am größten, der den feinsten Kopf hatte, nicht aber der Besitzer der stärksten Armmuskeln.

schwere Deichbrüche zu schließen, den Europäern überlegen zu sein. Ich gebe nach Photographien, Abb. 12 bis 14¹⁸⁾, und der Beschreibung von Sche.Vi. die Schließung eines Deichbruches am Huangho wieder. Es wurde bei einer größeren Deichlücke zuerst von beiden Seiten der Deich nach der tiefsten Deichbruchstelle vorgetrieben. Der neue Deich besteht aus Packwerk mit senkrechten Wänden. Vor dem Deich werden dazu stets eine oder mehrere große Dschunken verankert, von denen aus Hanf- und Bambusseile auf den vorhandenen Dammkopf gelegt werden. Dann werden Seile quer darüber gespannt und nun auf das so entstandene Netz Kauliang-Packwerk (Zuckerhirse) aufgebracht. Die Kauliang-Halme werden fingerdick, an der Wurzel bis 10 cm stark und über 2 bis 5 m lang, sind nicht

¹⁸⁾ Ich verdanke die Bilder der Freundlichkeit von Herrn Regierungs- und Baurat Pohl, Osterode i. Ostpr., der seiner Zeit zu Planungsarbeiten für den Huangho von der chinesischen Regierung herangezogen war.

hohl, sondern mit Mark gefüllt. Mit Wurzel haben sie eine Lebensdauer bis zu drei Jahren, ohne Wurzel nur von einem Jahre. Mit zunehmender Belastung werden die Seile nachgelassen, so daß sich das neue Packwerk auf den Grund auflegt. Wenn man bis zur tiefsten Bruchstelle vor-



Abb. 14. Huangho-Deichbruch geschlossen.

gedrungen ist, werden Seile von beiden angrenzenden Dammköpfen durch die Lücke gespannt, das Packwerk darauf gebaut und dann der letzte Pfropfen durch Kappen der Seile eingesenkt. Die Arbeit soll dabei mit

großer Schnelligkeit vor sich gehen und fast stets zum vollen Erfolg geführt haben. Das Kappen der Seile wird anscheinend deshalb vorgenommen, damit nicht bei einem langsamen Nachlassen eine weitere tiefe Ausspülung des Kolkes eintritt, sondern der schwere Pfropfen gleichsam unter Formänderung in die Lücke hineinhaut, um sie plötzlich zu schließen. Der neue Deich ist zu Anfang etwas porös, wird aber sehr schnell beim Durchsickern des Wassers durch Ausscheiden des Lößgehaltes zugesetzt. Bei niedrigem Wasserstande wird dann dieses Packwerk beiderseits durch Erdumschüttung gesichert. Früher wurde dann stets ein Altar zu Ehren des Wassergottes auf den Deich gesetzt, wie es in Abb. 14 zu erkennen ist. Sche.Vi. berichten, daß bei dem Bruch von 1887 in der Bruchstelle an der tiefsten Stelle eine Wassertiefe von 30 m entstanden sei. Der neue Damm wäre 2200 m lang gewesen, an der stärksten Stelle 120 m, an der schwächsten 40 m breit, mit Deichhöhen von 5,20 bis 10,30 m. In ähnlicher Weise werden Buhnen gebaut, die auch aus Packwerk bestehen und überall dort angelegt werden, wo eine Unterwaschung des Deiches droht. Von Leitdämmen gilt das gleiche.

Auch der von mir untersuchte große Abschlußdamm am Hungtse-See ist auf ähnliche Weise erbaut worden. Er wird je nach der Wassermenge des Hwai verlängert oder verkürzt, zeigt aber selbst am Ende trotz der durchgehenden starken Strömung eine große Beständigkeit. Bei dem Begehen schwankte der Boden stark unter den Füßen, stellenweise war der Damm, der schon drei Jahre alt war, etwas zusammengesackt. Er hatte aber immer noch völlige Festigkeit gegen den Wasserdruck. Der Wasserstandsunterschied war dabei auf beiden Seiten nicht wesentlich größer als 0,5 m. Der Hungtse-Damm wurde durchweg als Grasdamm bezeichnet. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Vom wirtschaftlichen Straßenbau.

Von Dr.-Ing. Risch, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover.

Die Notwendigkeit, unsere Land- und Stadtstraßen den Anforderungen des Kraftwagenverkehrs entsprechend mit widerstandsfähigen Decken zu versehen, erfordert Milliardenbeträge für den Ausbau unseres Straßennetzes. Billige Bauweisen sind daher, wenn sie wirtschaftlich gerechtfertigt sind, dringend geboten.

Für die Wirtschaftlichkeitsberechnungen werden in der Praxis zwei verschiedene Wege beschritten¹⁾. Entweder wird das Kapital als der Gegenwartwert berechnet, aus dem die Straßenanlage erstmalig hergestellt wird und aus dessen Zinserträgen die laufenden Kosten und die Beträge für die periodische Wiedererneuerung gedeckt werden können; dieser Kapitalwert wird auch als der Wirtschaftswert bezeichnet²⁾. Oder es werden die Jahresaufwendungen als Summe der einzelnen Kostenanteile ermittelt und den Vergleichsberechnungen zugrunde gelegt. Welches der beiden Verfahren als Vergleichsmaßstab benutzt wird, ist gleichgültig. Wichtig ist nur, daß bei beiden Verfahren die gleichen Kostenanteile berücksichtigt werden. Hier sollen die Jahresaufwendungen der Wirtschaftlichkeitsberechnung zugrunde gelegt werden.

Als Kostenanteile der Jahresaufwendungen kommen in Betracht:

1. Verzinsung des für den Straßenbau benötigten Anlagekapitals. Mit einer Verzinsung ist sicher zu rechnen, wenn das Kapital aus Anleihen beschafft werden muß. Wird aber der Bau aus Steuern bestritten, kann man vielfach der Ansicht begegnen, daß dann eine Verzinsung bei der Wirtschaftlichkeitsberechnung nicht berücksichtigt zu werden braucht, weil nur geborgtes Geld, nicht aber Steuern verzinst werden müßten. Hierzu ist folgendes zu sagen: Bei der Bestreitung der Anlagekosten aus Anleihen könnten die Steuern ermäßigt und die ersparten Beträge zur Kapitalbildung benutzt werden. Diese liefern Zinserträge, die wegfallen, wenn die Neubaukosten aus laufenden Mitteln gedeckt werden. Eine Verzinsung des Anlagekapitals bei Vergleichsberechnungen ist deshalb in jedem Falle volkswirtschaftlich gerechtfertigt.

Die Höhe des Zinsfußes richtet sich nach den Geldmarktverhältnissen und nach den Grundsätzen, die für die Tilgung und Abschreibung vorgesehen sind. Sie werden weiter unten angegeben. Bezeichnet

N das Neubaukapital für 1 m² Straße einschließlich Grundbau,
 p % den Zinsfuß,

dann sind die jährlichen Anteilskosten für Verzinsung

$$(1) \quad S_1 = \frac{Np}{100}$$

2. Tilgung des Anlagekapitals. Ist dieses durch Anleihe beschafft, dann muß es nach einer bestimmten Frist zurückgezahlt werden. Diese

¹⁾ Eine sehr übersichtliche Zusammenstellung der Rechnungsverfahren bringt Vespermann in seinem Buch: „Wahl der Straßenbefestigungen nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten“. Allgemeiner Industrie-Verlag G. m. b. H., Berlin 1929.

²⁾ Nagel-Nessenius: „Die Versuchsstraße des Deutschen Straßenbauverbandes“, Verk.-T. 1930, Heft 52. — Raven: „Die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Straßenbefestigungen“, Jahrbuch für Straßenbau 1929, S. 105.

Frist wird nach finanzpolitischen Gesichtspunkten bestimmt. Sie hat mit der Nutzungsdauer der Straße an sich nichts zu tun, es wird aber in manchen Fällen zweckmäßig sein, sie nicht über die Lebensdauer hinaus auszudehnen. Nun haben aber die einzelnen Anlagebestandteile einer Straße je eine verschieden lange Nutzungsdauer. Für den Grund und Boden ist sie unbegrenzt, für den Grundbau größer als für die Decke. Deshalb könnte mit verschiedenen hohen Abschreibungsquoten gerechnet werden. Weiter aber sollen Anleihen grundsätzlich nur für werbende Anlagen aufgenommen werden, also im Straßenbau für solche Anlagen oder Anlagebestandteile, für die Verzinsung und Tilgung durch Einsparungen an Straßenbetriebskosten nachgewiesen sind. Rechnet man demnach, daß vom Neubaukapital N nur ein Betrag A auf Anleihe genommen wird, und nimmt man die Frist für die Rückzahlung zu t Jahren an, dann beläuft sich der Jahresbetrag für die Tilgung unter Berücksichtigung von Zins und Zinseszins auf:

$$(2a) \quad S_2 = \frac{A(q-1)}{q^t-1},$$

worin $q = 1 + \frac{p}{100}$ ist.

Diese Tilgungsquote setzt voraus, daß jährlich S_2 RM auf Zins- und Zinseszins zurückgelegt werden, die dann nach t Jahren bis zum Anleihevalue A angewachsen sind. Dann erst wird das Kapital A zurückgezahlt. Bis dahin muß die volle Verzinsung des Anleihebetrages nebenher laufen. Mitunter wird aber die jährliche Tilgungsquote auf

$$(2b) \quad S_2 = \frac{A}{t}$$

bemessen und angenommen, daß dieser Betrag auch Jahr für Jahr zurückbezahlt wird, daß sich also der Anleihebetrag am Ende eines jeden Jahres um den Wert $\frac{A}{t}$ RM ermäßigt. Dann brauchen aber auch von Jahr zu Jahr kleiner werdende Beträge verzinst zu werden. Der Zinsbetrag S_1 sinkt also bis zum Werte Null und beläuft sich im Durchschnitt, wenn man die Rechnung in diesem Sinne durchführt, auf

$$(2c) \quad S_1 = \frac{Ap(1+t)}{2t},$$

wofür auch häufig abgerundet $S_1 = \frac{Ap}{2}$

gerechnet wird. Nach welchem der beiden Verfahren die Tilgungsquote bemessen wird, ist an sich gleichgültig; wichtig ist nur zu merken, daß sie die Verzinsungsbeträge wesentlich beeinflussen und daß die Gleichungen 1 und 2a, sowie 2b und 2c einander zugeordnet sind, daß also weder 1 mit 2b noch 2a mit 2c kombiniert werden darf. Nachstehend wird mit den Werten der Gleichungen 1 und 2a gerechnet werden.

3. Abschreibungen oder Rücklagen. Hierunter sind die Beträge zu verstehen, die jährlich zurückgelegt werden müssen, um aus diesen Rücklagen nach gewissen Zeitabschnitten notwendig werdende Erneuerungen von Straßenbestandteilen ausführen zu können. Die Höhe dieser

Übersicht I. Eisenbahnfrachtkosten für die Beförderung der Baustoffe zur Herstellung von 1 m² Straßendecke bei vorprofilierem Unterbau.

Für Verpackung der flüssigen Bindemittel und Rückfracht des Leergutes ist ein Zuschlag von 40% gemacht. Es ist mit den Tarifsätzen für Wagenladungen von 15 t gerechnet.¹⁾

Länge des Eisenbahnweges in km	Kleinpflaster in 3cm Sandbettung	Beton 20 cm stark		Astradecke 8 cm Tragschicht, 2,5 cm Verschleißschicht		Bitulithkdecke 5 cm stark		Kolastränkdecke 8 cm stark		Kolasteppchbelag		Betonaldecke 8 cm stark	
	304 kg Steingerüst A. T. 5 RM/m ²	415 kg Stein-gerüst A. T. 5 RM/m ²	65 kg Zement N. T. F.	175 kg Stein-gerüst A. T. 5 RM/m ²	4 kg Bitumen N. T. F.	110 kg Stein-gerüst A. T. 5 RM/m ²	7 ³ / ₄ kg Bitumen N. T. F.	180 kg Stein-gerüst A. T. 5 RM/m ²	12,5 kg Kolas N. T. F.	29 kg Stein-gerüst A. T. 5 RM/m ²	6 kg Kolas N. T. F.	240 kg Stein-gerüst A. T. 5 RM/m ²	7,5 kg Beton N. T. D. RM/m ²
100	0,97	1,33	0,34	0,56	0,03	0,35	0,06	0,58	0,09	0,09	0,04	0,77	0,09
250	1,73	2,37	0,70	1,00	0,06	0,63	0,12	1,03	0,19	0,17	0,09	1,37	0,18
500	2,80	3,82	1,16	1,61	0,10	1,01	0,19	1,66	0,31	0,27	0,15	2,21	0,30

¹⁾ Es bedeutet: A. T. Ausnahmetarif. N. T. Normaltarif.

Rücklagen wird nach der Nutzungsdauer der einzelnen Bestandteile zu bemessen sein. Diese Nutzungsdauer kann mit der Lebensdauer der Anlagebestandteile zusammenfallen, sie braucht es aber nicht. Erneuerungen können auch aus anderen Gründen (Hygiene, technische Fortschritte) notwendig sein. Im Straßenbau wird aber die Erneuerung infolge Verschleißes die Regel sein. Diese Abschreibungen haben mit den vorerwähnten Tilgungen nichts zu tun. Letztere beziehen sich auf die Rückzahlung einer Kapitalschuld, während die Abschreibung der Wertverminderung der Anlage Rechnung trägt. Beide Begriffe sind daher streng auseinanderzuhalten, was nicht immer geschieht. Man kann aber im Zweifel darüber sein, ob neben der Tilgung auch eine Abschreibung notwendig ist. Manche Unternehmungen bemessen ihre Schuldentilgung nach der Nutzungsdauer der Anlagen, sie haben ihre Schulden zurückgezahlt, wenn die Anlage erneuert werden muß. Dann nehmen sie von neuem Kapital auf, aus dem die Erneuerungskosten bestritten werden, und das Spiel der Rückzahlung in Form der Tilgung beginnt von neuem. Wer aber neben der Tilgung noch Rücklagen in Form der Abschreibung ansammelt, um daraus die Erneuerungen abgängiger Anlagebestandteile zu bestreiten, macht sich vom Geldgeber unabhängig. Die Schuldentilgung kann dann auch nach finanzpolitischen Gesichtspunkten geregelt und u. U. auf eine größere Zeitdauer verteilt werden. Dieses Verfahren der Abschreibung neben der Schuldentilgung empfiehlt sich besonders für solche Einrichtungen, die dauernd bestehen müssen, also nicht von den Zufälligkeiten des Geldmarktes abhängig sein dürfen. Denn sonst könnte es vorkommen, daß für eine notwendige Erneuerung das erforderliche Kapital fehlt. Zu solchen Einrichtungen sind die Straßen als Träger wichtiger Verkehrsaufgaben zu rechnen, ebenso die Eisenbahnen.

Bezeichnet man mit

E_g die Kosten für die Erneuerung des Grundbaues, wobei der Wert des Altmaterials mit angerechnet ist,

m die Nutzungsdauer des Grundbaues in Jahren,

E_d die Kosten für die Deckenerneuerung, ebenfalls unter Berücksichtigung des Altwertes,

n die Nutzungsdauer der Decke in Jahren,

dann beläuft sich die Höhe der Rücklagen oder der Abschreibungen auf

$$(3) \quad S_3 = E_g \cdot \frac{(q-1)}{q^m-1} + \frac{E_d(q-1)}{q^n-1}$$

4. Eine Unterhaltung der Straßen, auch der besten, ist stets erforderlich, um auftretende Schäden auszubessern und einem vorzeitigen Verfall der Straßen vorzubeugen. Die Höhe dieser Kosten ist verschieden, sie richtet sich nach der Bauart der Straße, der Schwere und Stärke des Verkehrs. Werden hierfür u RM/m² und Jahr ausgegeben, so beläuft sich dieser Kostenanteil auf

$$(4) \quad S_4 = u \text{ RM.}$$

5. Die Jahresaufwendungen ergeben sich nunmehr zu:

$$(5) \quad S = \frac{Np}{100} + \frac{A(q-1)}{q^t-1} + \frac{E_g(q-1)}{q^m-1} + \frac{E_d(q-1)}{q^n-1} + u.$$

Dieser allgemeine Ausdruck läßt sich nun für eine große Anzahl von Vergleichsrechnungen noch vereinfachen. In vielen Fällen handelt es sich nicht um Straßenneubauten, sondern um Deckenerneuerungen auf vorhandenem Grundbau. In solchen Fällen scheidet das dritte Glied der rechten Seite aus. Kommen Anleihen für den Straßenausbau nicht in Frage oder nur in gleicher Höhe für alle zu vergleichenden Deckenarten, dann kann auch das zweite Glied entfallen. Das Neubaukapital N wird identisch mit den Erneuerungskosten E_d für die Decke. Gl. 5 vereinfacht sich zu dem Ausdruck:

$$(6) \quad S = \frac{E_d p}{100} + \frac{E_d(q-1)}{q^n-1} + u = \frac{E_d p q^n}{100(q^n-1)} + u.$$

Um hiernach wirtschaftliche Vergleichsrechnungen durchzuführen, ist die Kenntnis der Erneuerungskosten E_d , der Lebensdauer n und der Unterhaltungskosten u der Decke erforderlich. Über die Werte n und u in Abhängigkeit von der Stärke des Verkehrs liegen Angaben für einige Decken auf Grund der Erfahrungen auf der Braunschweiger Versuchsstraße vor. Für die schweren Decken fehlen zuverlässige Werte über ihre Nutzungsdauer noch ganz. Hier ist man auf Schätzungen angewiesen.

Bei den Erneuerungskosten darf nicht übersehen werden, daß gleiche Deckenarten doch sehr im Preise verschieden sein können, je nach der Lage des Gewinnungsortes, aus dem das Steingerüst herangeschafft werden muß. Die Frachtkosten spielen eine nicht unwesentliche Rolle. Man macht sich nicht immer eine richtige Vorstellung darüber, wie stark unser Wegebau durch Eisenbahnfrachten belastet werden kann. In der Übersicht I sind für einige schwere, mittelschwere und leichte Bauweisen die Eisenbahnfrachten bei einem Eisenbahnweg von 100, 250 und 500 km ermittelt, und zwar nur für das Mineralgerüst und die Bindemittel für 1 m² Decke. Die Übersicht läßt klar erkennen, wie hoch der Anteil des Gesteinsmaterials an den Frachten ist, namentlich für die schweren Decken. Demgegenüber treten die Frachten für die bituminösen und anderen Bindemittel stark zurück. Auch die Anfuhr der Baustoffe mittels Landfuhrwerkes vom Bahnhof oder dem Steinbruch zur Baustelle belastet den Wegebau in nicht geringem Maße. Rechnet man die Kosten eines 10-t-Lastwagens mit 1,50 RM/km, dann entfallen für die Anfuhr auf 1 m² Decke Beträge von 1,0 bis 15,0 Pfg/km. Bei 20 km Anfuhrweg könnte 1 m² Decke schon mit 3,00 RM belastet werden. Allerdings lassen sich diese Kosten in der Regel nicht vermeiden, wohl aber bei geschickter Anordnung einschränken. Wo die Möglichkeit dazu besteht, muß sie genutzt werden. Auch die Frachtkosten für die Heranschaffung des zum Straßenbau erforderlichen Geräteparkes darf man nicht unterschätzen, deshalb sollten die Lose, die man an Unternehmer vergibt, nicht zu klein sein.

Man wird also bei den wirtschaftlichen Vergleichsberechnungen die Frage der Ausnutzung vorhandener Gesteinsvorkommen nicht außer acht lassen dürfen. Die Frachtersparnisse können beträchtlich sein und das Ergebnis entscheidend beeinflussen. Es kommt weiter hinzu, daß die neueste Entwicklung des Wegebauens zu verhältnismäßig billigen und doch leistungsfähigen Sparbauweisen geführt hat. Sie beruhen darauf, daß bei der Verwendung der Bindemittel Asphalt, Teer oder eine Mischung beider, ferner Zement, Traß und das Wasserglas „Betonal“ nicht alle Zuschlagstoffe von einer und derselben mineralogischen Beschaffenheit zu sein brauchen. Man kann daher Basalt, Kalkstein, Gabbro, Grauwacke, Granit, Quarz, Diabas, Syenit, Porphyrt oder auch Sandstein als Steingerüst in der Straßendecke verwenden, es ist nur notwendig, daß die Bindemittel selbst und die feineren Zuschläge zu ihnen, die den eigentlichen Kitt oder Mörtel ausmachen, nach der besonderen Art des Steingerüsts ausgewählt werden. Ferner ist die richtige Bemessung der Korngrößen und Mengen von besonderer Wichtigkeit. Es ist aber selbstverständlich, daß der Verschleißwiderstand einer Decke und die Haltbarkeit der Tragschicht sehr stark abhängen wird von der Festigkeit der verwendeten Straßenbaustoffe, es werden also unter sonst gleichen Verhältnissen Straßen aus weichen Gesteinen eine kürzere Lebensdauer aufweisen als solche aus Hartgestein. Auch die Verwendung von Bindemitteln hoher Festigkeit, wie Zement, wird an dieser Tatsache nichts ändern können, der Zement macht auch ein weiches Steingerüst nicht wesentlich härter. Dagegen erhöht das Betonal nach eingehenden Laboratoriumversuchen und Erfahrungen der Praxis die Festigkeit weicherer Kalksteine. Betonalkal ist ein flüssiges Kalium- oder Natronwasserglas, das in die Oberfläche des porösen Kalksteins eindringt und durch die Einwirkung der Luft, des Windes und der Sonne an der Oberfläche Kieselsäure ausscheidet. Diese ist zunächst noch klebrig und bildet mit den kalkigen Zuschlagstoffen einen Kitt, der die Schottermasse bindet. Nach

Übersicht II. Jahresaufwendungen für 1 m² Decke
bei einem Zinsfuß von 8%.

Lfd. Nr.	Art der Decke	Herstellungskosten E_d für 1 m ²	Jährliche Unterhaltungskosten für 1 m ²	Jahresaufwendungen $S_0 = \frac{E_d p q^n}{100(q^n - 1)} + u$; Nutzungsdauer											
				Jahre											
				50	40	30	20	15	10	9	7	5	3	1	
		RM	RM	RM	RM	RM	RM	RM	RM	RM	RM	RM	RM	RM	
1	Kleinpflaster 8 × 10 cm	12,00	0,20	1,18	1,21	1,32	1,42	—	1,99	—	2,54	3,21	4,85	13,16	
2	Astradecke 8 cm Tragschicht, 2,5 cm Verschleißschicht	4,50	0,15	—	—	—	0,61	0,68	0,82	—	—	1,28	—	5,01	
3	Bitulithikdecke 5 cm stark	5,00	0,15	—	—	—	0,66	0,73	0,89	—	—	1,40	—	5,55	
4	Kolatränkdecke 8 cm stark	6,00	0,48	—	—	—	1,09	1,18	1,37	—	—	1,98	—	6,96	
5	Kolasteppichbelag	3,50	0,26	—	—	—	—	—	—	0,82	0,94	1,14	1,62	4,04	
6	Betonaldecke 8 cm aus Kalkstein	2,60	0,15	—	—	—	—	—	—	0,57	0,65	0,80	1,16	2,96	

Die Herstellungskosten in Spalte 3 sind Mittelwerte; sie können je nach der Frachtbasis und der Wahl des Gesteins höher oder niedriger werden.

Das gleiche gilt von den Unterhaltungskosten, die von der Schwere und Dichte des Verkehrs abhängig sind.

und nach geht die Silikatisierung weiter, Kalium- oder Natriumhydroxyd wird ausgeschieden und verbindet sich mit der Kohlensäure der Luft zu Pottasche oder Soda, während die freie Kieselsäure sowohl das Schottergestein selbst als auch die kalkigen Zusatzstoffe durch ihre kittenden Eigenschaften gut verbindet und verfestigt. Am besten eignen sich für diese Art der Silikatisierung die halbweichen und harten Kalksteine. Jedoch können auch andere für den Straßenbau geeignete Gesteinsarten verwendet werden, sie müssen nur frei von lehmigen, tonigen, mergeligen, humosen und organischen Beimengungen sein, und als Bindemittel kommt bei dem zur Zeit gebräuchlichen Betonverfahren nur reiner Kalksand und Kalksplitt in Frage.

Die Möglichkeit, die verschiedensten Gesteinsarten für den Straßenbau bei Auswahl geeigneter Bindemittel verwenden zu können, gestattet die Ausnutzung vorhandener Steinvorkommen in der näheren Umgebung eines Straßenbaues in weitgehendem Maße. Dadurch können Ersparnisse an Eisenbahnfrachten für die Heranführung des Steingerüstes gemacht werden.

Wenn man beispielsweise in der Lage ist, einen in der Nähe gelegenen Kalksteinbruch für Straßenbauzwecke auszunutzen, dann kann man eine 10 cm starke, auf 8 cm eingewalzte Betonaldecke schon zum Preise von 2,60 RM/m² oder noch billiger herstellen. Zur Unterhaltung soll die Decke jährlich einmal mit einer Betonlösung, bestehend aus 1 Teil Beton und 4 Teilen Wasser, behandelt werden, wofür sich die Kosten auf 0,15 RM/m² stellen. Die Jahresaufwendungen einer solchen Decke sind für eine Nutzungsdauer von $n = 1$ bis 9 Jahren und einen Zinsfuß von 8% in der Übersicht II zusammengestellt. Vergleicht man diese Werte mit den einer Kleinpflasterdecke, die ebenfalls in der Übersicht II angegeben sind, so sieht man, daß das Betonverfahren im vorliegenden Falle noch wettbewerbfähig bleibt, selbst wenn die Decke innerhalb eines Jahres einer völligen Erneuerung bedarf. Bei welcher Stärke des Verkehrs eine jährliche Erneuerung notwendig wird, darüber liegen Erfahrungswerte noch nicht vor. Selbstverständlich können die

Jahresaufwendungen für die Wahl einer Deckenart nicht allein ausschlaggebend sein. Es wäre z. B. für den Verkehr schwer erträglich, sollten Deckenerneuerungen auf Straßen mit lebhaftem Verkehr alljährlich wiederholt werden. Die Nachteile, die durch die notwendigen Umleitungen oder sonstigen Erschwernisse den Fahrzeughaltern erwachsen, müssen ebenfalls berücksichtigt werden. In manchen Fällen werden sich diese Nachteile sogar rechnerisch erfassen und sich die Wirtschaftswerte entsprechend berichtigen lassen. Auch Tränkdecken, wie die Astradecke, die Bitulithikdecke oder andere nach dem Heiß- oder Kalteinbauverfahren hergestellten Decken können bei sachverständiger Ausführung schon in Stärken von 5 bis 8 cm ausreichen und werden dann bei günstiger Lage der Steinbrüche so billig, daß sie mit schweren Bauweisen durchaus in Wettbewerb treten können, wie Übersicht II erkennen läßt.

Wichtig für die Sicherstellung des wirtschaftlichen Erfolges ist aber, daß die Decken sachgemäß hergestellt werden. Fehlschläge sind nicht immer auf zu leichte Bauweisen zurückzuführen, sondern in vielen Fällen ist die mangelhafte Bauausführung schuld. Auch bei schweren Bauweisen haben sich Schäden auf mangelnde Sachkunde oder Sorgfalt bei der Herstellung zurückführen lassen. Deshalb ist es notwendig, die Bauarbeiten an erfahrene Firmen zu übertragen und an die Ausführung in eigener Regie — wenn überhaupt — erst heranzugehen, sobald ein Stamm erfahrener und zuverlässiger Hilfskräfte zur Verfügung steht. Es ist also festzuhalten, daß eine allgemeine wirtschaftliche Überlegenheit irgendeiner Deckenart nicht besteht, sondern daß von Fall zu Fall die geeignetste Decke zu ermitteln ist, wobei neben der Schwere und Dichte des Verkehrs die Möglichkeit von ausschlaggebendem Einfluß sein wird, ob vorhandene Gesteinsvorkommen günstig ausgenutzt und Frachtkosten gespart werden können. Damit ist aber ein Weg gewiesen, mit einem Mindestaufwand an Mitteln unser Straßennetz automobilreif auszubauen und in kürzerer Zeit einem Zustande entgegenzuführen, der im Interesse des Straßenverkehrs dringend erwünscht ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Systematik des deutschen Landstraßenbaues.

Von Robert Otzen, Geh. Reg.-Rat und Professor, Technische Hochschule Hannover.

1. Das Thema.

In der Nachkriegszeit hat kein bautechnisches Problem außer der Wohn- und Siedlungsfrage so tief in das Wirtschaftsleben eingegriffen und soviel technisches Neuland erschlossen wie der „Straßenbau“. Das Aufrollen und Lösen eines Problems gestaltet sich nun sehr verschieden, je nachdem, ob das zu beackernde Feld jungfräulich ist oder ob seit langer Zeit traditionell kultivierte Flächen umpflügen sind. Im ersten Falle werden staatspolitischer oder privatwirtschaftlicher Wille und weit-schauende Organisationskraft leicht in der Lage sein, „systematisch“ zu disponieren. Beispiele sind die Entstehung der Eisenbahnen vor 100 Jahren oder etwa der Rundfunk unserer Tage. Im zweiten Falle ist die Forderung nach Systematik des Vorgehens belastet mit tausend Hemmungen ethischer und egoistischer Art. Überlieferung und Beharrungsvermögen, wirtschaftliche und rechtliche Vorbelastungen durchlöchern das Gewebe eines gedanklich noch so richtigen „Systems“ der guten Lösung. Das deutsche Straßenbauproblem gehört zur zweiten Kategorie. Etwa ein Jahrzehnt wird um die Lösung gerungen. Es scheint an der Zeit, den Versuch zu machen, die Fäden des „systematischen“ Geschehens in den tatsächlichen Vorgängen aufzuspüren, zurückschauend ihre Kräfte und Richtungslinien zu ordnen und daraus weiterblickend Schlußfolgerungen zu ziehen. Im

Rahmen dieser Gedankenwelt ist die „Nur-Autostraße“ oder „Autobahn“ die Vertreterin der extremsten Richtung. Der Streit der Meinungen für und wider dieses Problem ist heftig. Die Wahl des Themas ist mitbeeinflusst durch die Pflicht der Verantwortung und durch den Wunsch, an maßgebender Stelle Rechenschaft abzulegen über Geschehenes und Unterlassenes; dann aber auch vom technisch-wissenschaftlichen Standpunkte Aufklärung zu bringen über so manches Mißverständene. Dabei ist zu beachten, daß technisch-wissenschaftliche Denkweise das Wirtschaftliche mit umschließt.

2. Definition der Begriffe.

„Nomen atque omen“. Wieviel Unnötiges und Falsches ist gesagt und geschrieben, weil vor den Auseinandersetzungen keine klare Einigung über die Bezeichnungen oder Benennungen getroffen war. Der Begriff „Straße“ ist volkstümlich die Bezeichnung einer Verbindungsmöglichkeit zwischen zwei Stellen menschlicher Ansammlungen. Die Straße ist verfügbar für Mensch und Menschgut. Im normalen Falle zahlt der Mensch dafür eine Steuer — aber auch der Nichtzahler genießt das gleiche Recht. Seine Pflichten außerhalb des Zahlens sind gering — eine geringe Dosis Unterordnung unter gewisse Verkehrsregelungsgesetze ist alles. Man beachte in dieser Beziehung die Probleme der Haftpflicht bei Unfällen.

Die Straße dient dem Menschen in folgender Art: er geht, er fährt Rad, er reitet, fährt im Pferdewagen — er fährt mit Motorrad oder im Kraftwagen. Sie dient dem Menschengut: Tiere werden geführt, getrieben, Lasten werden im Karren geschoben, gezogen — im Pferdelastwagen oder im Lastkraftwagen befördert. Solch ein „Mädchen für alles“ war die Straße in mehr oder weniger beschränktem Sinne immer, und sie ist es noch heute. Warum hat sie seit einiger Zeit eine völlig veränderte Bedeutung gewonnen? — Die Antwort ist einfach: Weil eine Maschine geschaffen ist, die an Energieentwicklung, Anpassungsfähigkeit und Bewegungsfreiheit einen Sprung in der Kurve der Beförderungsmöglichkeiten darstellt, der nur einmal in der Geschichte der Menschheit vorkam, als die Eisenbahn entstand!

Erklärende Beiworte sollen nun die verschiedenen Arten der Straßen unterschiedlich kennzeichnen. Zwei große Kategorien sind ziemlich einwandfrei benannt — die Stadt- und Landstraßen. Die Grenze ist natürlich etwas verwischt. Auf der einen Seite befinden sich im Raume vieler Stadtgebiete durch die Eingemeindungspolitik Straßenzüge, die völlig den Charakter der Landstraße haben (Ruhrgebiet). Auf der anderen Seite können Siedlungen kleinen Umfanges und geringer Dichte einer durchlaufenden Straße den Charakter der Landstraße nicht nehmen. Das Landstraßennetz, von dem allein gesprochen werden soll, ist nun so vielseitig in seinen Einzelaufgaben, daß eine systematische Bezeichnungsförm überall gesucht wird. Da in Deutschland der Straßenbau Sache der Länder bzw. der Provinzen und Gemeinden ist, sind die Schwierigkeiten sehr groß, eine einheitliche und systematisch gegliederte Bezeichnungsförm von Reichs wegen zu finden oder gar durchzuführen. In dieses Wespennest soll auch nicht gegriffen werden. Die Erörterung ist zu beschränken auf die Art der Beiworte, die nicht örtliche Lage oder Eigentum oder Unterhaltungspflicht angeben — sondern die den Nutznießer herausstellen. Unbestritten sind die Kennzeichnungen: Fußwege (besser Gehwege), Reitwege, Radfahrwege. Polizeiliche Maßnahmen genügen für die Achtung des Zweckes. Das Wort „Autostraße“ ist aber verkehrt gebildet. Dieser Fehler wurde leider sowohl bei Gründung der „Stufa“ 1924 wie auch ebenso bei der Gründung der „Hafraba“ 1926 gemacht. Eine Autostraße kann logischerweise nur ein solcher Verkehrsweg sein, der ausschließlich für Autos, d. h. motorisch betriebene Fahrzeuge, bereitgestellt ist. Warum bleiben wir nicht bei der schönen und klaren Benennung „Landstraße“ und geben ihr Beiworte, die die Art kennzeichnen. Dies geschieht ja bei so vielen anderen systematisch einwandfrei gegliederten Organisationen, siehe Hauptbahn, Neben-, Kleinbahn usw. Ob nun die einfache Klassifikation — I., II. Klasse — genügt oder stärker betonte Bezeichnungen wie Durchgangs- oder Fernstraßen oder Spitzennetz als erforderlich angesehen werden, möge getrost der Bestimmung der Reichsbehörde überlassen bleiben. Bei der Post ist die Vereinheitlichung und Systematisierung gelungen — warum nicht im Straßenbau? Der Neigung zur Betätigung der deutsch-üblichen Stammes- oder Rasseeigenarten bleibt noch Raum genug in den örtlichen Verwaltungen.

Wenn aber die Überlieferung oder der Sprachgebrauch des Wortes „Autostraße“ sich schon als zu festgewurzelt erweisen sollte, was leider zu befürchten ist, dann muß die Charakterisierung in das Hauptwort verlegt und „Straße“ durch „Bahn“ ersetzt werden, denn in der Wahl zwischen den Wortbildungen „Nur-Autostraße“ und „Autobahn“ gebührt der letzteren unbedingt der Vorzug. Ob die ganz deutsche Benennung „Kraftwagenbahn“ wiederum dem eindringlich kurzen und international leicht verständlichen Wort „Autobahn“ gleichwertig zu erachten ist, kann fraglich erscheinen.

Hier möge angenommen werden, daß in Deutschland ein Landstraßennetz angestrebt wird, das für die freie Benutzung durch die Allgemeinheit in Fernstraßen und Landstraßen I. bis n ter Klasse aufgeteilt ist. Die Frage bleibt offen, ob dieses Netz durch Autobahnen zu ergänzen ist oder ob das Netz erster Art genügt.

3. Landstraße und Kraftwagen.

Das Hin- und Herfluten des Verkehrs, das Beförderungsbedürfnis von Menschen, Gütern und Nachrichten soll nicht nur geregelt und ge-



Abb. 1. Fernstraßennetz der Stufa.

sichert, es muß zur Hebung des Wirtschafts- und Kulturlebens entwickelt werden. Eine gute Lösung ist nur zu erwarten, wenn die zu leistende Gesamtverkehrsarbeit ein Optimum wird. Eisenbahnzüge, Kraftwagen, Flugzeuge und Schiffe in der Form ihrer Leistungsziffern sind die Unbekannten in den Arbeitsgleichungen. Eisenbahnwesen und Schifffahrt besitzen aus langjähriger Erfahrungssammlung einigermaßen zuverlässige Unterlagen für die kritische Beurteilung ihrer Entwicklungsmöglichkeiten. Sie sind auch im wesentlichen Herren in ihrem Hause. Der Luftfahrt geht es ähnlich hinsichtlich der Unabhängigkeit ihrer Betriebe.

Dem „Kraftwagen“ dagegen ist die „Straße“ als Betätigungsfeld zugewiesen, das er, allerdings gegen schweren Steuerzins, benutzen darf, aber nicht auswerten kann. Die Entwicklung des deutschen Straßennetzes ist also aufs engste mit der Zukunft des Kraftfahrwesens verknüpft. Seine Leistungsziffern werden dereinst den Anteil am Gesamtverkehr bestimmen, den der Kraftwagen zur Erzielung eines wirtschaftlichen Optimums übernehmen muß. Ist aber schon in den unmittelbaren Beziehungen zwischen Kraftwagenleistung und Straßenbaumethode die Zahl der Unbekannten recht groß, so vermehrt sie sich noch durch die Aufgabe, dieses Verkehrsmittel in den Rahmen des gesamten Beförderungswesens sachlich und richtig einzugliedern.

Die Entwicklung der europäischen Straßennetze ist verschiedenen Gesichtspunkten gefolgt. Teils erzwang sich das Verkehrsbedürfnis die Anlage und den Ausbau von Straßen; das aktive Moment war die dehnde Spannkraft der Verkehrswerte. Teils entwickelte weit vorausschauende, zielbewußte Tatkraft ein Straßennetz systematischer Struktur. Die angebotene Verkehrsmöglichkeit hatte dann das Einsetzen gesteigerter Verkehrsziffern im Gefolge. Hier war das aktive Moment der Führerwille staats- oder wirtschaftspolitischer Machtfaktoren.

In verallgemeinertem und angenähertem Sinne ist das bestehende deutsche Straßennetz ein Erzeugnis der zuerst geschilderten Entwicklungsform. Eindrucksvolle Beispiele der an zweiter Stelle gekennzeichneten Betätigung des Bauwillens bieten Rom und das von Napoleon erträumte Weltreich. Stand hier auch der strategische Gedanke im Vordergrund der augenblicklichen Notwendigkeit, so wurde er doch bewußt vertieft und verbreitert durch die Erkenntnis der außerordentlichen wirtschaftlichen Bedeutung, die diesen strategischen Straßenzügen innewohnt. Planung und Bau einer Straße sind Gegenwartswerte — ihre Verkehrsleistung ist ein Zukunftsproblem. Eine Gegenwart kann wirtschaftlich stark aktiv sein. Dann droht der Fehler eines optimistischen „Zuviel“ und ein Mangel an Produktivität in der Folge. Sie kann passiv sein, dann droht der Fehler der Unterlassungssünden.

Wie oben gesagt, kann die Lösung grundsätzlich nach zwei Richtungen gesucht werden. Die augenblicklich herrschenden wirtschaftlichen und politischen Verhältnisse in Deutschland sind kein günstiger Nährboden

für den Gedanken groß angelegter, systematischer Verkehrszüchtung. Der Mangel an einfacher Einheitlichkeit in den Verwaltungsorganen und das fehlende Plus an Anlage suchendem Kapital sind die stärksten Ursachen für diesen bedauerlichen Zustand.

Die harte Pflicht „der Forderung des Tages“ führt zur Bevorzugung der Methode des Anpassens. Die Neigung hierzu wird außerdem verstärkt durch die bautechnische Verschuldung des Straßenverkehrsbetriebes. Dieses Minus ist, abgesehen von einzelnen Ausnahmen, auch heute noch nicht einheitlich in Deutschland ausgeglichen. Die Unwirtschaftlichkeit des „Flickens“ ist erwiesen und bekannt. Mit innerem Widerwillen und mit der geballten Faust in der Tasche muß so mancher verantwortungsfreudige Sachwalter des Straßenbauwesens gegen besseres Wissen immer noch wieder zu dieser Methode seine Zuflucht nehmen. In zahlreichen Fällen ist es aber die einzige Möglichkeit, wenigstens einen erträglichen Zustand für kurze Zeit zu schaffen und aufrechtzuerhalten. Die Forderung des Tages ist das primäre. Wir können mit gutem Gewissen sagen, sie wird erfüllt und zu erfüllen versucht. Gegeben ist das vorhandene deutsche Straßennetz mit seinen vielen Schwächen, die es im Hinblick auf das, was kommt und kommen muß, aufweist. Von den engen Knotengebilden der Städte ausstrahlend muß das Verbindungsnetz, der Verkehrsnot der Gegenwart folgend, dem zu erwartenden Bedürfnis der Zukunft angepaßt werden. Neben der örtlich zentralen Regelung eines Ausbaues der Straßen wird der Gedanke des weitgespannten Fernverkehrs mit Kraftwagen unter rationeller Auswertung des überkommenen Besitzes folgerichtig bearbeitet. Viel unproduktives Nebeneinanderarbeiten ist leider auch hier nicht vermieden worden. Der deutsche Straßenbauverband von seinem naturgemäß mehr verwaltungstechnisch eingestellten Standpunkte aus hatte einen Vorschlag für den Ausbau großer Durchgangsstraßen ausgearbeitet. Das Netz umfaßte rd. 30 000 km. Gleichzeitig beauftragte die im Jahre 1924 gegründete „Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau“ ihren Planungsausschuß mit der Aufstellung eines Entwurfes für ein Durchgangsstraßennetz, das dem Fernverkehr von Kraftwagen vorgezeichnet werden sollte. Dauernde Bemühungen, zu einer Vereinheitlichung des Wollens zu gelangen, hatten Erfolg. West, Süd, Nord und Osten Deutschlands wurden zu Besprechungen in geeigneten Zentren geladen, um das Für und Wider der Einzelheiten der Linienführung zu erörtern. Das Ergebnis ist der Plan (Abb. 1) im Maßstabe 1:300 000, der die Summe aller gegebenen Anregungen zieht.

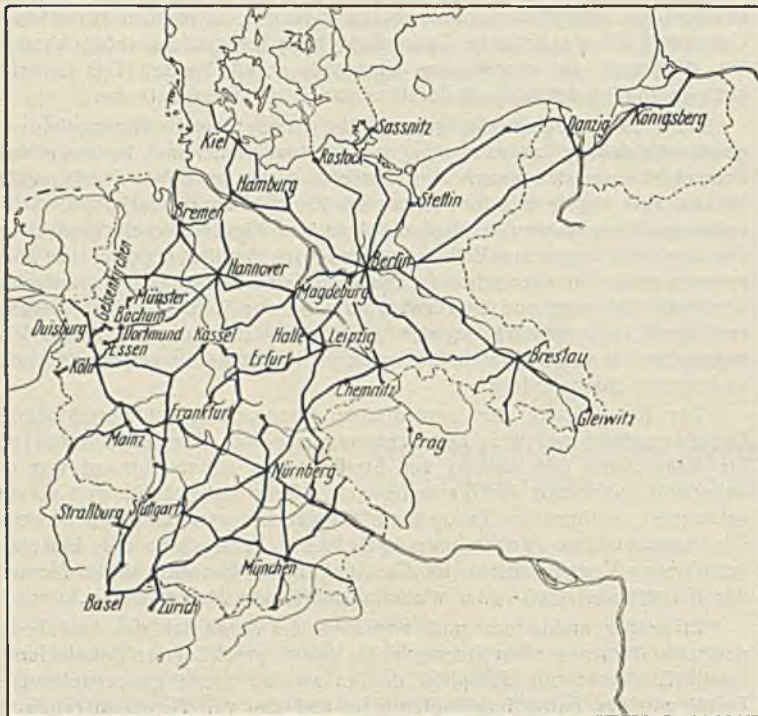


Abb. 2. Praktischer Verkehr der Jetztzeit.

Inzwischen hatte das Reichsverkehrsministerium den Gedanken aufgegriffen. Wie einfach ist die Regelung solcher im wahrsten Sinne des Wortes „lebenswichtiger“ Betriebe in den meisten Kulturländern. Wie ungeheuerlich verwickelt liegen die Verhältnisse in Deutschland! Zahllos sind die Probleme der Beziehungen und des Ausgleiches der Interessen zwischen den deutschen Bundesstaaten. Der Verkehr untereinander dürfte aber sicherlich eines der bedeutsamsten Probleme sein.

Das Reich findet die Ergebnisse einer jahrelangen intensiven Bearbeitung des Gedankens vor. Im März 1928 hat der Vorstand der

Studiengesellschaft Gelegenheit gehabt, die sachliche Arbeit seines Planungsausschusses mit dem Vollgewicht seiner umfassenden Zusammensetzung aus Straßenbauverwaltungen, Wissenschaft und Industrie zu stützen und zu vertreten. Begründete Hoffnung besteht, daß damit der Grundstein gelegt ist zu einer einheitlichen, innerlich harmonischen Lösung, wie das bestehende Straßennetz Deutschlands dem Verkehrsbedürfnis im Rahmen seiner durch die vorhandene Straßenform bedingten Leistungsfähigkeit angepaßt werden kann. Interessant ist demgegenüber die Feststellung, wie etwa heutzutage sich der Autoverkehr auf weite Entfernungen abspielt. Auf praktischer Fernfahrt werden die sogen. Conti- und B. Z.-Karten viel benutzt. Entnimmt man aus ihnen die Strecken, die als beste Fahrtgelegenheit vorgeschlagen werden, so entsteht das Straßennetz der Abb. 2 mit einer Gesamtlänge von rd. 11 000 km.

4. Landstraße und Eisenbahn.

Die erste Voraussetzung eines klaren Erkennens des Weges zur Problemlösung ist die Berücksichtigung der Tatsache, daß das Landverkehrsfahrzeug als Einzelobjekt nicht gewertet werden kann ohne Ergänzung durch die Bahn, auf der es sich bewegt. So bedingen sich gegenseitig Eisenbahn und Oberbau, Kraftwagen und Straße.

Das Verkehrsmedium „Eisenbahn und Oberbau“ trägt den Charakter der Starrheit, sowohl der örtlichen Lage als auch der des Betriebes. Örtlich fordert die Anpassung an die bewegte Oberfläche der Erde und die Ansammlung der Verkehrsströme in zentralen Anlagen rücksichtslose Eingriffe in Wohnen und Wirtschaft der Menschheit. Ein Blick vom Flugzeug auf eine größere Stadt zeigt die Blockierung gewaltiger Flächenkomplexe durch die Bahnhöfe aller Art. Der spitze Weichenwinkel zwingt zur Schaffung endloser Gletsgruppen. Die betriebliche Starrheit prägt sich aus durch die Notwendigkeit des Rangierens, in der Umständlichkeit der Weichenstell- und Sicherungsanlagen und in der Schematisierung der Geschwindigkeiten im Fahrplan.

Das Verkehrsmedium „Kraftwagen und Straße“ ist gekennzeichnet durch seine spinnwebartige Struktur. Verbindungsmöglichkeit von Einzelpunkt zu Einzelpunkt bei freier Wahl von Zeit und Kurs — Individualisierung der Geschwindigkeiten — differentiale Organisation der Betriebsstoffversorgung — um nur einige herauszugreifen — bedeuten lebenswichtige Grundlagen einer wirtschaftlichen Auswertung der Leistung des Kraftwagens, von der wir noch gar weit entfernt sind. Im Rahmen umfassender volkswirtschaftlicher Betrachtung müßte also der Kraftwagenverkehr so stark in seiner Entwicklung gefördert werden, bis er gleichwertig hochgezüchtet neben den Eisenbahnverkehr treten kann. Dann ist die Grundlage für den größten Nutzeffekt im ganzen geschaffen. (Schiffahrt- und Flugproblem gliedern sich diesem Gesamtplan leicht ein und vor allem leicht an).

Eine große Belastung der deutschen Verkehrspolitik ist der Wunsch oder der Glaube an die Pflicht, die Eisenbahn auf Kosten der Kraftwagenentwicklung „stützen“ zu müssen. Die Beweggründe liegen auf der Hand — aber sie liegen im Banne der Tagespolitik — und tragen keine staatspolitisch weitsichtige Färbung. Die Voraussetzungen für eine Annäherung und in der Folge für eine Verschmelzung der beiden Verkehrsmedien sind schon heute gegeben. Die Geschwindigkeitsmöglichkeiten sind gleichwertig — die Güter können nach dem integralen Sammelcharakter der Eisenbahnbeförderung oder dem differentialen Zellencharakter des Kraftwagenverkehrs verteilt werden. Das geschieht ja heute schon, soweit nicht Kampftarife oder Verkehrsverbote auf den Straßen den natürlichen Wettbewerb behindern.

5. Autobahn.

Die Einordnung beider Verkehrsmedien in einen Gesamtplan bedingt nun ein ausgleichendes, verbindendes Glied. Die Straße muß in ihren hochwertigsten Formen den Kompromiß mit den Belangen der Eisenbahn schließen. Dazu ist das Spinnengewebe des bestehenden Straßennetzes nicht geeignet. Im Rahmen dieses Aufsatzes kann auf die Einzelheiten der technischen und wirtschaftlichen Schwächen des Ausbaues stark befahrener Straßen durch Ortsumfahrten, Begradigungen, Verbreiterungen u. a. m. nicht eingegangen werden. Wird ihr Bestehen anerkannt, so bleibt als technische Lösung nur die Einschaltung von stark leistungsfähigen Verkehrsbändern, von „Autobahnen“ nach Art der Hafrabastraße und der im Bau befindlichen Autostraße Köln—Bonn. Sie können wegen ihrer Beweglichkeit in der Anpassung in waagerechter und senkrechter Linienführung ganz neue Wege finden und abseits von den Eisenbahnlinien Neuland aufsuchen und erschließen.

Die Entscheidung über die Wirtschaftlichkeit dieser Lösung ist, wie weiter unten ausgeführt wird, zunächst auf dem Wege der Beseitigung veralteter Gesetzesparagraphen und der Klärung finanzpolitischer Anleihefragen zu suchen. Aber der Weg zur Lösung dieses großen verkehrspolitischen Zukunftsproblems darf nicht von zeitlicher Not und bürokratischer Angstlichkeit verschüttet werden. Unsere Nachkommen hätten

es vielleicht bitter zu bereuen. Der erdgebundene Verkehr wird immer die Wurzel der Wirtschaft bleiben, und der Drang nach individueller Bestimmung der Wahl der besten Verkehrswege wird wachsen von Tag zu Tag. Von dieser Warte aus möchten die Vorkämpfer des Hafrabagedankens ihre Arbeit beurteilt sehen.

Eine mutige Objektivität darf nicht davor zurückschrecken, das zu durchdenkende Problem bis zu den Wurzeln zu verfolgen. Beseitigen wir zur Bildung einer logischen Gedankenkette einen Augenblick die an sich „unnatürlichen“ Tatsachen der Reparationslast und der Arbeitslosigkeit. Die Eisenbahn lebe im Stadium ihres Monopols auf jeglichen Verkehr auf nennenswerte Entfernungen. Das „Auto“ wird erfunden und meldet sich

eine Nord-Süd-Verbindung Hansestädte—Basel (Hafraba) und eine West-Ost-Verbindung Aachen—Berlin mit ihren technischen und verkehrswirtschaftlichen Eigentümlichkeiten versinnbildlichen.

Bei der Beurteilung der Frage „wie“ muß das geistige Auge vor Überschätzung von Überlieferung und Gewohnheit geschlossen werden. Die Linienführung von Autobahnen ist weder eine Funktion der Gesetze des Eisenbahnbaues, noch abhängig von den überkommenen Erfahrungen und Trassierungsgrundsätzen des alten Straßenbaues. Das motorteknische Trassieren ist noch weitgehend „terra incognita“. Die technisch-wirtschaftlichen Belange und Folgerungen werden etwa in der Mitte zwischen denen der Landstraße und der Eisenbahn liegen. Dagegen ist hin-

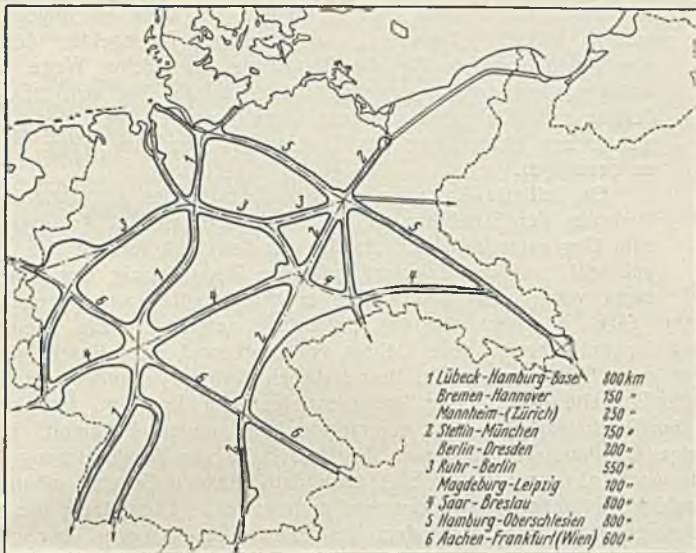


Abb. 3. Stromlinien des Verkehrs.

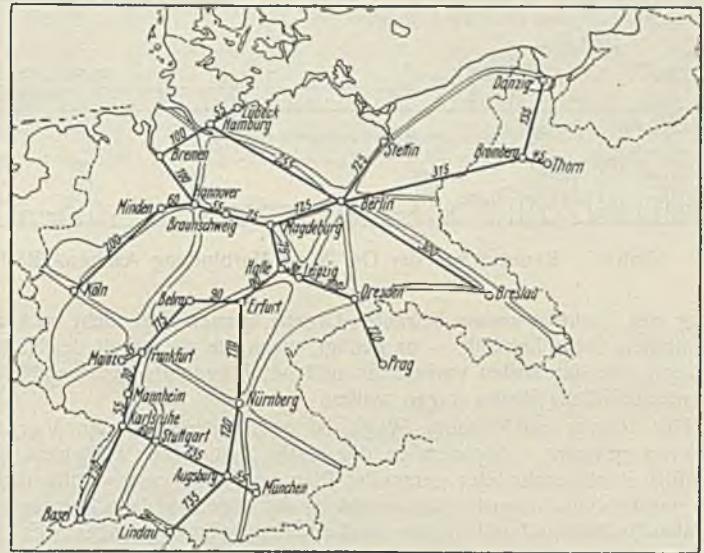


Abb. 4. Eisenbahntwurf von List 1830.

als Konkurrent. Seine Eigentümer erforschen die besten Möglichkeiten seiner Verwertung. Sie finden ein veraltetes Straßennetz vor und müssen es zunächst mieten gegen einen Pachtzins, der Kraftfahrzeugsteuer genannt wird. Neben der Mietzahlung werden ihnen aber noch harte Beschränkungen auferlegt. Vor allem müssen sie ihr Benutzungsrecht mit allem und jedem teilen. Daher werden sie eine ziffernmäßig bessere Auswertung ihrer Leistung anstreben, um produktiv arbeiten zu können. Der Fortschritt läuft über die Verbesserung des Pachtverhältnisses zum eigenen Besitz. Ehe dieser letzte Schritt verwirklicht wird, müssen die erforderlichen Vorarbeiten und Erhebungen einsetzen. Die drei maßgebenden Fragen sind: wo, wie und wann?

Da das bestehende Bewegungsfeld unverkäuflich aber unentbehrlich ist, muß seine Inanspruchnahme auf das Maß gebracht werden, bei dem die vorhandenen Nachteile nicht zu schwer ins Gewicht fallen. Das ist bei Fahrten auf kleinere Entfernungen der Fall. Diese Zwangslage ist aber Veranlassung, daß die Autowelt das größte Interesse daran hat, das alte Netz in einen autoreifen Zustand versetzt zu sehen. Ferner muß sie beanspruchen, daß der von ihr gezahlte Pachtzins in voller Höhe für den Ausbau Verwendung findet.

Die erste Frage lautet: wo liegen bei großen Entfernungen — im äußersten Falle bei international erforderlichen Durchquerungen des Landes — die Möglichkeiten produktiven Eigenbesitzes? Sie müssen dort gesucht werden, wo die Stromlinien des Gesamtverkehrs am stärksten ausgeprägt sind. Ein Versuch, an der Hand bekannten Materials solche Stromlinien aufzuzeigen, ist in Abb. 3 gemacht. Die Achsenlänge dieses Netzes von Ländern beträgt rd. 5000 km. Von historischem Interesse ist der Vergleich dieses Netzes mit dem Plane von List aus dem Jahre 1830, der in Abb. 4 dargestellt ist.

Einen Maßstab zur Beurteilung des Gewinnes gegenüber dem heutigen Zustande geben die Abb. 5 u. 6, die beispielsweise

sichtlich der Gestaltung der Fahrbahn in Größenabmessung und Baustoffgefüge in den letzten Jahren bereits das größte Pensum an Aufklärungsarbeit erledigt.

Die Frage „wann“ ist rein wirtschaftlich. Wenn Verkehrswirtschaft und Finanzlage den produktiven Wert des Entwurfes nach Beantwortung der Fragen „wo“ und „wie“ erweisen, dann ist die Zeit zum Erwerb und Bau gekommen.

Nachdem auf diese Weise des Herausschälens des Wesentlichen im technisch-wirtschaftlichen Sinne ein Überblick über die Grundlagen gewonnen ist, muß das Verkehrspolitische betrachtet werden. Die Autointeressenten sind zwar im gewählten Bilde als Erfinder und Eigentümer dargestellt. Im volkswirtschaftlichen Sinne aber ist der Staat der mittelbare Nutznießer einer hochwertigen Verkehrssystematik. Seine mit der

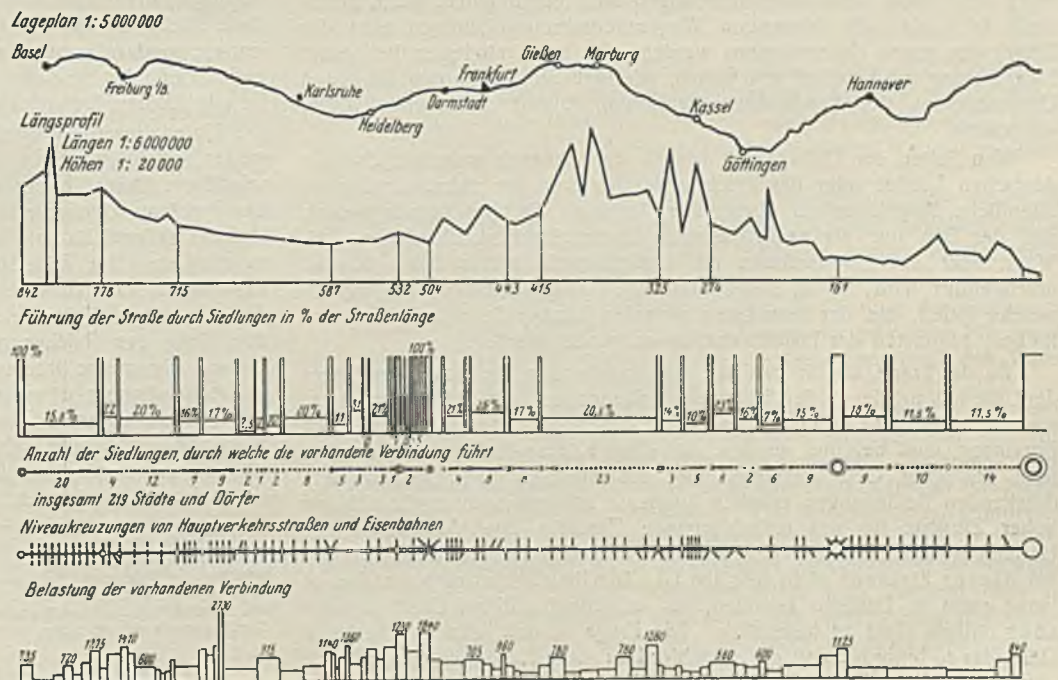


Abb. 5. Kennzeichen der Nord-Süd-Verbindung Hansestädte—Basel.

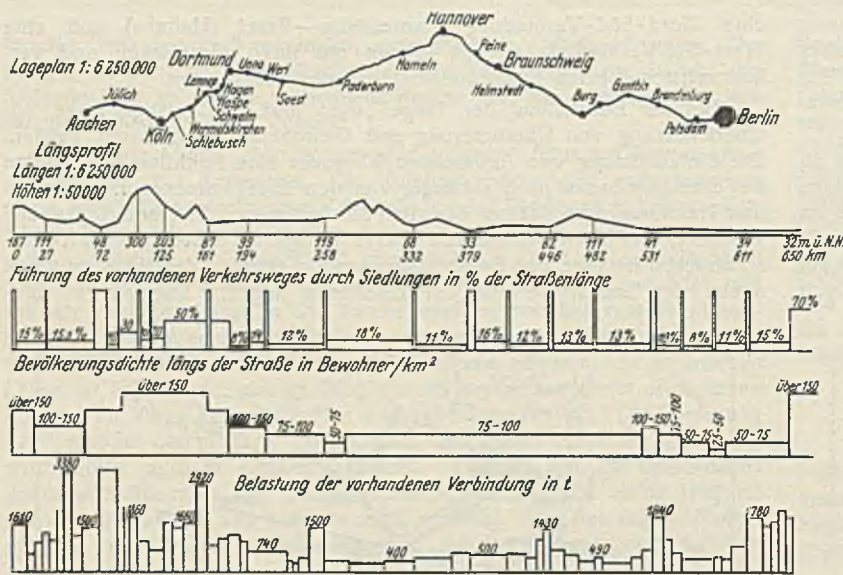


Abb. 6. Kennzeichen der Ost-West-Verbindung Aachen—Berlin.

Pflege des Verkehrswesens betrauten Organe können aber nicht im kaufmännischen Sinne handeln — es genügt, wenn sie die Arbeit der Kreise fördern, die den Boden vorbereiten und bei Erkenntnis der Rentabilität das wirtschaftliche Risiko tragen wollen.

Der Pionier auf diesem Wege ist in Deutschland der Verein Hafraba gewesen. Nachdem in der ersten Zeit seines Bestehens ein gründlich durchgearbeiteter genereller Plan aufgestellt und veröffentlicht war, wurde durch intensive Unterrichtung der Tages- und Fachpresse der Hafraba-Gedanke schnell in die breite Öffentlichkeit getragen. Er ist seitdem nicht wieder von der Tagesordnung verschwunden. Wenn weniger als früher von dieser Tätigkeit bekanntgegeben worden ist, so ist das darauf zurückzuführen, daß die Arbeiten, die zur Zeit die Herstellung wenigstens eines Teilabschnittes zum Ziel haben, das politische Gebiet berühren, und daß es deswegen für opportun gehalten wurde, augenblicklich mehr im Stillen zu arbeiten, um die maßgebenden Faktoren für die Verwirklichung des Gedankens zu gewinnen.

Wie nicht anders zu erwarten war, haben sich im Laufe der Jahre auch Widersacher des Hafrabagedankens gefunden. In ihren verschiedenen Auslassungen hat diese gegnerische Gruppe denn auch wohl zum Ausdruck gebracht, daß sie nicht grundsätzlich Gegnerin des Gedankens sei, sondern daß sie ihn nur zur Zeit als unzweckmäßig ablehne; unzweckmäßig deswegen, weil sich unser bestehendes Straßennetz noch nicht in einem einwandfreien Zustande befände. Beachtlich bei dieser Begründung ist einmal die Verbindung der Hafrabastraßen mit dem bestehenden Wegenetz und zweitens die Behauptung, daß der Bau der Hafrabastraßen für den Umbau und die Unterhaltung des bestehenden Wegenetzes nachteilig sei. Diese Gedankenverbindungen sind nur möglich, wenn unterstellt wird, daß die bisherigen Wegeunterhaltungspflichtigen entweder Träger des neuen Unternehmens werden oder zum mindesten bei seiner Finanzierung mit beteiligt sein sollen, oder daß die Ausführung des neuen Unternehmens der Landstraßenunterhaltung bisher zufließende Mittel wegnähme.

Von Selten der Hafraba ist niemals der Gedanke geäußert, daß die deutschen Länder oder das Reich etwa den Bau der Hafrabastraßen als öffentliche Angelegenheit übernehmen sollten. Sie hat immer betont, daß der Bau nur als kaufmännisches Unternehmen durchzuführen sei. Wenn aber das Unternehmen mit kaufmännisch interessiertem Kapital durchgeführt wird, so ist selbstverständlich ausgeschlossen, daß irgendwelche Mittel, die der bisherigen normalen Landstraßenunterhaltung zufließen, zugunsten der Hafrabastraßen verwendet werden.

Zu der Frage, ob für den Bau von Autobahnen die bisherigen Träger der Unterhaltung der großen Straßenverwaltungsbezirke in Betracht kommen, also die deutschen Länder, mit Ausnahme von Preußen, und die preußischen Provinzen, muß beachtet werden, daß diese Körperschaften entweder nur über deutsches Geld verfügen oder ausländisches Geld nur zu sehr drückenden Bedingungen erhalten können. Infolgedessen ergibt sich ein hoher Zinssatz für das aufzubringende Kapital. Die Vorarbeiten der Hafraba ermöglichen den Nachweis, daß eine Rentabilität des Unternehmens auf dieser Zinsbasis nicht möglich ist. Die Bauausführung kann also so lange nicht in Betracht kommen, bis es gelingt, billiges Geld, ja sogar sehr billiges Geld zu beschaffen. Die Frage ist nun, gibt es überhaupt Geld, das so billig ist, daß ein rentabler Bau einer Hafrabastrecke möglich erscheint. Wenn die Zinssätze und vor allem die Geldfülle des Auslandes zugrunde gelegt werden, die vor einiger Zeit bestanden, so läßt sich

ein Teil der Hafrabastraße nach den bisherigen Ermittlungen finanzieren. Dieser Zustand des Kapitalmarktes kann wieder auftreten. Wo aber gesicherte Rente ist, da findet sich auch Kapital. Eine Beteiligung ausländischen Kapitals zu besten ausländischen Zinssätzen ist aber nur möglich, wenn der Bau von Hafrabastraßen mit derartigen Garantien versehen wird, daß das darin angelegte Geld dem ausländischen Geldgeber als völlig gesichert und dem inländischen Geldgeber darüber hinaus als privilegiert erscheint. Zu einer derartigen Sonderbehandlung des Hafrabakapitals jedoch bedarf es des entschiedenen Willens des Reiches zur Mitarbeit.

Den obigen Finanzierungsgrundsätzen steht vor allen Dingen der § 13 des Finanzausgleich-Gesetzes vom 27. April 1926 mit Novelle vom 9. April 1927 entgegen, in dem es folgendermaßen heißt: „Chaussee- und ähnliche Wegegebühren dürfen von Kraftfahrzeugen für die Benutzung öffentlicher Wege und Brücken nicht erhoben werden.“ Die Hafraba hat sich infolgedessen zum Ziel gesetzt, diese Gesetzesstelle, die einer kaufmännischen Behandlung des Problems störend im Wege steht, zu beseitigen.

Ein Initiativ-Antrag, der die Aufhebung des grundsätzlichen Verbotes der Erhebung von Benutzungsentgelt auf Autostraßen zum Gegenstande hatte, stand, von den Mehrheitsparteien eingebracht, auf der Tagesordnung der Plenarsitzung des Reichstages vom 7. Juli 1930. Ehe er zur Debatte kam, wurde an diesem Tage überraschend der Reichstag aufgelöst. Ein gleicher Antrag ist im Februar dieses Jahres vorgelegt und den einschlägigen Ausschüssen überwiesen. Die durch diesen Antrag bekundete zustimmende Einstellung führender Parlamentarier zum Problem wird aber von den Reichsbehörden nicht nur nicht geteilt, sondern bekämpft. Eine etwaige Annahme wird also auch die freie Bahn zur Verwirklichung der Pläne noch nicht schaffen. Eine nach dem jetzigen Gesetze mögliche Ausnahmegewilligung würde zwar auf wohlwollende Behandlung der Behörden rechnen können. Mit dem Beschreiten dieses Weges, das schon von Anfang an möglich gewesen wäre, ist aber die Stoßkraft des Gedankens gelähmt — dieser Kompromiß kann nur als Zwischenlösung in Frage kommen.

6. Zusammenfassung.

Die Systematik des deutschen Straßenbaues wird darin gesehen, daß zwar als Forderung des Tages jedes Mittel angewendet wird, um vor allem die Rückstände in dem Ausbau des bestehenden Straßennetzes zu beseitigen. Dies sollte aber nur in dem Maße geschehen, als ein Auto-Verkehr in friedlichem Nebeneinander mit allen anderen berechtigten Nutznießern der Straßen unter vernünftigen Beschränkungen es erfordert. Die Geschwindigkeiten, Gewichte und Abmessungen der Fahrzeuge werden sich dem gemeinsamen Zweck anpassen müssen. Daneben aber ist vorurteilslos zu prüfen, und zwar unter interessierter und wohlwollender Förderung durch die Behörden, ob, wo und wie und wann das Problem der Autobahn in die Wirklichkeit umgesetzt werden kann. Die Arbeit ist von den Interessentenkreisen nach dem Vorbilde der Hafraba in ganz Deutschland zu leisten. Insbesondere müssen Wege gefunden werden, um die Kraftverkehrswirtschaft zur positiven Mitarbeit heranzuziehen. Auf diese Weise ist nicht nur die wirkliche Klärung der Verhältnisse zu erwarten, sondern es wird auch möglich sein, in den Planungen der Städte und Gemeinden Rücksicht auf die Zukunftsmöglichkeiten einer wirklich fortschrittlichen Entwicklung des Kraftwagenverkehrs zu nehmen.

Unter diesen Umständen muß der Gedanke auf einer breiteren Basis weiter verfolgt werden. Dies führt zu der Erkenntnis, daß für die wirtschaftliche Durchführung eine reichsgesetzliche Grundlage nötig ist, die das Problem schärfer erfaßt. Es ist ganz unwahrscheinlich, daß es der Hafraba gelingt, für ihre bisherige Planung eine solche allgemeine Basis zu erhalten. Der Widerstand der von dem Straßenzuge nicht berührten Landesteile wäre zu erheblich. Das Ziel kann nur erreicht werden, wenn der einmütige Wille des deutschen Volkes dahintersteht, d. h., wenn alle Teile des Reiches an der Lösung des Problems interessiert sind. Dieses allgemeine Interesse kann aber nur wachgerufen werden durch ein Autobahnnetz, etwa nach Anregung der Abb. 3, das sich über ganz Deutschland erstreckt, und nicht durch eine, wenn auch höchst wichtige Nord-Süd-Verbindung. Die Mitglieder des Vereins Hafraba werden demnächst berufen sein, über diese Frage zu beraten und die weiteren Arbeitsmethoden zu bestimmen.

INHALT: Lehrziele der Abteilung II (für Bauingenieurwesen) der Technischen Hochschule Hannover. — Berechnung und Querschnittbestimmung weitgespannter Bogenbrücken mit Kämpfergelenken. — Beitrag zur Ermittlung von dynamischen Beanspruchungen in eisernen Brücken. — Zum Bewerten von Regenwasser-Abflüßmengen aus städtischen Siedlungen. — Zur Hydrodynamik des Walzenwelles. — Der Huangho und seine Regelung. — Vom wirtschaftlichen Straßenbau. — Zur Systematik des deutschen Landstraßenbaues.