

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Berechnung der Knickbelastung von Bogenträgern.

Von Dr. techn. Ing. J. Fritsche, Privatdozent an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag.

Infolge der besonderen Art der Stützung der Bogenträger treten bei einer gleichmäßig verteilten Vollbelastung und parabolisch gekrümmten Bogenachse nur Längskräfte auf; dies trifft auch für statisch unbestimmt gelagerte Bogenträger noch dann zu, wenn man bei der Berechnung der statisch unbestimmten Größen die durch die Längskräfte hervorgerufenen Formänderungen vernachlässigt, was man wohl immer tun darf, da Stabilitätsuntersuchungen nur dann notwendig sein werden, wenn es sich um Bogenträger mit großem Schlankheitsverhältnis handelt. Daß man sich auf flache Bogen beschränken darf, geht daraus hervor, daß bei einem hohen Bogen Halbbelastung infolge Überwiegens des Spannungsanteiles der Biegemomente über den der Längskräfte eine ungünstigere Wirkung als Vollbelastung haben muß und für Halbbelastung ein unstabiles Gleichgewicht der inneren Kräfte überhaupt nicht in Frage kommen kann.

Wie in meiner früheren Arbeit über diesen Gegenstand¹⁾ soll auch hier nur Knickung in der Ebene des Tragwerks untersucht werden, da sich nur in diesem Falle die Besonderheiten des Stabilitätsproblems, hervorgerufen durch die Krümmung der Stabachse und die Bogenlagerung, wesentlich bemerkbar machen. Daß unter obigen Voraussetzungen das Ausknicken im elastischen Bereich angenommen werden darf, bedarf keiner weiteren Erörterung.

Zur Bestimmung der verformten Bogenachse dient das Prinzip von Dirichlet, das aussagt, daß von allen möglichen Formänderungen diejenige tatsächlich auftritt, die die gesamte Formänderungsenergie zu einem Mindestwert macht. Die Formänderung der Bogenachse (Abb. 1)

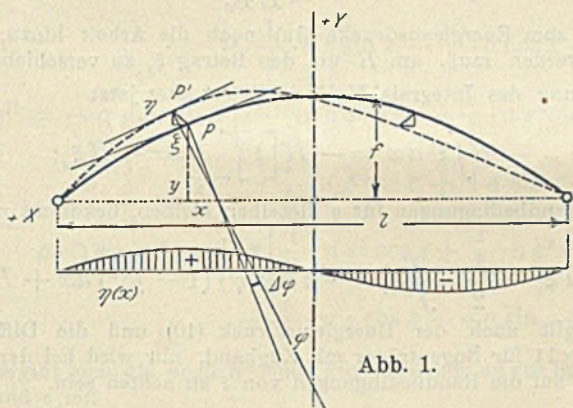


Abb. 1.

wird durch die stetigen Funktionen $\xi(x)$ und $\eta(x)$ beschrieben, die die wagerechte und lotrechte Teilverschiebung eines Bogenpunktes C mit den Koordinaten x und y bedeuten. Der Energiebetrag, der aufgewendet werden muß, um die ursprüngliche Bogenachse in die geänderte Form mit den Koordinaten

$$(1) \quad \begin{cases} \bar{x} = x + \xi \\ \bar{y} = y + \eta \end{cases}$$

überzuführen, setzt sich zusammen aus einem Energiezuwachs infolge der auftretenden Krümmungsänderung, aus einer Energieverminderung infolge der Verlängerung der Bogenachse und schließlich aus einem Energiebetrage, der zur Überführung der äußeren Belastung in die neue Lage geleistet werden muß. Die Energieverminderung infolge Längenänderung der Bogenachse ist

$$-\int \Delta ds \left(N - \frac{1}{2} \cdot EF \cdot \frac{\Delta ds}{ds} \right),$$

darin bedeuten N die Längskraft des Bogens in der ursprünglichen Form

$$N = H \sec \varphi = H \left(1 + \frac{1}{2} y'^2 \right),$$

\bar{ds} das Bogenelement der verformten Bogenachse, $\Delta ds = \bar{ds} - ds$, die Änderung des Bogenelementes, F den Bogenquerschnitt, E das Elastizitätsmaß. Mit dem Symbol

¹⁾ Joseph Melan zum 70. Geburtstag. F. Deuticke. Wien, Leipzig 1923.

y' bzw. ξ^I, η^I ²⁾

soll je eine Differentiation nach x bezeichnet werden. Dann ist

$$(2) \quad \begin{cases} \Delta ds = \bar{ds} - ds = (x'^2 + y'^2)^{1/2} dx - (1 + y'^2)^{1/2} dx \\ = (\xi^I + y' \eta^I) \left(1 - \frac{1}{2} y'^2 \right) \\ + \frac{1}{2} (\eta'^2 - 2 \xi^I y' \eta^I) \left(1 - \frac{3}{2} y'^2 \right), \end{cases}$$

und die Energieverminderung beträgt

$$(3) \quad \begin{cases} - \int \left[N - \frac{1}{2} EF (\xi^I + y' \eta^I) (1 - y'^2) \right] \\ \cdot \left[(\xi^I + y' \eta^I) \left(1 - \frac{1}{2} y'^2 \right) \right. \\ \left. + \frac{1}{2} (\eta'^2 - 2 \xi^I y' \eta^I) \left(1 - \frac{3}{2} y'^2 \right) \right] dx \\ = - H \int (\xi^I + y' \eta^I) dx \\ (\eta'^2 - \frac{1}{2} H \int - 2 \xi^I y' \eta^I (1 - y'^2) dx \\ + \frac{1}{2} EF \int (\xi^I + y' \eta^I)^2 \left(1 - \frac{3}{2} y'^2 \right) dx. \end{cases}$$

Aus der Notwendigkeit des Verschwindens des dritten Integrals dieses Ausdruckes, das sonst bestimmend auf das Vorzeichen des obigen Energiebetrages wirken würde, folgert Prof. Dr. P. Funk das Vorhandensein eines Wendepunktes der elastischen Linie des verformten Bogens, das übrigens schon früher von Dr.-Ing. R. Mayer-Mita versuchsmäßig nachgewiesen worden war. Dieses Glied verschwindet nur dann, wenn für jeden Bogenpunkt mit den Verschiebungsgrößen ξ und η die Bedingung

$$(4) \quad \xi^I + y' \eta^I = 0$$

erfüllt ist, woraus durch partielle Integration und Berücksichtigung der gegebenen Randwerte von ξ und η folgt, daß

$$(4a) \quad \int f \eta dx = 0,$$

eine Beziehung, die bei Stetigkeit von η, η^I, η^{II} im einfachsten Falle eine Antisymmetrie von $\eta(x)$ zur Voraussetzung hat.

Die Energie der Lastverschiebung berechnet sich mit

$$p \int f \eta dx.$$

Fügt man dies zu obigem Ausdrucke hinzu, bekommt man

$$(3a) \quad \begin{cases} - H \int (\xi^I + y' \eta^I) dx \\ - \frac{1}{2} H \int (\eta'^2 - 2 \xi^I y' \eta^I) (1 - y'^2) dx + p \int \eta dx. \end{cases}$$

Es ist

$$- H \int \xi^I dx = - H \left[\xi \right]_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} = 0,$$

da ξ am Rande wegen der unverschieblichen Bogenlager $= 0$ sein muß. Bei parabolischer Bogenachse ist

$$(5) \quad y = f \left(1 - \frac{4x^2}{l^2} \right),$$

wenn der Koordinatenursprung in den Schnittpunkt der Symmetrieachse des Bogens mit der Kämpfersehne gelegt wird; dann ist

$$y' = - \frac{8f}{l^2} \cdot x, \quad H = \frac{1}{8} \frac{p l^2}{f}$$

und

²⁾ Die Bezeichnung der ersten Ableitung einer Funktion nach x mit y^I , der zweiten mit y^{II} usw. wurde aus drucktechnischen Gründen gewählt.

$$-H \int y^I \eta^I dx = \frac{p l^2}{8f} \cdot \frac{8f}{l^2} \int x \eta^I dx = p \left[x \eta \right]_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} - p \int \eta dx.$$

Der Ausdruck in der eckigen Klammer ist gleich Null, da auch η am Rande verschwinden muß, und es wird

$$-H f (\xi^I + y^I \eta^I) dx = -p f \eta dx.$$

Durch die hinzutretenden Biegemomente ergibt sich der Energiezuwachs mit

$$\frac{1}{2} \int \frac{M^2}{EJ} ds,$$

und die gesamte Energieänderung ist

$$(6) \quad \left\{ \begin{array}{l} -\frac{1}{2} H \int \eta^{I^2} (1 + y^{I^2}) dx \\ + \frac{1}{2} \int \frac{M^2}{EJ} \left(1 + \frac{1}{2} y^{I^2} \right) dx. \end{array} \right.$$

Aus der Tatsache, daß alle Größen erster Ordnung aus diesem Energieausdrucke herausfallen, ergibt sich erst die Möglichkeit des Bestehens eines Stabilitätsproblems bei Bogenträgern, da nur dann für eine bestimmte Belastung p der Fall eintreten kann, daß die Energieverminderung durch die Längenänderung der Bogenachse und der Energiezuwachs durch die Krümmungsänderung gerade gleich groß werden; dann ist die gesamte Änderung der Energie gleich Null, d. h. die inneren Spannungen befinden sich im indifferenten Gleichgewichte. Stört man dieses, so treten bei dieser Belastung keine Schwingungen mehr auf, die Schwingungsdauer ist unendlich groß geworden, der Bogen knickt aus.

In meiner schon angeführten Arbeit wurde für M der Ausdruck

$$M = -H(\eta + y^I \xi)$$

auf Grund statischer Erwägungen abgeleitet und schließlich gezeigt, daß man eine hinreichend genaue Lösung für den Zweigelenkbogen bekommt, wenn man M nur in der Form

$$M = -H\eta$$

in die weitere Rechnung einführt. Es ist nun ohne weiteres einzusehen, daß eine Lösung unter dieser Näherungsannahme für M nur für den Zweigelenkbogen zu brauchbaren Ergebnissen führt, während sie für den eingespannten Bogen und für den Drei- und Eingelenkbogen versagen muß. Um zu einer allgemein gültigen Lösung zu kommen, ist es notwendig, zum Ansatz für M die Beziehung zwischen Krümmungsänderung und Biegemoment zu benutzen. Unter der Voraussetzung, daß die Querschnittsgrößen in bezug auf den Krümmungshalbmesser klein sind, gilt

$$(7) \quad \frac{1}{\rho} - \frac{1}{r} = \frac{M}{EJ},$$

eine Beziehung, die allerdings nur für den geraden Stab volle Gültigkeit hat, unter obigen Voraussetzungen aber auch für den flachen Bogen benutzt werden kann. In Gl. 7 bedeutet ρ den Krümmungshalbmesser der verformten, r den der ursprünglichen Bogenachse. Wenn für jeden Bogenpunkt

$$\xi^I + y^I \eta^I = 0$$

sein muß, ergab sich

$$\frac{1}{\rho} - \frac{1}{r} = \eta^{II} \left(1 - \frac{1}{2} y^{I^2} \right),$$

folglich ist

$$\eta^{II} \left(1 - \frac{1}{2} y^{I^2} \right) = \frac{M}{EJ}$$

oder auch

$$(8) \quad \eta^{II} = \frac{M}{EJ} \left(1 + \frac{1}{2} y^{I^2} \right) = \frac{M}{EJ} \sec \varphi.$$

Dieser Ausdruck stellt die Differentialgleichung für die Biegelinie eines flach gekrümmten Stabes vor; er geht für $\sec \varphi = 1$ in die übliche Form für den geraden Stab über. Die Analogie zum Mohrschen Satze lautet folglich für den gekrümmten Stab: man erhält die Biegelinie als Seillinie eines Balkenträgers gleicher Stützweite, den man mit $\frac{M}{EJ} \sec \varphi$ zu belasten hat. Führt man nun für M den Wert

$$(9) \quad M = EJ \left(1 - \frac{1}{2} y^{I^2} \right) \eta^{II}$$

in den Energieausdruck (6) ein, so erhält man

$$\frac{1}{2} EJ \int \eta^{II^2} \left(1 - \frac{1}{2} y^{I^2} \right) dx - \frac{1}{2} H \int \eta^{I^2} \left(1 + y^{I^2} \right) dx,$$

und die Funktion η ist so zu bestimmen, daß dieser Energiebetrag

ein Kleinstwert wird. Wählt man statt x als neue unabhängige Veränderliche

$$z = x \sqrt{\frac{H}{EJ}}$$

und bezeichnet mit

$$\beta = \frac{1}{2} \left(\frac{8f}{l^2} \right)^2 \cdot \frac{EJ}{H},$$

so muß

$$(10) \quad \int [\eta^{II^2} (1 - \beta z^2) - \eta^{I^2} (1 + 2\beta z^2)] dz = \int V dz = \min.$$

Die Bedingung für den Mindestwert dieses bestimmten Integrals ist das Verschwinden der sogenannten Lagrangeschen Ableitung

$$\frac{d^2}{dz^2} \frac{\partial V}{\partial \eta^{II}} - \frac{d}{dz} \frac{\partial V}{\partial \eta^I} + \frac{\partial V}{\partial \eta} = 0.$$

Es ist

$$\frac{\partial V}{\partial \eta^{II}} = 2 \eta^{II} (1 - \beta z^2) \quad \frac{\partial V}{\partial \eta^I} = -2 \eta^I (1 + 2\beta z^2)$$

und die Differentialgleichung der elastischen Linie des verformten Bogens lautet:

$$(11) \quad \left\{ \begin{array}{l} \eta^{IV} (1 - \beta z^2) - 4\eta^{III} \beta z - 2\eta^{II} \beta + \eta^{II} (1 + 2\beta z^2) \\ + 4\eta^I \beta z = 0. \end{array} \right.$$

Multipliziert man diese mit $(1 + \beta z^2)$, so erhält man sie in einer der Lösung zugänglicheren Form

$$(11a) \quad \eta^{IV} - 4\eta^{III} \beta z - 2\eta^{II} \beta + \eta^{II} (1 + 3\beta z^2) + 4\eta^I \beta z = 0,$$

da man alle Größen mit β^2 auf Grund der früheren Beschränkung der Untersuchung auf flache Bogen streichen darf. Diese Differentialgleichung gilt nun allgemein für alle Bogenträger, vorausgesetzt, daß

ξ und η für $z = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{H}{EJ}} = z$ verschwinden.

Wie sich aber leicht zeigen läßt, gilt sie auch für Bogenträger mit Zugband, bei denen die obenerwähnten Randbedingungen nicht erfüllt sind. Beträgt die Nachgiebigkeit des Zugbandes unter der Wirkung des Bogenschubes

$$\xi_x = \frac{Hl}{EF_x},$$

so tritt zum Energieausdrucke (3a) noch die Arbeit hinzu, die geleistet werden muß, um H um den Betrag ξ_x zu verschieben. Die Auswertung des Integrals $H f \xi^I dx$ liefert aber jetzt

$$-H \int \xi^I dx = -H \left[\xi \right]_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} = -H \xi_x;$$

da die Randbedingungen für η dieselben bleiben, bekommt man nun statt (3a)

$$-H \xi_x - \frac{1}{2} H \int (\eta^{I^2} - 2\xi^I y^I \eta^I) (1 - y^{I^2}) dx + H \xi_x.$$

Damit gilt auch der Energieausdruck (10) und die Differentialgleichung 11 für Bogenträger mit Zugband, nur wird bei der Lösung von (11) auf die Randbedingungen von ξ zu achten sein.

A. Der Zweigelenkbogen.

Da man alle Glieder mit β^2 streichen darf, ist es am einfachsten, auf eine geschlossene, genaue Lösung obiger Differentialgleichung zu verzichten und die Lösung in Form einer unendlichen Reihe in Potenzen von β anzuschreiben:

$$\eta = \varphi_0(z) + \beta \varphi_1(z) + \beta^2 \varphi_2(z) + \dots$$

wobei nur die ersten beiden Glieder berücksichtigt zu werden brauchen. Bildet man die Ausdrücke für η^I , η^{II} , η^{III} , η^{IV} und setzt sie in die Differentialgleichung (11a) ein, bekommt man die Bedingungen für die unbekannt Funktionen φ_0 und φ_1 durch Nullsetzen der Summen, die bei gleich hohen Potenzen von β stehen:

$$(12) \quad \left\{ \begin{array}{l} \varphi_0^{IV} + \varphi_0^{II} = 0 \\ \varphi_1^{IV} + \varphi_1^{II} - 4z \varphi_0^{III} - 2\varphi_0^{II} + 3z^2 \varphi_0^{II} + 4z \varphi_0^I = 0. \end{array} \right.$$

Die Lösung der ersten Gl. (12) lautet

$$\varphi_0(z) = a \sin z + b \cos z + cz + d$$

aus der Bedingung $\xi^I + y^I \eta^I = 0$, aus der durch partielle Integration bei unverschieblichen Kämpfern die Beziehung

$$\int \eta dz = 0$$

folgte, ging hervor, daß η und infolgedessen auch seine Bestandteile φ_0 und φ_1 im einfachsten Falle antisymmetrisch sein müssen; daher ist b und d gleich Null und

$$\varphi_0 = a \sin z + cz$$

$$\varphi_0^I = a \cos z + c$$

$$\varphi_0^{II} = -a \sin z$$

$$\varphi_0^{III} = -a \cos z$$

damit lautet die Differentialgleichung für φ_1
 $\varphi_1^{IV} + \varphi_1^{II} - 3 a z^2 \sin z + 8 a z \cos z + 2 a \sin z + 4 cz = 0$;
 für η_1 muß wiederum ein antisymmetrischer Ansatz gemacht werden,
 und zwar ist zu mutmaßen, daß ein Ansatz von folgender Form als
 Lösung entsprechen dürfte:

$$(13) \quad \begin{cases} \varphi_1 = A z^3 \cos z + B z^2 \sin z + C z \cos z \\ \quad \quad \quad + D \sin z + E z^3 + F z. \end{cases}$$

Durch Vergleich der Beiwerte gleicher Funktionen von z lassen sich
 die Integrationskonstanten $A, B, C \dots$ durch a und c ausdrücken;
 man erhält

$$A = \frac{1}{2} \cdot a, \quad B = -\frac{7}{4} \cdot a, \quad C = -\frac{15}{4} \cdot a, \quad D = 0, \quad E = -\frac{2}{3} \cdot c.$$

Nun ergibt sich für η folgender Ausdruck:

$$(14) \quad \begin{cases} \eta = a \sin z + cz \\ \quad + \beta \left[\frac{1}{2} \cdot a z^3 \cos z - \frac{7}{4} \cdot a z^2 \sin z - \frac{15}{4} \cdot a z \cos z - \frac{2}{3} \cdot c z^3 \right]. \end{cases}$$

Für $z = \pm \frac{l}{2} \sqrt{\frac{H}{EJ}} = x$ muß η gleich Null sein, und die erste Gleichung
 zur Bestimmung der Integrationskonstanten a und c lautet:

$$(15) \quad \begin{cases} a \left[\sin x + \beta \left(\frac{1}{2} \cdot x^3 \cos x - \frac{7}{4} \cdot x^2 \sin x - \frac{15}{4} \cdot x \cos x \right) \right] \\ \quad \quad \quad + cx \left(1 - \frac{2}{3} \cdot c \beta x^2 \right) = 0. \end{cases}$$

Die zweite folgt aus der Bedingung, daß für $z = x$ auch das Moment M
 verschwinden muß. Es war

$$\frac{M}{H} = -\frac{EJ}{H} \eta^{II} \left(1 - \frac{1}{2} \cdot y^{I2} \right) = -\eta^{II} (1 - \beta z^2).$$

Aus (14) folgt

$$\eta^I = a \cos z + c + \beta \left[-\frac{1}{2} \cdot a z^3 \sin z - \frac{1}{4} \cdot a z^2 \cos z \right. \\ \left. + \frac{1}{4} \cdot a z \sin z - \frac{15}{4} \cdot a \cos z - 2 c z^2 \right]$$

$$\eta^{II} = -a \sin z + \beta \left[-\frac{1}{2} \cdot a z^3 \cos z - \frac{5}{4} \cdot a z^2 \sin z \right. \\ \left. - \frac{1}{4} \cdot a z \cos z + 4 a \sin z - 4 c z \right]$$

$$-\eta^{II} (1 - \beta z^2) = a \sin z + \beta \left[\frac{1}{2} \cdot a z^3 \cos z + \frac{1}{4} \cdot a z^2 \sin z \right. \\ \left. + \frac{1}{4} \cdot a z \cos z - 4 a \sin z + 4 c z \right]$$

und es ergibt sich die noch fehlende zweite Gleichung zur Ermittlung
 von a und c mit

$$(16) \quad \begin{cases} a \left[\sin x + \beta \left(\frac{1}{2} \cdot x^3 \cos x + \frac{1}{4} \cdot x^2 \sin x \right. \right. \\ \quad \quad \quad \left. \left. + \frac{1}{4} \cdot x \cos x - 4 \sin x \right) \right] + 4 c \beta x = 0. \end{cases}$$

Aus Gl. 16 bekommt man

$$4 c \beta x = -a \left[\sin x + \beta \left(\frac{1}{2} \cdot x^3 \cos x \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{1}{4} \cdot x^2 \sin x + \frac{1}{4} \cdot x \cos x - 4 \sin x \right) \right].$$

Multipliziert man (15) mit 4β und eliminiert nun die Konstante c , so
 ergibt sich die Bedingung für eine un stabile Art des reinen Druck-
 gleichgewichtes mit

$$(17) \quad \begin{cases} a \left[\sin x + \beta \left(\frac{1}{2} \cdot x^3 \cos x - \frac{5}{12} \cdot x^2 \sin x \right. \right. \\ \quad \quad \quad \left. \left. + \frac{1}{4} \cdot x \cos x - 8 \sin x \right) \right] = 0. \end{cases}$$

Diese Gleichung kann befriedigt werden für $a=0$, d. h. der Bogen
 knickt überhaupt nicht aus, er bleibt für jede Belastung im Gleich-
 gewichte; oder es kann der Ausdruck

$$\sin x + \beta \left[\frac{1}{2} \cdot x^3 \cos x - \frac{5}{12} \cdot x^2 \sin x + \frac{1}{4} \cdot x \cos x - 8 \sin x \right] = 0$$

werden; obgleich diese Gleichung unendlich viele Wurzeln hat, ist sie
 insofern eindeutig, als nur der kleinste Wert dieser Wurzeln x von

praktischer Bedeutung ist. Damit bekommt man nun den Knickschub
 H_x mit

$$(20) \quad H_x = \frac{4 x^2 EJ}{l^2},$$

d. h. erzeugt die auf den Bogen aufgebrauchte Belastung gerade den
 H -Schub,

$$H_x = \frac{1}{8} \cdot \frac{p_x l^2}{f},$$

so verläßt der Bogen die nun labil gewordene Gleichgewichtslage und
 sucht eine neue stabile einzunehmen, er knickt aus.

Bevor jedoch diese kritische Belastung p_x , bei der die parabolische
 Form des Zweigelenkbogens labil wird, berechnet werden soll, mag
 untersucht werden, wieweit die Näherungsannahmen für

$$\frac{M}{H} = -\eta \quad \text{bzw.} \quad \frac{M}{H} = -(\eta + y^I \xi),$$

die meiner Berechnung der Knicklast eines Zweigelenkbogens in der
 Melan-Festschrift zugrunde gelegt wurden, berechtigt sind. Der genaue
 Wert für M lautet

$$-\frac{M}{H} = a \left[\sin z + \beta \left(\frac{1}{2} \cdot z^3 \cos z \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{1}{4} \cdot z^2 \sin z + \frac{1}{4} \cdot z \cos z - 4 \sin z \right) \right] + 4 c \beta z.$$

$$\text{Für } -\frac{M}{H} \approx +\eta = a \left[\sin z + \beta \left(\frac{1}{2} \cdot z^3 \cos z \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{7}{4} \cdot z^2 \sin z - \frac{15}{4} \cdot z \cos z \right) \right] + c z.$$

Es decken sich also bereits die maßgebenden Glieder, erst die
 kleineren von $\beta z^2 \sin z$ an zeigen Abweichungen, da beim Zweigelenk-
 bogen die Glieder mit der Integrationskonstanten c nur einen gering-
 fügigen Einfluß auf das Ergebnis haben. Bei $-\frac{M}{H} = \eta + y^I \xi$

ist die Übereinstimmung noch weitgehender; es ist

$$\xi^I = -y^I \eta^I = \sqrt{2} \beta z \eta^I = \sqrt{2} \beta \left[a z \cos z + c z + \beta (\dots) \right]$$

$$\xi = \int \xi^I dz \\ = \sqrt{2} \beta \left[a z \sin z + a \cos z + \frac{c}{2} \cdot z^2 + \beta (\dots) \right] + C$$

$$y^I \xi = -\sqrt{2} \beta z \xi \\ = -2 \beta \left[a z^2 \sin z + a z \cos z + \frac{c}{2} \cdot z^3 + \beta (\dots) \right] + C' z$$

$$y^I \xi + \eta \\ = a \left[\sin z + \beta \left(\frac{1}{2} \cdot z^3 \cos z + \frac{1}{4} \cdot z^2 \sin z - \frac{7}{4} \cdot z \cos z + m z \right) \right].$$

Nun decken sich auch noch die dritten Glieder vollständig mit dem
 genauen Ergebnis für $-\frac{M}{H}$, so daß dieser Ansatz bereits völlig zu-
 treffende Werte für die Knickbelastung liefern müßte. Daß er noch
 nicht ganz richtig ist, habe ich bereits in meiner früheren Arbeit er-
 wähnt, da er die Lastanhäufung auf der Seite der positiven η und
 die Lastminderung auf der Seite der negativen η nicht berücksichtigt.

Da $\beta = 32 \left(\frac{f}{l^2} \right)^2 \frac{EJ}{H} = 8 \left(\frac{f}{l} \right)^2 \frac{1}{x^2} = \frac{9}{x^2}$, erhält man als Be-
 dingung für das Ausknicken des Zweigelenkbogens

$$(18) \quad \begin{cases} x^2 \sin x + \\ \quad \quad \quad \mathcal{F} \left(\frac{1}{2} x^3 \cos x - \frac{5}{12} x^2 \sin x + \frac{1}{4} x \cos x - 8 \sin x \right) = 0 \end{cases}$$

$$\text{oder} \\ (19) \quad \operatorname{tg} x + \frac{3 x \mathcal{F} (2 x^2 + 1)}{x^2 (12 - 5 \mathcal{F}) - 96 \mathcal{F}} = \operatorname{tg} x + f'(x) = 0;$$

$$\text{damit ergibt sich} \\ (20) \quad H_x = \frac{4 x^2 EJ}{l^2}, \quad p_x = \frac{32 f x^2 EJ}{l^4},$$

weil sich beim Ausknicken der H -Schub des Bogens nicht ändert.
 Das Näherungsverfahren mit $M = -H \eta$ hatte für x die Beziehung

$$(19a) \quad \operatorname{tg} x + \frac{\mathcal{F} (2 x^2 - 3)}{3 x (4 - \mathcal{F})} = 0$$

ergeben; wieweit dieses mit dem aus Gl. 19 gewonnenen genauen
 Werte von x übereinstimmt, wird bei der zahlenmäßigen Auflösung
 der beiden Gl. (19) u. (19a) für ein bestimmtes \mathcal{F} gezeigt werden. Für
 $\mathcal{F} = 0$ ist die kleinste Wurzel von Gl. (18) identisch mit π .

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

25 Jahre amerikanischer Technik.

Eindrücke von zwei Studienreisen nach Nordamerika 1898 und 1924.

Von Geheimrat Buhle, Professor in Dresden.

(Schluß aus Heft 33.)

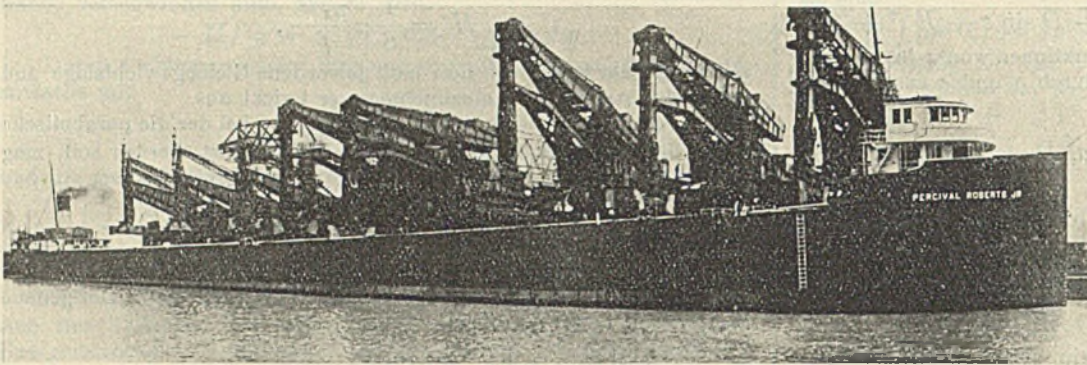


Abb. 10. Wellman-Seaver-Morgans selbsttätige Erzentrader, Bauart Hulett, am Pittsburg-Conneaut-Dock in Conneaut Harbour (Ohio) am 14. Juli 1924.

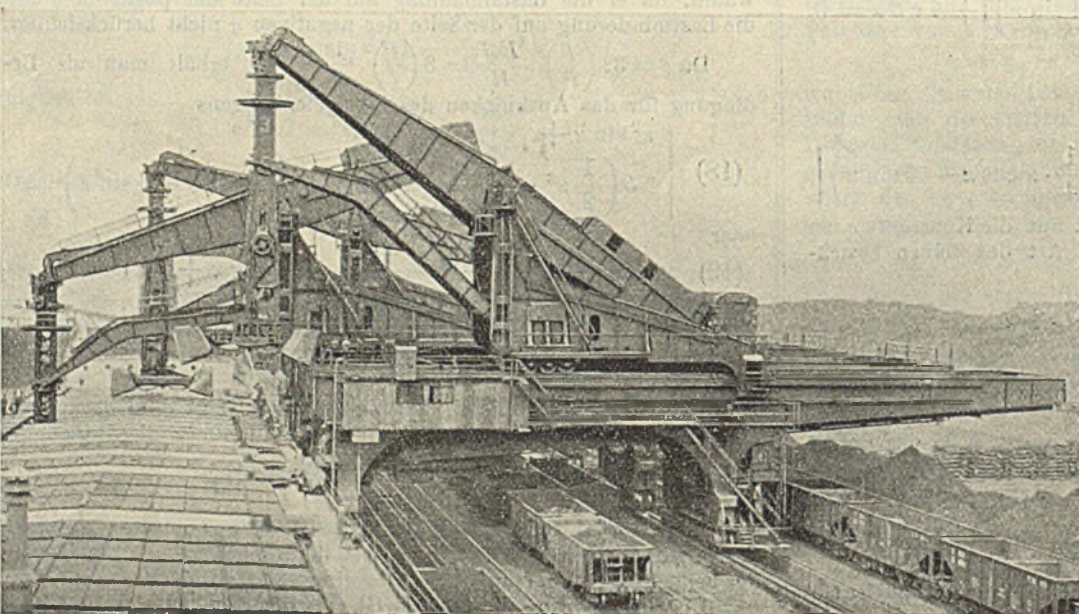
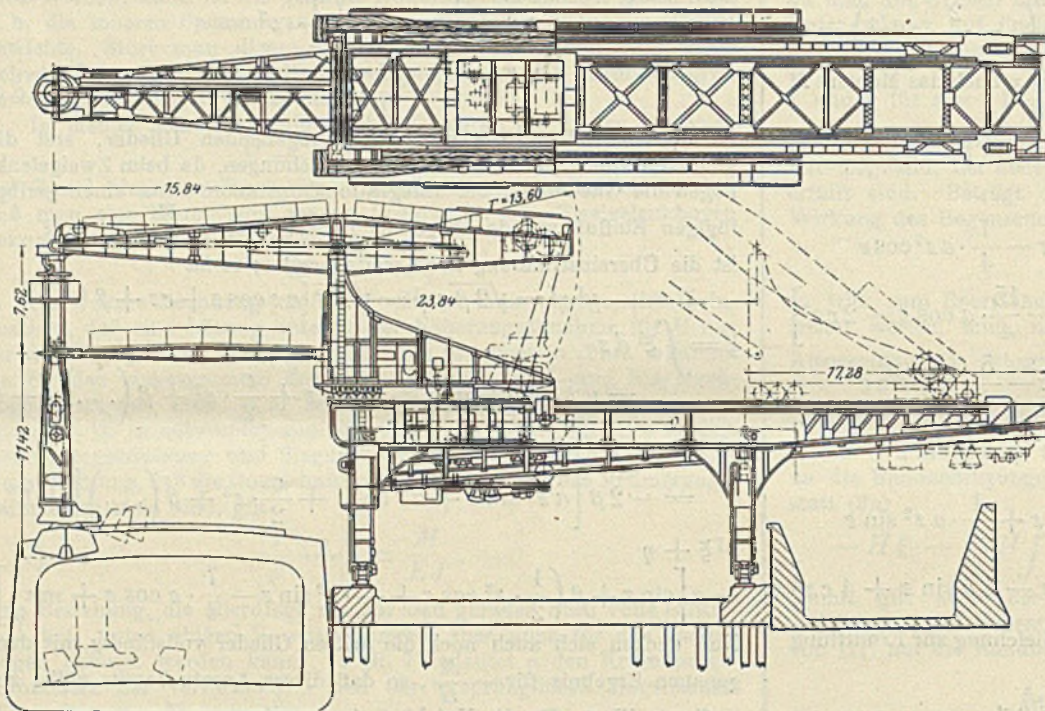


Abb. 11 a bis c. W.-S.-M.-Erzentrader der United States Steel Corporation in Conneaut.

Henry Ford wurde am 30. Juli 1863 geboren. Sein erster Wagen ward 1892 vollendet, 1896 der zweite. 1897 zeigte der amerikanische Zirkuskönig Barnum in seinem Zelt einen der vier Kraftwagen, die damals auf den Straßen der Neuen Welt liefen. 1903 entstanden bei Ford 195 Fahrzeuge, 1908/09: 10 660 (zu 950 \$ je Wagen), 1923: 2090959 (zu 295 \$ je Wagen). Die Fordwerke stellen jetzt täglich 7500 Automobile her. 1923 waren in den U. S. A. mehr als 15 Mill. Kraftwagen in Betrieb. Während ein Fordwagen rd. 2 R.-M. je kg kostet, stellt sich der günstigste Preis für ein deutsches Fahrzeug auf 8 R.-M. je kg, und während bei uns eine Fabrik im Mittel ihr Kapital jährlich dreimal umsetzt, gibt es in den Vereinigten Staaten mehrere Autofabriken, die ihr Kapital fünfzigmal umsetzen. „Der Verkehr ist die Hauptschlagader im Volkskörper, und die Beförderung der Güter und die Überwindung des Raumes sind die obersten Faktoren wirtschaftlicher Entwicklung“.

Unvergeßlich und überwältigend sind die Eindrücke jener Tage; wundervolle, überaus lehrreiche Drucksachen haben den Wirkungsgrad dieser Zeit noch stark erhöht. Für den Transport-Ingenieur ist hier das Paradies, und man schätzt die Deutschen. Chicago mit dem benachbarten Riesen-Stahlwerk in Gary, das allein im Februar 1924 rd. 326000 t¹¹⁾ Stahl erzeugt hat, führte zu Betrachtungen über die zurzeit größten Krane der Welt¹²⁾ (rd. 400000 kg Tragkraft)¹³⁾, sowie über die Hulett-Stielgreifer (Abb. 10¹⁴⁾ und Abb. 11 a/c) und Eisenbahnwagenkipper (Abb. 12 a/c) der Wellman-Seaver-Morgan Co., Cleveland (Ohio). Pittsburg (vgl. Abb. 2) zeigte sich — wie Detroit — hervorragend deutschfreundlich; in dem nahe gelegenen Clairton

¹¹⁾ 1 short ton zu 2000 Pfd. (lbs.) = 907 kg; 1 long oder gross ton zu 2240 Pfd. (lbs.) = 1016 kg. 1 deutsche Tonne (t) = 1000 kg.

¹²⁾ Buhle, „Schwerlastkrane“, Fördertechnik 1925, S. 80 ff.

¹³⁾ Gebaut von der Alliance Co., Alliance (Ohio).

¹⁴⁾ Von den neun dargestellten Maschinen wurde die erste 1898 erbaut, die zwei letzten sind im Juli 1924 in Betrieb genommen worden. Die vier links aufgestellten, hydraulisch arbeitenden Krane haben eine Greiffähigkeit von 10 t, während die fünf rechts sichtbaren elektrisch ausgerüstet sind und je 17 t fassen können. Vergl. auch Buhle, „Zur Frage der Bewegung und Lagerung von Hüttenrohstoffen“, Stahl u. Eisen 1906, S. 858 ff.

(Carnegie-Werke) können täglich 6 000 000 kg Koks erzeugt werden. Baltimore (Abb. 13) und Philadelphia (Abb. 14, vergl. auch Abb. 5 e u. 6 e) besitzen sehr bedeutende Umschlaganlagen für Kisten-, Sack- und Ballenware wie für Schaufelgut (Korn, Kohle und dergl.); Philadelphia hat auch eine bemerkenswerte Anlage für Müllverwertung, d. h. für ein besonders in Hafenstädten in Zukunft sehr wichtiges Massen-Förder- und -Lagergebiet.

Ein zweiter Aufenthalt in New York schloß die Rundreise höchst erfolgreich ab mit ergänzenden Studien über die Beförderung von gewaltigen Menschenmassen (Zukunftsgestaltung der Hoch-, Straßen- und Untergrundbahnen), über die Aussichten des in natürlicher Größe im Betriebe vorgeführten Modelles einer für den Querverkehr auf der Manhattan-Insel geplant gewesen Stufenbahn in Jersey City (Continuous Transit Co., Inc., New York)¹⁵⁾, über Stapelkarren¹⁶⁾, Otis-Aufzüge, bewegliche Rampen (Abb. 15), selbsttätige Treppen¹⁷⁾ und Steigbänder (Abb. 16 u. 17) und Wendelrutschen (Abb. 18) usw.

Die Rückfahrt auf dem schönsten der Hapag-Dampfer „Albert Ballin“, der (wie sein Schwesterschiff „Deutschland“ und der zurzeit im Bau befindliche Dampfer „Hamburg“) die vorzüglich arbeitenden neuen Frahmischen Schlingertanks besitzt, — tatsächlich blieb die Seekrankheit völlig aus — gestaltete sich zu einer wunderbaren Erholungsreise.

Herzlichen Dank allen, die mir so freundlich geholfen haben!

¹⁵⁾ Vgl. „Die Bautechnik“ 1925, S. 208.

¹⁶⁾ Ebenda 1924, S. 132 ff. und 625 ff., sowie 1925, S. 296; vgl. auch Fördertechnik 1925, S. 110 ff.

¹⁷⁾ Z. d. V. d. I. 1901, S. 1349 ff.

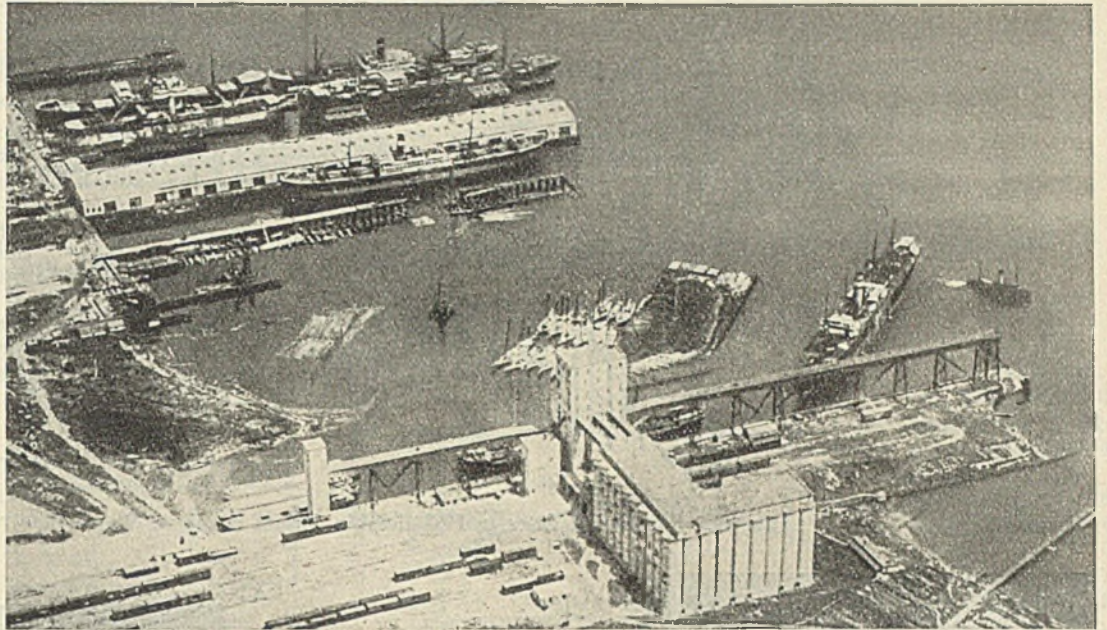


Abb. 13. Kornsilos von 13 000 t (demnächst 20 000 t) in Baltimore (West-Maryland) in Eisenbeton.

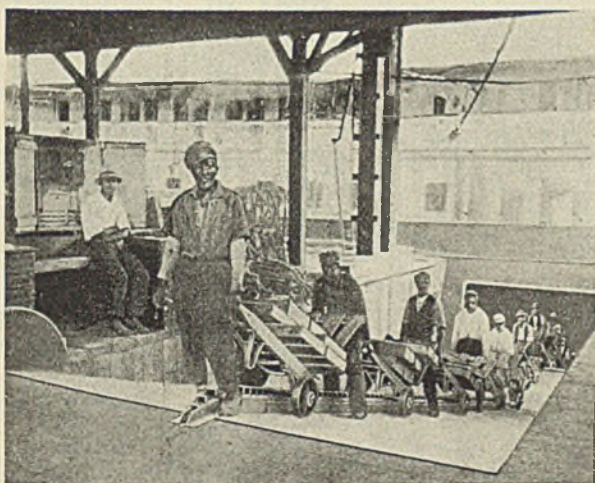
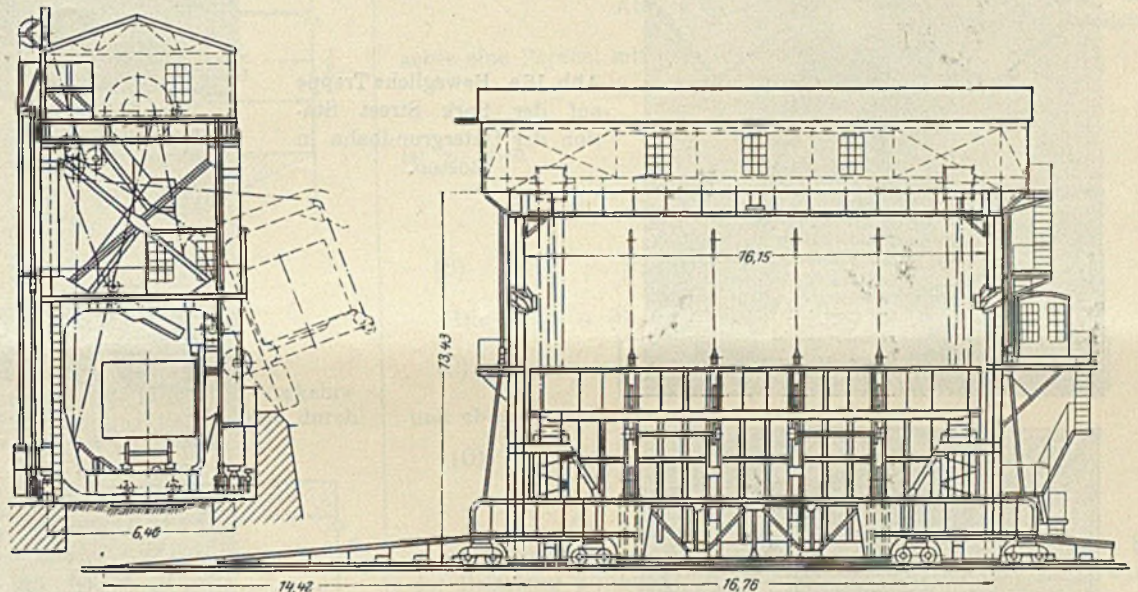


Abb. 15. Selbsttätige Rampe von Otis für Karrenförderung (Dock-Elevator).

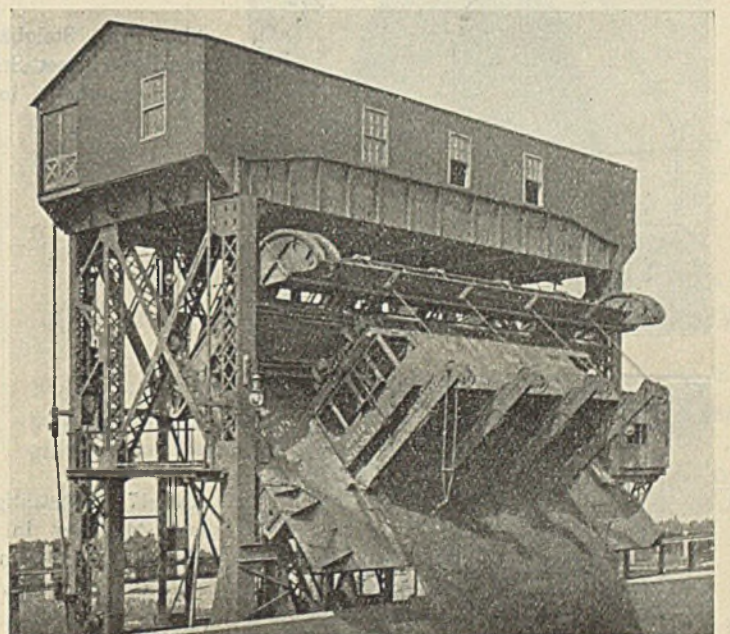


Abb. 12a bis c. Fahrbarer Seitenkipper für Eisenbahnwagen (Bauart Wellman-Seaver-Morgan, Cleveland, Ohio). Stdl. Leistung bis zu 30 Wagen.

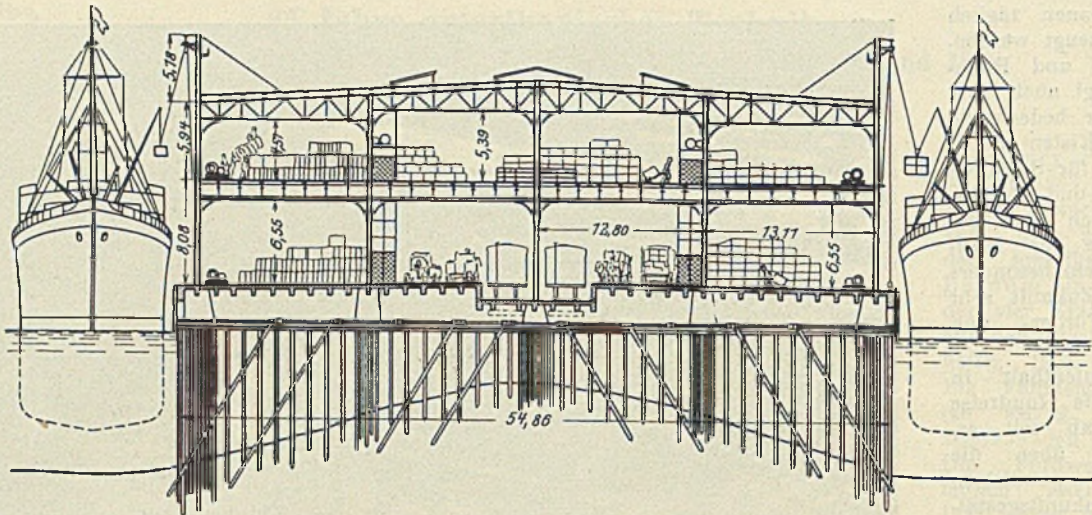


Abb. 14. Southwark Piers in Philadelphia (Breite rd. 55 m, Wassertiefe rd. 9 m).

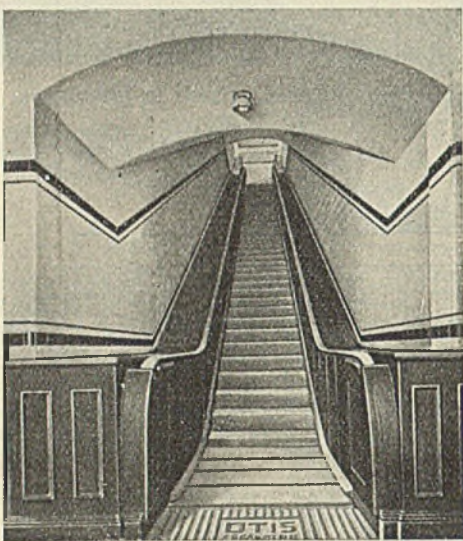


Abb. 16a. Bewegliche Treppe auf der Park Street Station der Untergrundbahn in Boston.

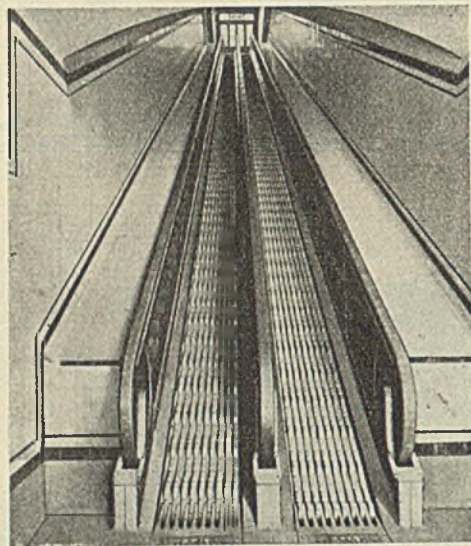


Abb. 16b. Steigbänder auf der Park Street Station der Untergrundbahn in Boston.

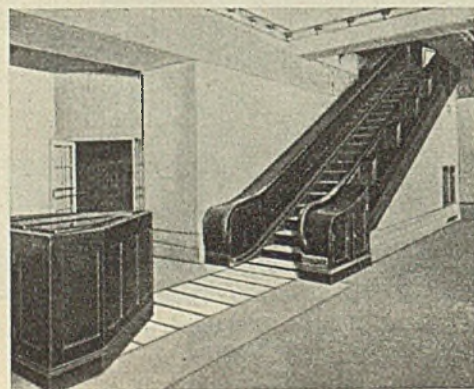


Abb. 17. Selbsttätige Treppe mit Abweiser in der Anhäuser Busch-Brauerei in St. Louis.

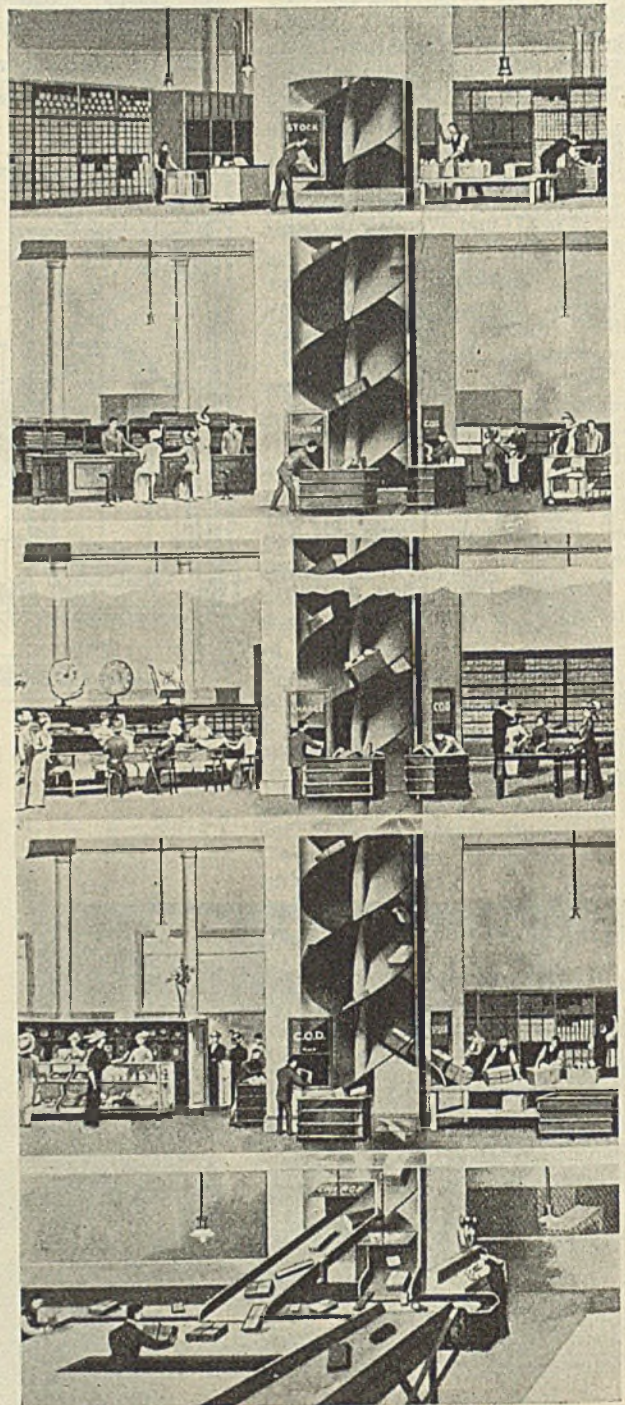


Abb. 18. Dreispiraltige Otis-Wendelrutsche für Warenhäuser.

Einfluß der Gleiskrümmung auf die Durchbiegung der Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von J. Hailer, Eisenbahnoberingenieur, Erfurt.

a) Vollwandige Hauptträger.

Nach den „Vorschriften für Eisenbauwerke“, vom 25. Februar 1925, S. 48, ist für vollwandige Träger auf zwei Stützen mit gleichbleibendem Querschnitt, d. h. sämtliche Gurtplatten sind bis zum Trägerende durchgeführt, die größte Durchbiegung in der Mitte

$$(1) \quad f_{\max} = \frac{5 M_{\max} l^2}{48 EJ}$$

Bei einem Vollwandträger auf zwei Stützen mit veränderlichem Querschnitt, wobei also nur ein Teil der Gurtplatten bis zum Trägerende durchgeführt ist, ist die Durchbiegung um rd. 10% größer, d. h. in der Formel (1) ist die Ziffer 5 durch 5,5 zu ersetzen.

Hierin bedeutet: M_{\max} das größte Biegemoment aus der für die Berechnung der Durchbiegung maßgebenden Belastung, l die Trägerstützweite, E das Elastizitätsmaß, J das Trägheitsmoment in Trägermitte.

Vorstehende Formeln sind streng genommen nur anwendbar, wenn die Gleisachse eine Gerade ist und mit der Brückenachse zusammenfällt.

Für den Fall, daß die Gleisachse auf der Brücke in einem Bogen liegt, sollen im folgenden für den Vollwandträger auf zwei Stützen Formeln für die größte Durchbiegung in Trägermitte bei ruhender Belastung hergeleitet werden.

Bekanntlich ist allgemein die Durchbiegung im Abstände x vom linken Auflager (Abb. 1)

$$(2) \quad f = \int \frac{M M' dx}{EJ}$$

worin bedeutet: M das Biegemoment aus der ruhenden Verkehrsbelastung, M' das Biegemoment aus der Belastung des Trägers durch eine Last = 1 an der Stelle, wo die Durchbiegung gesucht wird (in diesem Falle in der Trägermitte), E das Elastizitätsmaß, J das Trägheitsmoment in der Trägermitte.

Bei Berücksichtigung des Einflusses der Gleiskrümmung auf den inneren und äußeren Hauptträger berechnen sich im Abstände x vom linken Auflager die Biegemomente bei gleichmäßig verteilter Last (Abb. 2) für den inneren Hauptträger

$$(3) \quad M_{x(i)} = a_i \left(\frac{pl}{2} \cdot x - \frac{px^2}{2} \right) = a_i \cdot \frac{px}{2} (l - x),$$

für den äußeren Hauptträger

$$(4) \quad \begin{cases} M_{x(o)} = b_o \left(\frac{pl}{2} \cdot x - \frac{px^2}{2} \right) \\ = b_o \cdot \frac{px}{2} (l - x), \end{cases}$$

wo l die Trägerstützweite, a_i und b_o den Einfluß der Gleiskrümmung und p die Belastung/Längeneinheit ausdrücken.

Mit bezug auf Abb. 3 wird bei 2 t ruhender Last

$$a_i b_o - 2 \left(\frac{b_o}{2} - y + i \right) = 0$$

$$(5) \quad a_i = 2 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_o} (y - i) \right]$$

und ebenso

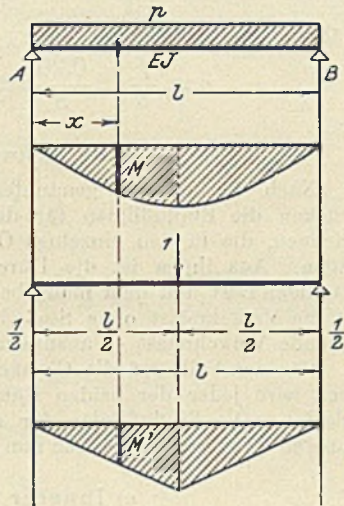


Abb. 1.

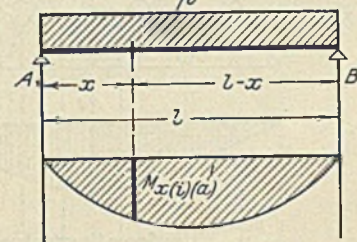


Abb. 2.

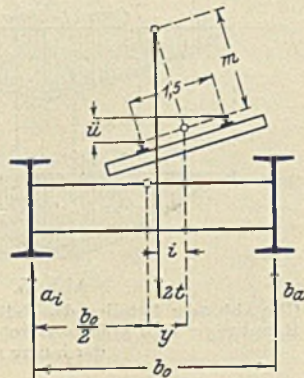


Abb. 3.

$$b_o b_o - 2 \left(\frac{b_o}{2} + y - i \right) = 0$$

$$(6) \quad b_o = 2 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_o} (y - i) \right]$$

Der Wert i berechnet sich bei Schienenüberhöhung \ddot{u} aus:

$$1,5 : \ddot{u} = m : i$$

$$(7) \quad i = m \cdot \frac{\ddot{u}}{1,5}$$

Ist nach Abb. 4: l die Sehnenlänge des Gleisbogens (Trägerstützweite) auf der Brückenfahrbahn, o der Abstand der Gleisachse im Bogen Scheitel von der Brückenachse, f die Bogenhöhe, b_o der Abstand der Hauptträger voneinander, und wird angenommen, daß die gekrümmte Gleis-

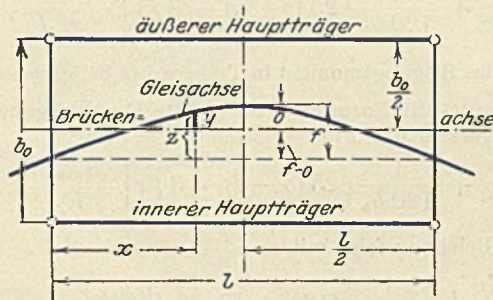


Abb. 4.

achse eine Parabel mit der Gleichung

$$z = \frac{4fx}{l^2} (l - x)$$

ist, so wird

$$y = z - (f - o) = \frac{4fx}{l^2} (l - x) - (f - o)$$

$$(8) \quad y = o - f + \frac{4fx}{l^2} (l - x)$$

Die Gl. (5) u. (6) gehen alsdann über in:

$$(9) \quad a_i = 2 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_o} \left(o - f - i + \frac{4fx}{l^2} (l - x) \right) \right]$$

und ebenso

$$(10) \quad b_o = 2 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_o} \left(o - f - i + \frac{4fx}{l^2} (l - x) \right) \right]$$

a) Innerer Hauptträger.

Aus Gl. (2) berechnet sich nun für den inneren Hauptträger bei der Belastung p /Einheit die größte Durchbiegung in der Mitte, wenn für M die Werte aus Gl. (3) u. (9) und nach Abb. 1 für

$$M' = \frac{1}{2} \cdot x$$

eingeführt werden:

$$f_{\max(i)} = \frac{2}{EJ} \int_0^{\frac{l}{2}} 2 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_o} \left(o - f - i + \frac{4fx}{l^2} (l - x) \right) \right] \cdot \frac{px}{2} (l - x) \frac{x}{2} \cdot dx.$$

Hieraus wird:

$$(11) \quad f_{\max(i)} = \left[\frac{5}{48} - \frac{1}{120 b_o} (25(o - i) - 3f) \right] \frac{p l^4}{8 EJ}$$

Setzt man für $\frac{p l^2}{8} = M_{\max}$ das größte Biegemoment in der Trägermitte bei gerader Gleisachse, so lautet die Formel für die größte Durchbiegung des inneren Hauptträgers in der Mitte:

$$(12) \quad f_{\max(i)} = \left[\frac{5}{48} - \frac{1}{120 b_o} (25(o - i) - 3f) \right] \frac{M_{\max} l^2}{EJ}$$

Aus Gl. (12) folgt mit $o = \frac{f}{3}$

$$(13) \quad f_{\max(i)} = \left[\frac{5}{48} - \frac{1}{360 b_o} (16f - 75i) \right] \frac{M_{\max} l^2}{EJ}$$

und mit $o = \frac{f}{2}$

$$(14) f_{\max(i)} = \left[\frac{5}{48} - \frac{1}{240 b_0} (19f - 50i) \right] \frac{M_{\max} l^2}{EJ}$$

β) Äußerer Hauptträger.

Ebenso folgt aus Gl. (2) mit den Werten Gl. (4) u. (10) und mit $M = \frac{1}{2} \cdot x$ die größte Durchbiegung in der Mitte bei der Belastung p /Einheit zu

$$f_{\max(a)} = \frac{2}{EJ} \int_0^{\frac{l}{2}} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0} \left(o - f - i + \frac{4fx}{l^2} (l-x) \right) \right] \cdot \frac{px}{2} (l-x) \frac{x}{2} \cdot dx$$

Hieraus folgt:

$$(15) f_{\max(a)} = \left[\frac{5}{48} + \frac{1}{120 b_0} (25(o-i) - 3f) \right] \frac{pl^4}{8EJ}$$

Für $\frac{pl^2}{8} = M_{\max}$ das Biegemoment in Trägermitte bei gerader Gleisachse gesetzt, so lautet die Formel für die größte Durchbiegung des äußeren Hauptträgers in der Mitte

$$(16) f_{\max(a)} = \left[\frac{5}{48} + \frac{1}{120 b_0} (25(o-i) - 3f) \right] \frac{M_{\max} l^2}{EJ}$$

Aus vorstehender Gleichung folgt mit $o = \frac{f}{3}$

$$(17) f_{\max(a)} = \left[\frac{5}{48} + \frac{1}{360 b_0} (16f - 75i) \right] \frac{M_{\max} l^2}{EJ}$$

und mit $o = \frac{f}{2}$

$$(18) f_{\max(a)} = \left[\frac{5}{48} + \frac{1}{240 b_0} (19f - 50i) \right] \frac{M_{\max} l^2}{EJ}$$

Die Formeln 11 bis 18 sind bei Trägern mit gleichbleibendem Querschnitt, wenn also die Gurtplatten bis zum Trägerende durchgeführt sind, anwendbar. Für den Fall, daß die Gurtplatten nur teilweise bis zum Trägerende durchgehen, ist die Zahl 5 durch 5,5 zu ersetzen.

γ) Soll die Durchbiegung des inneren und äußeren Hauptträgers bei ruhender Belastung die gleiche sein, so ist für $o =$ dem Abstand der Gleisachse von der Brückenachse (Abb. 4) nachstehend ermittelter Werte zu wählen. Zur Bestimmung von o muß die Bedingung erfüllt sein:

$$f_{\max(i)} = f_{\max(a)}$$

$$\frac{1}{EJ} \frac{pl^4}{8} \left[\frac{5}{48} - \frac{1}{120 b_0} (25(o-i) - 3f) \right]$$

$$= \frac{1}{EJ} \frac{pl^4}{8} \left[\frac{5}{48} + \frac{1}{120 b_0} (25(o-i) - 3f) \right]$$

Daraus ergibt sich:

$$(19) o = \frac{3}{25} f + i$$

Aus dieser Gleichung ist folgendes zu schließen: Ist $o < \frac{3}{25} f + i$, so ist die Durchbiegung des inneren Hauptträgers stets größer als die des äußeren, und umgekehrt.

δ) Beispiel.

$$l = 20 \text{ m}; b_0 = 3,6 \text{ m}; r = 250 \text{ m}; \ddot{u} = 0,12 \text{ m}; m = 2 \text{ m};$$

$$i = 2 \frac{0,12}{1,5} = 0,16 \text{ m}; f \approx \frac{l^2}{8r} = \frac{20^2}{8 \cdot 250} = 0,20 \text{ m};$$

$$o = \frac{f}{3} = \frac{0,20}{3} \text{ m}.$$

Nach Gl. (13) wird

$$f_{\max(i)} = \left[\frac{5}{48} - \frac{1}{360 \cdot 3,6} (16 \cdot 0,20 - 75 \cdot 0,16) \right] \frac{M_{\max} l^2}{EJ}$$

$$f_{\max(i)} = 0,1110 \frac{M_{\max} l^2}{EJ}$$

Aus Gl. (17) folgt:

$$f_{\max(a)} = \left[\frac{5}{48} + \frac{1}{360 \cdot 3,6} (16 \cdot 0,20 - 75 \cdot 0,16) \right] \frac{M_{\max} l^2}{EJ}$$

$$f_{\max(a)} = 0,0974 \frac{M_{\max} l^2}{EJ}$$

Ist nun:

$$J = 3\,000\,000 \text{ cm}^4 \text{ (gleichbleibender Querschnitt);}$$

$$E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2; l = 2000 \text{ cm};$$

$$M_{\max} = \frac{511}{2} = 255,5 \text{ tm} = 25\,550\,000 \text{ cmkg (Lastenzug } E),$$

so wird die größte Durchbiegung des inneren Hauptträgers

$$f_{\max(i)} = 0,1110 \frac{25\,550\,000 \cdot 2000^2}{2\,100\,000 \cdot 3\,000\,000} = 1,80 \text{ cm},$$

die des äußeren Hauptträgers berechnet sich zu:

$$f_{\max(a)} = 0,0974 \frac{25\,550\,000 \cdot 2000^2}{2\,100\,000 \cdot 3\,000\,000} = 1,58 \text{ cm}.$$

Hiernach erfährt der innere Hauptträger eine um 0,22 cm größere Durchbiegung als der äußere. Zu den vorstehend ermittelten Durchbiegungen sind die vom Eigengewicht herrührenden noch hinzuzurechnen.

Die Durchbiegung der beiden Hauptträger würde die gleiche sein, wenn

$$o = \frac{3}{25} f + i = \frac{3}{25} 0,20 + 0,16 = 0,184 \text{ m},$$

während im vorliegenden Falle

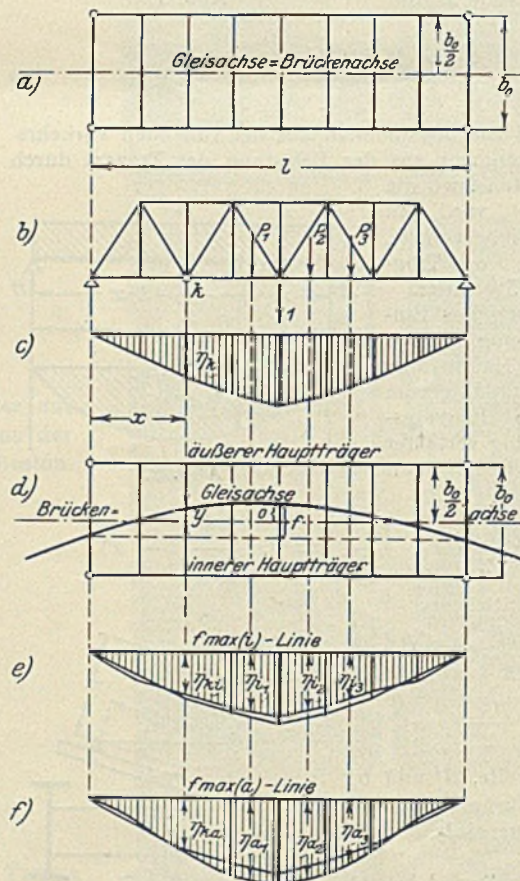
$$o = \frac{f}{3} = \frac{0,20}{3} = 0,067 \text{ m beträgt.}$$

b) Fachwerkbrücken.

Nach den unter a genannten Vorschriften sind bei Fachwerkbrücken die Einflußlinien für die Durchbiegung der Punkte aufzuzeichnen, die in den einzelnen Öffnungen die größte Einsenkung erleiden. Aus ihnen ist die Durchbiegung dieser Punkte unter der ständigen Last und dem maßgebenden Lastenzug zu ermitteln. Dabei ist die Verkehrslast ohne Stoßwirkung und ohne Fliehkraft — also ruhende Verkehrslast — anzunehmen.

Für den Fall, daß die Gleisachse auf der Brücke in einem Bogen liegt, wird jeder der beiden Hauptträger eine andere Durchbiegung erleiden. Die Einflußlinien für die Durchbiegung des inneren und äußeren Hauptträgers können nun auf folgende Weise ermittelt werden.

c) Innerer Hauptträger.



Ist die Einflußlinie für die Einsenkung der Trägermitte nach einem als bekannt vorausgesetzten Verfahren für den Fall ermittelt, daß die Gleisachse eine Gerade ist und mit der Brückenachse zusammenfällt (Abb. 5a), und ist η_k eine Ordinate dieser Einflußlinie (Abb. 5c), η_{ki} eine Ordinate der Einflußlinie für den inneren Hauptträger bei gekrümmter Gleisachse (Abb. 5d u. 5e), so läßt sich schreiben

$$\eta_{ki} = a_i \eta_k$$

wo a_i den Einfluß der Gleiskrümmung bei einer beweglichen Last von 2 t auf die Ordinate η_k darstellt. Nach Gl. (5) ist

$$a_i = 2 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0} (y - i) \right]$$

Abb. 5.

(Die Abb. 5e u. f stellen den Fall dar, daß der äußere Hauptträger eine größere Durchbiegung erfährt, als der innere.)

Die Ordinate η_{ki} im Abstände x vom linken Auflager der Einflußlinie für die Durchbiegung des inneren Hauptträgers berechnet sich alsdann aus:

$$\eta_{k_i} = 2 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0} (y - i) \right] \eta_k.$$

Unter der Annahme, daß die Gleisachse eine Parabel der Gleichung (9) ist:

$$y = o - f + \frac{4fx}{l^2} (l - x),$$

wird

$$(20) \quad \eta_{k_i} = \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0} \left(o - i - f + \frac{4fx}{l^2} (l - x) \right) \right] \eta_k.$$

Die Durchbiegung in Trägermitte berechnet sich alsdann aus der neuen Einflußlinie (Abb. 5e) zu:

$$(21) \quad f_{\max(i)} = \Sigma P \eta_i.$$

β) Äußerer Hauptträger.

Ist wie unter α η_k eine Ordinate der Einflußlinie der Abb. 5c (die Gleisachse eine Gerade); η_{k_a} eine Ordinate der Einflußlinie für den äußeren Hauptträger bei gekrümmter Gleisachse (Abb. 5d u. 5f), so darf man schreiben

$$\eta_{k_a} = b_a \eta_k,$$

wo b_a den Einfluß der Gleiskrümmung bei einer beweglichen Last von $2t$ auf die Ordinate η_k darstellt. Nach Gl. (6) ist

$$b_a = 2 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0} (y - i) \right].$$

Die Ordinate η_{k_a} im Abstände x vom linken Auflager der Einflußlinie für die Durchbiegung des äußeren Hauptträgers berechnet sich alsdann aus:

$$\eta_{k_a} = 2 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0} (y - i) \right] \eta_k$$

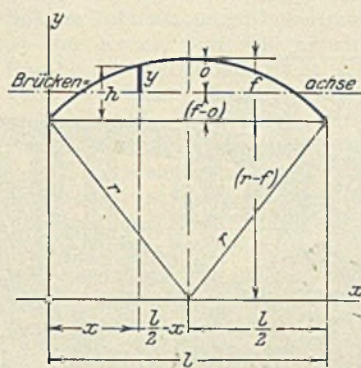
und mit Gl. (8) — Gleisachse eine Parabel — wird

$$(22) \quad \eta_{k_a} = 2 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0} \left(o - i - f + \frac{4fx}{l^2} (l - x) \right) \right] \eta_k.$$

Aus der neuen Einflußlinie berechnet sich alsdann die Durchbiegung in Trägermitte zu:

$$(23) \quad f_{\max(a)} = \Sigma P \eta_a.$$

γ) Gleichungen von η_{k_i} und η_{k_a} , wenn die Gleisachse in einem Kreisbogen liegt und die Kreisgleichung statt der Parabelgleichung zugrunde gelegt wird.



Nach Abb. 6 ist der Bogenstich genau

$$f = r - \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2}\right)^2}$$

oder angenähert

$$f \approx \frac{l^2}{8r}.$$

Die Ordinate y im Abstände x von der y -Achse ist:

$$y = h - (f - o) = h + o - f;$$

h berechnet sich aus:

$$(h + r - f)^2 + \left(\frac{l}{2} - x\right)^2 = r^2$$

zu

$$h = -(r - f) + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}.$$

In die Gleichung für y den Wert für h eingesetzt, ergibt sich:

$$(24) \quad y = o - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2}.$$

Diesen Wert nun in die Gleichungen für η_{k_i} und η_{k_a} , statt der Parabelgleichung eingeführt, ergibt für:

$$(25) \quad \eta_{k_i} = 2 \left[\frac{1}{2} - \frac{1}{b_0} \left(o - i - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2} \right) \right] \eta_k$$

und

$$(26) \quad \eta_{k_a} = 2 \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{b_0} \left(o - i - r + \sqrt{r^2 - \left(\frac{l}{2} - x\right)^2} \right) \right] \eta_k.$$

Im übrigen wird noch bemerkt, daß auch bei Fachwerkträgern in den meisten Fällen bei dem inneren Hauptträger größere Durchbiegungen auftreten werden als bei dem äußeren.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 10. August ausgegebene Heft 15 (I R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Regierungspräsident Krüger: Zum Entwurf eines preußischen Städtebaugesetzes. — Architekt Kurt Frick: Haus Direktor Vorbringer in Königsberg. — Architekt Kurt Frick: Fischersiedlung Neukubren. — Architekt Hermann Distel: Das Hamburger Messehaus.

Zum Einsturz des Neubaus der Stuttgarter Stadthalle. In der letzten Sitzung des Gemeinderats machte der Vertreter der Stadtverwaltung u. a. folgende Mitteilungen über den Einsturz der im Bau begriffenen Stadthalle an der unteren Neckarstraße: Ein starker Windstoß hat die im Bau befindliche Stadthalle am 23. Juli, nachmittags in der Zeit zwischen 1.¹⁰ und 1.¹⁵ Uhr vollständig niedergelegt. Es waren fünf Binder bereits fertig aufgerichtet und verstrebt; der sechste Binder war seit vormittags 10 Uhr aufgerichtet. Der an der Werderstraße gelegene Teil dieses Binders war mit den anderen bereits verbunden; der Restteil sollte nachmittags verbunden werden. Am siebenten Binder wurde bereits gearbeitet. Der beim Generalunternehmer Epple beschäftigte Zimmerpolier Dietrich, der während der Mittagspause auf der Baustelle anwesend bleibt, hatte um 12^{1/2} Uhr wegen des zu dieser Zeit herrschenden starken Sturmes den Bauplatz besichtigt und alles in Ordnung befunden. Die Arbeiten wurden um 1 Uhr von der gesamten Belegschaft von 64 Mann wieder aufgenommen, da zu diesem Zeitpunkt der Sturm nachgelassen hatte. Leider sind bei dem Unfall eine Anzahl von Arbeitern verletzt worden; es sind insgesamt 12 Verletzte gemeldet worden, davon 3 schwer. Infolge des Unglücksfalles ist damit zu rechnen, daß die Halle von dem Generalunternehmer zum festgesetzten Zeitpunkt wohl nicht wird übergeben werden können. Über die Frage der Fortführung des Baues wird von den zuständigen Stellen entschieden werden.

Noch einiges von der Schifffahrtabteilung der Verkehrsausstellung zu München. In der „Bautechnik“ 1925, Heft 30, S. 409, hat

Oberregierungsbaurat Loebell schon einen Überblick gegeben über die Leistungen der Wasserstraßenverwaltung im Reichsverkehrsministerium und über die wichtigsten Bauten an den Reichswasserstraßen. Die Münchener Ausstellung bietet aber außerdem noch eine so reiche Fülle bemerkenswerter Pläne und Modelle von ausgeführten und geplanten Wasserbauten, sowie von Schiffahrt- und Hafenanlagen, daß ein kurzer Hinweis auf diese der Fachwelt willkommen sein dürfte.

Auf dem Gebiete der Seeschifffahrt hat zunächst das Preussische Ministerium für Handel und Gewerbe Pläne der ihm verbliebenen Ostseehäfen und der Harburger Hafenanlagen sowie die Erweiterung des Fischereihafens Wesermünde in großen Plänen und die neue Einfahrtsschleuse in einem Modell zur Darstellung gebracht. Dieses Bauwerk besteht aus einer kleineren Kammer für Küstenfahrzeuge und aus einer großen Kammer von 100 m nutzbarer Länge und 30 m Torweite für die Seedampfer. Den Verschluss bildet ein Schieber.

Nicht nur die großen Hansestädte Hamburg, Bremen und Lübeck, sondern auch die Hafenstädte Kiel, Stettin und Königsberg haben in großen Plänen und Bildern ihre bestehenden und geplanten Hafenanlagen und Schifffahrteinrichtungen ausgestellt.

Der Hamburger Riesenhafen ist durch ein Modell im Maßstabe 1:2000 sehr anschaulich dargestellt, Bremen hat ebenfalls Modelle von seinen Häfen ausgestellt, Lübeck zeigt auf großen Karten seine Verkehrsbeziehungen mit Skandinavien und Finnland, Stettin und Königsberg weisen auf ihr weitreichendes Hinterland hin. Die großen Dampfergesellschaften sind mit vorzüglich ausgearbeiteten Modellen ihrer neuesten Fahrzeuge und Verladeeinrichtungen vertreten. Ein Querschnittsmodell durch Schiffskörper und Kaischuppen gibt ein anschauliches Bild, wie die eng verstaute Güter maschinell gehoben und in die Lagerräume des Schuppens verbracht werden.

Einen besonders großen Raum auf der Ausstellung nimmt die Binnenschifffahrt ein. Hier fallen in erster Reihe die großen Hafenanlagen des Rhein- und Ruhrgebietes in die Augen. Der Hafenverband des Rheinstromgebietes, die Verwaltung der Duisburg-Ruhr-

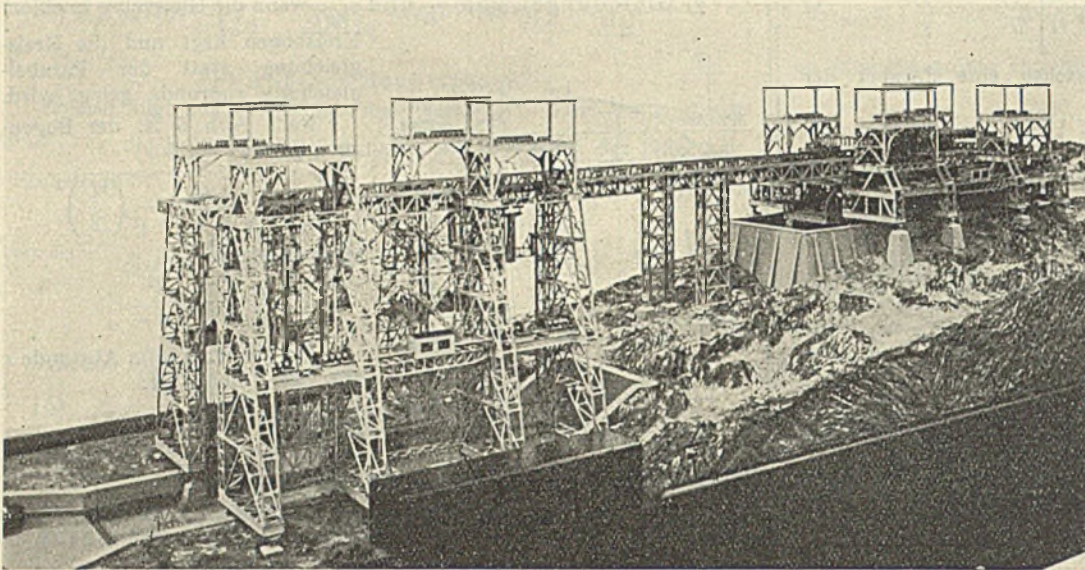


Abb. 1. Modell des Schiffshebewerkes von A. Klönne. — Ansicht vom Unterwasser.

orter Häfen, der Rheinschiffahrtkonzern Rhenania zu Mannheim, die Städte Köln, Frankfurt, Gelsenkirchen u. a. zeigen in Lageplänen, Modellen und Bildern ihre mustergültigen Hafen- und Schiffahrt-einrichtungen. Die schwebenden norddeutschen Kanalpläne sind nur teilweise vertreten. Unter anderem hat der „Weserbund“ die Pläne des Hansakanals, des Werra-Main-Kanals und des Oldenburgischen Küstenkanals in großen Wandkarten und Bildern zur Ausstellung gebracht. Auch die Neckarkanal A. G. zeigt Teile ihres Kanalisierungsplanes, und die Badische Wasserstraßenverwaltung gibt ihren Entwurf einer Rheinregulierung für die Strecke Straßburg—Basel bekannt. Sie stellt dar, wie durch einen dem Charakter des Stromes angepaßten Einbau von flachen Bühnen, Grundschwellen und Leitwerken ein der Großschiffahrt genügendes Fahrwasser geschaffen werden kann, so daß die Anlage eines besonderen Seitenkanals nicht notwendig sein würde. Die Badische Wasser- und Straßenbau-

Ausbau seiner Wasserstraßen besonders vertreten ist. Abgesehen von einer Darstellung der neuen Hafenanlagen von Aschaffenburg, dem jetzigen Endpunkte der Rheinschiffahrt, hat die Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft ihre bereits in Angriff genommene 607 km lange Großschiffahrtstraße Aschaffenburg—Bamberg—Nürnberg—Kolheim—Regensburg—Passau in wirkungsvoller Weise zur Geltung gebracht. In einem besonderen Oberlichtraum ist ein fein ausgearbeiteter Reliefplan einer Teilstrecke des Kanals in der Nähe von Nürnberg aufgestellt, der die Trassierung der Kanallinie mit ihren fünf Schleusen und zwei Kraftwerken zeigt. Besonders in die Augen fällt das große, mit landschaftlichem Hintergrunde aufgestellte Modell der Kachletstufe in der Donau unterhalb Passau. Dieses seit zwei Jahren im Bau begriffene Bauwerk besteht im wesentlichen aus dem 175 m langen Donauwehr mit sechs Öffnungen von je 25 m Weite, das übrigens noch in einem größeren Modell mit allen Einzelheiten von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg ausgestellt ist. Im Anschluß an dieses Wehr wird ein 122 m langes Krafthaus mit neun Turbinenkammern für 42000 PS mittlere Leistung und mit einem rechtwinklig anstoßenden Schaltheus errichtet. Für die Schiffahrt sind am linken Ufer in einem kurzen Seitenkanal zwei Schleppzugschleusen von 230 m Kammerlänge und 24 m Torweite in der Ausführung begriffen. Die Fertigstellung der ganzen Anlage ist in zwei Jahren zu erwarten. Die Schwierigkeiten der Ausführung erkennt man aus den zahlreichen Lichtbildern an den Wandflächen, deren eine mit einem Phantasiegemälde der zukünftigen Nürnberg-Fürther Hafenanlage bedeckt ist.

Aber nicht nur große Hafenpläne und Schiffahrtanlagen zeigt die Ausstellung, sondern es sind auch technische Einzelheiten, wie Krane, Wehre, Schleusen und Brücken der verschiedensten Art in Zeichnungen, Bildern und Modellen zu sehen, die für den Bauingenieur von besonderem Interesse sein dürften. Es sei hier nur auf die verschiedenen Systeme von Schiffshebewerken hingewiesen, die in kunstvoll ausgearbeiteten Modellen vorgeführt werden. Das für den Abstieg bei Niederfinow zur Ausführung bestimmte Hebewerk von 36 m Hub ist bereits von Loebell beschrieben. Es ist aber noch ein zweites Modell desselben Systems von der Firma Dyckerhoff & Widmann ausgestellt, das eine Lösung in Massivbauweise darstellt. Besondere Beachtung verdient das große Modell eines neuartigen Schiffshebewerkes für Trockenförderung, das die Firma August Klönne zu Dortmund ausgestellt hat und im Betriebe vorführt. Wie die Abb. 1 und 2 zeigen, ist es ganz in Eisen konstruiert und in allen Teilen leicht zugänglich. Das Kanalschiff wird hierbei nicht in einem Wassertrog schwimmend, sondern auf einer Plattform aufsitzend, mittels eines Hebegerüsts, maschinell gehoben. Dann wird die Plattform mit dem Schiff von einer Katze gefaßt und wagerecht weiterbewegt, bis das Schiff mit einer zweiten Krananlage in die andere Haltung hinabgelassen werden kann. Die zu bewegende Last ist dabei natürlich bedeutend geringer als bei einem Schwimmtrog und bei der Hebung und Senkung durch Gegengewichte zum größeren Teil ausgeglichen. Von besonderer Bedeutung ist es, daß bei diesem System die schwierigen Torverschlüsse des Troges und der Haltungen fortfallen. Die wagerechte Kranbahn gestattet einen bequemen Anschluß an das Gelände unter Fortfall schwerer Mauerabschlüsse und Dichtungen. Allerdings eignet sich die Trockenförderung nur für Schiffe, die derart gebaut sind, daß sie auch in beladenem Zustande aus dem Wasser gehoben werden können, ohne Schaden zu nehmen.

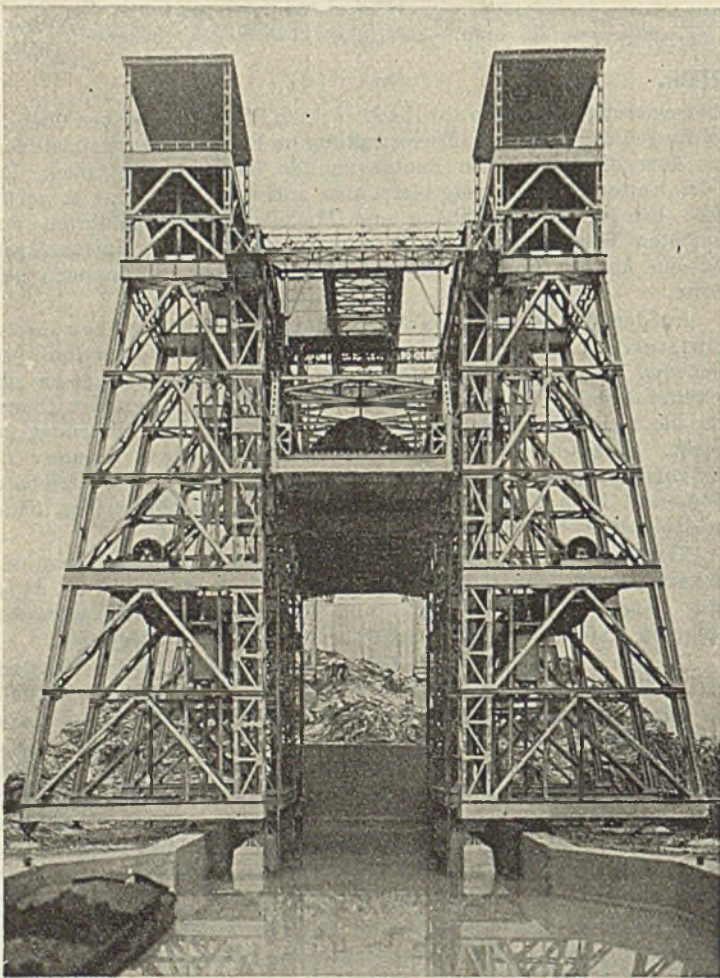


Abb. 2. Schiffshebewerk von A. Klönne. — Schaubild der ganzen Anlage.

Das vierte Hebewerk, das von der Siemens-Bauunion zu Berlin in einem Modell ausgestellt ist, beruht auf dem Prinzip des Schwimmauftriebs, das auch dem Henrichenburger Hebewerk zugrunde liegt, nur daß die Schwimmkörper sich nicht in Brunnen-schächten, sondern in hohen wasserdichten Eisenbetontürmen bewegen. An den vier Schwimmkörpern ist der Trog mit dem Schiff aufgehängt. Diese zwar theoretisch mögliche Lösung dürfte schwerlich praktische Verwendung finden, abgesehen von den außerordentlich hohen Baukosten einer derartigen Anlage. Contag.

Talsperrenbrüche. Gegen die Versuche, für den Bruch der Gleno-Staumauer¹⁾ das Prinzip der aufgelösten Bauweise verantwortlich zu machen, wurde sofort nach ihrem Auftauchen von berufener Seite eingeschritten. Insbesondere läßt auch das amtliche Gutachten der von der italienischen Regierung bestellten Sachverständigen keinerlei Zweifel nach dieser Richtung, und in Italien und Amerika, den heute im Talsperrenbau führenden Ländern, ist man denn auch — wie die Inangriffnahme neuer Bauten des genannten Typs zeigt — über jene Mutmaßungen schnell zur Tagesordnung übergegangen.

Immerhin ist es bemerkens- und dankenswert, daß Luigi Kambo in „Energia Elettrica“ 1925, Heft 6, nachweist, daß der Gleno-Einsturz genau so wenig gegen die Gewölbereihendämme beweist, wie es der Einsturz der Dausville- oder der Stony-River-Sperre gegen das Ambursensystem und eine ganze Reihe von eingestürzten Schwergewichtmauern gegen diese älteste Bauart tun können. Im einzelnen behandelt Kambo den Bruch der Sperren von Puentes in Spanien, del'Habra und Cheurfas in Algier, Bouzey in Frankreich, Austin-Texas, Austin-Colorado, Dausville, Stony-River und Asley in Amerika.

Die den traurigen Reigen eröffnende Staumauer von Puentes wurde 1785 bis 1791 in Bruchsteinmauerwerk mit beiderseitiger Haussteinverkleidung ausgeführt und galt damals als ein Wunder der Baukunst; sie war 50 m hoch, hatte eine Kronenbreite von 18,89 m, eine Fußbreite von 46 m, eine Länge von 282 m und war trotz ihrer reichlichen Abmessungen mit überaus großer Sorgfalt ausgeführt worden; leider nur in bezug auf den Mauerkörper, der an den Widerlagern zwar an festen und jeder Beanspruchung gewachsenen Kalksteinfels anschloß, dessen Untergrund jedoch erst in großer Tiefe ein zusammenhängendes Gefüge zeigte, in den oberen Lagen tief zerklüftet und voll Kies und Sand geschlämmt war. Ohne diese schwierigen Untergrundverhältnisse eingehend zu untersuchen, entschloß man sich zur Herstellung einer ausgedehnten Pfahlgründung für das nach der Talseite durch eine starke Herdmauer abgeschlossene Bauwerk.

Bereits 1792 wies der Marine-Ingenieur Joaquin Ibergüen warnend auf den bereits bei einer Stauhöhe von nur 12 m auftretenden Wasserverlust und auf die der unterhalb gelegenen Stadt Lorca im Falle eines Mauerbruches drohende Gefahr hin; er fand jedoch kein Gehör, es wurde vielmehr mit der Füllung des Beckens fortgefahren. Während der nächsten trockensten Jahre erreichte diese kaum die halbe Höhe. Als jedoch infolge starker Niederschläge der Stauinhalt 47 m erreichte, stürzte am 30. April 1802 die Mauer ein. Der Einsturz kostete 680 Menschen das Leben, außer anderem großen Sachschaden wurden allein 807 Gebäude zerstört.

Nach den Beobachtungen bei Beginn des Einsturzes war das Unglück offenbar eine Folge der Wirkung des Auftriebs, der — wie einwandfrei festgestellt — zunächst einen Bruch der talseitigen Herdmauer verursachte, wodurch dann unter den andringenden Wassermassen eine Bresche von 25 m Breite und etwa 30 m Höhe entstand. Der obere Teil der 50 m hohen Mauer hielt auch auf der eingestürzten Strecke, nach Kambo ein schlüssiger Beweis der Gewölbewirkung auch bei allein nach dem Schwergewichtprinzip gebauten geradlinigen Staumauern.

Die Talsperre von Habra in Algier wurde 1866 bis 1871 als Schwergewichtmauer nach dem Entwürfe des durch eine Reihe französischer Staumauerbauten vorteilhaft bekanntgewordenen Delocre erbaut und zeigte die wenig glückliche Besonderheit einer nach der Wasserseite zu offenen Krümmung des Grundrisses, die freilich auch neuerdings und ohne alle schädlichen Folgen bei der als Gewölbereihendamm ausgeführten Palmale-Sperre²⁾ angewendet worden ist. Gleich nach ihrer Vollendung wurde sie 1872 durch ein Hochwasser auf eine Länge von 50 bis 125 m beschädigt, jedoch alsbald wieder hergestellt und aufs neue in Betrieb genommen. Sehr bald bemerktes Quell- und Sickerwasser trat allmählich so stark auf, daß der Ingenieur Pochet der Brücken- und Straßenbauverwaltung das Bauwerk als ein riesiges Filter bezeichnen konnte. Allmählich bildete sich von den Auslaugungen des Sickerwassers auf der Rückseite eine dicke weißleuchtende Kalkschicht.

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 2, S. 15; Heft 11, S. 87.

²⁾ Ein Bericht darüber wird in einem der nächsten Hefte der „Bautechnik“ erscheinen.

Im Jahre 1881, als der Stauspiegel mit rd. 34 m Höhe nur noch etwa 1,60 m unterhalb der Krone der Mauer stand, riß diese auf eine Länge von 140 bis 316 m; 400 Menschen fanden dadurch ihren Tod. Spätere Untersuchungen haben eine Fugenbeanspruchung von 2,36 kg/cm² an der Krone, von 9,45 kg/cm² am Mauerfuß ergeben, was nach Kambo für sich allein nicht die Ursache des Unfalls gebildet haben kann; weit eher wäre dieser der Verwendung mangelhafter Baustoffe und schlechter Ausführung in Verbindung mit der vorerwähnten Grundrißanordnung zuzuschreiben. Als Hauptursache ist jedoch nach den Untersuchungen der bekannten Talsperrenbauer Zoppi und Torricelli sowie denjenigen von Crugnola auch hier mangelnde Kenntnis und Berücksichtigung des ungeeigneten Untergrundes anzunehmen, der aus stark zerklüftetem Tertiärkalkstein bestand und in um 45° talwärts geneigten Schichten gelagert war. Das Bauwerk wurde mit verbreitertem Fuße und senkrechter Vorderseite wiederhergestellt.

Die ebenfalls in Algier — bei Oran — gelegene Schwergewichtmauer von Cheurfas wurde 1882 bis 1884 für einen Stauinhalt von 18 Mill. m³ gebaut und war kaum fertig, als bereits bei der ersten Füllung zwar nicht die eigentliche Mauer, wohl aber das rechte in Kalkmergel eingelassene Widerlager dem Andränge des Wassers nachgab und dann die Mauer dort auf 40 m Breite einstürzte. Der Stauinhalt vereinigte sich mit dem der unterhalb gelegenen Talsperre von St. Denis und richtete umfangreiche Zerstörungen an; da rechtzeitige Warnung möglich gewesen war, blieb es glücklicherweise bei einem Verlust von nur zehn Menschenleben. Die Ursache ist auch hier in mangelnder Berücksichtigung der Untergrund- und Auftriebsverhältnisse zu suchen.

Die Talsperre von Bouzey war als Schwergewichtmauer mit geradlinigem Grundriß 1878 bis 1880 für einen Stauinhalt von 8 Mill. m³ gebaut und wies eine Länge von 525 m, eine Höhe von 22 m auf. Die Füllung begann 1881; Anfang März 1884 stand der Stauspiegel etwa 2,20 m unter H.H.W., als am 13. des genannten Monats die Mauer — aufrecht stehenbleibend — auf eine Länge von 135 m verschoben wurde und die Form eines nach vorn offenen Bogens mit etwa 0,34 m Pfeilhöhe annahm. Gleichzeitig wuchs der Wasserverlust von 75 auf 325 l/Sek.

Obschon dieser Sachverhalt eigentlich auffallend und bedenklich genug war, wurden keinerlei Sicherheitsmaßregeln ergriffen, das Becken vielmehr um weitere 20 cm gestaut. Erst 20 Monate später, gegen Ende des Jahres 1885, wurde es endlich abgelassen und alsbald festgestellt, daß der stark zerklüftete Felsen des Untergrundes etwa 2 bis 3 m tief geborsten und an mehreren Stellen nachgiebig und durchlässig war. Es wurden nunmehr umfangreiche Grundbefestigungsarbeiten ausgeführt, die bis September 1889 dauerten; dann wurde im November desselben Jahres das Becken bis zur höchsten Stauhöhe gefüllt und dabei eine veränderliche Durchbiegung von etwa 18 mm beobachtet. Immerhin vergingen weitere fünf Jahre, bis in der Nacht zum 27. April des Jahres 1895 die Sperre in einer Höhe von 10 bis 11 m und auf eine Strecke von 170 m einbrach, die bemerkenswertere genau die gleichen 135 m umfaßte, die sich bereits elf Jahre früher verschoben hatten.

Auch damals wurde durch das Unglück, das umfangreiche Sachschäden und den Tod von 86 Menschen zur Folge hatte, eine heftige Polemik und eine Reihe von Prozessen veranlaßt, in deren Verlauf von drei gerichtlichen Sachverständigen der eine den Einsturz auf Kippmomente, die beiden anderen auf zu große Schubbeanspruchung zurückführten; jedenfalls ging — obschon sonach eine genaue Übereinstimmung der Männer der Wissenschaft nicht zu erzielen war — ihr Urteil dahin, daß das Mauerprofil zu schwach gewesen sei. Die oben erwähnten italienischen Sachverständigen Zoppi und Torricelli vertraten dagegen auch in diesem Fall den Standpunkt, daß die Schuld dem viel zu durchlässigen Untergrunde beizumessen wäre; sie widerrieten ein für allemal die Gründung auf stark mergelhaltigem und unter Witterungs- und anderen Einflüssen leicht zersetzbarem Boden, der im vorliegenden Fall noch mit Sandschichten durchzogen war: Selbst da, wo der Laie bei oberflächlicher Untersuchung unbegrenzte Haltbarkeit des Bodens findet, kann dessen Nachgeben und eine Verschiedenheit des Setzens um einige Millimeter für das Bauwerk verhängnisvolle Folgen haben.

1901/02 ist die Mauer von Bouzey dann an der gleichen Stelle wieder errichtet, jedoch mit stärkerem Querschnitt und mit einer um 6,40 m niedrigeren Stauhöhe, so daß der jetzige Inhalt des Beckens nur noch 1,5 Mill. m³ beträgt.

Zeitlich die nächsten in der Reihe der Talsperrenbrüche sind diejenigen der beiden Austin-Mauern. Die ältere — in Texas gelegen — wurde 1890 bis 1893 für einen Stauinhalt von 64 Mill. m³ erbaut; sie hatte eine Höhe von 20,13 m, eine Länge von 322 m und war als Schwergewichtmauer mit Überlauf ausgebildet. Der Kalkstein des Untergrundes war so brüchig und rissig, daß er an einigen Stellen schon mit der Schaufel gelöst werden konnte und den Gebrauch der Spitzhacke überflüssig machte. Seit 1896 stellte der leitende In-

genieur beginnende Unterspülungen fest: Kein Wunder, nachdem man im Jahre 1889 vor Inangriffnahme der Arbeiten mit einer Sonde von 1,62 m Länge noch keinen festen Felsen unter den verwitterten Schichten der Talseite hatte finden können! Der Wasserverlust stieg von 135 l/Sek. unmittelbar nach Beginn der Füllung bis auf 283 l/Sek. im Jahre 1897; im Frühling 1899 wurde ein Riß im Mauerkörper festgestellt, der geschlossen werden konnte, zu Ende desselben Jahres wieder sichtbar und nochmals gedichtet wurde.

An Vorboten des Bruches hatte es somit nicht gefehlt; dieser fand am 7. April 1900 statt, als die Überfallhöhe des Wassers 3,37 m über Mauerkrone betrug, plötzlich und auf eine Breite von 150 m dergestalt, daß der Mauerkörper aufrecht stehenbleibend um etwa 18 m nach vorn verschoben wurde. Der an das Massiv der Überlaufmauer anschließende, nach dem Ambursensystem gebaute Teil der Talsperre hat einwandfrei standgehalten, obschon sein Volumen kaum ein Viertel des ersten betrug.

Die Austin-Mauer in Colorado wurde 1909 in Stampfbeton mit Blocksteineinlage als Schwergewichtmauer rechteckigen Querschnitts von 12,80 m Stauhöhe und 166 m Länge ausgeführt; an der Vorderseite war sie durch Eiseneinlagen verstärkt, der Fuß durch eine Steinschüttung geschützt. Gleich nach Vollendung der Bauarbeiten traten zwei Risse auf, von denen der eine etwa 160 m vom rechten Ende der Mauer auf deren volle Höhe durchging, der andere sich am Ende des Überlaufes zeigte; sie wurden auf das Schwinden des Betons zurückgeführt und gedichtet. Bei der ersten Füllung zeigten sich dann Gleiterscheinungen am linken Widerlager, während starker Wasserverlust auf mangelhaften Untergrund schließen ließ. Am nächsten Morgen war die Zahl der Risse auf fünf gewachsen, und einige Teile der Mauer hatten sich um 45 bis 77 cm von ihrer Unterlage verschoben. Da Ablaufleitungen fehlten oder unzureichend waren, wurden unter Anwendung von Dynamit zwei Breschen gesprengt; das Staubecken wurde entleert und hierbei festgestellt, daß die Überlaufmauer nach vorn verschoben war: der beste Beweis für die Wirkung des Auftriebes.

Nachdem man die Rückseite durch Mauerwerk und Steinschüttung verstärkt und an der Vorderseite zur Abfangung des aufquellenden Wassers eine bisher fehlende Herdmauer gezogen hatte, wurde die Sperre von neuem in Benutzung genommen.

Am 30. September 1911 riß sie plötzlich abermals in sieben große Stücke, die von dem Fundament stürzten, auf dem nur etwa ein Fünftel des ganzen Bauwerks stehenblieb. Die Schuld ist dem durchlässigen Untergrund und dem geringen Gewicht der Mauer zuzuschreiben, die — obschon als Schwergewichtmauer gebaut — nur auf völlig einwandfreiem Baugrunde standsicher sein konnte.

Die nach dem Ambursentyp in Eisenbeton mit ziemlich starkem vorderen Gefälle gebaute Sperre von Dausville (N.Y.) hatte eine Länge von 111 m einschließlich eines Anschlußdamms in Erdschüttung; sie brach am 5. Dezember 1909 infolge Auftriebs, als die Füllung etwa 0,35 m unter H.H.W. stand, wobei sieben Felder von je 4,50 m Breite einstürzten.

Die Talsperre am Stony-River war wie die vorgenannte nach dem Ambursentyp, jedoch mit nur schwach geneigter Vorderwand gebaut, hatte eine Länge von 324 m und eine Stauhöhe von 15,50 m; die gesamte Bauhöhe betrug wegen der sehr tiefen Gründung 24,70 m. Der Baugrund bestand aus Ton mit Lagen von Sand und Kies; einige Tage vor dem Einsturz wurden Durchsickerungen an einem Pfeiler in Nähe des linken Widerlagers bemerkt, die schnell stärker wurden und umfangreiche Auswaschungen verursachten. Am 15. Januar — sechs Monate nach Fertigstellung — stürzte die Mauer dann auf 20 m Breite ein, während auf ihrem übrigen, 304 m langen Teile, bei dem die Fundierungsarbeiten bis auf festen Felsboden getrieben waren, keinerlei Schaden eintrat. Die Lücke wurde alsbald wieder geschlossen, indem man auch hier bis auf festen Baugrund hinunterging.

Der Asley-Staudamm bei Pittsfield in Massachusetts — 1907/08 auf gefrorenem Alluvialboden gegründet — zeigte sofort bei der Füllung starke Durchsickerungen. Solange im Anfang sorgfältige Überwachung herrschte, ereignete sich weiter nichts; bei deren Nachlassen jedoch gab unter dem 12,5 m hohen und 40 m langen Damm am 19. Januar 1909 der Untergrund nach: Das Wasser riß ein 6 m tiefes, etwa 16 m breites und langes Loch, wogegen der Dammkörper unversehrt blieb und durch eine Abfangkonstruktion dauernd erhalten werden konnte.

Den zeitlich nunmehr folgenden Gleno-Einsturz behandelt Kambo nur insoweit, als er feststellt, daß auch hierbei (neben mangelhafter Sorgfalt der Bauausführung, D. Verf.) ebenso wie bei allen vorigen die ungenügende Eignung des tief zerklüfteten und brüchigen Bodens eine verhängnisvolle Rolle spielt. Der Einsturz darf um so weniger auf Rechnung der aufgelösten Bauweise gesetzt werden, als das Bauwerk zunächst — wie auch Kelen in „Beton u. Eisen“ 1924, Heft 11 und Petry in seinem Vortrage auf der 27. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins mitteilen — als Schwergewichtmauer ge-

dacht und dementsprechend gegründet war und man sich erst später entschlossen hat, auf das vorhandene Fundamentmassiv einen Gewölberiehdamm zu setzen. Nach Kelen wurde „die Felssohle so, wie sie durch Glazialbildung und Erosion gestaltet war, einfach als Gründungsfläche genommen, ohne besondere Verzahnung und ohne Vorlage einer genügend tiefen und kräftigen Herdmauer. Das Mauerwerk der Gründung wurde mit schlechtem Kalkmörtel ausgeführt.“

Kambo erklärt denn auch ohne weiteres, daß der Bruch nicht durch den zu starken Druck des Beckeninhalts auf die Bogenwandung oder des aufgehenden Mauerkörpers auf das Fundament verursacht wurde, sondern eben durch die Einwirkung des Auftriebes auf die völlig ungenügend befestigte Gründung, also durch dieselben Umstände, die die früheren Unfälle verschuldet haben. Ki.

Gasfernleitung im Ruhrgrubengebiet. Im Grubengebiet der Ruhr und von dieser bis Barmen ist eine Hochdruckleitung zur Weiterförderung des Kokereigases angelegt; sie ist auf einer Strecke von etwa 50 km hergestellt zur Abgabe von jährlich etwa 30 Mill. m³ und späterhin bis zu rd. 100 Mill. m³ Gas unter 2 at Druck. Die Leitung hat auf den ersten 20 km einen Durchmesser von 50 cm, im übrigen einen solchen von 40 cm, sie besteht aus Stahlmuffenrohren von je 10 bis 12 m Baulänge und ist teilweise unter schwierigen Verhältnissen durch bebaute Stadtteile geführt. — Bei der Muffenverbindung ist zur Abdichtung zunächst Teerstrick, dann eine Lage Bleiwolle und darüber eine Lage Gußblei angebracht. Alsdann wurde die Leitung einem Probedruck von 2 at unterworfen und noch ein Gummiring durch Flanschenringe der als gasdicht befundenen Muffenverbindung vorgepreßt. In den durch bebaute Orte gehenden Strecken sind die einzelnen Muffenverbindungen noch mit Entlüftungsrohr bis zur Straßendecke versehen; diese bieten dem jeweils austretenden Gase möglichst widerstandsfähigen Ausweg ganz ins Freie, ohne daß es durch das Erdreich in die Häuser dringen kann. Diese Rohre dienen zugleich zu dauernd zugänglicher leichter Überwachung der Verbindungen (mittels Gasoskops) auch auf kleinste Undichtigkeiten.

Zur Verdichtung des Gases dienen drei Kolbengebläse, davon eins in unmittelbarer Kupplung mit einem Gasmotor von 350 PS; die beiden anderen im Anschluß an eine durchgehende Welle nebst elastischen Kupplungen werden durch zwei Gasmotoren von 100 und 200 PS sowie einen Drehstrommotor von 300 PS angetrieben.

Die bruchsicheren Stahlrohre sind an Stelle von Gußeisenrohren gewählt besonders in Rücksicht auf ihre weit größere zulässige Baulänge und die dementsprechend mögliche Einschränkung der Anzahl von Muffenverbindungen zugunsten der allgemeinen Sicherheit der Gasfernleitung. Reg.-Baumeister Kropf, Kassel.

Technische Hochschule Stuttgart. Wie uns mitgeteilt wird, ist Herr Emil Kübler, Mitinhaber der Firma Karl Kübler A.-G., Unternehmung für Hoch- und Tiefbau, zum Ehrensator der Technischen Hochschule Stuttgart ernannt worden.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: die Reichsbahnräte Nüssel, Ludwigsbafen (Rhein), als Vorstand zur Betriebsinspektion Bayreuth und Balk, Regensburg, als Referent zum Maschinen-Konstruktionsamt München, die Reichsbahnbaumeister Dr.-Ing. Braumandl, Regensburg, zur R. B. D. Würzburg und Robert Bauer, Würzburg, zur R. B. D. Regensburg.

Den Reichsbahnoberräten Arnold, Berlin (R. B. D.), und Koester, Halle (Saale), sind die Geschäfte eines Abteilungsleiters übertragen worden.

Der Reichsbahnrat Theodor Bauer ist von der R. B. D. zur Betriebsinspektion 2 Ludwigshafen (Rhein) als deren Vorstand überwiesen worden.

Der Reichsbahnamtman Karl Neumann, Münster (Westf.), ist gestorben.

Preußen. Der Regierungsbaumeister (W.) Bachmann ist von Norden an das Wasserbauamt Frankfurt a. O. versetzt worden.

INHALT: Zur Berechnung der Knickbelastung von Bogenträgern. — 25 Jahre amerikanischer Technik. — Einfluß der Gleiskrümmung auf die Durchbiegung der Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Zum Einsturz des Neubaues der Stuttgarter Stadthalle. — Noch einiges von der Schifffahrtsabteilung der Verkehrsausstellung zu München. — Talsperrenbrüche — Gasfernleitung im Ruhrgrubengebiet. — Technische Hochschule Stuttgart. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst Berlin.