DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang | BERLIN, 9. Dezember 1932 | Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Werkstoffuntersuchungen an der Hamburger Baakenbrücke.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Pomp, Düsseldorf.
(Mitteilung aus dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung.)

Durch den Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin, war dem Institut der in Abb. 1 dargestellte Obergurtknotenpunkt eines mittleren Hauptträgers mit ansetzenden Pfosten- und Schrägenstummeln für Untersuchungszwecke zur Verfügung gestellt worden. Der Knotenpunkt entstammt der nach 35jähriger Betriebszeit abgebrochenen Baakenbrücke in Hamburg. Die Anregung zu dieser Werkstoffprüfung ging von Herrn Oberbaurat Baritsch, Baubehörde Strom- und Hafenbau, Hamburg, aus und erfuhr auch durch den Verein Deutscher Eisenhüttenleute, Düsseldorf, bereitwilligst Unterstützung.

Wie aus einer Veröffentlichung von Weyrich aus dem Jahre 1895 in der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins in Hannover hervorgeht, handelt es sich um die erste deutsche Brückenausführung in Flußstahl, und zwar Thomasstahl.

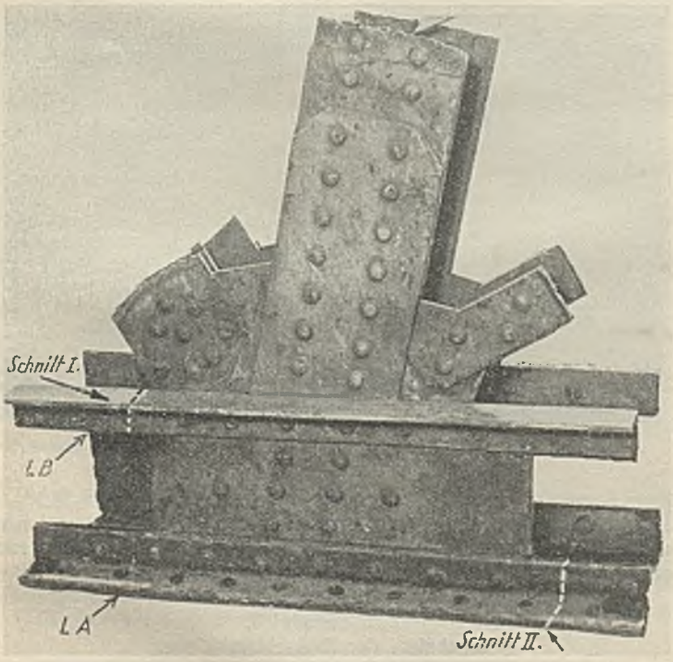


Abb. 1. Knoten aus einer Brückenkonstruktion.

Die vorgeschriebenen Werte für die chemische Zusammensetzung und die Festigkeitseigenschaften sind in Zahlentafel 1 zusammen mit den bei der Abnahme ermittelten Werten wiedergegeben. In der Veröffentlichung weist Weyrich darauf hin, daß der bei der Abnahme gefundene Schwefelgehalt die vorgeschriebene Grenze überschreitet.

Zahlentafel 1.
Vorgeschriebene und bei der Abnahme gefundene Werte für die chemische Zusammensetzung und die Festigkeitseigenschaften.

	Chemische Zusammensetzung				
	C %	Si %	Mn %	P %	S %
Vorgeschrieben . .	0,10	0,02	0,35	0,05	0,02
Gefunden	0,092	0,012	0,357	0,050	0,038

	Festigkeitseigenschaften			
	Zugfestigkeit kg/mm²	Elastizitätsgrenze[1] kg/mm²	Dehnung[2] %	Einschnürung %
Vorgeschrieben . . .	40 bis 45	26	25	50
Gefunden	42,6	28,2	25,2	55,1

[1]) Wahrscheinlich ist die Streckgrenze gemeint.
[2]) Zerreißquerschnitt 300 bis 500 mm². Meßlänge 200 mm.

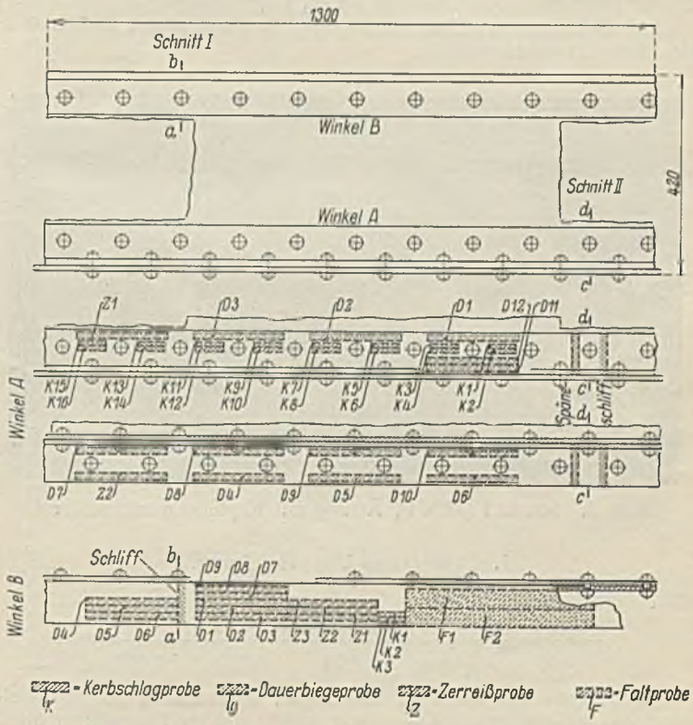


Abb. 2. Lage der Proben im Knotenpunkt (Abb. 1).

Die vom Institut durchgeführten Untersuchungen, die auf die beiden Winkel *A* und *B* und die zugehörigen Deckbleche des Obergurtes (Abb. 1 u. 2) beschränkt wurden, erstreckten sich auf folgende Feststellungen:

1. Chemische Untersuchung.
2. Mechanische Untersuchung.

a) Zugfestigkeitsprüfung an Rundstäben von 8 mm Durchmesser und 80 mm Meßlänge: Ermittlung der Zugfestigkeit, Streckgrenze, Dehnung und Einschnürung, ferner der Elastizitätsgrenze (0,01 % bleibende Dehnung) und der 0,2-Grenze.

b) Kerbschlagprüfung. Die Kerbschlagproben besaßen die Abmessungen 10 × 10 × 55 mm bei einem Bruchquerschnitt von 10 × 7 mm und einem Rundkerb von 2 mm Durchmesser. Sie wurden bei Raumtemperatur auf einem 15 mkg-Pendelhammer geschlagen.

c) Dauerbiegeprüfung. Die Dauerbiegeprüfung wurde an polierten Probestäben auf der Schenckschen Maschine vorgenommen.

d) Faltversuche. Für die Faltversuche wurden Proben von 40 × 14 × 420 mm benutzt. Die Entnahmestelle der Proben geht aus Abb. 2 hervor.

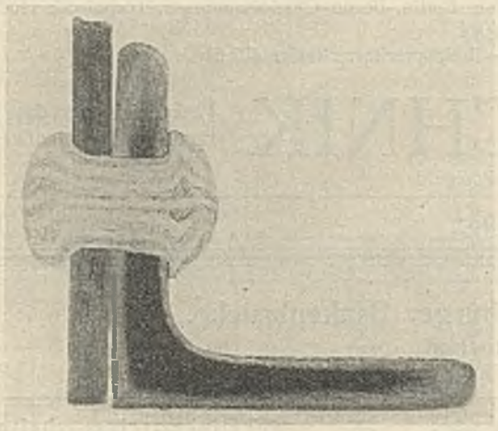


Abb. 3. Schnitt I (Abb. 1), Winkel *B*. Schwefelabdruck nach Baumann.

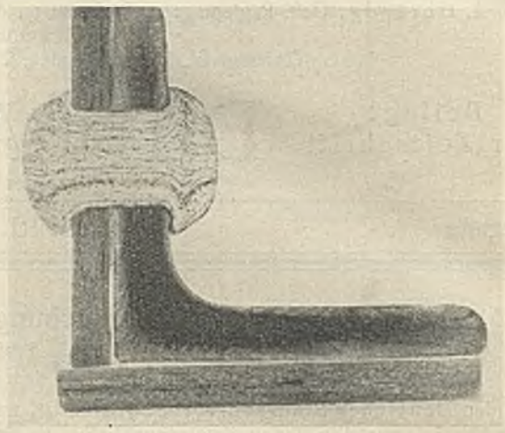


Abb. 4. Schnitt II (Abb. 1), Winkel *A*. Schwefelabdruck nach Baumann.

3. Metallographische Untersuchung.

Durch die aus Abb. 1 u. 2 zu ersehenden Stellen wurden Schnitte (I und II) durch den Obergurt gelegt. Von den Schnittflächen wurden Schwefelabdrucke nach Baumann genommen. Ferner wurden die Schnittflächen mit Kupferammoniumchlorid und nach einem fünfstündigen Anlassen bei 200° nach Fry geätzt. Weiterhin wurden an einzelnen Stellen der Schnittfläche II Gefügebilder bei 100facher Vergrößerung von Schliffen, die mit Pikrinsäure geätzt worden waren, aufgenommen.

Die Ergebnisse der Untersuchung sind in Zahlentafel 2 u. 3 und in Abb. 3 bis 10 wiedergegeben.

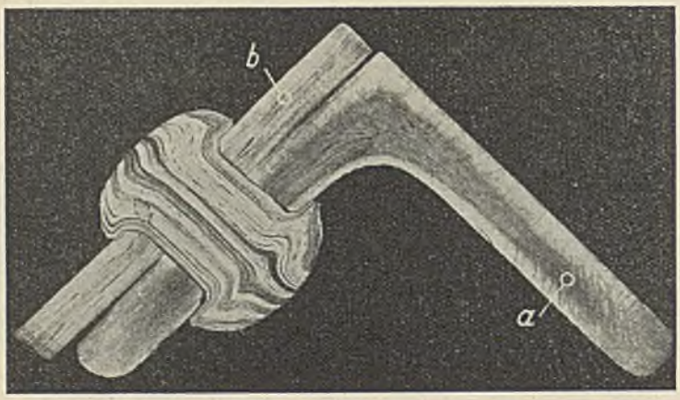


Abb. 5. Schnitt I (Abb. 1), Ätzung mit Kupferammoniumchlorid.

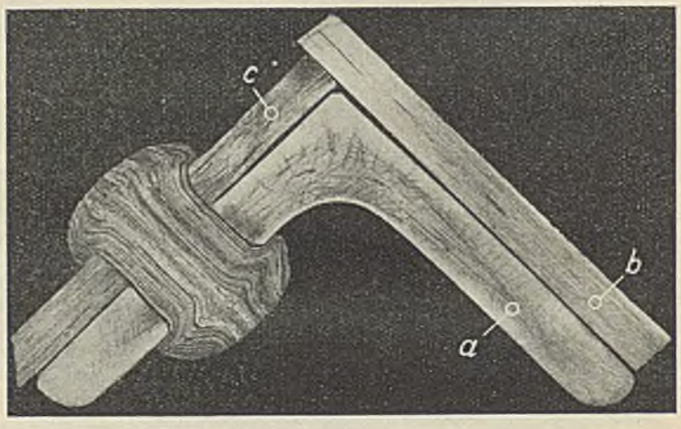


Abb. 6. Schnitt II (Abb. 1), Ätzung mit Kupferammoniumchlorid.

1. Chemische Untersuchung.

C %	Si %	Mn %	P %	S %
0,03	Spuren	0,25	0,052	0,062

Wie bereits von Weyrich festgestellt, überschreitet der Schwefelgehalt den vorgeschriebenen Wert von 0,02 %, der für Thomasstahl überhaupt nicht einzuhalten ist.

2. Mechanische Untersuchung.

a) Zugfestigkeitsprüfung (Zahlentafel 2).

Zahlentafel 2.
Ergebnis der Zugfestigkeitsprüfung.

Bezeichnung der Proben	Dehngrenzen 0,01 % kg/mm²	Dehngrenzen 0,2 % kg/mm²	Streckgrenze kg/mm²	Zugfestigkeit kg/mm²	Dehnung $L = 10\,d$ %	Einschnürung %
Winkel A Z_1 . .	—	—	28,8	39,0	28,8	78,6
„ A Z_2 . .	—	—	27,5	38,6	34,4	78,7
„ B Z_1 . .	—	—	28,6	38,8	26,3	78,6
„ B Z_2 . .	28,1	29,2	—	38,8	26,2	68,5
„ B Z_3 . .	28,4	28,8	—	39,6	28,8	68,3

Die Zugfestigkeit der fünf untersuchten Proben schwankt zwischen 38,6 und 39,6 kg/mm²; sie liegt einige kg/mm² niedriger als der bei der Abnahme gefundene Wert von 42,6 kg/mm².

Die Streckgrenzen- bzw. 0,2-Grenzenwerte von 27,5 bis 29,2 kg/mm² stimmen mit dem als Elastizitätsgrenze bei der Abnahme ermittelten Wert von 28,2 kg/mm² gut überein. Die 0,01-Grenze (28,1 und 28,4 kg/mm²) fällt praktisch mit der Streckgrenze zusammen.

Die bei der Abnahme gefundenen Zugfestigkeitswerte liegen trotz gut übereinstimmender Streckgrenzenwerte etwas höher als die vom Institut ermittelten Zahlen, was nicht ohne weiteres erklärlich ist.

Die Dehnung, die zwischen 26,2 und 34,4 % gefunden wurde, liegt höher als der bei der Abnahme gefundene Wert von 25,2 %, was darauf zurückzuführen sein dürfte, daß bei der Abnahme keine Proportionalstäbe benutzt worden sind. Die Einschnürung, die zwischen 68,3 und 78,7 % liegt, übersteigt den bei der Abnahme ermittelten Wert von 55,1 % erheblich, was mit der Querschnittsform des Zerreißstabes (bei der Abnahme wurden Vierkantstäbe, bei der Prüfung im Institut Rundstäbe verwendet) zusammenhängen dürfte.

b) Kerbschlagprüfung (Zahlentafel 3).

Zahlentafel 3.
Ergebnisse der Kerbschlagprüfung.

Probe	Kerbzähigkeit mkg/cm²	Probe	Kerbzähigkeit mkg/cm²
Winkel A 1 . .	13,1	Winkel A 11 . .	9,9
„ A 2 . .	9,4	„ A 12 . .	10,3
„ A 3 . .	11,6	„ A 13 . .	11,4
„ A 4 . .	13,0	„ A 14 . .	11,7
„ A 5 . .	12,1	„ A 15 . .	13,6
„ A 6 . .	9,9	„ A 16 . .	11,8
„ A 7 . .	10,2	„ B 1 . .	21,4 [1])
„ A 8 . .	13,1	„ B 2 . .	18,3
„ A 9 . .	11,3	„ B 3 . .	10,3
„ A 10 . .	11,1		

[1]) Zweimal geschlagen.

Die Kerbzähigkeit schwankt zwischen 9,4 und 21,4 mkg/cm². Die gefundenen Werte liegen für einen weichen Thomasstahl nicht ungünstig,

insbesondere wenn man berücksichtigt, daß der Werkstoff, wie auf Grund der metallographischen Untersuchung aus dem Vorhandensein zahlreicher Gleitlinien geschlossen werden muß, eine gewisse Kaltverformung und dadurch bedingte Alterung erfahren hat.

c) Dauerbiegeprüfung.

Die Dauerbiegefestigkeit wurde zu rd. 22 kg/mm² ermittelt, ein Wert, der etwa 55% der Zugfestigkeit entspricht. Bemerkenswert ist, daß ein

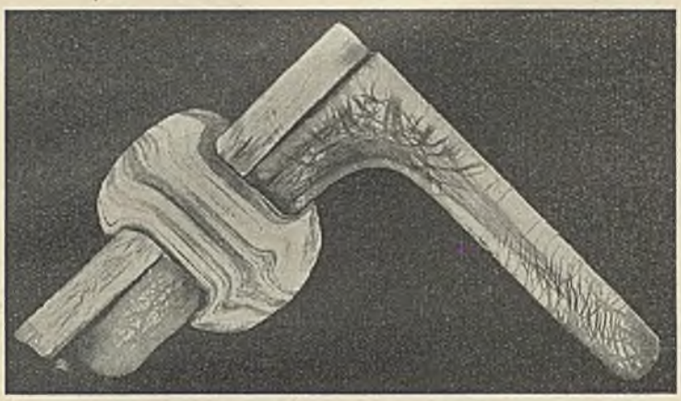


Abb. 7. Schnitt I (Abb. 1), 5 h bei 200° angelassen. Ätzung nach Fry.

Stab bei 26 und ein anderer bei 27 kg/mm² Belastung über 5 Millionen Lastwechsel aushielt, ohne zu brechen. Die verhältnismäßig hohe Dauerbiegefestigkeit kann mit der bereits erwähnten Kaltverformung und Alterung, die das Material erfahren hat, zusammenhängen, die in ihrer Wirkung dem bekannten Hochtrainieren des Probestabes bei der Dauerbiegeprüfung gleichkommt.

d) Faltversuch.

Die Proben ließen sich um 180° biegen, ohne daß Anrisse auftraten.

Abb. 9. Mikrogefüge bei *a* (Abb. 5), geätzt. $V = \times 100$.

3. Metallographische Untersuchung.

Die Schwefelabdrucke (Abb. 3 u. 4) lassen erkennen, daß die Winkel eine stark ausgeprägte Seigerungszone aufweisen, während bei den Flachstäben, abgesehen von den Gasblasenseigerungen, der Schwefel gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist. Die schweißeisernen Nieten sind verhältnismäßig schwefelarm.

Bei den mit Kupferammoniumchlorid geätzten Schliffen (Abb. 5 u. 6) tritt die Seigerungszone in den Winkeln weniger deutlich hervor. Bemerkenswert ist, daß durch diese Ätzung Gleitschichten, wenn auch schwach, zum Vorschein gebracht werden.

Sehr klar treten die zahlreichen Gleitschichten nach einem fünfstündigen Anlassen bei 200° und Behandeln der Proben mit dem Fry-

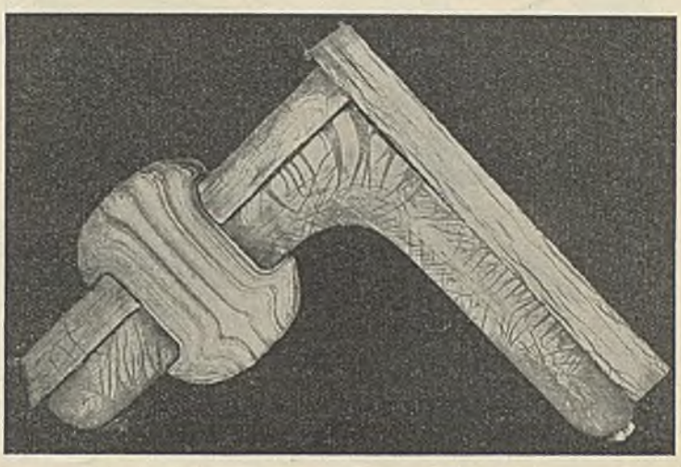


Abb. 8. Schnitt II (Abb. 1), 5 h bei 200° angelassen. Ätzung nach Fry.

schen Ätzmittel hervor (Abb. 7 u. 8). Ob die zur Hervorrufung der Gleitschichten notwendigen, die Streckgrenze überschreitenden Beanspruchungen schon beim Zusammenbau der Brücke oder erst nach deren Inbetriebnahme eingetreten sind, läßt sich nicht in allen Fällen mit Sicherheit sagen. Die starke Dunkelung in der Nähe der Nietlöcher bei den Winkeln dürfte mit dem Nietdruck zusammenhängen.

Die Ausbildung des Korns ist fein und gleichmäßig und entspricht für die Stellen *b* der Abb. 5 und *a*, *b*, *c* der Abb. 6 der Darstellung

Abb. 10. Mikrogefüge aus einem Niet, geätzt. $V = \times 100$.

Abb. 9. Die schweißeisernen Niete weisen größere Schlackeneinlagerungen auf (Abb. 10). Kohlenstoffärmere und kohlenstoffreichere Stellen wechseln miteinander ab.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die mechanischen Eigenschaften des Werkstoffs nach 35jähriger Betriebszeit als recht befriedigend bezeichnet werden müssen. Vom materialtechnischen Standpunkt aus hätte ein Außerbetriebsetzen der Brücke noch nicht zu erfolgen brauchen.

Beitrag zur Berechnung von fahrbaren Portalen für Schwenkabsetzer und Schwenkbagger.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Rasper, Lübeck.

I. Allgemeines.

Schwenkabsetzer und Schwenkbagger sind neuzeitliche, leistungsfähige Fördergeräte zur Durchführung großer erdbaulicher Arbeiten. Eine ausgedehnte Verwendung finden sie in der Abraumtechnik moderner Braunkohlentagebaue. Der Oberbau von Schwenkabsetzern ist entweder um 35° oder 45° nach links und nach rechts aus der Mittelstellung ausschwenkbar oder aber wie bei Schwenkbaggern um 360° drehbar. Die folgenden Ableitungen gelten zunächst nur für Typen der erstgenannten Art. Die Berechnung für vollständig schwenkbare Geräte bietet grundsätzlich nichts Neues und läßt sich unmittelbar aus den dargebotenen Ausführungen ableiten.

Portale für Geräte mit schwenkbarem Oberbau müssen Dreipunktabstützung besitzen und als Raumtragwerke durchgebildet sein. Von einer dem heutigen Stande der Technik entsprechenden Konstruktion verlangt man nicht nur, daß sie standsicher auf den Fahrwerken gelagert ist, sondern auch, daß alle Portalauflagerreaktionen statisch bestimmbar sind. Dies ist nur möglich, wenn gerade soviel Stützbedingungen vorhanden sind, als es die Beseitigung der sechs Freiheitsgrade eines starren Körpers erfordert.

II. Beschreibung eines Portalaufbaues.

Das auf drei Punkte abgestützte Portal der Abb. 1 zeigt eine praktische Ausführungsform dieser Abstützung. In *A* und *B* ruht das Portal mittels Kugelstützpunkten auf doppelschienigen Fahrwerken. Im allgemeinen sind sowohl die Fahrwerke *A* als auch *B* mit abbremsbaren Antrieben versehen, so daß nicht nur das Lager *A*, sondern auch das

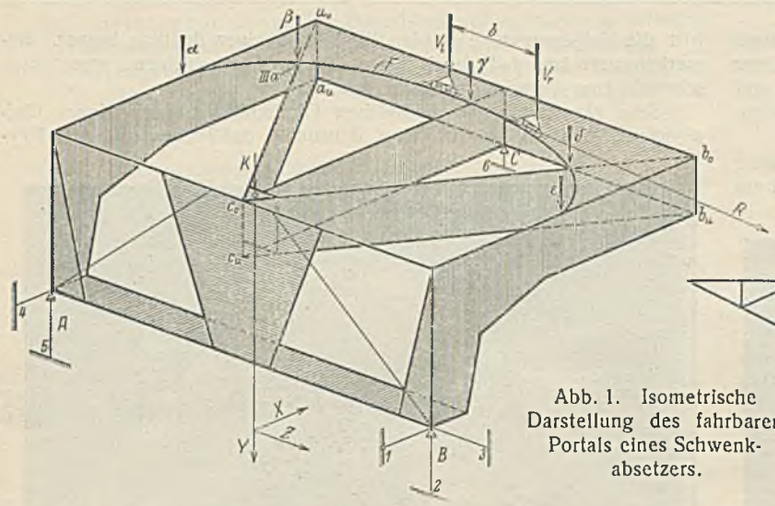
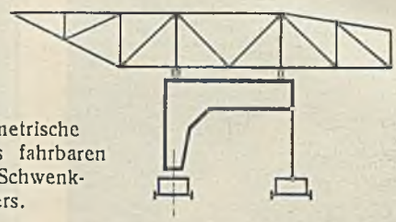


Abb. 1. Isometrische Darstellung des fahrbaren Portals eines Schwenkabsetzers.



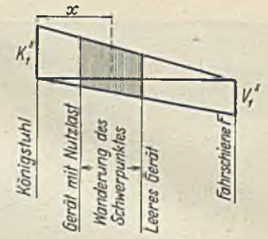


Abb. 2. Einfluß einer Schwerpunktsbewegung in der Symmetrieebene des Oberbaues.

Lager B in der Z-Richtung des dargestellten räumlichen Koordinatensystems festgehalten wird. Dadurch entsteht allerdings eine statische Unbestimmtheit. Diese ist aber von sehr einfacher Art: Bis zur Überwindung der gleitenden und rollenden Reibung aller Räder der Fahrwerke A oder B wirkt der Frontträger $\overline{AB}$ als Zweigelenkrahmen. Der Lagerpunkt C ruht auf einer Pendelstütze, welche nur eine lotrechte Stützreaktion überträgt. Dadurch wird die Portalkonstruktion freigehalten von Zusatzbeanspruchungen, welche sich aus den Unregelmäßigkeiten der Gleisspur oder beim Durchfahren von Gleiskurven ergeben.

Der schwenkbare Oberbau, welcher das in Abb. 1 dargestellte Portal belastet, stützt sich selbst in statisch bestimmter Weise auf den Königstuhl K und mittels zweier Fahrwerkgruppen V_l und V_r auf eine Fahrschiene F. Diese wird aus einem Kreisbogenstück mit dem Mittelpunkt K und dem Radius r gebildet. Der Königstuhl überträgt räumlich wirkende Kräfte, die durch drei mit den Achsen des räumlichen Koordinatensystems zusammenfallende Kraftkomponenten K_x, K_y und K_z dargestellt werden sollen. Durch das am Oberbau befestigte Schwenkritzel werden auf dem Zahnkranz, welcher am Außenbogen der Fahrschiene angegossen ist, horizontale, tangential zur Fahrschiene wirkende Kräfte R übertragen. Es ist wesentlich, daß die Fahrbahnplatte $\overline{KF}$ des Portals drehfest durchgebildet ist, damit am Königstuhl und an der Fahrschiene angreifende Horizontal- und Vertikalkräfte, welche beim Schwenken asymmetrisch zu der durch $\overline{CK}$ gehenden, vertikalen Symmetrieebene auftreten, übertragen werden können. Einfach und zweckmäßig erreicht man dies durch den Einbau eines aus drei Blech- oder Fachwerkträgern gebildeten dreiseitigen Prismas $\overline{a_o, b_o, c_o, a_u, b_u, c_u}$. Im übrigen hängt die konstruktive Durchbildung von den gegebenen Verhältnissen ab.

III. Angreifende Kräfte.

Als Belastungen treten auf: das lotrecht wirkende Eigengewicht des Oberbaues und des Portals; die Kräfte aus Nutzlast, aus Winddruck und aus den durch Abweichungen der vertikalen Gerätachse vom Erdlot (Schrägstellung) auftretenden Horizontalkomponenten des Eigengewichtes und der Nutzlast.

Wie in Abb. 2 angedeutet, unterliegt der Schwerpunkt des Oberbaues beim Auftreten der Nutzlast gewissen Verschiebungen, so daß zwischen einem „beladenen" und einem „unbeladenen" Zustand unterschieden werden muß.

Berücksichtigt man, daß der Oberbau nach jeder Seite bis zu 35° oder 45° aus der Mittellage herausgeschwenkt werden kann, so entsteht eine große Zahl möglicher Lastzustände. Es erwächst die Aufgabe, für jeden Querschnitt der verschiedenen Träger des Portals, die jeweils ungünstigste Laststellung aufzufinden.

IV. Einfluß einer wandernden, lotrecht wirkenden Lasteinheit.

Die Lasteinheit greift im Schwerpunkt des Oberbaues an. Sie wirkt erst indirekt durch den Königstuhl K und die Fahrwerkgruppen V_l und V_r auf das Portal. Befindet sich die Lasteinheit über der Königstuhlmitte, so werde auf einen willkürlich herausgegriffenen Trägerquerschnitt s die Wirkung K_1^s ausgeübt. Steht die Lasteinheit über der Mitte der Fahrschiene F, so entstehe in dem betrachteten Querschnitt s die Wirkung V_1^s. Die Untersuchung muß in jedem Querschnitt für das Biegungsmoment, die Querkraft und die Längskraft getrennt durchgeführt werden. In Abb. 2 sind diese Wirkungen in einem geeigneten Maßstab über einem durch den Königstuhl und durch die Fahrschiene gelegten Radialschnitt aufgetragen. Der Endpunkt der unterhalb der Abszissenachse aufgetragenen Ordinate V_1^s wird durch eine gerade Linie mit dem Punkt $V_1^s = 0$ und der Endpunkt der Ordinate K_1^s mit dem Punkt $K_1^s = 0$ verbunden. Für eine beliebige Schwerpunktlage gilt:

$$\eta_s = K_1^s + \frac{x}{r}\left(V_1^s - K_1^s\right). \tag{1}$$

Diese Gleichung zeigt, daß, solange $V_1^s > K_1^s$, der Leerzustand des Gerätes den größten Einfluß ergibt. In allen Querschnitten, für welche $V_1^s < K_1^s$, zeitigt der beladene Zustand des Gerätes die größten Beanspruchungen. Die Querschnittsbeanspruchungen K_1^s erhält man für die verschiedenen Träger aus deren Zustandslinien für die Belastung $K_y = 1$ t.

Schwieriger ist die Ermittlung von V_1^s. Beim Schwenken des Oberbaues wandert die Lasteinheit V von einem Ende der Fahrschiene bis zum anderen. V kann sich auf mehrere Laufräder verteilen, welche durch Schwingen zu einer Fahrwerkgruppe vereinigt sind. Die Wirkungen des Schwenkens von V müssen mittels Einflußlinien verfolgt werden. Der Schwenkwinkel φ wird von der Mittelstellung des Oberbaues nach links und nach rechts gezählt. Der Wechsel der Schwenkrichtung drückt sich in einer Umkehrung des Vorzeichens von φ aus. Der Fahrschienenträger schneidet die Träger der Plattform in den Punkten α, β, γ, δ, ε (s. Abb. 1). Diese Schnittpunkte bilden die Unterstützungen des Fahrschienenträgers. Konstruktiv läßt er sich leicht als kontinuierlicher Träger durchbilden.

Die Ermittlung der Einflußlinien der Stützdrücke α_φ, β_φ, γ_φ, δ_φ, ε_φ verursacht bei Benutzung eines geeigneten Tabellenwerkes (z. B. Tabellen von Griot, erschienen im Selbstverlag, Zürich) kaum größere Arbeit als die Aufstellung der Stützdruckeinflußlinien für zwischen den Lagerpunkten frei aufliegende Einzelträger. Ein kontinuierlicher Träger ist sehr empfindlich gegen Stützensenkungen. Die unvermeidbare gegenseitige elastische Verschiebung der Portalträger wird bestimmt zu einer teilweisen und möglicherweise sogar zu einer vollständigen Aufhebung der Kontinuitätswirkung führen. Die durch die Kontinuität entstehende vielfache statische Unbestimmtheit wirkt deshalb erschwerend auf die richtige Erfassung der auftretenden Beanspruchungen. Es ist aus diesem Grunde die „Balkenabstützung" der einzelnen Teilträger der Fahrschiene einer Durchbildung als kontinuierlicher Träger vorzuziehen.

Jeder der Trägerpunkte α, β, γ, δ, ε wird in einem besonderen Belastungszustand mit der Lasteinheit belastet. Steht die Lasteinheit im Punkte α, so werde der Lastzustand α genannt. Für die Stellungen der Lasteinheit bei β, γ, δ, ε sollen sinngemäß auch die Bezeichnungen: Lastzustand β, γ, δ, ε eingeführt werden. Für diese verschiedenen Belastungen werden für alle Träger des Portals die Zustandslinien ermittelt. Die Wirkungen der Lastzustände α, β, γ, δ, ε auf einen Querschnitt seien mit A, B, C, D und E bezeichnet.

Die Gleichung der Einflußlinie einer wandernden Lasteinheit V für den Trägerquerschnitt s lautet dann:

$$\eta_V^s = \alpha_\varphi A_s + \beta_\varphi B_s + \gamma_\varphi C_s + \delta_\varphi D_s + \varepsilon_\varphi E_s\,. \tag{2}$$

Die Einflußlinie ist die Summenlinie der „verzerrten" Stützdruckeinflußlinien des Fahrbahnträgers.

Der größte Einfluß für beide Fahrwerkgruppen V_l und V_r zusammen ist durch Addition der zu den verschiedenen Rädern gehörenden Einflußordinaten leicht auffindbar. Der Summenwert ist als V_1^s in Gleichung (1) einzuführen.

Nach diesen Vorbereitungen kann für jeden Querschnitt in einem geschlossenen Ausdruck der Einfluß einer im Schwerpunkt des schwenkbaren Oberbaues angreifenden Last unter Festlegung des ungünstigsten Schwenkwinkels angegeben werden. In Abb. 5a ist der Verlauf der Einflußlinien für den Querschnitt a des Trägers III und für eine wandernde Einzellast angegeben. Die gestrichelte Linie gilt für frei aufliegende Teilträger der Fahrbahn. Die stark ausgezogene Linie gilt für einen kontinuierlichen Fahrbahnträger auf unverschieblichen Stützen. In Abb. 5b ist die Summenlinie der zu den Laufrädern der Fahrwerkgruppen V_l und V_r gehörenden Ordinaten dargestellt.

V. Einfluß des Windes.

Der Einfluß der Windkraft soll nur für eine Windrichtung senkrecht zur Längsachse des schwenkbaren Oberbaues entwickelt werden. Die

Bestimmung des Einflusses der Windkraft für eine Windrichtung parallel zur Längsachse des schwenkbaren Oberbaues bietet dann nichts Neues mehr.

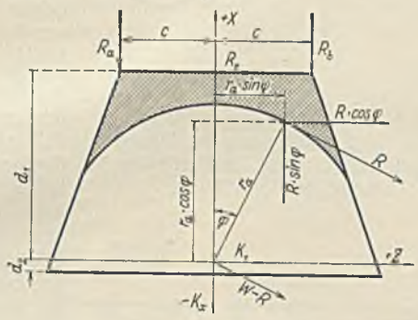
Das am Oberbau wirkende Vertikalkippmoment der Windkraft bringt am Portal die Reaktionen hervor (s. Abb. 3):

$$V_l = -\frac{W h}{b}; \qquad V_r = \frac{W h}{b}. \tag{3}$$

Die Kraft am Zahnkranz sei R, r_a sei der Teilkreisdurchmesser des Zahnkranzes. Am Königstuhl greift die Horizontalkraft $W - R$ an.

Die Wirkung von V_l und V_r ist nach der bereits im Abschnitt IV entwickelten Methode zu ermitteln und bedarf keiner weiteren Erläuterung.

Es ist nun an die Bestimmung der am Zahnkranz und am Königstuhl angreifenden Kräfte zu schreiten. Die Angriffsrichtungen beider Kräfte laufen mit dem Winkel φ um. Man ersetzt beide Kräfte durch in ihrer Richtung feste, aber in ihrer Größe veränderliche Kräfte R_a, R_b, R_z, K_x und K_z (s. Abb. 3).



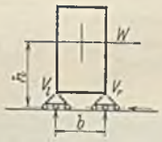


Abb. 3.

Mit den in dieser Abbildung stehenden Bezeichnungen gilt:

$$\begin{cases} R_z = R \cdot \cos\varphi; \\ R_a = -\dfrac{R}{2c}(c \cdot \sin\varphi + d_1 \cdot \cos\varphi - r_a); \\ R_b = \dfrac{R}{2c}(-c \cdot \sin\varphi + d_1 \cdot \cos\varphi - r_a); \\ K_x = -R\left(\dfrac{W}{R} - 1\right) \cdot \sin\varphi; \\ K_z = R\left(\dfrac{W}{R} - 1\right) \cdot \cos\varphi. \end{cases} \tag{4}$$

Dann werden mit den Belastungen:

$$R_z = 1 = R_z^1; \qquad R_a = 1 = R_a^1; \qquad R_b = 1 = R_b^1;$$
$$K_x = 1 = K_x^1; \qquad K_z = 1 = K_z^1$$

die Zustandslinien für alle Querschnitte der Träger des Portals ermittelt. Die Kraft R_z^1 bringe in einem Querschnitt s die Wirkung R_z^s, die Kraft R_a^1 die Wirkung R_a^s usw. und die Kraft K_s^1 die Wirkung K_z^s hervor.

Die Gleichung der Einflußlinie für alle Horizontalkräfte lautet dann für einen beliebigen Querschnitt:

$$\eta_H^s = R\left[\frac{r_a}{2c}(R_a^s - R_b^s) - \cos\varphi \cdot \frac{d_1}{2c}\left(R_a^s - R_b^s - \frac{2c}{d_1} \cdot R_z^s + \frac{2c}{d_1} \cdot K_x^s\left(\frac{W}{R} - 1\right)\right) - \frac{\sin\varphi}{2}\left(R_a^s + R_b^s - 2\left(\frac{W}{R} - 1\right)K_z^s\right)\right] \tag{5}$$

oder gekürzt:

$$\eta_H^s = R(A + B \cdot \cos\varphi + C \cdot \sin\varphi). \tag{5a}$$

Der Gesamteinfluß des Windes auf einen Querschnitt s ist:

$$\eta_W^s = \eta_{V_l}^s + \eta_{V_r}^s + \eta_H^s. \tag{5b}$$

Das Maximum tritt für jeden Querschnitt bei einem ausgezeichneten Schwenkwinkel ein, der sich aus der Gleichung bestimmt:

$$\frac{d\,\eta_H}{d\,\varphi} = 0.$$

In Abb. 5d ist der Verlauf der Einflußlinie für Winddruck für den Querschnitt a des Trägers III angegeben.

VI. Einfluß einer Schrägstellung.

Die möglichen Grenzneigungen des Gerätes müssen durch Betriebsbeobachtungen bekannt sein. Die mögliche Neigung senkrecht zur Gleisachse, d. h. in der X-Richtung, wird einen anderen Wert aufweisen als die mögliche Neigung in der Gleisachse, d. h. in der Z-Richtung. Man kann die der Praxis entstammenden Werte annehmen:

$$n_x = 10\%; \qquad n_z = 5\%;$$

dann sind die zugehörigen Horizontalkomponenten der Vertikallasten:

$$N_x = 0{,}1\,G; \qquad N_z = 0{,}05\,G;$$

wobei G das Gewicht des schwenkbaren Oberbaues bedeutet.

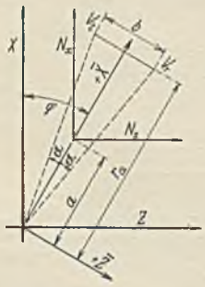
Nach Abb. 4 ist in dem um den Schwenkwinkel φ gedrehten Koordinatensystem:

$$\begin{cases} N_x = N_x \cdot \cos\varphi + N_z \cdot \sin\varphi; \\ N_z = -N_x \cdot \sin\varphi + N_z \cdot \cos\varphi. \end{cases} \tag{6}$$

Bei der Umkehr der Neigungsrichtung ändern sich die Vorzeichen von N_x und von N_z; die Umkehr der Schwenkrichtung wird bei V durch die Änderung des Vorzeichens von φ berücksichtigt.

Das am Oberbau wirkende Vertikalkippmoment ergibt als Fahrschienenbelastung:

$$\begin{cases} V_l^\varphi = \dfrac{h}{2br}(b N_z + 2 r N_x) \cdot \cos\varphi \left(\dfrac{b N_x - 2 r N_z}{b N_z + 2 r N_x} + \operatorname{tg}\varphi\right), \\ V_r^\varphi = \dfrac{h}{2br}(b N_z - 2 r N_x) \cdot \cos\varphi \left(\dfrac{b N_x + 2 r N_z}{b N_z - 2 r N_x} + \operatorname{tg}\varphi\right). \end{cases} \tag{7}$$



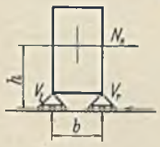


Abb. 4.

Es ist zu beachten, daß der Winkel φ von der Mitte des schwenkbaren Oberbaues aus gezählt wird. Der Winkelraum zwischen V_r und dem Anfangsstrahl ist nach Abb. 4 $\varphi + \alpha$, der von V_l und dem Anfangsstrahl dagegen $\varphi - \alpha$.

Die Einflußlinie für die aus der Schrägstellung herrührende Fahrschienenbelastung ist für den Querschnitt s

$$\eta_{\Sigma V}^s = V_l^{\varphi - \alpha}\,\eta_V^s + V_r^{\varphi + \alpha}\,\eta_V^s, \tag{8}$$

wobei V_l, V_r aus Gleichung (7) und η_V^s aus Gleichung (2) zu entnehmen ist.

Jede Ordinate der Kurve (7) ist zu multiplizieren mit der zugeordneten Ordinate aus Gleichung (2). Die Addition der beiden auf diese Weise gewonnenen neuen Einflußlinien ergibt die gesuchte Einflußlinie (8).

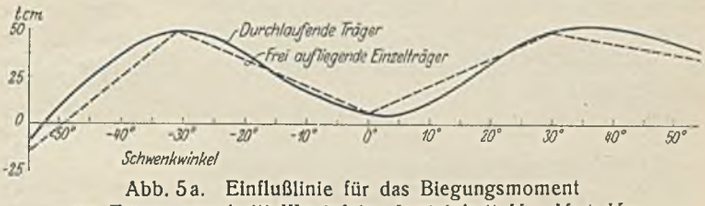


Abb. 5a. Einflußlinie für das Biegungsmoment im Trägerquerschnitt IIIa infolge Lasteinheit $V = V_l + V_r$.

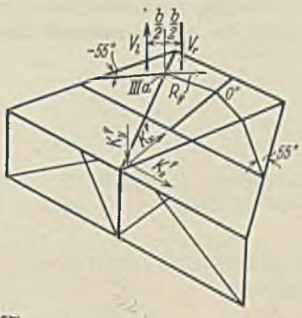


Abb. 5a bis d. Einflußlinien für die Biegungsmomente von Querschnitt IIIa.

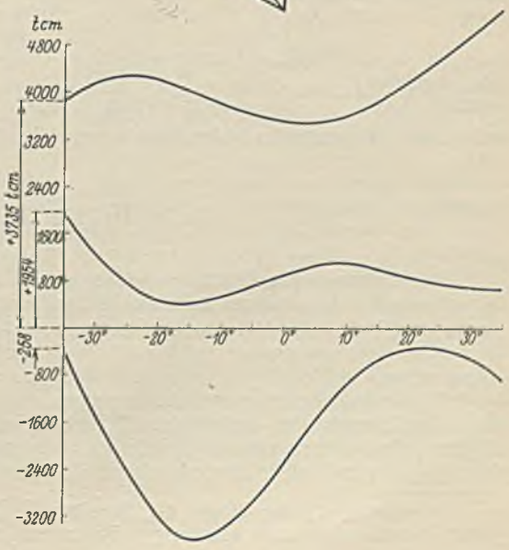


Abb. 5b. Vertikallasten.

Abb. 5c. Schrägstellung (Gl. 12).

Abb. 5d. Windkraft 125 kg/m² (Gl. 5).

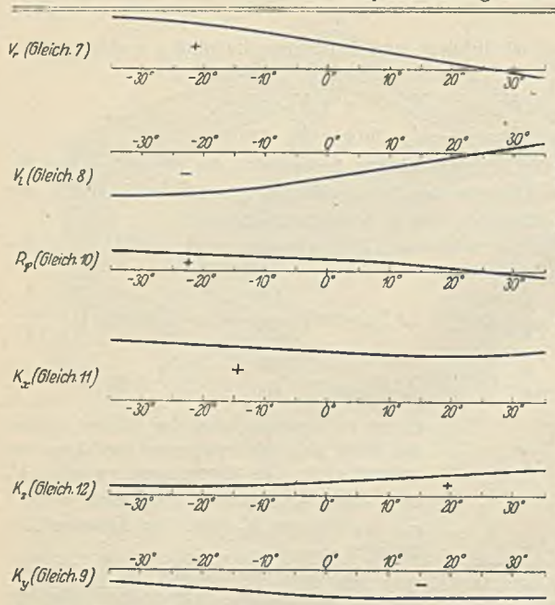


Abb. 6. Einflußlinien für die Biegungsmomente von Trägerquerschnitt IIIa infolge der bei Schrägstellung auftretenden Fahrschienendrücke, Schwenkritzeldrücke und Königstuhlkräfte.

Abb. 7. Summeneinflußlinie für das Biegungsmoment in Trägerquerschnitt IIIa infolge Vertikallasten, Schrägstellung und Wind.

Am Königstuhl greifen die Vertikalkräfte an

$$K_y^\varphi = -\frac{N_z\, h}{r} \cdot \cos\varphi \left(\frac{N_x}{N_z} + \operatorname{tg}\varphi\right). \tag{9}$$

Die Gleichung der Einflußlinie für den Querschnitt s lautet:

$$\eta_{K_y}^s = K_1^s\, K_y^\varphi. \tag{9a}$$

Der Einfluß beider Vertikalkippmomente in der $Y = Z$- und $Y \doteq X$-Ebene ergibt sich durch Addition von (8) und (9a)

$$\eta_V^s = \eta_{K_y}^s + V_l^{\varphi-\alpha}\, \eta_V^s + V_r^{\varphi+\alpha}\, \eta_V^s. \tag{9b}$$

Es bleibt noch die Ermittlung des Einflusses der Horizontalmomente. Die Ritzelkraft ist:

$$R_\varphi = -\frac{a}{r_a} \cdot N_x \cdot \cos\varphi \left(\operatorname{tg}\varphi - \frac{N_z}{N_x}\right). \tag{10}$$

Die Gleichung der Einflußlinie der Ritzelkraft:

$$\eta_R = R^\varphi\, \eta_R^s = R^\varphi\,(A + B \cdot \cos\varphi + C \cdot \sin\varphi). \tag{10a}$$

Die Lösung der Aufgabe läuft auf die Multiplikation der Ordinaten von Gleichung (10) mit den zugeordneten der Gleichung (5) hinaus.

Die Komponenten der Horizontalkraft des Königstuhles sind:

$$K_z^\varphi = N_z - R_\varphi \cdot \cos\varphi = N_z + \frac{a}{r} \cdot N_x \cdot \cos 2\varphi \left(\operatorname{tg}\varphi - \frac{N_z}{N_x}\right), \tag{11}$$

$$K_x^\varphi = N_x - R_\varphi \cdot \sin\varphi = N_x + \frac{a}{2\, r_a} \cdot N_x \cdot \sin 2\varphi \left(\operatorname{tg}\varphi - \frac{N_z}{N_x}\right).$$

Die Einflußlinie für den Querschnitt s und für die Horizontalkräfte des Königstuhles besitzt die Gleichung:

$$\eta_H^s = K_z^1 \cdot K_z^\varphi + K_x^1 \cdot K_x^\varphi. \tag{11a}$$

Der Gesamteinfluß aus Schrägstellung für einen beliebigen Trägerquerschnitt kann angegeben werden:

$$\eta_S = V_l^{\varphi-\alpha} \cdot \eta_V^s + V_r^{\varphi+\alpha} \cdot \eta_V^s + K_1^s \cdot K_y^\varphi + R^\varphi (A + B \cdot \cos\varphi + C \cdot \sin\varphi) + K_z^1 \cdot K_z^\varphi + K_x^1 \cdot K_x^\varphi \tag{12}$$

oder abgekürzt:

$$\eta_S = (9b) + (10a) + (11a), \tag{12a}$$

wobei die eingeklammerten Zahlen die entsprechenden Gleichungen angeben.

Der Verlauf der Einflußlinien für K_y, K_x, K_z, R, V_l und V_r ist in Abb. 6 aufgezeichnet. Der Gesamteinfluß der Schrägstellung für Trägerquerschnitt IIIa ist in Abb. 5c dargestellt. Die Abb. 7 zeigt das Ergebnis der Addition von 5b, 5c und von 5d.

In Abb. 8 ist das Lichtbild des in Abb. 1 isometrisch gezeichneten fahrbaren Portals dargestellt. Es handelt sich um den Unterbau eines Großschwenkabsetzers mit 40 m Ausladung (gemessen von Königstuhlmitte bis Abwurfstelle), 800-l-Eimern und einer theoretischen stündlichen Leistung von 1300 m³ losen Abraums. Die Zahlenwerte der Einflußlinien für die Vertikallasten, für Schrägstellung und für Windkraft sind dieser Ausführung entnommen. Das Gerät wurde von der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft für den Tagebau eines deutschen Braunkohlenunternehmens geliefert.

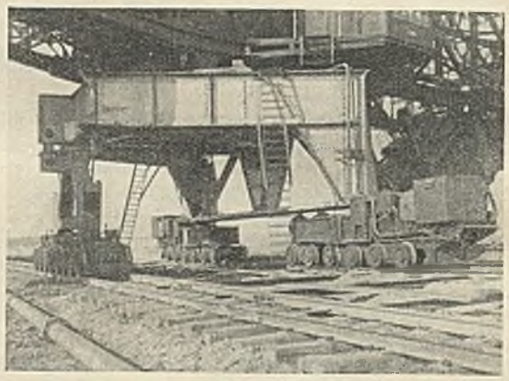


Abb. 8. Portal eines Großschwenkabsetzers mit 40 m Ausladung und 800-l-Eimern.

VII. Ergebnis.

Auf die angegebene Weise ist es möglich, für jeden Trägerquerschnitt jene Stellung des schwenkbaren Oberbaues zu finden, welche dort die größten Momente, Längskräfte oder Querkräfte ergibt. Die dargestellte Methode erfordert umfangreiche Hilfsermittlungen. Wird eine größere Anzahl von Querschnitten tabellarisch ausgewertet, wie es bei der praktischen Durchführung der Rechnung der Fall sein wird, so ergeben sich allerdings zahlreiche Vereinfachungen und Wiederholungen.

Dagegen führen alle Näherungsverfahren, bei welchen zwar maximale, jedoch nicht gleichzeitig auftretende Lastgruppen zusammen kombiniert werden, sicher zu unrichtigen Ergebnissen, aus denen nicht mehr festzustellen ist, ob der Fehler zu einer zu reichlichen oder zu einer zu schwachen Bemessung führt. — Es muß deshalb in Anbetracht der schwierigen Belastungsweise für derartige Portale eine möglichst einfache, klare Anordnung des Tragwerkes gewählt werden.

Wenn die Gleisanlage von Kranbahnen auf verhältnismäßig schlechtem Boden verlegt werden muß, bei dem Setzungen möglich wären, so empfiehlt es sich auch, die Portale von Kranen auf drei Punkte abzustützen.

Die abgeleiteten Beziehungen können dann auf diese Fälle sinngemäß ausgedehnt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Berechnung abgestufter Blockfundamente.

Von Dr.-Ing. K. Hajnal-Kónyi, Darmstadt.

Die Berechnung von Blockfundamenten wurde im Laufe der letzten Jahre wiederholt in mehreren Aufsätzen erörtert, zuletzt in dieser Zeitschrift, 1932, Heft 19, S. 149, von Dr. Stötzner. Während der Ermittlung der äußeren Abmessungen im Hinblick auf die Verdrehung der Fundamentkörper schon seit Fröhlich immer sehr viel Aufmerksamkeit gewidmet wurde, ist die Aufnahme der inneren Spannungen und die damit zusammenhängende Sicherung des einheitlichen Zusammenhanges des Fundamentkörpers selbst bisher sehr stiefmütterlich behandelt worden. Außer Kleinlogel[1]) ist keiner der zahlreichen Verfasser auf diese wichtige Frage näher eingegangen. In der Arbeit von Kleinlogel wurde klar bewiesen, welche Bedeutung den inneren Spannungen für den Bestand des Fundamentes zukommt. Trotzdem sind die aus dieser Erkenntnis gezogenen Folgerungen weder in den „Vorschriften für den Bau von Starkstrom-Freileitungen"[2]), noch in den verschiedenen, in der Literatur inzwischen bekannt gewordenen Beispielen hinreichend beachtet worden. Die „Vorschriften" verlangen in III. Ziff. 6 § 28a hinsichtlich der inneren Spannungen folgendes:

[1]) Kleinlogel, Zur Frage der Berechnung von Mastgründungen großer Abmessungen unter schwierigen Bodenverhältnissen. Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 295, S. 43 ff., Festgabe Carl von Bach zum achtzigsten Geburtstag. Berlin 1927, VDI-Verlag.

[2]) VDE 442 V. S. V./1930. Verband Deutscher Elektrotechniker. E. V.

„Fundamente sind nach Fröhlich „Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten", 2. Aufl. (Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin) zu berechnen. Außerdem sind die inneren Spannungen zu berücksichtigen bei außergewöhnlich großen Fundamenten, bei Fundamenten für Rohr- und Betonmaste, sowie bei Fundamenten mit Fußplatten, bei denen die Auskragungen der Fußplatte größer als ihre Stärke sind."

Um die Frage beantworten zu können, ob die Einhaltung dieser Vorschrift zur Gewährleistung der erforderlichen Sicherheit eines Mastfundamentes genügt, soll hier untersucht werden, wie sich ihre Anwendung in einigen typischen Fällen auswirkt.

Hierzu eignen sich sehr gut die zwei Beispiele im Aufsatz von Stötzner, sowie ein drittes, dem zweiten ähnliches Beispiel von Taenzer[3]), dessen Buche auch das zweite Beispiel von Stötzner entnommen ist.

Der Begriff eines „außergewöhnlich großen" Fundamentes ist zwar in den Vorschriften nicht festgelegt, doch wird man praktisch keinen Zweifel haben, daß das zweite Beispiel von Stötzner, wie auch sämtliche Beispiele des Taenzerschen Buches nicht unter diesen Begriff fallen, während das im ersten Beispiel von Stötzner behandelte Fundament als „außergewöhnlich groß" angesprochen werden muß. Bei nicht außergewöhnlich großen Fundamenten braucht sich der Konstrukteur nach den Vorschriften um die inneren Spannungen überhaupt nicht zu kümmern, wenn nur die Vorkragung der Fußplatte nicht größer ist als ihre Stärke an der Einspannstelle, wenn also die Bedingung

$$t_u \geqq \frac{b_u - b_o}{2} \tag{1}$$

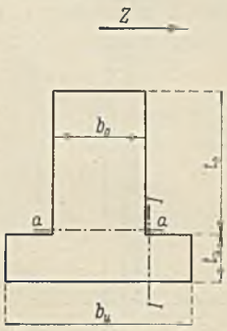


Abb. 1.

erfüllt ist (Abb. 1). Diese Bedingung wird in allen Beispielen sowohl von Stötzner als auch von Taenzer eingehalten. Ergibt sich rechnerisch ein kleinerer Wert für t_u, was häufig vorkommt, so wird die Plattenstärke trotzdem zu $\frac{b_u - b_o}{2}$ gewählt, oder es wird dieses Maß wenigstens an der Einspannstelle durch Anordnung einer Voute erreicht.

Damit ist die Vorschrift erfüllt und der Konstrukteur braucht auf die inneren Spannungen nicht einzugehen. Ihre Berücksichtigung kann also, wie man sieht, bei nicht außergewöhnlich großen Fundamenten immer sehr leicht umgangen werden.

Bei außergewöhnlich großen Fundamenten ist die Entlastung des Konstrukteurs von der Berücksichtigung der inneren Spannungen auch bei Erfüllung der Bedingung (1) nicht so einfach, da nach dem Wortlaut der Vorschriften eine solche Untersuchung in allen derartigen Fällen, unabhängig vom Verhältnis der Vorkragung zur Plattenstärke, erforderlich ist, ja sogar auch dann, wenn eine Fußplatte gar nicht vorhanden, der Block also gar nicht abgestuft ist. Das erste Beispiel von Stötzner zeigt aber, daß diese Vorschrift praktisch nicht weiter beachtet wird, und daß man sich auch bei außergewöhnlich großen Fundamenten mit der Erfüllung der Bedingung (1) begnügt. Die von Stötzner behandelte Aufgabe hat zwar mit den inneren Spannungen nichts zu tun, doch werden — in Ermangelung eines besonderen Hinweises — die wenigsten Leser auf den Gedanken kommen, daß der Fundamentblock noch einer weiteren Untersuchung bedarf. Durch den angeführten Wortlaut wird tatsächlich der Eindruck erweckt, als ob es allgemein nur auf die Sicherung der Fuge $I—I$ ankommen würde (Abb. 1), denn für die Fuge $a—a$ ist es gleichgültig, ob sie durch die Bedingung (1) etwas höher gerückt wird oder nicht. Allerdings ist eine Fuge $I—I$ bei nicht abgestuften Blöcken, deren innere Spannungen bei außergewöhnlich großen Fundamenten unabhängig vom Vorhandensein einer Fußplatte berücksichtigt werden müßten, gar nicht vorhanden; wenn aber die Vorschriften die Berücksichtigung der inneren Spannungen auch in einem waagerechten Schnitte verlangen würden, hätte es keinen Sinn, darauf bei Erfüllung von (1) zu verzichten. Es besteht also hier eine Unklarheit. Die folgenden Beispiele mögen zeigen, daß man die inneren Spannungen in der Fuge $a—a$ unbedingt berücksichtigen muß und daß es dabei durchaus nicht darauf ankommt, ob das Fundament außergewöhnlich groß ist oder nicht.

1. Beispiel.

$$b_u = 6{,}3 \text{ m}, \quad b_o = 4{,}3 \text{ m}, \quad t_o = 2{,}6 \text{ m}, \quad t_u = 1{,}0 \text{ m}^{4)},$$

$$F = 4{,}3^2 = 18{,}49 \text{ m}^2, \qquad W = \frac{4{,}3^3}{6} = 13{,}68 \text{ m}^3.$$

Das Mastgewicht einschließlich Ausrüstung wird von Stötzner nicht angegeben, der genaue Wert spielt in diesem Zusammenhang auch keine Rolle; es sei geschätzt zu $G = 40$ t. Daraus entsteht in $a—a$ eine Betondruckspannung von nur 0,22 kg/cm². Hierzu kommt die Eigengewichtsspannung des Betons mit $2{,}6 \cdot 0{,}2 = 0{,}52$ kg/cm². Es ist also in $a—a$ ohne Spitzenzug — je nach dem wirklichen Wert von G — eine gleichmäßig verteilte Druckspannung von etwa 0,7 bis 0,75 kg/cm² vorhanden.

Moment infolge des Spitzenzuges:

$$M_a = 20{,}0 \cdot 40{,}60 = 812 \text{ tm},$$

somit

$$\sigma_b = \pm \frac{812}{13{,}68} = \pm 59{,}4 \text{ t/m}^2.$$

Größte Zugspannung: $\underline{\sigma_{bz}} = 5{,}94 - 0{,}74 = \underline{5{,}20}$ kg/cm², ein für unbewehrten Beton unzulässiger Wert.

Dieser Fall liegt aber trotz der „außergewöhnlichen Größe" des Fundamentes, ja gerade wegen der verhältnismäßig großen Breite des oberen Teiles ($b_o > t_o$) sogar noch sehr günstig, wie dies aus dem nachfolgenden

2. Beispiel hervorgeht. Hier ist

$$b_u = 2{,}80 \text{ m}, \; b_o = 1{,}60 \text{ m}, \; t_o = 1{,}90 \text{ m}, \; t_u = 0{,}60 \text{ m},$$

$$F = 1{,}6^2 = 2{,}56 \text{ m}^2, \; W = \frac{1{,}6^3}{6} = 0{,}683 \text{ m}^3.$$

Die gleichmäßig verteilte Pressung ohne Spitzenzug beträgt schätzungsweise rd. 0,5 kg/cm².

$$M_a = 4{,}36 \cdot 14{,}9 = 65{,}0 \text{ tm}, \quad \sigma_b = \pm \frac{65{,}0}{0{,}683} = \pm 95{,}0 \text{ t/m}^2,$$

$$\underline{\sigma_{bz}} = 9{,}5 - 0{,}5 = \underline{9{,}0} \text{ kg/cm}^2.$$

Das vorstehende Beispiel hat Stötzner dem Buche von Taenzer entnommen (S. 35), in welchem auf S. 25 für denselben Spitzenzug ($Z = 4360$ kg), jedoch um 2 m höher angreifend, ein ganz ähnliches Fundament berechnet wird:

3. Beispiel.

$$b_u = 2{,}90 \text{ m}, \; b_o = 1{,}60 \text{ m}, \quad t_o = 1{,}85 \text{ m}, \; t_u = 0{,}65 \text{ m},$$

$$M_a = 4{,}36 \cdot 16{,}85 = 73{,}4 \text{ tm}, \quad \sigma_b = \pm \frac{73{,}4}{0{,}683} = \pm 107{,}5 \text{ t/m}^2,$$

$$\underline{\sigma_{bz}} = 10{,}75 - 0{,}50 = \underline{10{,}25} \text{ kg/cm}^2.$$

Aus diesen Beispielen geht somit deutlich hervor, daß gerade in solchen Fällen, in welchen die heute geltenden Vorschriften eine Untersuchung überhaupt nicht verlangen und in welchen infolgedessen eine solche Untersuchung in der Praxis auch nicht angestellt wird, in einem Magerbeton rechnerische Zugspannungen von über 10 kg/cm² (!) auftreten, und zwar an derjenigen Stelle, wo infolge der bei der Ausführung kaum zu vermeidenden — kürzeren oder längeren — Arbeitsunterbrechung die Betonzugfestigkeit — wenn eine solche überhaupt vorhanden ist — jedenfalls viel kleiner bleibt als an anderen normalen Stellen.

Gegen die vorstehende Berechnung wird vielleicht eingewendet, daß dabei der obere Teil des Fundamentblockes stillschweigend als freistehend vorausgesetzt und der günstige Einfluß des Erddruckes außeracht gelassen wurde.

Es sei daher noch gezeigt, daß der passive Erddruck, auch wenn man ihn bei dieser Spannungsberechnung berücksichtigen würde, lange nicht ausreicht, um die Zugspannungen zu beseitigen.

Mit $C_o = 1{,}25$ kg/cm³ (Annahme Stötzner im zweiten Beispiel) ergibt sich bei Annahme des Drehpunktes in der Fuge $a—a$ (Näherung) mit $\operatorname{tg} \alpha = 0{,}01$

$$M'_a = \frac{0{,}01\, C_o\, b\, t^3}{8} = \frac{0{,}01 \cdot 1{,}25 \cdot 160 \cdot 190^3}{8} = 17{,}2 \text{ tm}. \quad \text{Daraus}$$

$$\sigma'_b = \pm \frac{17{,}2}{0{,}683} = \pm 25{,}4 \text{ t/m}^2.$$

Die vorhin ermittelte Zugspannung von 9 kg/cm² würde sich also nur auf 6,5 kg/cm² ermäßigen, im dritten Beispiel wäre der Einfluß noch kleiner und es bliebe noch eine Zugspannung von rd. 8 kg/cm² übrig.

Abgesehen von der hier nachgewiesenen Wirkungslosigkeit des Erddruckes ist aber seine Berücksichtigung in diesem Zusammenhang grundsätzlich abzulehnen, weil sein Auftreten an eine vorherige Verdrehung des Fundamentkörpers gebunden ist, welche Formänderung aber nur dann entstehen kann, wenn der Block als solcher ein einheitlicher Körper bleibt. Der bei einer Verdrehung von $\operatorname{tg} \alpha = 0{,}01$ angenommene Erdwiderstand wird überhaupt erst dann ausgelöst, wenn die inneren Kräfte vom Block schon vorher ohne Mitwirkung des Erddrucks aufgenommen werden und der Block nicht vor Ausführung der Drehbewegung auseinandergerissen wird.

Hierauf könnte wiederum eingewendet werden, daß eine solche Gefahr nicht bestehe, da ja die in den Fundamentbeton eingebetteten Ständer des Mastes ausreichen, um alle Zugkräfte aufzunehmen, und daß sie den Zusammenhang zwischen Platte und Schaft sichern. Daß dem aber in Wirklichkeit nicht so ist, wurde in der Arbeit von Kleinlogel überzeugend bewiesen.

---

[3]) W. Taenzer, Eiserne Gittermaste für Starkstrom-Freileitungen. Berechnung und Beispiele. Berlin 1930, Verlag Springer.

[4]) Die Maße t_o, t_u beziehen sich hier auf die Höhenlage der Fuge $a—a$, wo der Schaft in die Platte übergeht, und nicht auf die Plattenstärke am Rande, wie bei Stötzner.

In der Tat wird die Zugkraft der Ständer zuerst oberhalb der Fuge *a—a* so gut wie vollständig in den Beton übertragen, so daß in diesem Zustand die Ständer auf der Zugseite bis zur Fuge *a—a* ganz entlastet werden. Reicht aber die Zugfestigkeit des Betons nicht aus, um die ihm zukommenden Spannungen aufzunehmen, so entsteht ein Riß, welcher zur Folge hat, daß der Ständer bei *a—a* wieder die volle oder nahezu volle Zugkraft erhält. Diese hängt dann an dem kurzen einbetonierten Stück unterhalb der Fuge *a—a*, welches auf seiner Länge von 25 bis 30 cm (Beispiel 2 und 3) durch die Haftspannungen nur einen Bruchteil seiner Zugkraft auf den Beton übertragen kann. Letzten Endes kommt also die Zugkraft auf die Niete oder Schrauben, mit welchen die Ständer an die Fußwinkel angeschlossen sind, welche Verbindung aber im allgemeinen für solche Kräfte nicht bemessen wird.

Daraus folgt, daß die „Vorschriften" in ihrer heutigen Form zur Gewährleistung der Standsicherheit von abgestuften Mastfundamenten nicht ausreichen. Es müßte eine Untersuchung der Spannungen in der Fuge *a—a* in allen Fällen verlangt werden, in welchen der Anschluß der Ständer an die Fußwinkel nicht so stark ist, daß dort die volle Zugkraft übertragen werden kann, unabhängig davon, ob das Fundament „außergewöhnlich groß" ist. In allen solchen Fällen muß dafür gesorgt werden, daß die Zugspannungen der Fuge *a—a* ohne Zuhilfenahme der Betonzugspannungen einwandfrei aufgenommen werden können, was im allgemeinen schon mit einer schwachen lotrechten Bewehrung geschehen kann, ohne daß dadurch die Kosten der Gründung nennenswert erhöht werden.

Das Fehlen einer besonderen Sicherung der Fuge *a—a* hat schon manchen Einsturz verursacht.

Die vorstehenden Darlegungen waren der Schriftleitung dieser Zeitschrift bereits eingereicht, als der Verfasser das mit Datum vom „September 1932" abgeschlossene Buch von Süberkrüb: „Die Gründung von Masten für Freileitungen und für Bahnfahrleitungen und Bahnspeiseleitungen"[5]) zu Gesicht bekam. Dieses an sich verdienstvolle Buch liefert eine besonders anschauliche Bestätigung dafür, wie dürftig die Frage der inneren Spannungen von abgestuften Blockfundamenten auch dort behandelt wird, wo ausdrücklich von der Aufnahme dieser Spannungen die Rede ist. Da die diesbezüglichen Angaben von Süberkrüb nicht nur unvollständig, sondern geradezu irreführend sind, sei hier auf seinen Abschnitt „Ausführung der Fundamente. A. Anordnung der Eisenbewehrung" (S. 72 u. 73) näher eingegangen. Süberkrüb sagt:

„Bei Einsetzmasten ist das Fundament genügend durch die Masteisen verstärkt. Werden jedoch Stufenfundamente verwendet, so ist es vorteilhaft, die Stufe auf der Druckseite durch einige Rundeisenstangen zu bewehren."

Die Ansicht, daß die Masteisen zur Sicherung des Bestandes von abgestuften Blockfundamenten genügen, wurde vorstehend — noch ohne Kenntnis der hier wiedergegebenen Stelle — bereits widerlegt.

Über Aufsatzmaste sagt Süberkrüb unter Hinweis auf seine Abb. 38 (vgl. nebenstehende Abb. 2) folgendes:

„Bei dieser Ausführung wurden die Rundanker nur so lang gemacht, daß die Zugkraft der Anker durch die Haftspannung auf das Fundament übertragen werden kann. Dabei ist die Länge der einzelnen Zuganker so gewählt, daß sich die Ankerkräfte auf verschiedene Querschnitte des Fundamentes verteilen. Die Bewehrung des Betons wird durch einfache Rundeisenstücke erreicht, welche in die Anker eingehängt werden. Es genügt auch, diese Bewehrungseisen so einzubetonieren, daß sie ein Stück der unteren Ankerlänge überschneiden.

Bei schlechtem Beton ist es vorteilhaft, die Stufe an der Fundamentsohle auf der Druckseite durch einige Eisenbeilagen zu verstärken."

Hier hätte vor allem betont werden müssen, daß es sich nicht nur um die Übertragung der Zugkraft der Anker auf das Betonfundament, sondern ebenso um die Sicherung der Fuge *a—a* handelt. Die „einfachen Rundeisenstücke, welche in die Anker eingehängt werden", müssen also so tief in die Sohle heruntergeführt werden, daß sie in der Fuge *a—a* schon mit ihrer vollen Zugkraft beansprucht werden können, was aber an der angeführten Stelle mit keinem Wort gesagt wird. Mit dem in der Abb. 2 eingetragenen Maß von 750 mm hat diese Forderung gar nichts zu tun, da die Wirksamkeit der in Rede stehenden Eiseneinlagen nicht von ihrer Gesamtlänge, sondern nur von ihrer Länge unterhalb der Fuge *a—a* abhängig ist. Bei Verwendung von stärkeren Rundeisen ist z. B. die in Abb. 2 dargestellte Länge unter *a—a* durchaus ungenügend! Eine solche Anordnung ist mit der Gefahr verbunden, daß die unteren Rundeisenstücke aus der Grundplatte einfach herausgerissen werden und der Schaft (mit den darin befindlichen Ankern und Rundeisen) in der Fuge *a—a* von der Platte abgetrennt wird. Die Anordnung ist natürlich einwandfrei, wenn die Rundeisen unter *a—a* die ihrem Durchmesser entsprechende Haftlänge erhalten.

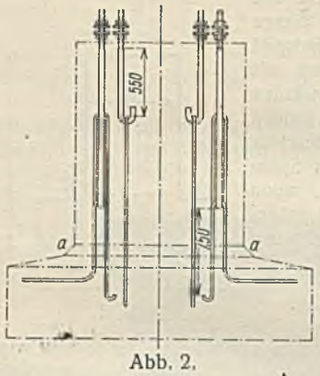


Abb. 2.

Die Verlegung von Eiseneinlagen auf der Druckseite der Fundamentsohle wird wiederholt als „vorteilhaft" empfohlen, und zwar ausdrücklich bei „schlechtem Beton". Hierzu ist zu bemerken, daß ein „schlechter Beton" keinen schlimmeren Feind hat als seine eigene Bewehrung. Es können aus der Praxis zahlreiche Fälle genannt werden, daß bewehrte Magerbetonkonstruktionen durch die sprengende Wirkung ihrer verrostenden Eiseneinlagen beschädigt oder sogar ganz zerstört worden sind. Die Rostgefahr ist in Fundamentkörpern, die dem Grundwasser ausgesetzt sind, besonders groß, so daß die „Vorteile" einer Bewehrung der Sohle bei schlechtem Beton recht zweifelhaft sind.

Nach den Vorschriften des VDE kann eine Bewehrung der Sohle dadurch vermieden werden, daß die Sohlendicke an der Einspannstelle der Vorkragung mindestens gleichgesetzt wird. Muß die Dicke hier ausnahmsweise kleiner gewählt werden als die Vorkragung — was praktisch kaum vorkommen dürfte —, so ist dafür zu sorgen, daß die dann erforderliche Bewehrung gegen die Rostgefahr auf die Dauer zuverlässig geschützt wird. Andernfalls wird ein an und für sich schon „schlechter Beton" durch die Eiseneinlagen nur noch schlechter.

[5]) Berlin 1932, Verlag Julius Springer.

Verschiedenes.

Vorsicht! Verjährung am 31. Dezember! Eine Materie, deren Reich durchaus von dieser Welt ist. Ohne Problematik und Sentimentalität dient sie am laufenden Band unseres Alltagslebens dem nüchternen Zweck der Rechtssicherheit. Wohin sollte es führen, wollte man noch nach Jahr und Tag längst erledigt geglaubte Ansprüche zulassen! Einmal muß „Schluß" sein, gibt es doch selbst in geldknappen Zeiten Gläubiger, die sich in ihrem „zielbewußten Zuwarten" desto mehr vom wohltätigen Dunkel der fortschreitenden Zeit beschützt glauben, als Bankkonto und Gedächtnisschwäche des Schuldners sich die Waage halten („Konsumkredit").

Welche Ansprüche verjähren am 31. Dezember 1932? Vor allem die Ansprüche aus 1930 aus dem allgemeinen täglichen Verkehr. Am 15. Dezember 1929 hat jemand für seinen Haushalt mit 1 Monat Ziel Waren bezogen; Fälligkeit: 15. Januar 1930; Verjährungsablauf: 31. Dezember 1932. Dagegen beträgt die Frist bei Lieferungen für den Gewerbebetrieb und bei Zinsen, Hausmiete, Landpacht 4 Jahre. Hier tritt also am 31. Dezember 1932 die Verjährung erst bei Ansprüchen aus 1928 ein. Erst in 30 Jahren verjähren rechtskräftige Schuldtitel und vor allem das Darlehn, aber nur der Hauptanspruch. Die Umwandlung in ein solches ist daher ein wirksames Mittel zur Verhinderung der zwei- oder vierjährigen Verjährung.

Aber nicht unter allen Umständen arbeitet die Zeit für den Schuldner. Während der Stundung z. B. ist die Verjährung „gehemmt": die Zeit vorher zählt mit, und die Frist läuft hernach weiter. Wichtiger ist die „Unterbrechung", nach der der Fristlauf neu beginnt. Entgegen weitverbreiteter Meinung genügt dazu niemals Rechnung, Postnachnahme, Kontoauszug oder Mahnung, auch nicht unter „Einschreiben" oder durch den Rechtsanwalt, wohl aber Abschlags-, Zins-, Sicherheitsleistungen, Stundungsbitte oder ausdrückliches, sei es schriftliches oder — Zeugen! — mündliches Anerkenntnis. Die sicherste Art der Unterbrechung aber ist Klage, Güteantrag und — als bequemstes und billigstes Mittel — der Zahlbefehl. Für ihn ist das Amtsgericht unbegrenzt zuständig. Rechtzeitiger Eingang genügt; auf die Zeit der Zustellung kommt es — wiederum entgegen verbreiteter Meinung — nicht an. Erfolgt kein Widerspruch, so gilt die Unterbrechung nur dann als erfolgt, wenn der Gläubiger binnen 6 Monaten Vollstreckungsbefehl beantragt. Gegen diesen ist Einspruch nach Ablauf einer Woche nach Zustellung nicht mehr zulässig. Damit ist dann die 30jährige Frist erreicht, der allein zuliebe mancher einen zahlungsunfähigen oder -unwilligen Schuldner verklagt. Man suche also von Schuldnern solcher Forderungen, die am 31. Dezember 1932 verjähren, bis dahin eine Abschlagzahlung oder schriftliche Anerkennung zu erreichen. Gelingt das nicht, so beantrage man gegen die Privatkunden wegen der Forderungen aus 1930, gegen Schuldner, für deren Gewerbebetrieb geliefert ist, wegen der Forderungen aus 1928 spätestens bis zum 31. Dezember Zahlbefehle.

Amtsgerichtsrat Dr. Karl Ludwig Schimmelbusch.

INHALT: Werkstoffuntersuchungen an der Hamburger Baakenbrücke. — Beitrag zur Berechnung von fahrbaren Portalen für Schwenkabsetzer und Schwenkbagger. — Zur Frage der Berechnung abgestufter Blockfundamente. — Verschiedenes: Vorsicht! Verjährung am 31. Dezember.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.