

# DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 30. Januar 1925

Heft 5

## Wasser- und Energie-Wirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Marquardt, Stuttgart.

Arbeiten, die sich die Wertverbesserung der Wasserwirtschaft des Rheins zum Ziel setzen, dürfen heute der besonderen Beachtung der Fachkreise sicher sein. Die letzten Jahre haben uns besonders eindringlich gezeigt, daß das Stromgebiet des Rheins das Zentralproblem der westeuropäischen Politik bildet und daß der Rhein zum Schicksalsfluß der ganzen Welt geworden ist. An Hand des folgenden Berichtes über die Hauptversammlung des Rhein-Schiffahrtsverbandes e. V., Konstanz, am 22. Juni v. J. in Lindau soll daher eine Darstellung der zurzeit wichtigsten wasser-, energie- und verkehrswirtschaftlichen Fragen an jenem Teil des Oberlaufes des Rheinstromes gegeben werden, der nicht unmittelbar in die Schicksals- tragödie hineingezogen ist, die sich heute im übrigen Teil des Stromgebietes abspielt.

Während der Rhein schon jetzt bis herauf nach Mannheim zum wichtigsten Handelsstrom Europas geworden ist und in seinem unteren Stromgebiet die reichsten Kohlen- gruben und größten Erzlager besitzt, zeichnet sich sein Oberlauf durch einen Wasserkraft- reichum aus, der in Europa seines- gleichen sucht. Der jahrzehntelange und oft unter kleinlichen Gesichtspunkten geführte Streit um die Schiffbarmachung der Rheinstrecke Kehl—Basel: Regu- lierung, Staffelfluß- ausbau oder Seitenkanalausbau? ist durch französischen Machtspruch zu- gunsten des letz- teren entschieden worden. Die Hin- weise auf die ungeheure Gefahr dieser Abzäpfung des Rheines für Baden, die Schweiz und das ganze Strom- gebiet überhaupt blieben ungehört. Solange aber unsere westlichen Nach- barn sich zu Sach- waltern der Schiff- fahrt und Wirt- schaft am Rhein aufwerfen, solange Straßburg der End- punkt der Rhein- schiffahrt sein und die Schiffahrt zwi- schen Straßburg und Basel in einen

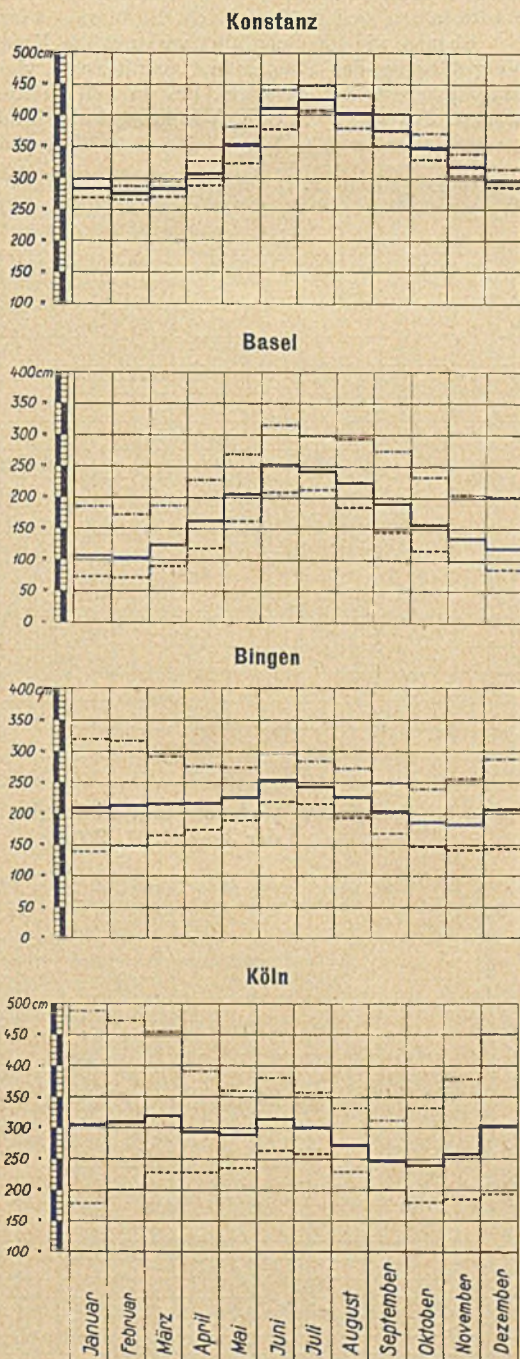


Abb. 2. Gemittelte, niedrigste und höchste Monatswasserstände an den Pegelstellen Konstanz, Basel, Bingen und Köln während der 36jährigen Beobachtungsreihe 1851—1886.

elsässischen Seitenkanal mit einer Reihe von Staustuten hineingedrängt werden soll, haben wir alle Ursache, mit vermehrter Tatkraft und größter Besonnenheit die Arbeiten auf der Strecke Basel—Bodensee zu fördern und alles daran zu setzen, um die Wasser-, Energie- und Verkehrswirtschaft dieses Teiles des Stromgebietes noch weiter zu vervollkommen. Was bisher in diesen Fragen von den Ingenieuren der Uferstaaten geleistet wurde, läßt erkennen, daß sich alle der Ver- antwortung für Millionen zukünftiger Menschen bewußt sind.

1.

Herr Ministerialdirektor Dr. R. Fuchs vom badischen Arbeits- ministerium behandelte in seinem Vortrage „Die Bodensee-Abfluß- regulierung“ eine Frage, die zum höchsten Ziel einer hochent- wickelten Wasserwirtschaft, zum Ausgleich des Abflußvorganges und damit zur Erhöhung der Wassernutzung am Rhein führt und eine Veredelung des Naturgeschenkes „Bodensee“ bedeutet.

Die Bodensee-Abflußregulierung will die Gesamtwasserwirtschaft des Bodensees und des Rheins durch technische Maßnahmen ver- bessern, weil der natürliche Wasserhaushalt des Bodensees den heutigen Anforderungen der Großschiffahrt, der Kraftgewinnung und der Landeskultur nicht genügt. Der Bodensee bewirkt zwar schon ohne künstlichen Eingriff einen Ausgleich in der unregelmäßigen Wasserführung des Oberrheins und der übrigen kleineren Zuflüsse. Die Zuflußmengen schwanken heute zwischen 50 und 3000 m<sup>3</sup>/Sek., während der Abfluß nicht unter 90 m<sup>3</sup>/Sek. sinkt und nicht über 1000 m<sup>3</sup>/Sek. ansteigt. Diese Erscheinung erklärt sich aus der Höhen- lage und Querschnittsgestaltung der Ausflußstrecke bei Stein, die zwar bei dem niedrigsten Seestande noch immer 90 m<sup>3</sup>/Sek. durchfließen läßt, aber selbst beim höchsten Seestande nur etwa 1000 m<sup>3</sup>/Sek. Abfluß gestattet. Die zeitlichen Unterschiede im Zufluß und Abfluß werden durch das Rückhaltevermögen des Sees ausgeglichen. Da zwischen dem höchsten und tiefsten der seit 1816 überhaupt bekannten Wasserstände etwa 4 m Unterschied bestehen und die mittlere See- fläche rd. 530 km<sup>2</sup> beträgt, so ist das natürliche Rückhaltevermögen des Bodensees rd. 2 Milliarden m<sup>3</sup>. Im allgemeinen betragen aber die jährlichen Seeschwankungen nur etwa 2 m, so daß die gewöhnliche Wasserzurückhaltung auf 1 Milliarde m<sup>3</sup> zurückgeht. Das Retentionsvermögen des Bodensees macht sich am deutlichsten bemerkbar bei dem Ausgleich der kurzzeitlichen Zuflußschwankungen, verliert aber von seiner Wirkung in bezug auf die großen allgemeinen Bewegungen im Wasserzufluß zum Bodensee.

Winter und Frühjahr bringen langandauernde niedrige Seewasser- stände und darum geringe Abflußmengen. Diese erschweren oder behindern die Schiffahrt im Rhein und bedingen vor allem schwere Schädigungen sämtlicher Kraftwerke infolge Wassermangels.<sup>1)</sup> Im Sommer führen plötzliches Steigen des Sees und langanhaltende große Abflußmengen oft zu katastrophalen Überschwemmungen der See- und Flußufer, zu Schädigungen der Kulturen und Bauwerke in der Nähe der Ufer (Abb. 3 u. 4). Der Herbst bringt im allgemeinen eine langsame Abnahme von Seestand und Abflußmengen, teilweise unter- brochen durch plötzliche Hochfluten, die gelegentlich sogar die Sommerhochwässer übertreffen, wie z. B. 1890.

Abflußmengen ohne Regulierung (m<sup>3</sup>/Sek.) in den Jahren 1901 bis 1920.

Station	Mittlerer jährlicher Verlauf			Extreme			
	N. W.	H. W.	Mittel	Abfluß		Zufluß zum Bodensee	
				N. W. 1909	H. W. 1910	N. W. 1909	H. W. 1910
Konstanz	138	622*)	339	85	962*)	Insgesamt	
Stein	153	652	359	98	990	50	3100
Nol.	160	675	372	102	1010	(Tagesmittel)	

\*) Für Beharrungszustand.

<sup>1)</sup> So betrug z. B. der Energieverbrauch des Kraftwerkes Laufen- burg im Trockenjahr 1921 nur 267 Millionen kWh gegenüber 309 Millionen kWh im Jahre 1920.

Ein Vergleich der extremen Abflußmengen für 1909 und 1910 mit den zugehörigen Zuflußmengen zum Bodensee zeigt (vergl. Tab.), daß der Bodensee schon in seinem natürlichen Zustande weitgehend regulierend wirkt: Die Zuflußmengen schwanken im Verhältnis 1:62, die Abflußmengen bei Stein dagegen nur im Verhältnis 1:10.

Aus dieser natürlichen Regulierung des rheinischen Wasserhaushaltes ziehen schon jetzt Schifffahrt, Kraftnutzung und Landeskultur Gewinn. Durch Aufbesserung der Kleinwassermengen bleibt die für die Schifffahrt nötige Fahrwassertiefe abwärts Basel bis zum Niederrhein an einer größeren Zahl von Tagen erhalten, als es ohne die ausgleichende Wirkung des Bodensees der Fall wäre. Die schiffahrtstörenden Hochwasser werden auf wenige Tage im Jahre zusammengedrängt. Dafür leidet die Bodenseeschifffahrt selbst unter den Seeschwankungen, ein Nachteil, der freilich den Vorteil der Rheinschifffahrt nicht im entferntesten erreicht. Ganz besonders aber werden die Rheinkraftwerke durch die Retention des Bodensees begünstigt. Nur wenige Gewässer weisen eine so verhältnismäßig ausgeglichene Wasserführung wie der Oberrhein auf. Mit aus diesem Grunde gehören die Oberrhein-Kraftwerke zu den besten der ganzen Erde. Die starke Abschwächung der Rheinhochwasser durch den Bodensee leistet ferner der gesamten Landeskultur des Rheintales einen unberechenbaren Dienst, wofür freilich die Seeanwohner die Kosten zu tragen haben; ziehen doch die Hochwasserstände des Bodensees etwa 37 km<sup>2</sup> Uferzone, 10 000 Anwohner und 1376 Gebäude in Mitleidenschaft. Der mit 5% kapitalisierte Schaden mit 1,5 Millionen Gold-Franken ist allerdings mit dem landeskulturellen Vorteil, den die Rheinbewohner aus der Hochwasserzurückhaltung bis zum Meer hinunter genießen, nicht vergleichbar.

Trotz des großen Nutzens, den die natürliche Regulierung des rheinischen Wasserhaushaltes durch den Bodensee erfährt, erscheint dem Wasserwirtschaftler eine künstliche Verbesserung erwünscht und möglich. Dabei sollen die bestehenden Vorteile nicht nur erhalten, sondern vergrößert und die vorhandenen Nachteile nach Möglichkeit beseitigt werden. Die Gesamtheit der Vorteile soll einen Höchstwert darstellen. Die drei Hauptgruppen von Wassernutzungen: Schifffahrt,



Abb. 1. Übersichtsplan der Rheinstraße Basel—Bodensee.

Kraftgewinnung und Landeskultur sind zunächst gesondert zu behandeln. Ihre Belange fallen nicht immer zusammen, sondern widersprechen sich manchmal, so daß ein vernünftiger Ausgleich zu suchen ist.

Nicht einmal die Schifffahrt hat durchweg entlang dem Rhein und dem Bodensee gleichlaufende Belange. Die Bodenseeschifffahrt selbst verlangt gleichhohe Seestände, womöglich zwischen 3 und 4,8 m am Konstanzer Pegel. Dies würde durch eine Verminderung des Abflusses in den Wintermonaten und eine Vermehrung in den Sommermonaten erreichbar sein. Hierdurch wäre aber die Rheinschifffahrt von Basel bis nach Holland benachteiligt. Diese ist vielmehr auf die Zuschußwasser aus dem Bodensee angewiesen, und zwar im Winter für die Oberrheinschifffahrt ab Basel bis Mainz und von August bis November für die Schifffahrt auf dem Niederrhein (vergl. die wenig einheitliche Wasserstandsbewegung des Rheins in Abb. 2). Dies bedingt in den genannten Zeiten verstärkten Abfluß aus dem Bodensee, der nur dann in ausreichendem Maße möglich wird, wenn der Stauraum tunlichst groß, d. h. der Hochwasserstand möglichst tief gelegt wird. Dadurch werden aber die Schwankungen des Seespiegels zum Nachteil der Bodenseeschifffahrt größer, anstatt kleiner. Die Schifffahrt auf dem Bodensee muß sich also im Interesse der Schifffahrt auf dem Ober- und Unterrhein gewisse Beschränkungen gefallen lassen. Durch Verbesserungen an den Häfen und Landungseinrichtungen der Bodenseestädte lassen sich größere Nachteile hieraus vermeiden.

Ebenso wie die Schifffahrt verlangt die Kraftnutzung tunlichst Vergrößerung des Stauraumes, damit recht viel Wasser im Sommer aufgespeichert werden kann, das in den Wintermonaten den Kraftwerken den sonst am Oberrhein mangelnden und wertvollen „Winterstrom“ liefern soll.<sup>2)</sup> Der Abfluß des Wasservorrates für die Kraft-

<sup>2)</sup> So mußte z. B. das Kraftübertragungswerk Rheinfelden im Winter 1920/21 die Stromlieferung um 35% einschränken.

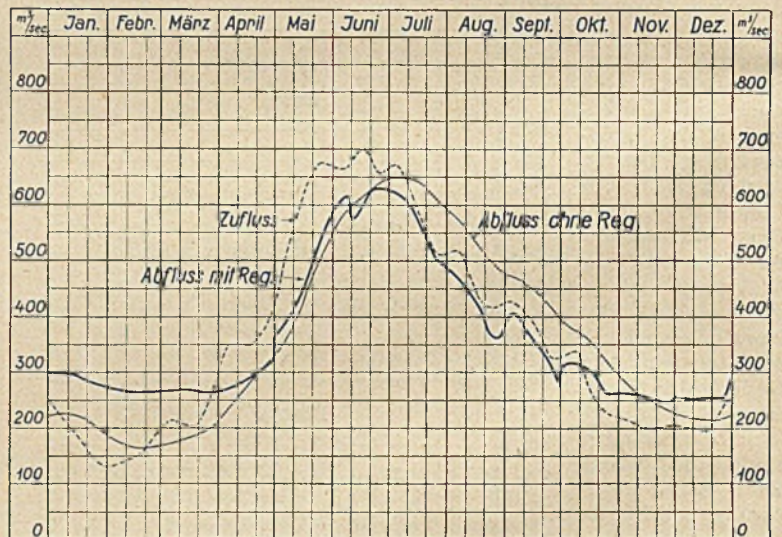


Abb. 3. Zufluß zum Bodensee und Abfluß bei Stein im Mittel der Jahre 1901/1920.

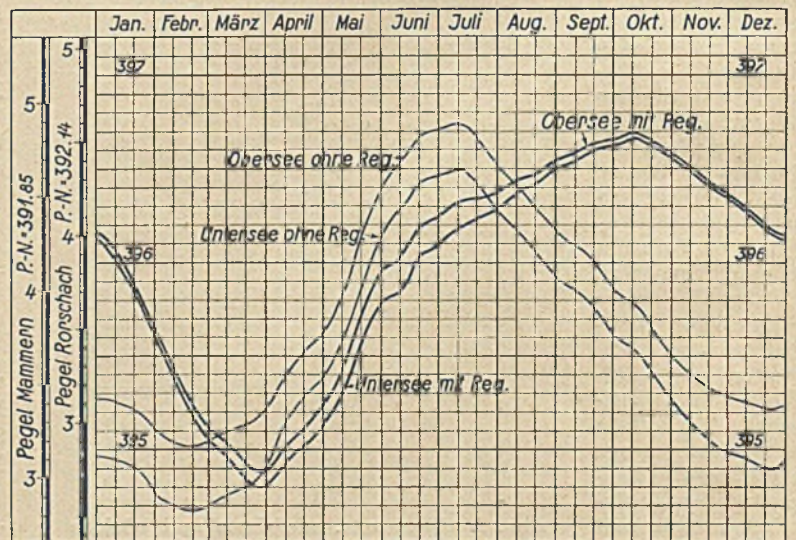


Abb. 4. Wasserstände des Bodensees (Untersee und Obersee) im Mittel der Jahre 1901/1920.

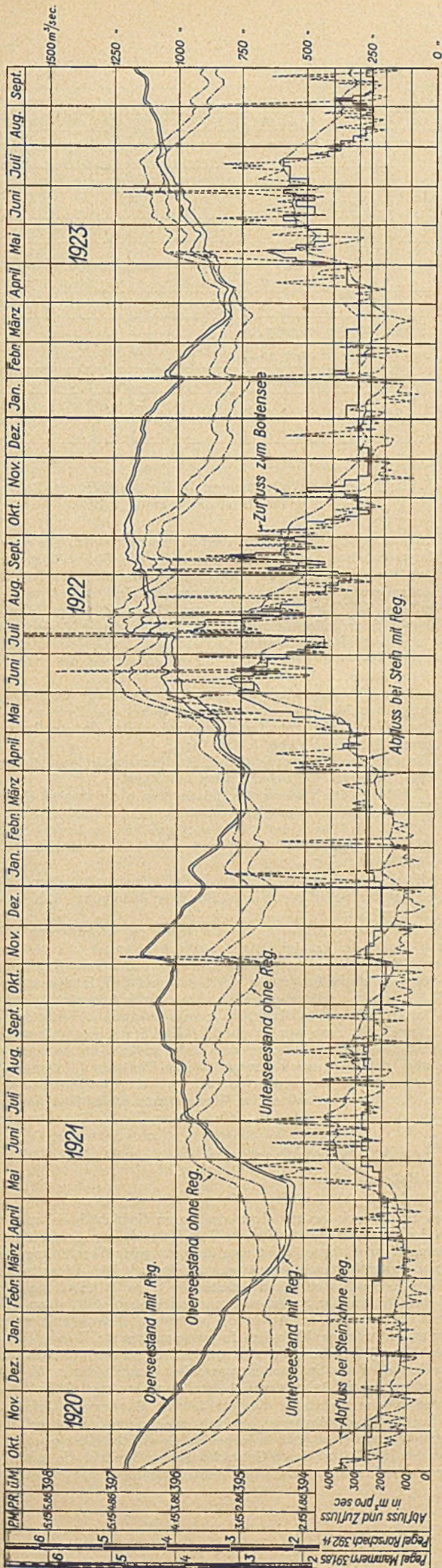


Abb. 5. Regime des Bodensees ohne und mit Regulierung.

werke wird sich leider nicht durchweg auf dieselbe Zeitspanne erstrecken, in der auch die Schifffahrt Zuschußwasser nötig hat. Wenigstens gilt dies bezüglich der Niederrheinschifffahrt, die gerade in den Monaten Dezember bis März keinen Zuschuß braucht (Abb. 2), so daß das in diesen Monaten zur Speisung der Kraftwerke ablaufende Mehrwasser für die Schifffahrt größtenteils verloren ist. Wenn man nach Ingenieur Maier-Schaffhausen<sup>3)</sup> einen künstlichen Mehrabfluß von durchschnittlich 72 m<sup>3</sup>/Sek. für die Monate Dezember bis März herbeiführt, so erzielt man auf der Oberrheinstrecke bis Kembs bei 145 m Gesamtgefälle einen Mehrbetrag von 209 Millionen kWh wertvoller Winterenergie; dabei ist mit einer Verminderung des natürlichen Stauraumes von 80 cm gerechnet. Jedes Zentimeter mehr an Stauhöhe würde weitere 1,5 Millionen kWh an Winterenergie liefern. Dieser Energiegewinn reizt einerseits zur Verminderung der Hochwasserabsenkung, für die man seither etwa 80 cm gefordert hat, andererseits zur Vergrößerung der Tiefenabsenkung, die man bisher glaubte vermeiden zu können. Angesichts der bedeutenden, für den Energiegewinn zahlenmäßig nachweisbaren Vorteile möglichst großen Stauraumes bedarf diese Frage eines besonders eingehenden Studiums. Man wird vielleicht gewisse Nachteile für die Schifffahrt auf dem See, für den Hochwasserschutz oder für die Fischerei als minder bedeutsam ertragen müssen, um nicht die wirtschaftlich größeren Vorteile für die Rheinschifffahrt und Kraftnutzung entbehren zu müssen.

Erwähnt sei an dieser Stelle der Vorschlag des Ingenieurs Sommer, die künstliche Regulierung des Wasserabflusses auch auf die Tagesstunden auszudehnen, z. B. nachts nur 50 m<sup>3</sup>/Sek., am Tage aber zwischen 200 und 600 m<sup>3</sup>/Sek. abfließen zu lassen, um auf diese Weise die gesamte Stromerzeugung am Oberrhein der Bedarfskurve anzupassen und das Mitarbeiten von Dampfreserven oder Wasser-Akkumulierwerken unnötig zu machen oder den Strom besser als in den elektrochemischen Werken verwerten zu können. Dies hätte ein Zusammenarbeiten aller Oberrheinkraftwerke, eine besondere Art des Wiederausgleichs der ungleichmäßigen Wasserlieferung bei den untersten Kraftwerken zur Voraussetzung. Könnten diese Vorbedingungen erfüllt werden, so würde der Wert der Oberrhein-Wasserkraft noch außerordentlich steigen.

Die Landeskultur und der Hochwasserschutz der Bodenseegegend, deren Belange den Ausgangspunkt der künstlichen Bodenseeregulierung bildeten, treten in ihrer wirtschaftlichen Bedeutung hinter die Interessen der Rheinschifffahrt und der Kraftgewinnung am Oberrhein erheblich zurück. Gewiß ist es wünschenswert, daß die Höchstwasserstände um etwa 80 cm abgesenkt werden, damit am See kein Hochwasserschaden mehr entsteht; dennoch wird zu erwägen sein, ob nicht ein kleiner Teil des Schadens ertragen werden soll, um andererseits das Mehrfache an Nutzen bei der Kraftgewinnung oder durch die Verbesserung der Schifffahrt zu erzielen. Vor allem aber müßte dahin gestrebt werden, den Hochwasserschutzraum einzuschränken, damit von dem Wasserüberfluß des Sommers möglichst viel zurückgehalten werden kann. Dies wäre möglich, wenn man den Höchstabfluß, der mit Rücksicht auf die bestehenden Verhältnisse bei Schaffhausen bisher auf 1062 m<sup>3</sup>/Sek. begrenzt war (Schaffhauser Bedingung), auf 1300 bis 1400 m<sup>3</sup>/Sek. in Ausnahmefällen steigern könnte, was neuerdings die Ingenieure Maier-Schaffhausen als zulässig bezeichnet haben, sobald im Gebiet von Schaffhausen für solche Hochwassermengen ausreichend Platz geschaffen sein wird.

Seit mehr als 100 Jahren haben die häufig eintretenden Überschwemmungen am Bodensee das Verlangen nach einer wirksamen Abhilfe wachgerufen. Veranlaßt durch die bekannten Hochwasser von 1817 (mit 1200 m<sup>3</sup>/Sek. Abfluß bei Schaffhausen) und von 1821, ließ J. Waibel-Konstanz eine Schrift erscheinen mit dem Titel: „Dringende Notwendigkeit vom Fuß des Rheinfalles bis über die Schaffhauser Brücke einen unterirdischen Kanal zu graben, um den ferneren Überschwemmungen am Bodensee vorzubeugen“. Aber als die erste, auf genauer Grundlage beruhende und noch heute wertvolle Arbeit ist die von Honsell zu nennen: „Der Bodensee und die Tieferlegung seiner Hochwasserstände“, Stuttgart 1879. Er sucht eine Absenkung des Hochwassers um 70 cm und eine kleine Hebung der Niederwasserstände durch Querschnittverweiterung am Eschenzer Horn und Regulierungsarbeiten bis zur Bibermündung zu erreichen. Das Ziel bleibt beschränkt auf die Verbesserung des Hochwasserschutzes und der Landeskultur im Bereich des Sees. Dazu sollten die einfachsten baulichen Mittel genügen, deren Kosten sich damals auf 1,5 Millionen Franken belaufen hätten; von Menschenhand abhängige Bedienung

<sup>3)</sup> „Bodenseeregulierung, Hochwasserschutz, Kraftnutzung und Schifffahrt“, von Karl u. Erwin Maier, Schaffhausen 1924, Selbstverlag. Dieser sehr sorgfältig und eingehend bearbeiteten Denkschrift sind die Abb. 3 bis 8 entnommen. Die Höhenkoten sind überall auf den Ausgangshorizont des neuen schweizerischen Präzisionsnivelements bezogen: Pierre du Niton bei Genf 373,600 Meereshöhe; diese Koten sind um 0,46 m zu verkleinern, um sie auf N.N. zu beziehen.

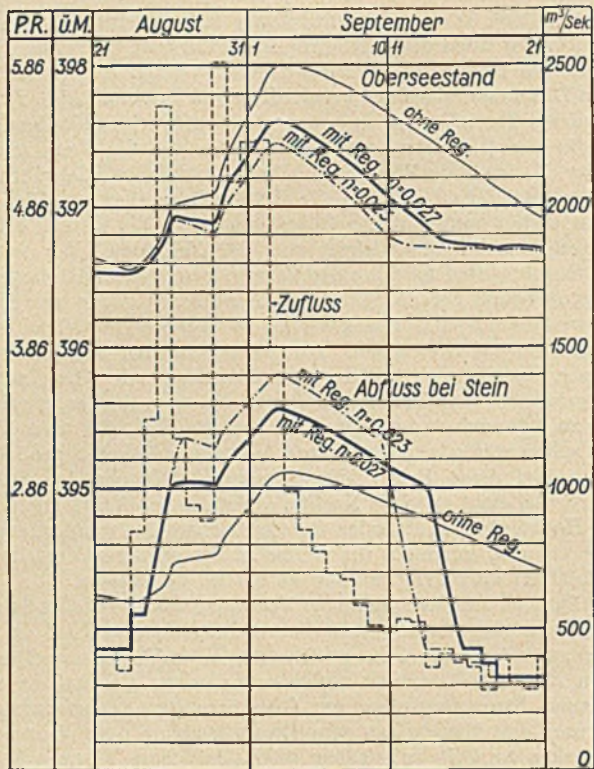


Abb. 6. Herbsthochwasser 1890 ohne und mit Regulierung.

eines Abschlußwehres sollte vermieden werden. Der bekannte Linth-Ingenieur Legler bestritt die Honsellschen Berechnungsunterlagen und wollte den Rhein von Stein bis Schaffhausen stark ausbaggern (6,5 Millionen m³ Aushub), um im Untersee eine Senkung von 1 m, im Obersee eine solche von 0,88 m zu erzielen. Professor Culmann-Zürich trat Honsells Berechnungen bei, und das Eidgenössische Oberbauinspektorat in Bern gelangte in den Arbeiten seiner Ingenieure Epper und Gerber 1893 und 1899 zu ähnlichen Ergebnissen wie Honsell.

Während in allen bisherigen Plänen der Zweck der Korrektur fast ausschließlich in der Tieferlegung der Hochwasserstände erblickt wurde, daher auch die Kosten der Korrektur im Verhältnis zu den Hochwasserschäden viel zu groß waren, traten seit 1900 die Forderungen der Kraftwerke und der Großschifffahrt hinzu. So enthält das für den schweizerischen Bundesrat im Jahre 1913 erstattete Gutachten des Ingenieurs W. Bossard zum ersten Male neue Gesichtspunkte. Es nimmt Rücksicht auf die Belange der seit 1879 erheblich entwickelten Rheinschifffahrt, wenn auch nicht genügend, und auf jene der neu erstandenen Kraftwerke und gelangt daher zur Herstellung eines beweglichen, feinere Regulierung gestattenden Wehres unterhalb des Seeausflusses. Des weiteren legt Bossard zur Erreichung einer Hochwassersenkung um 0,80 m die Rheinsohle zwischen Stiegen und Schaffhausen tiefer. Im Jahre 1922 erschien dann eine im Auftrage des Nordostschweizerischen Schifffahrtsverbandes von Ingenieur H. Sommer-St. Gallen bearbeitete verdienstvolle Zusammenstellung des bisher Geleisteten mit dem Vorschlag einer Korrektur zwischen Untersee

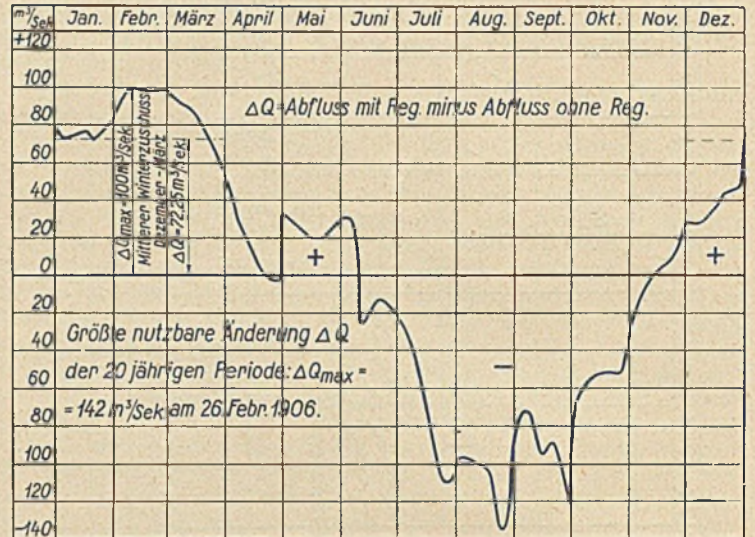


Abb. 7. Änderung der Abflüßmengen im Rhein infolge der Bodenseeregulierung im Mittel der Jahre 1901/1920.

und Bibermündung nebst einem Regulierwehr daselbst. Die Senkung des Unterseehochwassers war zu 98 cm, die des Oberseehochwassers zu 83 cm berechnet. Neu ist hierbei der Vorschlag einer täglichen Abflußregulierung nach den Bedürfnissen der Kraftwerke.

Da die Schifffahrtinteressenten am Unterrhein dem Plan der Bodensee-Abflußregulierung mit gewisser Sorge entgegengesehen haben, so ist auch von der preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde ein Gutachten über die Regulierung der Wasserstände des Bodensees eingeholt worden.

Im März d. J. erschien die neueste Bearbeitung der Bodenseeregulierung aus der Hand der Ingenieure Karl und Erwin Maier-Schaffhausen, die wiederum Fortschritte zeigt. Das Ziel der Bodenseeregulierung ist danach (Abb. 5, 6 u. 7):

1. Senkung der außerordentlichen Hochwasserstände im Bodensee und im Rhein bei Schaffhausen um 80 cm;
2. Erhöhung der Niederwasserabflußmenge ohne zu tiefe Senkung des Bodensees, womöglich von 100 m³/Sek. auf 200 m³/Sek.; der Abfluß wird meist auf 230 oder 260 m³/Sek. und mehr bleiben;
3. Erleichterung der Schifffahrt und vollständige Ausnutzung der Wasserkräfte;
4. Zulassung zeitweiser größerer Abflußmengen als bisher: Beseitigung der Schaffhauser und Büsinger Bedingung, 1300 anstatt 1062 m³/Sek.

Wie Abb. 4 zeigt, wird der Bodensee mit Regulierung seinen tiefsten Stand im Frühjahr etwa 5 Wochen später als bisher erreichen. Dieser wird fast gleich verlaufen wie ohne Regulierung. Der See wird dann langsamer ansteigen und den Höchststand ungefähr 13 Wochen später erreichen. Das mittlere Seestandmaximum wird im Obersee wenig tiefer, im Untersee etwas höher stehen als bisher, und die Seen werden ihren hohen Stand länger innehalten als ohne Regulierung. Hierauf wird die Abnahme zuerst langsamer, dann aber ziemlich rasch eintreten bis zum Tiefstand. Der niedrige Wasserstand wird im regulierten See von kürzerer Dauer sein als früher, und das Jahresmittel der Wasserstände wird höher liegen.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

### Zur Entwicklungsgeschichte des Stellwerkbaues.

Von Regierungsbaurat van Biema, Halle a. d. Saale.

(Schluß aus Heft 32, Jahrg. 1924.)

#### III. Äußere Stellwerkteile.

Drahtzugspannwerke. Zur sicheren Bewegungsübertragung von den Stellwerkhebeln auf die angeschlossenen Signale, Weichen usw. ist die selbsttätige Erhaltung einer Ruhespannung in den Leistungen und selbsttätiger Ausgleich der bei Wärmeschwankungen auftretenden Längenänderungen notwendig. Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, sind seit Einführung des doppelten Drahtzuges selbsttätige Gewichtspannwerke benutzt worden. Im wesentlichen müssen die Spannwerke die Bedingung erfüllen, daß das Spannungsgewicht in der Ruhelage den Längungen und Verkürzungen des Drahtes folgen kann; dagegen muß beim Umstellen der Weiche oder Bedienen des Signals das Anheben des Gewichts verhindert werden, weil sonst die Stellbewegung nicht auf den Antrieb übertragen, sondern durch das Heben des Gewichts aufgezehrt werden könnte.

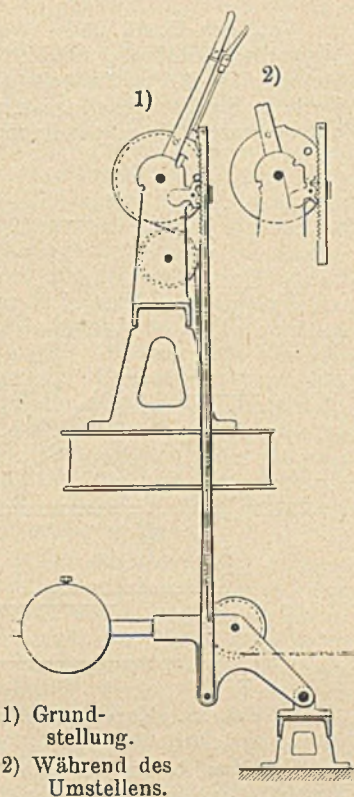
Als eins der ersten selbsttätigen Spannwerke mit Sperrvorrichtung kann das der Firma Jüdel aus dem Jahre 1883 gelten (Abb. 21).

Dieses Spannwerk besitzt einen drehbaren Gewichtshebel mit zwei Seilrollen, über die je ein Strang des Doppeldrahtzuges geführt ist. Mit dem Gewichtshebel steht eine Zahnstange in Verbindung, deren Zähnen gegenüber eine Sperrklinke angeordnet ist. Diese in Ruhelage des Hebels durch einen Ansatz der Seilrolle gehaltene Klinke wird bei Beginn der Sperrbewegung freigegeben, fällt dann in die Sperrzähne ein und macht so die weitere Stellbewegung von der Gewichtswirkung unabhängig. In zweckmäßiger Weise wird die Aufgabe erfüllt, wenn man zur Ausschaltung der Gewichtswirkung beim Umstellen den Spannungsunterschied benutzt, der im Zug- und Nachlaufdraht bei Beginn der Hebelstellung hervorgerufen wird.

Auf diesem Gedanken beruht die von Büsing im Jahre 1885 konstruierte Ausgleichvorrichtung mit zwei nebeneinander gelagerten Spangewichten (Abb. 22). Die beiden Gewichte selbst oder die sie tragenden Hebel sind durch Gelenklaschen verbunden, die mit Sperrbacken versehen sind. Zwischen den Gewichten und ihren Laschen

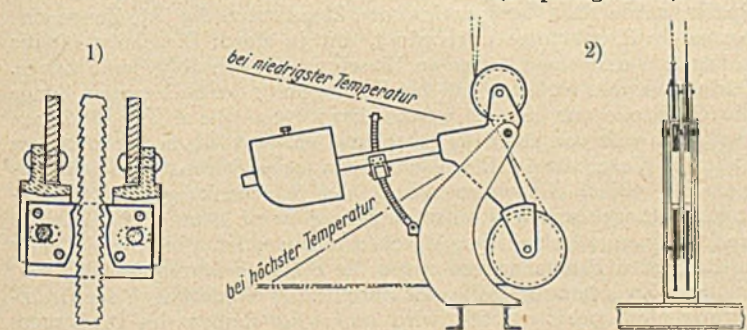
ist eine Sperrstange angeordnet. Ist in beiden Drahtzügen gleiche Spannung, so stehen die Spann- gewichte in gleicher Höhe, und die Sperrbacken lassen die Zahnstange frei. Wird der Signalhebel um- gelegt, so wird infolge Spannungs- änderung im Drahtzug das Gewicht des Zugdrahtes etwas gehoben, das des Nachlaßdrahtes gesenkt. Infolgedessen stellen sich die Ver- bindungslaschen schräg und kleb- men sich mittels ihrer Sperrbacken an der Stange fest, das Anheben der Gewichte für die weitere Hebel- stellung verhindernd. Dieses ein- fache, in langjährigem Betriebe bewährte Prinzip liegt auch der Einheitsbauart der Reichsbahn zu- grunde.

Weichen - Spitzenver- schlüsse. Mit Einführung der Weichenfernbedienung auf den deutschen Eisenbahnen wurde auch der Weichen - Spitzenverschluß an- gewendet, eine Vorrichtung, die die jeweilig anliegende Weichen- zunge, unbeschadet der im Stell- gestänge auftretenden Hubverluste, an die Backenschiene drückt und in dieser Lage festhält. Hierdurch entfiel die bis dahin vorgesehene



1) Grund- stellung.  
2) Während des Umstellens.

Abb. 21. Drahtzugspannwerk (1 Spanngewicht).



1) Vergrößerte Darstellung der Feststellvorrichtung. 2) Gesamtansicht.  
Abb. 22. Drahtzugspannwerk. Bauart Jüdel 1885 (2 Spanngewichte).

und z. B. in England heute noch übliche besondere Verriegelung der Weiche mittels Riegelhebel und Übertragungsgestänge (vergl. Teil 2, Abb. 19, „Die Bautechnik“ 1924, Heft 32, S. 357). Eine große Anzahl von Bauformen sind für die Spitzenverschlüsse vorgeschlagen und verwendet worden. Die älteren davon waren nicht aufschneidbar, so daß also eine Beschädigung der Verschluß- oder anderen Weichen- teile eintrat, wenn die falschliegende Weiche von der Wurzel her befahren wurde.

Da im Betriebe solche Zerstörungen häufiger vorkamen, suchte man in verschiedenartiger Weise Abhilfe zu schaffen, z. B. dadurch, daß man entsprechend schwach bemessene, leicht ersetzbare Teile einfügte.

Wenn auch diese Teile (Abscherstifte) so stark gewählt wurden, daß sie im allgemeinen auch bei größter Kraftwirkung auf den Stell- hebel nicht zu zerstören waren, so konnte dies doch eintreten, wenn die Zwischenteile durch Abnutzung geschwächt waren.

Später wurden die Spitzenverschlüsse dieser Art durch voll- kommenere Vorrichtungen ersetzt, als man die starre Zungenverbindung aufgab. Die Zungenbewegung ging dann so vor sich, daß sich die Verriegelung der anliegenden Zunge bei der zuerst allein stattfindenden Bewegung der abliegenden Zunge löste, dann beide Zungen sich gleichzeitig bewegten bis zur Anlage der vorher abliegenden Zunge an ihre Backenschiene und danach diese Zunge verriegelt wurde, während sich die andere bis zur Endlage allein weiterbewegte.

Die Aufschneidbewegung der Weichenzungen wurde durch Über- tragungsmittel (Gestänge, Drahtzug) nach dem Stellwerk weitergeleitet, so daß dem Wärter das Aufschneiden kenntlich gemacht und außer- dem die Sperrung der abhängigen Signalhebel herbeigeführt wurde. Einer der ersten nicht aufschneidbaren Spitzenverschlüsse (Büssing 1879), der Wärmeschwankungen innerhalb gewisser Grenzen un- schädlich machte, bestand aus einer mit der Weichenstange verbundenen Schaltgabel mit Leergang, die von einem mit dem Weichengestänge

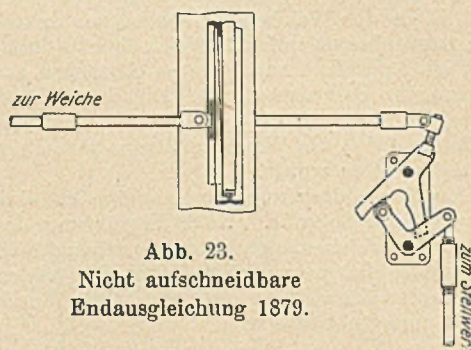


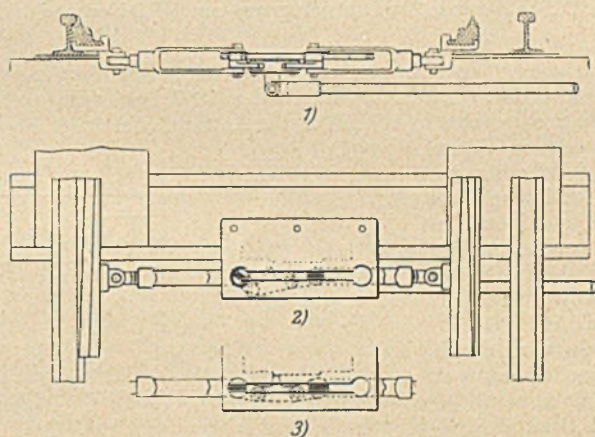
Abb. 23. Nicht aufschneidbare Endausgleichung 1879.

verbundenen Winkel- hebel gedreht und in den Endlagen festge- halten wurde (Abb. 23).

Diese Endausglei- chung ist später mit einem sogenannten „Abscherbolzen“ ver- sehen worden, der im gewöhnlichen Be- triebe der im Gestänge auftretenden Bean- spruchung genügt, da- gegen beim Auftreten

größerer Kräfte, wie beim Aufschneiden der Weiche, abgesichert wurde.

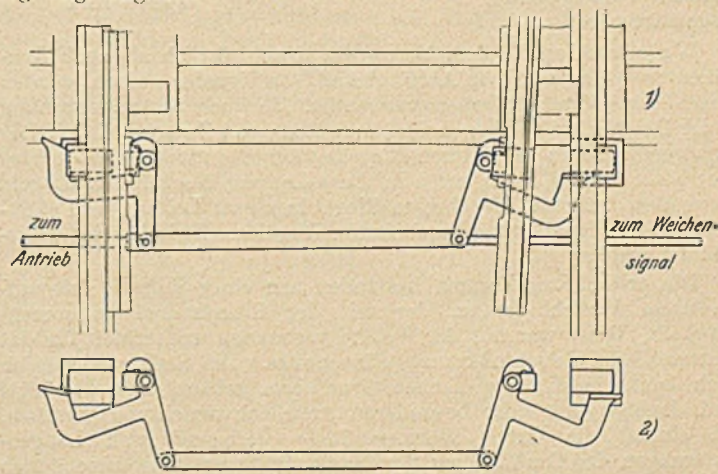
Im Jahre 1886 erdachte Büssing das aufschneidbare Weichenschloß, auch Kurbelweichenschloß genannt (Abb. 24). An den Zungenkloben greifen Gabeln an, die an ihrem inneren Ende je eine Kurbel auf- nehmen. Die Kurbeln sind mit flachen Ansätzen versehen und unter sich durch ein Gelenkstück verbunden, an das die Antriebsstange gehängt ist. Innerhalb der Weiche ist ein Führungstück befestigt, in dessen geradlinigem, an beiden Enden kreisförmig erweitertem Schlitz sich bei der Weichenstellung die Kurbelansätze zuerst ver- schieben und dann zum Verschluß der anliegenden Weichenzunge drehen.



1) Querschnitt. 2) Grundriß: Endstellung.  
3) Grundriß: Während des Umstellens.

Abb. 24. Aufschneidbares Kurbelweichenschloß.

Als grundlegende Umgestaltung des 1887 bekannt gewordenen Wittener Spitzenverschlusses ist das von Büssing vorgeschlagene Hakenweichenschloß (Abb. 25) anzusehen, das zuerst im Jahre 1892 ausgeführt wurde und mit geringen Abänderungen den heutigen Einheitsspitzenverschluß der Reichsbahn bildet. Das Hakenschloß vermeidet die aus betrieblichen Gründen unangenehme Anordnung von Verschlußteilen innerhalb des Gleises. In zwei Kloben ist unter den Weichenzungen je ein Verschlußhaken drehbar angebracht, der das an der zugehörigen Fahr- schiene befestigte Verschlußstück un- mittelbar umklammert. Die beiden Verschlußhaken sind gelenkig verbunden durch eine Stange, an deren inneren Enden die Weichen- zugstange angreift.

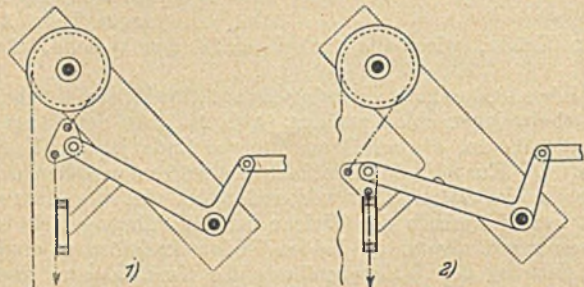


1) Endstellung. 2) Während des Umstellens.

Abb. 25. Hakenweichenschloß.

**Weichenantriebe.** Die ersten Weichenantriebe bestanden aus einem seitlich der Weiche angeordneten einfachen Winkelhebel, durch den die Bewegungen des als Stellmittel verwendeten Gestänges auf die gekuppelten Weichenzungen übertragen wurde. Die Firma Jüdel hat dann den Antriebhebel für Leergang in den Endstellungen eingerichtet (Endkompensation), so daß die Weiche sicher in ihre Endlage gebracht und darin festgehalten wurde.

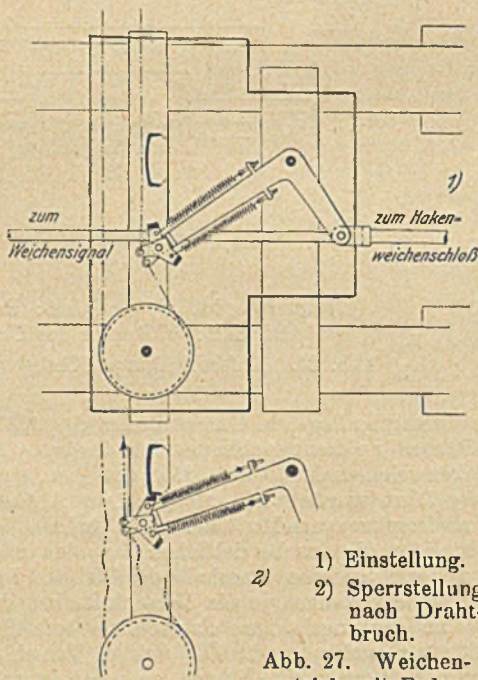
Als Weichenantrieb für Doppeldrahtzug diente anfänglich eine mit einem Stellzapfen versehene Seilrolle. Nach Einführung des Drahtzugspannwerks wurde der Weichenantrieb mit Sperreinrichtung versehen, die verhindern sollte, daß beim Reißen eines der beiden Leitungsdrähte die Weiche unter Einwirkung des Spannwerks durch den nicht gerissenen Draht umgestellt würde.



1) Endstellung. 2) Sperrstellung nach Drahtbruch.

Abb. 26. Federlose Drahtbruchsperre am Weichenantrieb 1887.

Eine solche Vorrichtung, die selbsttätige Drahtbruchsperre für Weichenantriebe, stammt aus dem Jahre 1887. Sie wurde zuerst als federlose Sperre gebaut (Abb. 26). Ihr Antriebhebel trägt ein Gelenkstück, das in einen Strang des Drahtzuges geschaltet ist und bei ordnungsmäßigem Zustande der Leitung an einem festen Anschlag vorbeischiebt; bricht dagegen ein Drahtstrang, so wird durch den vom Spannwerk beeinflussten, nicht gerissenen Draht das Gelenkstück so verdreht, daß es sich am Anschlag fängt und die Weichenumlegung verhindert.



1) Einstellung.  
2) Sperrstellung nach Drahtbruch.

Abb. 27. Weichenantrieb mit Federbremse 1891.

**Weichenriegel.** Zum Verriegeln sowohl örtlich als auch fernbedienter Weichen, die in Abhängigkeit von Signalen stehen, werden Riegel- oder Verschlussrollen verwendet. Je nach ihrer Anordnung in der Drahtleitung unterscheidet man End- und Zwischenriegel: Der Endriegel wird in besonderen Riegelleitungen, entweder als einziger oder als letzter von mehreren in diese Leitung geschalteten Riegeln verwendet, während die übrigen Riegel in dieser Leitung und sämtliche in die Signalleitung geschalteten Riegel als Zwischenriegel ausgebildet werden.

Die ersten Riegelformen bestanden aus einer Seilrolle mit aufgesetztem Verschlusskranz, der mit der Riegelstange zusammenarbeitete. Diese war mit der Weiche verbunden und erhielt für das Eintreten des Verschlusskranzes Einschnitte. Die Endriegel werden noch heute in dieser einfachen Grundform gebaut, Zwischenriegel sind dagegen mit einer besonderen Ausgleichvorrichtung versehen, die einmal die durch Wärmeeinflüsse herbeigeführten Längenänderungen der Drahtleitung für den Weichenverschluss unschädlich macht und außerdem bei Einschaltung des Riegels in die Signalleitung auch das selbsttätige Haltfallen des Signals bei Durchbruch zuläßt.

Von der Firma Jüdel wurde im Jahre 1891 die sogenannte „Kurvenverschlussrolle“ (Abb. 28) ausgeführt, bei der die beiden Drahtstränge über je eine Stellrolle gleichzeitig angeschlossen sind, so daß sie beim Stellen entgegengesetzt und bei den durch Wärmeeinflüsse hervorgerufene Längenänderungen in gleichem Sinne gedreht wurden.

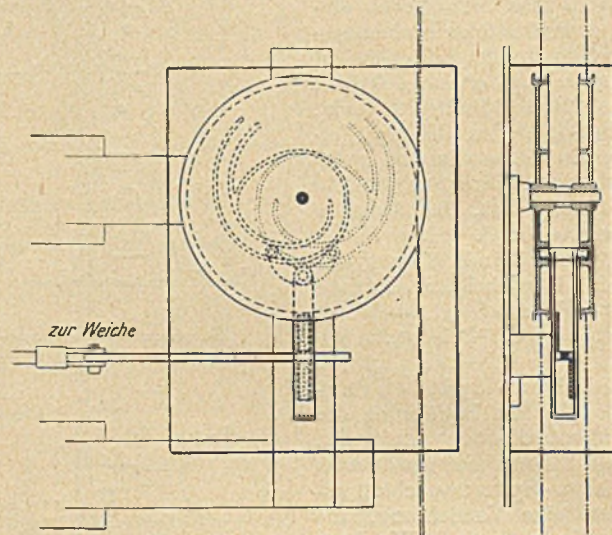


Abb. 28. Kurvenverschlussrolle (Zwischenriegel) 1891.

Von den Rollen wird ein Verschlussstück tragender Hubbügel bewegt, der die mit Einschnitten versehene Riegelstange umgreift. Bei gleichgerichteten Rollenbewegungen bleibt der Bügel unbeeinflusst, während er bei ordnungsmäßigem Stellen die Riegelung herbeiführt. Später wurde statt der gemeinsamen Riegelstange für jede Zunge eine besondere Riegelstange angeordnet, mit je einem Einschnitt für die anliegende und einem längeren Einschnitt für die abliegende Zunge. Dadurch wurde erreicht, daß bei Verriegelung der anliegenden Zunge die Riegelrolle nur gedreht werden kann, wenn die abliegende Zunge genügend weit von ihrer Backenschiene entfernt ist, da nur in diesem Falle der Einschnitt der Riegelstange den freien Durchgang des Riegels gestattet. Diese Einzelverriegelung der Weichenzungen mittels getrennter Riegelstangen (Kontrollriegelung) wird heute auf deutschen Hauptbahnen allgemein bei Weichen angewendet, die von ein- oder ausfahrenden Personenzügen gegen die Spitze befahren werden.

Eine Zwischenriegelrolle, die durch Längenänderungen der Drahtleitung nicht beeinträchtigt wird und beim Reißen des Drahtzuges die angeschlossenen Signale sicher auf „Halt“ fallen läßt, verwendet den sogenannten „Verschlussrollenantrieb“. Diese Riegelanordnung bedarf im Gegensatz zu früheren Ausführungen auch bei langen Leitungen nur verhältnismäßig kleiner Seilrollen. Die Rollen sind mit Innenverzahnung versehen und übertragen ihre Bewegung unter Vermittlung eines Stufenzahnrades durch eine mit Klauenkupplung versehene Schwinge auf die Verschlussrolle. Bei Längenänderungen der Drähte drehen sich die Seilrollen im entgegengesetzten Sinne, ohne die Verschlussrolle zu bewegen. Wenn bei Drahtbruch die Schwinge von den Seilrollen weiterbewegt wird, die Verschlussrolle sich aber infolge von Anschlägen über ihre Endstellung hinaus nicht weiterdrehen läßt, dann entkoppelt sich die Scheibe selbsttätig in der Schwinge, so daß sich die Seilrollen nach Bedarf allein weiterdrehen lassen; vergl. die im Teil I, Abb. 7 („Die Bautechnik“ 1924, Heft 19, S. 199) dargestellte Stahmersche Verschlussrolle. Bei dem von der Reichsbahn als Einheitsform bestimmten Riegel ohne selbsttätige Entkopplung ist die Schwinge nicht unmittelbar mit der Verschlussrolle gekuppelt, sondern mit einem Zahnrad, das die Bewegung des Drahtzuges unter erheblicher Verkleinerung des Drehwinkels durch ein Zwischenzahnrad auf die ebenfalls mit Innenverzahnung versehene Verschlussrolle überträgt. Infolge der eingeschalteten Zahnradübersetzungen wird die Bewegung des Riegelkranzes verlangsamt, damit bei Bruch der Signalleitung zwischen Stellhebel und Zwischenriegel die Haltstellung des Signals nicht durch vorzeitiges Anschlagens des Riegelkranzes an den Riegelstangen verhindert wird.

**Fühlschienen.** Bei fernbedienten Weichen, die spitz befahren werden und schlecht zu übersehen sind, ist es unter Umständen erforderlich, besondere Vorkehrungen zu treffen, um das Umstellen der Weiche unter dem Zuge zu verhindern.

Zu diesem Zwecke dienen die Sperr- oder Fühlschienen, bei denen während der Weichenumstellung eine neben der Fahrschiene angeordnete Längsschiene entsprechend bewegt wird. Ist hierbei die Weiche besetzt, so findet noch innerhalb des Verschlussweges des Spitzenverschlusses eine Sperrung des Antriebs statt. Bei den älteren

Bauarten wurde die bewegliche Schiene in wagerechter Ebene an den Kopf der Fahrachse herangeschoben, ihr Eigengewicht brauchte also nicht gehoben zu werden, was bei den sonst üblichen, senkrecht schwingenden Sperr- oder Fühlschienen der Fall war. Vom Jahre 1899 ab baute die Firma Jüdel die senkrecht schwingende Sperrschiene, die später als Einheitsform der Deutschen Reichsbahn angenommen wurde. Diese Sperrschiene besteht aus leichtem Walzeisen von winkelförmigem Querschnitt, das an der Außenseite des Gleises dicht neben dem Schienenkopf schwingend angeordnet ist. Durch die Bogen-schwingung ihres Antriebhebels wird die Sperrschiene auf- und abwärts bewegt, wobei eine Klinke der Antriebstange an einem Sperrstück vorbeischiebt, wenn die Weiche unbesetzt ist. Wird dagegen versucht, die besetzte Weiche umzulegen, so läßt sich die eingeschaltete Entlastungsfeder, die Klinke stößt gegen das Sperrstück und verhindert das Umstellen. Weder beim Aufschneiden der Weiche noch beim Befahren der Sperrschiene während der Weichenumlegung wird die Sperrschiene beschädigt, da sie dann lediglich unter Längung der Entlastungsfeder nach unten gedrückt wird. Die Sperrschiene kann deshalb verhältnismäßig leicht ausgebildet werden, erschwert also das Umstellen der Weiche nur in geringem Maße.

**Gleisschutz-Vorrichtungen.** Zur Erzielung der nötigen Flankendeckung einer Fahrstraße fehlt es in manchen Fällen an einer Weiche, die diesen Schutz durch Stellung auf Ablenkung zu bieten vermag. Dann wendet man Gleissperren an, die in ihrer einfachsten Form quer über das Gleis liegende Bäume aufweisen, so daß ein etwa ankommendes Fahrzeug zum Halten bzw. zum Entgleisen gebracht wird. Solche Bäume sind aber meist schwer zu bewegen, auch ist die Entgleisungsvorrichtung nicht immer ganz zuverlässig, so daß in neuerer Zeit immer mehr die Entgleisungsweichen, Entgleisungsschuhe und Sperrklötze, soweit erforderlich mit Fernantrieb, angewendet werden. Bei der als Einheitsform angenommenen Schutzweiche drängt in der Sperrlage eine Entgleisungszunge den auf ihrem Auflaufstück ansteigenden Radspurkranz zuverlässig nach außen und bringt so jedes aus dem Seitengleis kommende Fahrzeug sicher zum Entgleisen (Abb. 29). Die Zunge wird zur Schiene durch zwei Lenker bewegt, von denen der eine als Antriebhebel ausgebildet ist.

**Schranken.** Das Bedürfnis, die in Schienenhöhe über den Bahnkörper geführten Wegübergänge beim Herannahen eines Zuges abzuschließen, stellte sich in Deutschland bald nach Einführung der Eisenbahnen heraus. Mannigfaltig sind die hierfür vorgeschlagenen Bauarten von Schranken. Die ersten Absperrvorrichtungen der Wegübergänge waren sehr einfach, sie bestanden meist aus hölzernen, in ihrer Längsrichtung verschiebbaren Bäumen. Bei dem allmählich

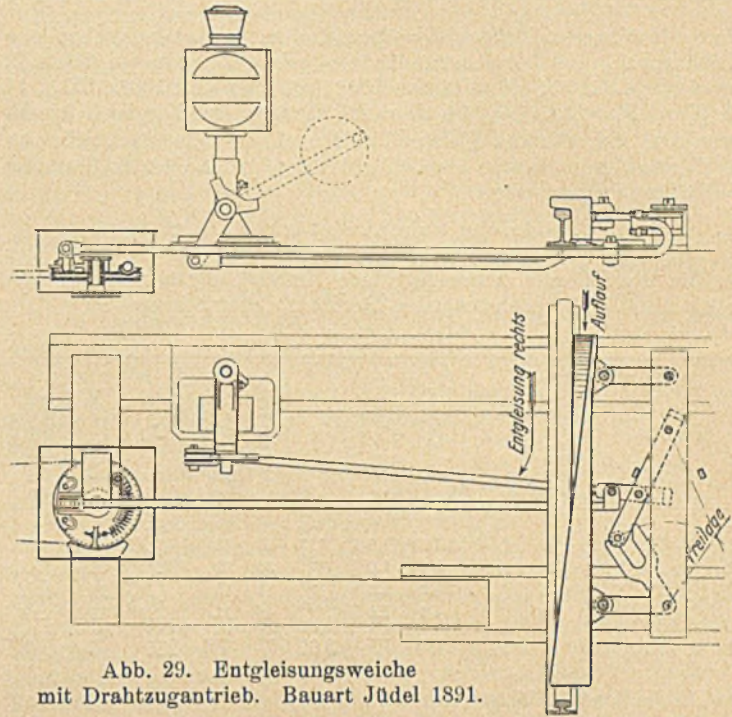


Abb. 29. Entgleisungsweiche mit Drahtzugantrieb. Bauart Jüdel 1891.

dichter werdenden Eisenbahnnetz und der schnelleren Zugfolge wurde diese Schrankenart für stark benutzte Überwege sehr bald ungeeignet; man verwendete dort lieber Schlagbäume mit Bewegung in senkrechter Ebene. Die Bäume wurden zuerst aus Holz hergestellt, aber bald schon gab man an wichtigeren Überwegen den eisernen den Vorzug.

Die Verbreitung der Schlagbäume wurde insbesondere dadurch gefördert, daß es möglich war, die beiderseitigen Bäume eines Wegübergangs zu kuppeln und sie von einer Bahnseite aus zu bedienen, so daß der Wärter die Bahn zu diesem Zweck nicht mehr zu überschreiten brauchte. Weitere Vorteile der Schlagbaumschranken sind, daß sie nur geringere Kraft zum Bedienen erfordern, da zum Ausgleich Gegengewichte vorgesehen sind, und daß sie auch von entfernten Stellen aus leicht mittels Drahtzuges bedient werden können.

Neben den bekannten Stellwerkfirmen hat sich im Schrankenbau die Firma Rawie in Osnabrück hervor getan.

### Zwischenschaltung von Querschnittswerten bei Winkeleisenprofilen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Uhlich, Riesa.

Für das Berechnen von Eisenkonstruktionen neuerer Bauart stehen die erforderlichen Querschnittswerte (z. B. Fläche, Schwerpunkt-abstände, Trägheitsmomente) der eingeführten Walzprofile in Tabellen zur Verfügung. In älteren Eisenkonstruktionen sind dagegen Profile anzutreffen, die noch nicht der gegenwärtigen Profilverteilung angehören. Ist nun für Nachrechnungen an solchen Bauwerken nicht zufällig das nach Bauzeit und Lieferwerk zutreffende alte Profilbuch bekannt und zur Hand, so muß man sich durch angenäherte Ermittlung der Werte helfen. Man nimmt in üblicher Weise hierzu wohl meist an, daß die Querschnittsfläche von geraden Linien unter rechten Winkeln umschrieben wird, macht sich also im Wege einer Annäherung von der genauen Profilform mit ihren Ausrundungen u. dergl. frei und errechnet die Querschnittswerte aus geometrisch einfachen Rechteckformen. Das Auswerten nach diesem Verfahren, das weiterhin „Rechteckverfahren“ genannt sei, erfordert bei aller Einfachheit besondere Nebenrechnung und entsprechende Zeit.

Für die in Bauwerken sehr gebräuchlichen gleichschenkligen Winkeleisen kann im Vergleich hierzu das nachstehend erläuterte Annäherungsverfahren der Zwischenschaltung des gesuchten Profils zwischen bekannte Profile benachbarter Abmessungen einfacher zum Ergebnis führen, vorausgesetzt, daß die Querschnitts-ausbildung nicht zu auffällig von der jetzt üblichen abweicht (also z. B. nicht zu spitz auslaufende Schenkel aufweist, für die aber auch das Rechteckverfahren nicht mehr recht zutreffend sein würde).

Zwei Fälle sind beim Zwischenschalten zu scheiden:

- Fall A. Einfügen eines Profils zwischen Nachbarprofile, die zwar die gleiche Schenkellänge, aber andere Schenkelstärken haben;
- Fall B. Einfügen bei gleichen Schenkelstärken und unterschiedlichen Schenkellängen.

In nachstehendem werden betrachtet: Fläche  $F$  in  $\text{cm}^2$ , Schwerpunkt-abstand  $\xi$  von der äußeren Schenkelkante in  $\text{cm}$ , Trägheitsmoment  $J_z$  bezogen auf die zur Schenkelkante durch den Schwerpunkt gelegte Parallele in  $\text{cm}^4$ . Die Zahlenwerte sind entnommen dem Werke des Stahlwerksverbandes „Eisen im Hochbau“, vierte Auflage.

Fall A. Gleiche Schenkellänge, ungleiche Schenkelstärke.

Tabelle 1 enthält für verschiedene, beliebig gewählte Profilverteilungen die betrachteten Querschnittswerte und zeigt in Unterschiedzahlen deren Wachsen von Profil zu Profil.

Tabelle 1.

Profil	$F$ Unterschied	$\xi$ Unterschied	$J_z$ Unterschied
70 × 70 × 7	9,4		42,4
70 × 70 × 9	11,9	2,5	52,6
70 × 70 × 10	14,3	2,4	61,8
100 × 100 × 10	19,2		177
100 × 100 × 12	22,7	3,5	207
100 × 100 × 14	26,2	3,5	235
150 × 150 × 14	40,3		845
150 × 150 × 16	45,7	5,4	949
150 × 150 × 18	51,0	5,3	1052

Die Unterschiedzahlen zwischen den benachbarten Werten in jeder der drei Gruppen sind nahezu gleich; d. h. die Werte dürfen von Profil zu Profil als nahezu geradlinig wachsend angesehen werden. Man kann daher für ein Profil zwischenliegender Schenkelstärke die

Werte durch geradliniges Zwischenschalten zwischen vorhandene Nachbarprofile gleicher Schenkellänge entnehmen. So lassen sich z. B. für ein Profil  $100 \times 100 \times 13$  aus  $100 \times 100 \times 12$  und  $100 \times 100 \times 14$  die Werte  $F=24,4$ ,  $\xi=2,94$ ,  $J_z=221$  finden. In Vergleich hierzu errechnen sich für das gleiche Profil nach dem Rechteckverfahren die Zahlen 24,3 bzw. 2,98 bzw. 226, eine genügende Übereinstimmung beider Annäherungswege.

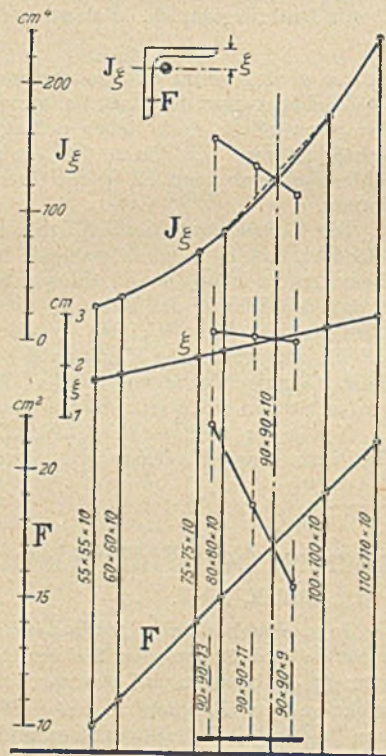
Fall B. Gleiche Schenkelstärken, ungleiche Schenkellängen.

Die als Beispiel herausgegriffene Entwicklungstabelle für den Fall B umfaßt die nachstehenden Profile gleicher Stärke:

Tabelle 2.

Profil	Unterschied der Schenkellängen in mm	F	Unterschied	Unterschied auf 5 mm Schenkellänge	$\xi$	Unterschied	Unterschied auf 5 mm Schenkellänge	$J_z$	Unterschied	Unterschied auf 5 mm Schenkellänge
55 x 55 x 10	5	10,07	1,0	1,0	1,72	13	13	26,3	8,6	8,6
60 x 60 x 10	10	11,07	3,0	1,0	1,85	36	12	34,9	36,5	12,2
75 x 75 x 10	15	14,1	1,0	1,0	2,21	13	13	71,4	16,1	16,1
80 x 80 x 10	20	15,1	1,0	1,0	2,34	48	12	87,5	89,5	22,4
100 x 100 x 10	10	19,2	2,0	1,0	2,82	25	12,5	177	62	31,0
110 x 110 x 10		21,2			3,07			239		

Da die Schenkellängen der betrachteten Profilverfolgung in ungleichen Abständen zueinander liegen, wurden die Unterschiedswerte noch bezogen auf je 5 mm Längenzunahme. Es wachsen danach auch im Falle B Flächen und Schwerpunktabstände nahezu geradlinig, nicht jedoch die Trägheitsmomente. Die Entwicklung der Werte ist in den rechts ansteigenden Linien der Abbildung dargestellt. Sie zeigen den fast geradlinigen Verlauf für  $F$  und  $\xi$ , ein Kurvenbild für  $J_z$ . Somit darf man in Fällen nach B Fläche und Schwerpunktabstand für zwischenliegende Schenkellängen zwischen Nachbarprofilen geradlinig zwischenschalten. Beim Trägheitsmoment dagegen ergibt dieser Weg zu hohe Werte. Er muß also für die  $J_z$ -Werte als weniger zutreffend angesehen werden, wenn es auf größere Genauigkeit der Annäherung ankommt. Ist aber der gesuchte Winkel z. B. Gurtwinkel eines Blechträgers, so hat er auf das Gesamtträgheitsmoment im wesentlichen Einfluß durch das Produkt aus Fläche  $\times$  Quadrat des Abstandes seines Schwerpunktes von der Trägheitsmomentenachse, während meist gegenüber der Größe dieses Produktes das noch zuzusetzende Trägheitsmoment des Winkels zur eigenen Schwerpunktsachse, also der Wert  $J_z$  verschwindet, zum mindesten mit den letzten Stellen dieses Wertes. Eine Ungenauigkeit, wie sie das geradlinige Einschalten bewußt mit sich bringt, wird also bei der geringen Bedeutung der Endziffern vielfach in Kauf genommen werden dürfen. Als Beispiel erhält man für ein Profil  $120 \times 120 \times 14$ , geradlinig eingeschaltet zwischen  $110 \times 110 \times 14$  und  $130 \times 130 \times 14$ , die Zahlen  $F=31,9$ ,  $\xi=3,47$  und  $J_z=430$  gegenüber 31,6 bzw. 3,51 bzw. 423 beim Rechteckverfahren.



Man wird nun oft die Möglichkeit haben, ein gesuchtes Profil nach Fall A oder nach B zwischen unweit benachbarte einzufügen. Aus der Besonderheit für die  $J_z$ -Werte im Falle B ist dann im allgemeinen der Weg nach A vorzuziehen. Doch müssen zur Probe beide Wege annähernd die gleichen Werte ergeben. Eine solche Probe ist in der Zeichnung dargestellt. In die bereits oben erwähnten rechts ansteigenden Linien nach Fall B sind in der strichpunktieren Ordinate die Werte für ein gesuchtes Profil  $90 \times 90 \times 10$  eingeschrieben. Gegenlaufend zu den B-Linien ist die Entwicklung der Werte einer Profierreihe  $90 \times 90 \times 9/11/13$  eingezeichnet, d. h. nach Fall A (zugleich ein zeichnerischer Nachweis zum Fall A), und zwar derart gelegt, daß die einem gesuchten Zwischenprofile  $90 \times 90 \times 10$  entsprechende Ordinate mit jener zu Fall B zusammenfällt. Die Entwicklungslinien beider Fälle müssen sich dann in jener Zwischenordinate schneiden, wie das die Zeichnung auch zeigt. Dabei schneiden sich beim  $J_z$ -Wert die Verbindungsgerade von A mit der Verbindungskurve von B. Eine Verbindungsgerade bei B — fein gestrichelt — läßt in der Zwischenordinate einen etwas zu großen Wert ablesen; der Schnittpunkt der beiden Geraden von A und B liegt seitlich der Ordinate.

Zum Schlusse sei eine Probe des Annäherungsverfahrens noch dadurch gegeben, daß ein in den Profiltabellen enthaltenes Profil als gesucht angenommen wird, die Werte hierfür sowohl aus Nachbarprofilen nach beiden Fällen eingeschaltet als auch aus dem Rechteckverfahren berechnet und die Ergebnisse mit den vorhandenen Tabellenzahlen verglichen werden. Als gesucht angenommen sei  $130 \times 130 \times 14$ ; Zwischenschaltung nach A zwischen  $130 \times 130 \times 12$  und  $130 \times 130 \times 16$ , nach B zwischen  $110 \times 110 \times 14$  und  $150 \times 150 \times 14$ . Es entsteht dann die Übersicht nach Tabelle 3.

Tabelle 3.

	F	$\xi$	$J_z$
a) Zwischenschaltung nach A	34,7	3,72	539
b) " " " B	34,7	3,71	582
c) nach dem Rechteckverfahren	34,4	3,76	544
d) nach der Profiltabelle	34,7	3,72	540

Wie zu erwarten war, fällt der  $J_z$ -Wert der Reihe nach B aus den sonstigen  $J_z$ -Werten heraus; er steht um rd. 8% über jenem aus der Profiltabelle. Im übrigen aber stimmen die Zahlen annähernd überein. Dabei liegen in diesem Beispiel — eine Verschärfung der Probe — die Ausgangsprofile der Zwischenschaltungen in verhältnismäßig großem Abstände der Schenkellängen bzw. -längen voneinander (4 mm Stärken- bzw. 40 mm Längenunterschied).

Das im vorstehenden erläuterte Einschalten wird bei einfacher Zwischenlage des gesuchten Profils zwischen vorhandenen Nachbarprofilen sehr oft, besonders bei dem im allgemeinen vorzuziehenden Verfahren nach A, durch Kopfrechnung rasch möglich sein, wird also einem Ablesen von Tabellenwerten nahezu gleichkommen. Inwieweit es etwa für Profile zweckmäßig ist, die weder nach Schenkellänge noch nach -stärke sich unmittelbar zwischen vorhandene Profile einreihen lassen und somit erst auf dem Umwege über mehrfaches Zwischenschalten erreichbar sein würden, müßte von Fall zu Fall beurteilt werden.

Das Näherungsverfahren läßt sich sinngemäß auch anwenden mit Verlängerung einer Profierreihe um ein geringes Maß über die vorhandenen Endprofile hinaus. Aus der Verlängerung der Geraden der Zeichnung kann dies gefolgert werden. Die  $J_z$ -Werte nach Verfahren B werden bei solcher geradlinigen Verlängerung kleiner als der Wert, der sich aus dem Verlauf der Kurve ergeben würde. So läßt sich beispielsweise ein Profil  $120 \times 120 \times 16$  ermitteln durch Verlängern nach oben aus  $120 \times 120 \times 13$  mit  $120 \times 120 \times 15$  (Fall A) oder auch nach unten aus  $150 \times 150 \times 16$  mit  $130 \times 130 \times 16$  (Fall B). Die Werte hierfür sind folgende:

	F	$\xi$	$J_z$
a) Verlängerung nach A	36,0	3,55	472
b) " " " B	36,1	3,55	433
c) aus Rechteckverfahren	35,8	3,59	475.

Auch dieser Weg ist also gangbar.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66.) Das am 24. Januar ausgegebene Heft 2 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: R. Sackur: Die Garage im neuen Stadtplan. Architekt Franz Nicolai und Dipl.-Ing. Bruno Wagner: Landwirtschaftliche Bauten. E. F. Berking: Architektur des Auslands. Ministerialrat Dr. Friedrich: Aus der Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 25. „Deckeneinsturz in dem aufgestockten Geschäftshause einer Verlagsfirma.“ Der im Jahre 1897 errichtete viergeschossige Eckbau einer Verlagsfirma sollte zur Erweiterung des Betriebes um zwei Geschosse und im Eckteil um ein weiteres, ein 7. Geschoss, erhöht werden, ohne daß die Arbeiten im Verlagsgebäude eine Unterbrechung erleiden durften. Dabei sollte in diesem Eckbau die aus eisenbewehrten Ziegelsteinen konstruierte obere Decke das Dach selbst bilden. Von



dieser Dachdecke ist nun am 24. Januar 1923 ein Feld im Umfange von rund 14 m<sup>2</sup> eingestürzt. Die Massen durchschlugen den Fußboden, durchbrachen die Decken, die neuen sowohl wie die alten des bestehenden Gebäudes, um so von Stockwerk zu Stockwerk mit vermehrter Gewalt alles mit sich reißend auf der Decke des Kellergewölbes aufzuschlagen. Durch den Einsturz sind 13 Personen ums Leben gekommen und 11 Personen schwer verletzt worden, während eine Person nachträglich gestorben ist.

Die außerordentliche Größe des Unglücksfalles und das manchen überraschende Urteil, sowie die lebhaft umstrittenen Aussagen der Sachverständigen lassen es angezeigt sein, über diesen Fall ausführlicher zu berichten.

Den Umbau führte die Firma in Selbsternehmung aus, wobei der bei ihr angestellte Architekt, Leiter der Bauabteilung, die Vertretung gegenüber den Behörden und Baufirmen, die gesamte Geschäftsführung und bauliche Oberleitung innehatte. Die Herstellung der sämtlichen Bauarbeiten wurde einem Maurermeister mit dem Recht auf Weitervergebung übertragen. Dieser Maurermeister hat die Herstellung der Ziegelsteindecken an eine Deckenfirma weitergegeben, während er sich die Herstellung des Estrichs aus Beton über diesen Decken selbst vorbehalten hatte. Der Maurermeister hatte für die örtliche Leitung einen Bauführer, der zur Überwachung der Bauarbeiten einen Maurerpolier eingestellt hatte. Die Arbeiten der Deckenfirma wurden ebenfalls durch einen Bauführer geleitet, dem ein Deckenpolier zur Verfügung stand.

Die eingestürzte Decke war am 28. Dezember 1922 ausgeführt worden; sie war zwischen 36 cm hohen I-Trägern gespannt, hatte 4,15 m Spannweite bei 6,71 m Länge und war mit der Trägeroberkante bündig, während sie auf dem Unterflansch mittels einer Betonstielung von 21 cm Höhe auflag. Die Steine waren poröse Lochziegel aus dem Alaunwerk von Freienwalde a. d. O., der Zement Rüdersdorfer Portlandzement, der Zuschlagstoff guter Grubenkies. Am 17., 18. und 19. Januar 1923 wurde nun auf Veranlassung des Bauleiters zur Herstellung des Estrichs und der Abwässerungsschicht eine größere Menge Kies auf die noch in Schalung stehende Dachdecke aufgebracht. Am 19. Januar wurde durch den Bauleiter die Ausschalung eines Deckenfeldes, dessen Schalungssteifen bei der Herstellung des Estrichs in dem darunterliegenden Geschoß hinderlich waren, angeordnet und die Ausschalung am 20. Januar früh durch den Ausschaler der Deckenfirma auf die Weisung des Poliers vorgenommen, nachdem durch Anschlagen der Steifen festgestellt war, daß sie nicht mehr belastet waren. Der Deckenpolier entsprach dabei dem Verlangen zur Ausschalung der fraglichen Decken, ohne eine besondere Zustimmung seines Bauführers einzuholen, und verfuhr ganz nach eigenem Ermessen, geleitet von der Annahme, daß die Steineisendecke als ausreichend gefestigt, und der Betonmörtel als genügend erhärtet angesehen werden könne, wenn 3 Wochen seit Herstellung der Decke verflossen seien. Da die Herstellung des Feldes am 28. Dezember 1922 beendet war, es also am 19. Januar 1923 das vorgeschriebene Alter hatte, hielt er es für ausschalungsreif und gab die Anweisung zur Ausschalung. Zur Aufstellung von Notstützen sah er sich nicht veranlaßt, ebensowenig hatte er eine besondere Untersuchung des Deckenbetons auf seine Festigkeit vorgenommen. Am 20. Januar war das eingestürzte Deckenfeld ausgeschalt worden.

Am 24. Januar wollte nun der mit der Fortnahme der Stützen betraute Arbeiter mit der Ausschalung des Nachbarfeldes beginnen und schlug die Stütze mit dem Beil an, um ihren Klang zu prüfen. Da ein auffälliges „Brummen“ erfolgte, sah er sich gewarnt und stieg auf das Dach, wo er mit Bestürzung die aufgehäuften Kiesmassen sah, in einer Ausdehnung von etwa 4 bis 5 m<sup>2</sup>. Nunmehr bekam er Bedenken zur Entfernung der Stützen und äußerte zu seinem Arbeitsgenossen, er müsse zunächst seinen Polier fragen. Dabei wollte er diesem das warnende Anzeichen, das „Brummen“, durch nochmaliges Anschlagen der Stütze vorführen. Da stürzte plötzlich das benachbarte, bereits am 20. Januar ausgeschaltete Deckenfeld ein, nachdem also das Feld etwa fünf Tage ohne Schalung gehalten und die Kiesschicht getragen hatte.

Der erste Eindruck nach dem Unfall ließ eine Überlastung der Decke vermuten. Nach den Zeugenaussagen schwankten die Angaben über die Höhe der Kiesschicht zwischen 40 cm bis 1,50 m Höhe. Die Annahme einer etwa 55 cm hohen Lage war nach den Ergebnissen der Gerichtsverhandlung am wahrscheinlichsten. Bemerkenswert war ferner der Umstand, daß der Fugenmörtel sich beim Sturz von dem Eisen abgestreift hatte und nur noch an einzelnen Stellen haftete. Der Fugenmörtel ließ sich ferner mit den Fingern leicht zerreiben, obgleich vier Wochen seit der Herstellung der Decke vergangen waren, ein Beweis, daß der Mörtel noch nicht erhärtet war. Die Baupolizei hatte festgestellt, daß verschiedene entnommene Proben des Fugenmörtels Tags darauf so fest geworden waren, daß sie sich nur mit Mühe zerbrechen ließen. Nach den vom Materialprüfungsamt in Dahlem vorgenommenen Untersuchungen an Proben aus Kies und demselben

Zement ergab sich eine Druckfestigkeit für den Fugenmörtel von 52 kg/cm<sup>2</sup> bei einem Mischungsverhältnis des Fugenmörtels von 1:4,5 und des Stelzenbetons von 1:5,9. Nach den Bestimmungen sollte der Fugenmörtel eine Mischung von 1:3 haben.

Die mangelhafte Festigkeit des Betons findet ihre Erklärung in der starken Durchfeuchtung durch den starken Regen der letzten Tage und durch die wiederholten Fröste in den Tagen während der Ausschalung. Nach den Angaben des Meteorologischen Instituts haben in der Zeit vom 16. bis 21. Januar überwiegend Schneefälle geherrscht, so daß bis zum 22. der Schnee auf 6 cm angewachsen war. Am 22. trat Tauwetter mit Regen ein, das die Schneedecke zum Schmelzen brachte. Während der ganzen Einschalungsdauer haben die Temperaturen zwischen -4° und +4° C geschwankt.

Die Dachdecke war nur für 200 kg/m<sup>2</sup> Nutzlast und 2 cm Estrich berechnet.

Angeklagt waren: der Bauleiter, der Maurermeister, die beiden Bauführer, der Maurerpolier, der Deckenpolier, der Inhaber der Deckenfirma, der Anfertiger der statischen Berechnung und der Ausschaler.

In der Schöffengerichtsverhandlung vom 10. Mai 1924 wurde der angeklagte Bauleiter zu sechs Monaten, der Maurer- und der Deckenpolier zu je drei Monaten Gefängnis verurteilt.

Nach der Auffassung des Gerichts hatte der Bauleiter die Aufbringung des Kieses und wenige Tage später, trotz Kenntnis der Belastung, die Ausschalung angeordnet und sich dadurch schuldig gemacht. Für den Deckenpolier war belastend, daß er den ministeriellen Bestimmungen zuwider die Ausschalung trotz der ungünstigen Witterung vorgenommen hatte, ohne sich vorher von der genügenden Erhärtung des Deckenmörtels zu überzeugen, während der Maurerpolier nach der Ansicht des Gerichts dafür hätte sorgen müssen, daß die große Menge Kies gleichmäßig auf der Decke verteilt würde; er hätte nicht dulden dürfen, daß an manchen Stellen Kies in übergroßer Höhe die Decke belastete.

Gegen das erste Urteil hatten die Angeklagten Berufung eingelegt. In der Verhandlung vor der Berufungsstrafkammer wurde nun das erste Urteil aufgehoben und die genannten drei Angeklagten auf Kosten der Staatskasse freigesprochen.

In der erneuten Hauptverhandlung hat das Berufungsgericht als eigentliche Ursache angesehen, daß zur Zeit des Einsturzes der Fugenbeton nicht genügend erhärtet war und nicht hinlänglich abgebunden hatte, und zwar entweder, weil am 19. Januar der Abbindeprozeß noch nicht genügend weit vorgeschritten war oder nach Ansicht einiger Zeugen und Sachverständigen die Decke zwar genügend abgebunden habe, „daß aber infolge der Ungunst der Witterung der Beton wieder erweicht und nachträglich einen rückläufigen Prozeß durchgemacht habe“. Zu dieser Einsturzursache komme noch eine andere, nämlich die, daß zur Zeit des Einsturzes die Decke durch Kies überlastet gewesen wäre, noch dazu, weil durch Regen der Kies an Gewicht zugenommen hätte. Durch diese Durchfeuchtung sei eine Belastung entstanden, die nach der Aussage des einen Sachverständigen eine Überlastung von etwa 1000 kg/m<sup>2</sup> hervorgerufen habe, während schon eine Höhe von 40 cm trockenen Kieses eine Überlastung herbeigeführt haben würde.

Der Polier der Deckenfirma hat zwar die Aufstellung einer Notstütze unterlassen, also gegen die baupolizeilichen Bestimmungen (§ 11 Ziffer 4 vom 13. Januar 1916 in Verbindung mit den Bestimmungen vom 23. November 1918) verstoßen, wonach überall nach der Ausschalung Notstützen wenigstens 14 Tage erhalten bleiben sollen. Nach der Ansicht des Gerichts durfte aber der Deckenpolier zur Zeit der Einschalung davon absehen, Notstützen anzubringen, da nach der Ansicht eines Teils der Sachverständigen diese Anweisung in der Praxis nicht immer befolgt werde. Diese Sachverständigen glaubten betonen zu müssen, „daß nach den Erfahrungen der Praxis ein Stehenlassen der Notstützen nicht immer im Interesse der Sicherheit liege, sondern überflüssig sei, da erfahrungsgemäß oft sehr gewissenhafte und zuverlässige Poliere Notstützen nicht anbringen“.

Ebenso hat das Gericht eine Fahrlässigkeit deswegen, daß der Polier die ausreichende Erhärtung durch den verantwortlichen Bauleiter nicht vorher hat feststellen lassen, nicht erblicken können, da nach dem Urteil eines Teils der Sachverständigen, „auch diese Vorschrift in der Praxis nicht immer befolgt werde und gewissenhafte Poliere, ohne die Sicherheit des Baues zu gefährden, zur Ausschalung schreiten“.

Auch der Maurerpolier hat zwar gegen die baupolizeilichen Bestimmungen vom 13. Januar 1916 verstoßen, wonach Bauteile bis zur genügenden Erhärtung des Betons vor Erschütterungen und Belastungen zu bewahren seien. Nach der Ansicht des Gerichts mußte es aber allein darauf ankommen, ob er auch hat erkennen können, daß durch den Verstoß die Bausicherheit gefährdet sei. Dies habe sich aber nicht bejahen lassen.

Bei der Prüfung der Schuldfrage des angeklagten Bauleiters war zu untersuchen, ob dieser die Stellung eines verantwortlichen Bauleiters innehatte. Die Entscheidung führt aus:

„Bauleiter kann (nach R. G. Arch. Jahrg. 46, S. 209) begrifflich nur derjenige sein, der die mechanischen Kräfte für die planmäßige Gestaltung des Baues als eines Ganzen durch geistige Urheberschaft unmittelbar in Bewegung setzt, dessen Intelligenz und Wille die maßgebende Quelle sind für die Anordnungen und Maßregeln, die zu diesem Behufe zu treffen sind“.

Die Ergebnisse der Beweisaufnahme haben es zweifelhaft gemacht, ob der Schluß gerechtfertigt sei, daß der Angeklagte eine solche zentrale Bauleitung innehatte, in deren Händen alle Fäden zusammenliefen. Es komme hinzu, daß der Angeklagte berechtigt gewesen sei, den beiden Polieren, die ihm als langjährig erprobte Kräfte bekannt waren, volles Vertrauen zu schenken. Nach alledem mußte die Freisprechung erfolgen.

gez. Dr. Friedrich,  
Ministerialrat u. Geh. Baurat.

Im Anschluß an den vorstehenden Bericht äußert sich Geh. Baurat Dr. Friedrich persönlich noch wie folgt:

Im Interesse der Menschlichkeit könnte man sich mit dem Urteil und der Freisprechung der drei Angeklagten abfinden. Es muß aber im Interesse der Autorität der Baupolizeibehörden und zur Verhütung ähnlicher Unglücksfälle tief bedauert werden, daß Sachverständige, noch dazu namhafte Vertreter höherer technischer Lehranstalten und Angehörige von Baupolizeibehörden, einen Standpunkt vertreten, der sich mit den Anschauungen der weitesten technischen Kreise über die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst und auch der Aufsichtsbehörden nicht verträgt und der nur geeignet sein kann, die Wiederholung ähnlicher Unglücksfälle herbeizuführen. Es darf nicht vorkommen, daß die Praxis von Polieren, selbst wenn sie viele Jahre ohne Unfall verlaufen ist, als neue Regel der Baukunst angesehen wird, welche die Bestimmungen der Aufsichtsbehörden einfach aus dem Sattel hebt. Es kann mit Sicherheit erwartet werden, daß die Aufsichtsbehörde entsprechend einschreiten wird.

Der Prozeß wirft aber auch wieder ein grelles Schlaglicht auf die von den meisten Fachleuten als schwerwiegend empfundene Lücke im Baugewerbe, nämlich auf die Tatsache, daß die mit der Oberleitung betrauten bauleitenden Architekten namentlich bei Bauten mit schwierigen, in das Ingenieurgebiet fallenden Konstruktionen nicht immer die erforderlichen fachwissenschaftlichen Kenntnisse besitzen, um das Ineinandergreifen der einzelnen Phasen der technischen Vorgänge mit ausreichender Verantwortlichkeit zu gewährleisten, oder daß sie aus falschen Sparsamkeitsrücksichten die Einstellung geeigneter Vertreter unterlassen.

**Ein Kerenzerberg-Tunnel.** Sofort nach dem bekannten Bergsturz bei Mühlethal tauchten verschiedene Vorschläge für die bleibende Sicherung der Bahnlinie auf. Dabei wurde die Durchtunnelung des Berghanges angeregt. Prof. Dr. Heim, der als Gutachter der Bundesbahnen die Örtlichkeit bereits einmal besichtigt hat, soll nach der „Neuen Zürcher Ztg.“ ebenfalls diese Lösung befürwortet haben. Dagegen vertrat Prof. Dr. Schardt die Ansicht, daß die Wiederherstellung der offenen Bahnstrecke vorteilhafter sein werde, und begründete seinen Vorschlag mit Vorkommnissen im Neuenburger und Waadtländer Jura sowie mit den anormalen Gebirgsverhältnissen zwischen dem Sallerntobel und Mühlehorn. Ein wohl von der Leitung der Bundesbahnen angeregter Artikel erklärt, daß die Millionenausgabe für einen Tunnelbau nur verantwortet werden könnte, wenn ein dringendes Bedürfnis aus dem Gebote der Sicherheit des Bahnverkehrs heraus nachgewiesen werde; dieses könne aber auf Grund der heutigen Sachlage nicht anerkannt werden.

Von Beamten der Bahnverwaltung, die mit den Verhältnissen vertraut sind, hat man aber jüngst erfahren können, daß nicht bloß an der nun abgerutschten Stelle zwischen Mühlethal und Mühlehorn, sondern an verschiedenen Stellen der Strecke Ofenegg—Mühlehorn Steinschlaggefahr besteht, und öfters auf den Bahnkörper gefallene große Steine weggeräumt werden müssen. Von den Geologen wird weiter erklärt, daß das Abwittern solcher vorstehender Felsköpfe, wie sie dem Wallensee entlang vorkommen, eine natürliche Erscheinung sei. Eine zu weitgehende Sparsamkeit in baulichen Angelegenheiten kann sich bitter rächen. Die Bundesbahnen verfügen an ihren eigenen Stollen- und Tunnelbauten über genügend Beispiele dieser Art. Gerade der „Berggrutsch Mühlethal“ — denn als solcher muß der Zusammenbruch der ausgehöhlten Bergbalde bezeichnet werden — hat wieder gezeigt, daß die Sache mit der bloßen Einholung von Gutachten nicht immer getan ist. Im vorliegenden Falle ist das Bedürfnis einer Durchtunnelung mit Rücksicht auf die Sicherheit des Bahnverkehrs bereits nachgewiesen; dazu kommen die bekannten Er-

wägungen bezüglich der Elektrisierung und des Ausbaues der Strecke Richterswil—Sargans auf Doppelspur.

Mit Rücksicht auf die gesamten in Frage kommenden Verhältnisse besteht daher die richtige endgültige Lösung nicht bloß in einer etwa 1 km langen Unterfahrung des abgerutschten Gebietes, sondern in der Durchtunnelung des Kerenzerberges von Ofenegg bis Mühlehorn, und als Variante ist, wegen der beschränkten Platzverhältnisse bei der Sägerei in Mühlehorn, sogar eine Verlängerung bis in den Tiefenwinkel zu untersuchen, was eine Mehrlänge von 1300 m verursachen würde. Der vorgeschlagene Tunnel Mühlehorn—Ofenegg würde eine Länge von rd. 4 km erhalten, und seine Lage wäre ungefähr folgende: Unmittelbar nach der Wegunterführung bei der Sägerei in Mühlehorn wird die bisherige Linie verlassen und die neue Linie in Richtung der Tangente der Ausfahrtskurve weitergeführt, so daß der Tunneleingang etwa 50 m westlich der Sägerei zu liegen kommt. Der Tunnel würde beim Weiler Voglingen unmittelbar unter der bekannten unübersichtlichen Straßenkurve und beim Dörfchen Nidstalden senkrecht unter den obersten Häusern durchführen. Mit Ausnahme der Rechtskurve, unweit des östlichen Portales, wird die ganze Tunnelröhre in einer Geraden liegen und eine Entfernung von mindestens 250 m von der jetzigen Linie haben. Da die jetzige Bahnhöhe auf Kote 429 liegt, die Mergelschicht hinter dem nun zugeschütteten Brennofen auf Kote 440 beginnt und bergwärts durchschnittlich 5% steigt und ferner Nidstalden auf „Gewachsenem“ steht, so wird voraussichtlich der neue Tunnel diese Kalk-Mergel-Schicht gar nicht durchqueren, sondern unterfahren, aber auch wenn ein Teil der Tunnelröhre diesen Zementmergel berühren müßte, so wäre dies ein kleineres Risiko, als es bei den Juratunneln eingegangen wurde, wo mehrere Kilometer in ähnlichen Schichten liegen und von den Geologen keine Bedenken geäußert wurden.

Bei voller Würdigung der geologischen Verhältnisse darf schon jetzt erklärt werden, daß der so skizzierte Tunnel in tunnelbaulicher Hinsicht keine besonderen Schwierigkeiten bietet.

Es handelt sich nicht um einen Basis-, sondern um einen Lehnen-tunnel. Man hat somit die Möglichkeit, mit verhältnismäßig geringen Mitteln und Kosten sich unmittelbar über die Art des zu durch-fahrenden Gebirges Rechenschaft zu geben; z. B. könnten zwei Stollen, etwa auf Kote 430, d. h. der jetzigen Bahnhöhe, senkrecht zur Berg-lehne vorgetrieben, über die tatsächlichen Gebirgsverhältnisse einwand-freien Aufschluß liefern. Für diese beiden Versuchsstollen kämen in erster Linie die Stelle des heutigen Bergsturzes und dann das Sallerntobel in Frage. Gestützt auf derartige Sondierungen könnte dann die end-gültige Tunnellage bestimmt werden.

**Die Bauarbeiten für das Jamaika-Bay-Boulevard in New York.** Nach etwa dreijähriger Bauzeit gehen nunmehr die Arbeiten am Jamaika-Bay-Boulevard ihrer Vollendung entgegen, das die Entfernung zwischen New York und seinen Vorstädten Brooklyn und Queens um etwa 16 bzw. 10 $\frac{1}{2}$  km abkürzen und eine unmittelbare und leistungs-fähige Fahrstraße nach Rockaway Beach bilden wird, das als einer der beliebtesten Bade- und Ausflugsorte der Hauptstadt das Ziel eines rasch wachsen-den Verkehrs darstellt.

Wie wir einem Aufsatz in „Concrete“ vom August v. J. entnehmen, kreuzt die neue Straße, in erster Linie für Kraftwagen- und Straßenbahnverkehr berechnet, die flache Jamaika-Bay und hat eine Länge von etwa 9,2 km; ein großer Teil liegt im Ebbegebiet und auf Schlick-boden, wobei die höchste Stelle sich kaum 1,8 m über N.W. erhebt. Die Strecke läuft über einzelnen, in Sand-schüttung her-gestellten Sand-dämmen, die

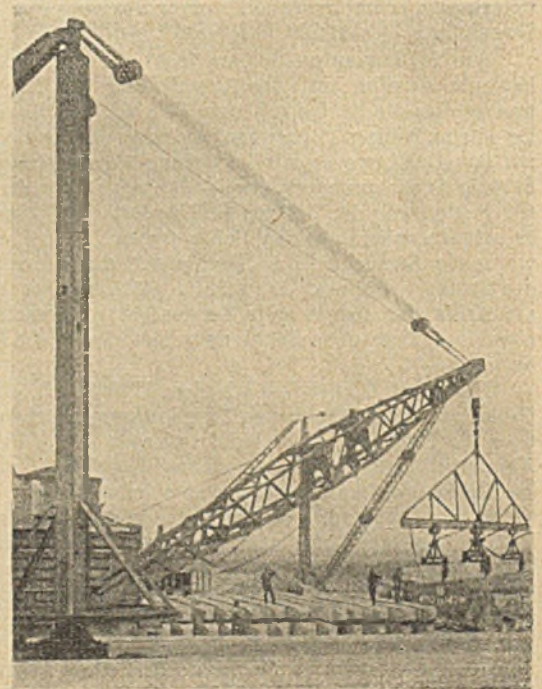


Abb. 1. Stapeln und Verladen der Pfähle.

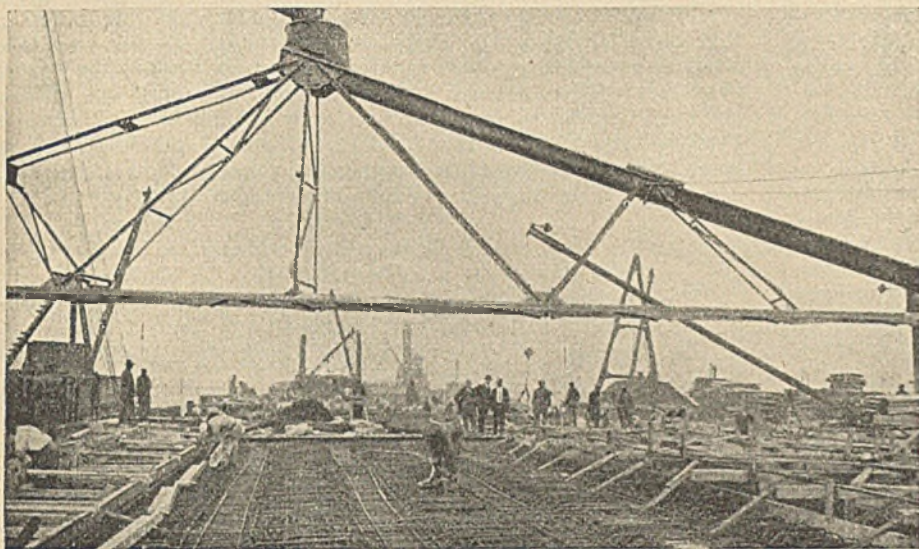


Abb. 2. Gußbetonarbeiten für die Brückenfahrbahn.

durch Eisenbeton-Jochbrücken und — über den beiden Schiffahrtöffnungen — durch zwei eiserne Zugbrücken von je 30 m Stützweite verbunden sind.

Der Fahrdamm hat eine größte Schütthöhe von 6,5 m, eine untere Breite von etwa 10,6 m und ist zum Teil unmittelbar auf die natürliche Oberfläche, zum Teil erst nach Ausbaggern der oberen Schlickschicht auf tragfähigen Boden gegründet; etwa 460 lfd. m des Dammes sind durch eine 15 cm starke Spundwand und hölzernes Bollwerk geschützt, die übrige Strecke ist im Verhältnis 1:20 nach beiden Seiten zu abgebösch. Die obere Dammbreite beträgt 30 m, wovon 18 m auf den gepflasterten Fahrweg, je 6 m für die aus 10 cm starker Schlackenschüttung bestehenden Bankette entfallen. Die Tragwerke der Überführungen sind als Eisenbeton-Plattenbalken unter umfassender Verwendung fertigt betonierter Bauteile ausgebildet, die Fahrbahn wurde (Abb. 2) nach dem Gußbetonverfahren hergestellt und die Brücke auf Eisenbetonpfahljochen (Abb. 3) von 7,3 m Abstand fundiert. Die Fahrbahnbreite ist auf 30 m bemessen, doch sind etwa 800 lfd. m zunächst erst in 16 m Breite angelegt und werden erst später auf die volle Breite gebracht.

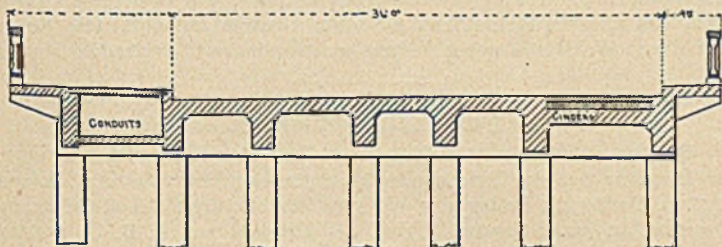


Abb. 3. Brückenjoch.

Es wurden im ganzen 2194 Stück Eisenbetonpfähle in Längen von 15 bis 30 m von quadratischem Querschnitt und etwa 16 cm Seitenlänge verwendet, die in einer Mischung von 1:1:2 bei 16 mm größter Korngröße und genau geregelter Wasserzusatz (bis zu 270 l/m<sup>3</sup>) hergestellt wurden. Ihre Bewehrung bestand aus 55 mm und 12 mm starken Vierkant- und Rundeisen, deren obere Enden 75 cm herausragten, um später in die Balkenkonstruktion einzubinden. Die 6 cm starken Bügel hatten im oberen Drittel etwa 15 cm, im unteren Teil 30 cm Abstand; die Gesamtbelastung für einen Pfahl war mit 48 t angenommen. Die Einwirkung des Seewassers auf den Beton war vorher sorgfältig untersucht und danach als geringste Überdeckung der Bewehrungsseisen 8,2 cm vorgeschrieben; ferner waren namentlich auch beim Absenken der Pfähle besondere Vorsichtsmaßnahmen zur Verhütung jeder äußeren Beschädigung getroffen worden. Sie wurden liegend zwischen hölzernen Seitenwänden auf einer Plattform gestampft, blieben zunächst vier Tage in der Schalung, erhärteten nach deren Entfernung einen Monat lang an Ort und Stelle und wurden endlich vor ihrer Verwendung für weitere 60 Tage gestapelt (Abb. 1).

Die Querträger der aus je sieben Pfählen bestehenden Joche hatten eine Höhe von 2 m; die Ausbildung der Fahrbahn geht aus Abb. 2 hervor. Nach den vorerwähnten Schiffahrtöffnungen zu ist das Bollwerk durch eine Eisenbetonspundwand von 40 cm Stärke abgeschlossen.

Durch Bodenbeschaffenheit, Gewicht und Länge der Pfähle sowie durch die Notwendigkeit, bei ihrer im Spülverfahren bewirkten Einbringung so vorsichtig als möglich zu verfahren und sie genau und

ohne Verschiebung oder Verdrehung an Ort und Stelle und vor allem auf gleiche Höhe zu bringen, gestaltete sich der Arbeitsvorgang recht schwierig: Nachdem die anfängliche Geräteausrüstung nicht genügt hatte, wurde auf einem Prahm von 10 t Tragkraft ein 24 m hoher Turmkran mit 24 m weitem Ausleger und 50 t Hubkraft aufgestellt, der durch zwei Lidgerwood-Aufzüge angetrieben und bedient wurde. Ein zweiter Prahm trug die Dampfkessel mit zusammen 750 PS, die Pumpen, Winden und das Spülgerät; auf ihm waren auch die zur Bedienung bestimmten 22 Mann untergebracht.

Die Pfähle wurden auf Leichtern, die je 14 Stück faßten, bis zu 24 km weit vom Lagerplatz (Abb. 1) an die Verwendungsstelle gebracht und vor dem Versenken zwei Stahlrohre von 75 mm Durchm. für die Spülleitung mit Klammern an ihren Längsseiten befestigt. Sie sanken bei dem Spülvorgang in einem Zeitraum von 14 bis 15 Minuten im Mittel 9 bis 12 m ein und wurden nach etwa einer Woche — wo es nötig war — mit einigen Schlägen des Dampfhammers auf die gewünschte Höhe nachgerammt. Ki.

Die Anwendung der geophysikalischen Methoden zur Bodenuntersuchung im Tief- und Wasserbau geben der praktischen Geologie ein neues Werkzeug in die Hand, die tatsächlichen Unterlagen für ihre wirtschaftlich und technisch verantwortungsvollen Schlüsse in wünschenswerter Weise zu erweitern und die Struktur des Untergrundes bis zu beträchtlichen Tiefen ohne jede Grab- und Schürfarbeit festzustellen.

Wie Dr. W. Müller in Heft 16 von „Steinbruch u. Sandgrube“ nachweist, hat das Verfahren auch für den Bauingenieur weittragende Bedeutung, wobei in erster Linie die Feststellung des etwaigen Vorhandenseins und der Tiefenlage von Grundwasser zu nennen ist: Wasserhaltende Schichten leiten den Strom wesentlich besser als trockene Schichten; wenn man also dem Untergrund des zu untersuchenden Gebiets an zwei hinreichend weit (bis zu mehreren Kilometern) entfernten Punkten elektrischen Strom zuführt, so richtet sich dessen Verteilung im Untergrunde durchaus auch nach der Verteilung der Feuchtigkeit in diesem, vorausgesetzt, daß in dem zu untersuchenden Gebiete keine den elektrischen Strom noch besser als Wasser leitenden Erze, wie Schwefelkies oder Bleiglanz in größeren Mengen vorkommen. Man sendet Wechselstrom in die Erde und untersucht in geeigneter Weise das von den elektrischen Strömen im Untergrund an der Erdoberfläche erzeugte Magnetfeld, da jeder elektrische Strom, auch wenn er räumlich verteilt ist, ein von der geometrischen Form der Leitungsbahn in seinem Bau abhängiges Magnetfeld um sich erzeugt. Man kann also durch genaue Messung des von dem Wechselstrom im Boden erzeugten Magnetfeldes längs der Erdoberfläche durch Rechnung und auf Grund umfangreicher Erfahrungen die Stromverteilung im Untergrund und damit die Lage der Schichten ermitteln, die die gesuchten Wasser führen. In einfacheren oder sonst günstig gearteten Fällen kann man auf diese Weise sogar mehrere Grundwasserhorizonte durch zweckmäßige Ausgestaltung solcher elektrischer Messungen auffinden und deren Tiefe bestimmen.

Bei der Anwendung dieses Verfahrens ist aber Voraussetzung, daß auch die nicht eigentlich als wasserführend zu bezeichnenden Teile des Untergrundes wenigstens eine gewisse Durchfeuchtung aufweisen, damit der Strom durch sie hindurch zu den eigentlich wasserführenden Schichten gelangen kann, auf denen er sich dann eben vorzugsweise konzentriert.

Wird die Aufgabe gestellt, in ganz ariden Gebieten, wie Wüsten oder Stein-Steppen, Untergrundwasser aufzusuchen, so gelingt es auf die oben beschriebene Weise meistens nicht, den Leitungsstrom durch die obersten Schichten des vollkommen trockenen Untergrundes hindurchzubringen. In diesem Falle benutzt man für die Untersuchungen elektrische Wellen, die von einem geeigneten, an der Erdoberfläche ausgelegten Antennensystem in die Tiefe hinabgestrahlt werden. Die ganz trockenen oberen Schichten leiten den Strom nicht und lassen infolgedessen, genau wie die auch bekanntlich nicht leitende Luft in der drahtlosen Telegraphie, die elektrischen Wellen ungehindert in die Tiefe gehen. Treffen sie auf Schichten, die durch Grundwasser leitend sind, so werden sie in ihrem Lauf aufgehalten, wie ja auch Lichtwellen von einem Spiegel zurückgeworfen werden. Diesen Vorgang der Reflektion der in das Erdreich hineingestrahnten elektrischen Wellen untersucht man dann mit geeigneten Apparaten, und kann dadurch nicht nur das Vorhandensein und die Tiefe eines Grundwasserhorizontes unter dem Orte der Untersuchung feststellen, sondern nach dem neuesten Stande der Forschung sogar ermitteln, ob das etwa aufgefundene Grundwasser süß oder salzhaltig ist.

In Wüstengebieten, in denen sich oft in größerer Tiefe verwertbares Grundwasser befindet, ist dieses Verfahren von großer Bedeutung.

Die Möglichkeit, mittels elektrischer Messungen die räumliche Verteilung und die Zusammenhänge der Grundwasserschichten feststellen zu können, führt aber auch weiterhin zur Lösung von mancherlei wichtigen Aufgaben der Quellenkunde, des Quellenschutzes, der Wasserversorgung u. dergl.

Oft handelt es sich darum, festzustellen, wie weit das Einzugsgebiet einer Quelle reicht, die z. B. als Heilquelle von besonderem wirtschaftlichem Wert ist, damit nicht durch irgendwelche wasser- oder tiefbaulichen Anlagen in diesem Quellgebiete Veränderungen oder Störungen hervorgebracht werden. Die elektrischen Messungen müssen dann untersucht, aus welcher Richtung die Wasser der zu schützenden Quelle zufließen, welche Wasserhorizonte im Untergrund mit ihr in Verbindung stehen, ob durch Querklüfte in benachbarten Höhenrücken Wasser aus Nachbartälern die Quelle erreichen können. Dies ist besonders von Bedeutung, wenn man in diesem Nachbartal eine Talsperre errichtet und damit den natürlichen hydrostatischen Druck des Gebietes verändert oder auch, wenn man in Nebentälern Grundwasser entnehmen oder bergbauliche Anlagen ausführen will.

Die besondere Bedeutung von Steinzeugrohren für Städteabwässerungen. Dr.-Ing. Heydt, Darmstadt, macht im „Gesundheits-Ingenieur“ 1924, S. 501 aufmerksam auf die wichtige Rolle, die bei der Ausführung von Abwasserleitungen die Materialfrage spielt. Er erläutert eingehend die besonderen Vorzüge, die dem Steinzeug gegenüber jedem anderen Leitungsbaustoff zukommen. Während Abwasserleitungen über 600 mm l. W. bisher im allgemeinen meist aus Mauerwerk, Zementbeton oder Stampfbeton und nur die kleineren Leitungen aus Steinzeug hergestellt wurden, empfiehlt Heydt, Steinzeug für Abwasserleitungen bis zu einer lichten Weite von 1000 mm zu verwenden. V.

Die neuen Dienstbezeichnungen für die oberen Reichsbahnbeamten.

Besoldungsgruppe	Bisherige Amtsbezeichnung nach der Reichsbesoldungsordnung	Jetzige Dienstbezeichnung
B 2	Präsidenten der großen höheren Eisenbahnverwaltungsbehörden	Präsidenten der Reichsbahndirektionen
B 1	Präsidenten der höheren Eisenbahnverwaltungsbehörden	
A XIII	Ministerialräte als Dirigenten	Reichsbahndirektoren und Abteilungsleiter in der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bzw. bei der Gruppenverwaltung Bayern
„	Ministerialräte	Reichsbahndirektoren und Mitglieder der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bzw. der Gruppenverwaltung Bayern
„	Abteilungsdirektoren bei den großen höheren Eisenbahnverwaltungsbehörden	Vizepräsidenten der Reichsbahndirektionen (als erste Vertreter der Präsidenten)
„	desgl.	Direktoren bei der Reichsbahn (sofern nicht erste Vertreter der Präsidenten)
A XII	Oberregierungsräte und Oberregierungsbauräte	Reichsbahnoberräte
„	Ministerialbureaudirektor	
A XI	Regierungsräte und Regierungsbauräte	Reichsbahnräte
„	Regierungsschemiker	
„	Ministerialamtsträger in Stellen von besonderer Bedeutung	Reichsbahnoberamtsträger
A X	Regierungsräte und Regierungsbauräte	Reichsbahnräte
„	Regierungsschemiker	
„	Ministerialamtsträger	
„	Ministerialkanzleidirektor	
„	Eisenbahnamtsträger	
„	Regierungsassessor	
„	Regierungsbaumeister	
„	Regierungsbauführer	

Die neuen Dienstbezeichnungen sind an Stelle der bisherigen Amtsbezeichnungen im dienstlichen Verkehr ausschließlich zu führen. An den bisherigen zusätzlichen Stellenbezeichnungen, z. B. Mitglied der Reichsbahndirektion, Vorstand des . . . Amtes, ändert sich nichts. Die bisherigen Amtsbezeichnungen können im außerdienstlichen Verkehr mit dem Zusatz a. D. weitergeführt werden.

Neue und alte Tunnel. In der „Bautechnik“ 1924, Heft 52, S. 598, sind unter der Überschrift „Neue und alte Tunnel“ der Gotthard-, der Mt.-Cenis-, der Arlberg- und der Roncotunnel als die längsten Tunnel bezeichnet. Diese Angabe ist nicht zutreffend, weil die beiden längsten Alpentunnel, der 19 825 m lange Simplontunnel II und der 19 803 m lange Simplontunnel I, fehlen, und weil länger als der 8301 m lange Roncotunnel der Linie Genua—Novi folgende Tunnel sind:

- a) in der Schweiz: der Lötschbergtunnel 14612 m,  
„ Ricketunnel 8603 m,  
„ Grenchenbergtunnel 8578 m,
- b) in Österreich: „ Tauerntunnel 8550 m.

Hinzuzufügen wären noch für die Schweiz der Hauenstein-Basistunnel 8134 m und der Jungfraubahntunnel (1 m Spur) 7113 m.

Zu bemerken ist ferner, daß die Länge des Mt.-Cenistunnels 12 849 m, nicht nur 12 220 m beträgt.

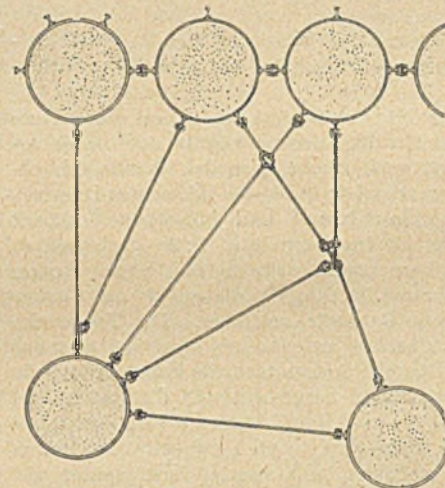
Oberingenieur Rob. Grunhut, Zürich.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Verfahren zum Gründen von Bauwerken im Wasser (Kl. 84c, Nr. 403 318, v. 30. 7. 1921, William Carl Griebler in Pittsburgh, U.S.A.).

Das Verfahren besteht darin, daß mehrere an Boden geschlossene wasserdichte Rohre entsprechend dem jeweiligen Grundriß des Bauwerks gegeneinander verschiebbar verbunden an die Baustelle getrieben und hier durch Füllung der Rohre mit Zement versenkt werden. Um die Rohre der jeweiligen Senktiefe entsprechend der Gestaltung des Grundes anpassen zu können, setzt man jedes Rohr aus Rohrstücken zusammen, von denen nur das untere am Boden verschlossen ist, damit die Rohrstücke aufeinanderfolgend aufgesetzt werden können, bis das geschlossene Ende des unteren Rohrstücks auf dem Grunde aufruft. Die Rohre sind durch Walzeisen nebst Führungen miteinander verbunden.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt sind: der Direktor bei der Reichsbahn Messerschmidt vom E. Z. A. zur R. B. D. Berlin als Leiter der Werkstättenabteilung; die Reichsbahnoberräte Dr. jur. Stegner, Trier, als Mitglied zur R. B. D. Stettin, Proske, Königsberg (Pr.), zur R. B. D. Breslau als Leiter der Werkstättenabteilung, Hangarter, Essen, als Mitglied zum E. Z. A. in Berlin und Dr.-Ing. Martens vom E. Z. A. zur R. B. D. Berlin als Mitglied; die Reichsbahnräte Giehler und Kurt Lehmann vom E. Z. A. zur R. B. D. Berlin, Illing, München, als Referent zur R. B. D. Regensburg, Dr. jur. Steiner, Fürth, als Referent zur R. B. D. Augsburg und Specht, Nürnberg, zur R. B. D. Augsburg.

Überwiesen sind: die Reichsbahnoberräte Promnitz vom Ausbesserungswerk zur R. B. D. Königsberg (Pr.) als Mitglied und Hamm von der R. B. D. München zur Gruppenverwaltung Bayern als Referent und die Reichsbahnräte Andree von der Betriebsinspektion zur R. B. D. Augsburg als Referent und Baur von der R. B. D. zur Betriebsinspektion Augsburg als Vorstand.

Gestorben ist: der Reichsbahnrat Meyeringh, Mitglied des E. Z. A. in Berlin.

INHALT: Wasser- und Energie-Wirtschaftsfragen vom Bodensee und Oberrhein. — Zur Entwicklungsgeschichte des Stellwerkbaues. (Schluß) — Zwischenschaltung von Querschnittswerten bei Winkelseisenprofilen — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, VII. Jahrgang der Zeitschrift Die Volkswohnung. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — Kerzenberg-Tunnel. — Bauarbeiten für das Jamaika-Bay-Boulevard in New York. — Anwendung der geophysikalischen Methoden zur Bodenuntersuchung im Tief- und Wasserbau. — Besondere Bedeutung von Steinzeugrohren für Städteabwässerungen. — Neue Dienstbezeichnungen für die oberen Reichsbahnbeamten. — Neue und alte Tunnel. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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