

# Handbibliothek für Bauingenieure

Ein Hand- und Nachschlagebuch  
für Studium und Praxis

Herausgegeben

von

**Dr.-Ing. E. h. Robert Otzen**

Präsident des Staatlichen Materialprüfungsamtes  
Geh. Reg.-Rat und Professor, Technische Hochschule Berlin

III. Teil. Wasserbau. 8. Band:

**Wasserkraftanlagen, Erste Hälfte**

Von

**Adolf Ludin**



**Berlin**  
Verlag von Julius Springer  
1934

# Wasserkraftanlagen

Erste Hälfte

## Planung, Triebwasserleitungen und Kraftwerke

Von

**Dr.-Ing. Dr. techn. h. c. Adolf Ludin VDI**

o. Professor an der Technischen Hochschule Berlin  
o. Mitglied der Akademie des Bauwesens

Mit 601 Abbildungen im Text  
und auf 1 Tafel



**Berlin**  
Verlag von Julius Springer  
1934

ISBN 978-3-642-47232-9 ISBN 978-3-642-47606-8 (eBook)  
DOI 10.1007/978-3-642-47606-8

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung  
in fremde Sprachen, vorbehalten.  
Copyright 1934 by Julius Springer in Berlin.  
Softcover reprint of the hardcover 1st edition 1934

Meiner Frau



## Vorwort.

Die Wasserkräfte eines Landes sind ein wertvoller Besitz, der sich von den meisten anderen Bodenschätzen durch seine Eigenschaft, sich von Jahr zu Jahr zu erneuern, wesentlich unterscheidet. Dieser unaufhörliche Energiefluß sichert auf der einen Seite, solange es Gebirge und Gefälle gibt, Unerschöpflichkeit der einmal ausgebauten Energiequelle; auf der anderen Seite aber bedingt er die Unwiederbringlichkeit der einmal nutzlos entronnenen Energie unausgebaut gelassener Naturwasserkräfte. Dieser letztere Umstand wird über alle zeitweiligen Schwankungen des Meinungsstreites „hie Wärmekraft, hie Wasserkraft“ hinweg die möglichst weitgehende Erschließung der Wasserkraftschätze eines Volkswirtschaftsraumes immer als dringliches Gebot weitschauender Energiepolitik erscheinen lassen.

Indes zur Hebung dieser Schätze und zu ihrer möglichst vollkommenen und ergiebigen Ausnutzung bedarf es sorgfältig überlegter Maßnahmen und mit Blick in die Zukunft großzügig entworfener Werke, wenn nicht durch Stück- oder Fehlerarbeit mehr Schaden als Nutzen angerichtet werden soll.

Die Tatsache, daß Wasserkraftausbau — und je großartiger gedacht, um so mehr — die Festlegung bedeutender Vermögenswerte auf Jahrzehnte hinaus verlangt, legt dem mit der Planung, Durchbildung und Ausführung von Wasserkraftanlagen betrauten Ingenieur eine hohe Verantwortung dem Geldgeber wie der Volksgemeinschaft gegenüber auf.

Diese Verantwortung kann nur übernehmen und sollte daher auch nur übertragen erhalten der Ingenieur, der, im erarbeiteten Besitz der Erfahrungen der vergangenen vier Jahrzehnte neuzeitlicher Wasserkrafttechnik, aufgeschlossen für technisch-wirtschaftliches Denken und für das Gefühl der Verpflichtung der Sache gegenüber, die Phantasie und den ungebrochenen Schöpfermut des freien Gestalters mit der Urteilskraft und -klarheit des nüchternsten Kritikers vereint. Verschllossen aber bleibe, wie jedes andere lebenswichtige Gebiet menschlichen Schaffens, der Ausbau der Wasserkräfte dem selbstsüchtigen Geschäftemacher — aber auch: dem zwar ehrlich wohlmeinenden, jedoch mangels gründlicher Schulung und Fähigkeit zur Selbstkritik hilflos im Ideenwust versinkenden Phantasten!

Dieses Buch will, wie schon das erstmals 1913 erschienene und seither dreimal unverändert neugedruckte größere Werk des Verfassers<sup>1</sup>, den Studierenden und Jungingenieur systematisch in das vielseitige Aufgabengebiet und den reichen Erfahrungsschatz des Wasserkraftwesens einführen und ihm die innewohnenden Entwicklungslinien und Gestaltungsgesetze zeigen. Es hofft aber, auch dem älteren, in der Praxis gereiften Ingenieur und, in der einen oder anderen Weise, auch dem Spezialisten, Anregung oder Unterstützung zu bieten und damit an seinem Teil zur Förderung der großen Aufgabe beizutragen, wie es dem älteren Werk nach dem Urteil berufener und wohlwollender Fachgenossen lange Zeit hindurch vergönnt war.

Die im Jahrzehnt nach dem Weltkriege reifende Erkenntnis des Verfassers, daß seine zunehmende berufliche Belastung und die wachsende allgemeine Wirtschaftsnot das Erscheinen einer Neuauflage des umfangreichen, älteren Werkes

<sup>1</sup> Die Wasserkräfte, ihr Ausbau und ihre wirtschaftliche Ausnutzung, ein technisch-wirtschaftliches Lehr- und Handbuch, preisgekrönt von der Akademie des Bauwesens in Berlin, Verlag Julius Springer 1913 (Manuldruck 1923).

auf unabsehbare Zeit hinaus verhindern mußten, zeitigten den Entschluß, den ursprünglich — 1922 — geplanten Einzelband „Wasserkraftanlagen“ der Handbibliothek für Bauingenieure auf zwei Einzelbände:

1. Planung, Triebwasserleitungen, Kraftwerke und
2. Stauwerke und Wasserspeicher

zu erweitern.

Für diese Zweiteilung sprach nicht nur die mehr äußerliche Rücksicht auf Einpassung in das Format der Handbibliothek, sondern noch mehr die sachliche Erwägung, daß Stauwerke und Wasserspeicher weiteren Gebieten der Gesamtwasserwirtschaft zu dienen haben als nur der Wasserkraftnutzung allein.

Beim Zusammentragen des namentlich im zweiten und dritten Teil dieses Bandes enthaltenen Erfahrungsstoffes durfte ich mich wieder weitgehender Unterstützung seitens in- und ausländischer hoher Staatsbehörden, wissenschaftlicher Institute, öffentlicher und privater Unternehmungen und zahlreicher Fachgenossen erfreuen. Mit dem warm empfundenen Danke für alle mir auf Reisen und im brieflichen Verkehr bereitwilligst erteilten Auskünfte verbinde ich die Bitte an alle in der Wasserkraft- und Elektrizitätswirtschaft tätigen Kreise: mich in dem ständigen Ausbau meiner Dokumentensammlung auch fernerhin, ohne besonderen Antrag meinerseits, durch laufende Übermittlung alles irgendwie einschlägigen Studien- und Erfahrungsmaterials unterstützen zu wollen.

Mit Dank und Anerkennung gedenke ich auch der hingebenden Mitwirkung zahlreicher jüngerer Fachgenossen, in erster Linie derjenigen des vielversprechenden, leider zu früh verstorbenen Dr.-Ing. Felix Bundschu, der die erste Fassung einiger Kapitel des zweiten und dritten Teiles selbständig entworfen hat. Ebenso danke ich den Diplom-Ingenieuren Herren Meischner, Schlosser, Borkenstein und Orth, die einzelne Textabschnitte, Formelentwicklungen, Tabellen und Abbildungen entworfen oder überprüft und die mühevoll Korrekturarbeit geleistet haben.

Herrn Baurat Diplom-Ingenieur E. Treiber danke ich für seine Bereitwilligkeit, durch Beisteuer der Kapitel über Wasserkraftmaschinen und elektrische Kraftübertragung zur Bereicherung und Abrundung des Buches beizutragen.

Der Verlagsbuchhandlung Julius Springer endlich danke ich für das meinen Erweiterungsvorschlägen entgegengebrachte Verständnis und die große Geduld gegenüber dem langsamen Fortschritt des in wiederholter Überarbeitung entstandenen Werkes.

Vor Rio de Janeiro, im Januar 1934.

**Adolf Ludin.**

# Inhaltsverzeichnis.

Seite

Alphabetische Übersicht über die im Text häufiger benutzten Formelzeichen . . .	XVI
Abkürzungen . . . . .	XVIII

## Erster Teil.

### Die Planung.

#### Abschnitt A: Grundbegriffe und Grundlagen.

1. Kapitel: <b>Wasserkräfte und Wasserkraftanlagen</b> . . . . .	1
1. Wesen und Arten der Wasserenergie . . . . .	1
2. Flußwasserkräfte und deren allgemeine Ausbauforn . . . . .	2
3. Formeln für Energie und Leistung der Wasserkraft . . . . .	4
2. Kapitel: <b>Die Wassermenge</b> . . . . .	9
1. Herkunft der Wassermenge . . . . .	9
2. Art und Umfang hydrographischer Erhebungen . . . . .	10
3. Grenzwerte des Abflusses . . . . .	12
4. Abflußtypen . . . . .	12
5. Statistik und Prognose . . . . .	13
6. Begleiterscheinungen des Abflußvorganges . . . . .	13
3. Kapitel: <b>Die Fallhöhe</b> . . . . .	14
1. Grundbegriffe . . . . .	14
2. Die Fallhöhenschwankungen . . . . .	16
3. Fallhöhenkenn- und Ersatzwerte . . . . .	17

#### Abschnitt B: Grundlinien wirtschaftlicher Planung.

4. Kapitel: <b>Energie- und Wasserhaushalt.</b> . . . . .	18
1. Grundbegriffe des Krafthaushaltes bei beliebiger Kraftquelle . . . . .	18
2. Grundbegriffe des Wasserhaushaltes im allgemeinen . . . . .	24
3. Grundlagen der Einfügung von Wasserkraft in den allgemeinen Krafthaushalt (Allgemeine Wasserhaushaltslehre) . . . . .	27
a) Betriebssysteme und Ausbaugrundformen . . . . .	27
b) Betriebs- und Ausbautypen . . . . .	28
4. Speicherwirtschaft (Spezielle Wasserhaushaltslehre) . . . . .	29
a) <i>Grundbegriffe und Beziehungen</i> . . . . .	29
1. Speicherräume . . . . .	29
2. Speicherfassung und Speicherleistung . . . . .	32
3. Speicherausnutzung . . . . .	33
4. Einteilung der Speicher nach dem Ausbaugrad . . . . .	33
5. Einteilung nach der Lage zum Kraftwerk . . . . .	33
b) <i>Wirkung und kraftwirtschaftliche Bedeutung der Kleinspeicher</i> . . . . .	33
c) <i>Kraftwirtschaftliche Wirkung und Betriebsführung von Großspeichern</i> . . . . .	36
1. Ausgleichform und Ausbaugrad . . . . .	36
2. Richtlinien für Gestaltung der Betriebspläne, besonders die praktische Betriebsführung . . . . .	38
a) Allgemeines . . . . .	38
b) Einfluß des Gebietserfassungsgrades . . . . .	39
c) Der Einfluß des Speicherausbaugrades . . . . .	40
5. Kapitel: <b>Wasser- und kraftwirtschaftliche Methoden</b> . . . . .	43
A. Elemente . . . . .	43
1. Allgemeines . . . . .	43
2. Ganglinien . . . . .	44
3. Gangflächen und -pläne . . . . .	45
4. Schaulinien und Schaubild . . . . .	46
5. Verteilungslinien und -flächen . . . . .	46
a) Allgemeines . . . . .	46
b) Grundeigenschaften der Dauerlinie . . . . .	47
c) Dauerflächen und -pläne . . . . .	49
6. Inhaltslinien und -flächen . . . . .	49
a) Inhaltslinie . . . . .	49
b) Eigenschaften der J-Linie und ihrer Abgeleiteten . . . . .	50
c) Inhaltsfläche und Inhaltsplan . . . . .	53
d) Inhaltssummengangfläche und -plan . . . . .	54
7. Summenganglinien . . . . .	56

	Seite
B. Betriebs- und Ausbaupläne . . . . .	57
1. Grundsätzliches über Ausbau-, Zustands- und Einflußlinien . . . . .	57
2. Das Leistungsdauerbild (für Lauf- und Kleinspeicherwerke) . . . . .	58
a) Grundform (für durchweg gleiche Ausnützung und Laufbetrieb) . . . . .	58
1. Allgemeines . . . . .	58
2. Die grundlegenden Dauerlinien „ $h$ “ — „ $Q_1$ “ — „ $H_n$ “ — „ $N_1$ “ . . . . .	60
b) Leistungsdauerbild für veränderlichen Pflichtbedarf und Lauf- oder Speicherbetrieb . . . . .	61
1. Allgemeines . . . . .	61
2. Laufbetrieb . . . . .	62
3. Tagesspeicherbetrieb . . . . .	63
1) Grundzüge der graphischen Behandlung bei konstanter Nutzfalhöhe . . . . .	63
2) Numerische Ermittlung des Beckenbedarfs . . . . .	66
3) Einfluß der Spiegelschwankungen im Speicherbetrieb auf Fallhöhe und Gesamtwirkungsgrad . . . . .	67
c) Ausbau-Einflußlinien für Lauf- und Kleinspeicherwerke . . . . .	70
1. Laufwerke bei gleichmäßiger Belastung . . . . .	70
1) Allgemeines . . . . .	70
2) Erfäßbarkeit bei unveränderlicher Fallhöhe $H_0$ . . . . .	70
3) Erfäßbarkeit bei veränderlicher Fallhöhe . . . . .	72
2. Lauf- und Kleinspeicherwerke bei zeitveränderlicher Belastung . . . . .	75
1) Allgemeines . . . . .	75
2) Erfäß- und Nutzbarkeit bei unveränderlicher Fallhöhe . . . . .	75
a) $LB_v = \text{Festwert}$ . . . . .	75
b) $N_v = k \cdot LB_v$ ( $k = \text{Festwert}$ ) . . . . .	77
3) Erfäß- und Nutzbarkeit bei veränderlicher Fallhöhe . . . . .	77
a) $LB_v = \text{Festwert}$ . . . . .	78
b) $N_v = k \cdot LB_v$ ( $k = \text{Festwert}$ ) . . . . .	78
3. Der Wasser- und Energiehaushaltsplan (Großspeicherwerke) . . . . .	79
a) Allgemeines . . . . .	79
b) Fallhöhenverhältnisse bei Speicherwerken . . . . .	79
c) Zuständliche Wasserhaushaltspläne bei unveränderlicher Nutzfalhöhe . . . . .	81
1. Speicherwerk im Einzelbetrieb bei Unabhängigkeit des Aufbrauchs vom Spiegelstand . . . . .	81
2. Großspeicherwerke im Verbundbetrieb mit Lauf- und Wärmekraftwerken . . . . .	82
3. Darstellung der Untersuchungsergebnisse . . . . .	84
d) Wasserhaushalts-Fahrpläne . . . . .	84
e) Zuständlicher Wasserhaushaltsplan bei Abhängigkeit des Aufbrauchs vom Spiegelstand . . . . .	86
1. Einzelnes Speicherwerk mit willkürlichem Wasserhaushalt . . . . .	86
2. Speicher mit zwangsläufigem Wasserhaushalt. Seeretention . . . . .	88
f) Ausbau-Einflußwerte . . . . .	91
1. Einfache Wasserhaushaltsbilanz . . . . .	91
2. Speicherausbeutelinien . . . . .	92
4. Der Bedarfs- und Dargebots-Inhaltsplan ( $B-D-J$ -Plan) . . . . .	94
5. Tal-Wasserwirtschaftspläne . . . . .	97
6. Kapitel: Finanzhaushalts- und wirtschaftliche Ausbaulehre von Wasserkraftunternehmungen . . . . .	103
A. Wirtschaftliche Eigenschaften von WKA. . . . .	103
1. Daseinsberechtigung . . . . .	103
2. Die wichtigsten sachlichen Kriterien der Wettbewerbsfähigkeit . . . . .	104
B. Kosten von Kraftanlagen. . . . .	104
1. Anlagekosten . . . . .	105
2. Einheitsanlagekosten . . . . .	106
3. Laufende oder Jahreskosten . . . . .	106
4. Die gesamten Jahreskosten als Funktion der Belastungsverhältnisse . . . . .	110
7. Kapitel: Einfluß der Ausbaugröße auf die Wirtschaftlichkeit . . . . .	112
1. Grundbegriffe und Fragestellung . . . . .	112
2. Einfluß des Ausbaugrades . . . . .	113
a) Die Energieausbeute als Funktion des Ausbaugrades . . . . .	113
b) Anlage-, Jahres- und Einheitskosten von Wasserkraftanlagen als Funktion des Ausbaugrades . . . . .	114
1. Grundsätzliches über Kostenfunktionen . . . . .	114

	Seite
2. Wirtschaftliche Grundsätze für Bestimmung optimaler Ausbaugrade . . .	116
a) Erster Hauptfall: Einzelne Wasserkraftanlage . . . . .	116
b) Zweiter Hauptfall: Verbundbetrieb. . . . .	117
c) Praktische Gesichtspunkte . . . . .	119
c) Die Ausbaufolge bei Kostenfunktionen von zwei und mehr unabhängigen Ver- änderlichen . . . . .	119
d) Einfluß und wirtschaftliche Untersuchung der Tagesspeicherung . . . . .	120
3. Einfluß des Ausbaumfanges (der Gesamtfallhöhe) . . . . .	121
a) Günstigster Ausbaumfang bei reinen Staukraftwerken . . . . .	122
b) Günstigster Ausbaumfang von Umleitungskraftwerken . . . . .	124
I. Kanalwerke S. 124. — II. Hochdruckwerke S. 125. — III. Einfluß veränderlichen Einzugsgebietes S. 126.	
4. Schrittweiser Ausbauvorgang . . . . .	126
8. Kapitel: Standort- und Trassenwahl für Wasserkraftausbauten (Gesamtausbauform)	130
A. Allgemeines . . . . .	130
1. Grundfragen . . . . .	130
2. Methodische Hilfsmittel der Trassierung . . . . .	131
Trassierungsbedingungen . . . . .	132
a) Geophysikalische Bedingungen . . . . .	132
b) Soziologische Bedingungen . . . . .	132
Verfahren. . . . .	132
a) Wasserkraftkarten (Band- und Punktdarstellungen) . . . . .	132
b) Höhenpläne . . . . .	133
B. Gliederung der einzelnen Wasserkraftanlagen (Einzelflußanlagen) im Stammfluß. . . . .	136
1. Allgemeines . . . . .	136
2. Nieder- und Mitteldruckanlagen . . . . .	136
3. Hochdruckanlagen . . . . .	144
C. Wasserkraftsysteme (Gliederung von Wasserkraftausbauten im Sammelgebiet) . . . . .	145
1. Kennzeichnende Grundaufgaben . . . . .	145
2. Verteilung, Zweck, Größenbestimmung und Einschaltung der Speicher . . . . .	146
3. Zusammenfassung der Einzugsgebiete . . . . .	149
4. Führung der Kraftstufentrasse . . . . .	151
9. Kapitel: Einzelausbauform . . . . .	155
1. Einfluß auf Gesamtwirkungsgrad und Gesamtwirtschaftlichkeit . . . . .	155
2. Triebwasserleitungen . . . . .	156
3. Maschinenanlage und Kraftübertragung . . . . .	157
a) Allgemeines . . . . .	157
b) Anzahl und Größe der Einheiten . . . . .	157
c) Bauart, Laufradform, Konstruktionsfallhöhe, Umlaufzahl der Wasserturbinen und Antriebsart S. 158. — Fallhöhenmehrer S. 161.	
4. Die Speicheranlage . . . . .	164
a) Grundsätzliches über Bildung und Lage des Speicherraumes . . . . .	164
b) Ausbildung künstlicher Sammelbecken . . . . .	165
c) Grundsätzliches über Pumpspeicher . . . . .	167

Zweiter Teil.

**Triebwasserleitungen.**

10. Kapitel: Allgemeines über Triebwasserleitungen . . . . .	170
1. Aufgabe, Anordnung und Ausbildung der Triebwasserleitungen . . . . .	170
2. Elementare Hydraulik der Triebwasserleitungen . . . . .	173
a) Höhenverluste bei Änderung der Größe und Richtung der Geschwindigkeit 173 I. Eintrittsverluste S. 173. — II. Durchtrittsverluste S. 174. — III. Krüm- mungsverluste S. 174.	
b) Fallhöhenverluste durch Wandreibung . . . . .	176
c) Zusammenfassende Behandlung der Fallhöhenverluste . . . . .	179
d) Stau und Senkung. . . . .	180
e) Schwall und Sunk . . . . .	183
f) Druckanstieg und Druckabfall . . . . .	185
3. Wirtschaftliche Bemessung von Triebwasserleitungen . . . . .	192
a) Allgemeines . . . . .	192
b) Berechnung des wirtschaftlichsten Rohrdurchmessers . . . . .	195
11. Kapitel: Die Triebwasserfassung . . . . .	197
A. Aufgabe und Wirkung . . . . .	197
B. Unterscheidende Merkmale und Klassifizierung . . . . .	199

	Seite
C. Freispiegeleinlässe mit Stauwerk . . . . .	201
1. Geschützter Nieder- und Mitteldruckkanaleinlaß an viel Geschiebe und Eis führenden Flüssen . . . . .	201
2. Offener (ungeschützter) Niederdruckwerkeinlaß für Schiffahrtswerkkanäle . . . . .	206
3. Geschützter Hochdruckwerk-Flußeinlaß . . . . .	206
4. Geschützter Hochdruckwerk-Bacheinlaß und geschützte Quellbachfassung . . . . .	211
5. Fallfassung . . . . .	211
D. Freispiegeleinlässe ohne Stauwerk . . . . .	212
E. Tiefliegende Einlässe . . . . .	213
1. Allgemeine Anordnung und Haupttypen . . . . .	213
a) Höhenlage . . . . .	213
b) Talsperreneinlässe . . . . .	215
2. Einzelheiten der Talsperreneinlässe . . . . .	215
a) Allgemeines . . . . .	215
b) Einfacher Einlaß im Stauwerk . . . . .	217
c) Hangeinlaß . . . . .	218
d) Turmfassungen . . . . .	219
3. Fassung natürlicher Seen . . . . .	220
a) Allgemeines . . . . .	220
b) Anstich ohne vorherige Absenkung des Sees . . . . .	221
c) Bau nach vorangegangener Seeabsenkung . . . . .	222
12. Kapitel: Kanäle . . . . .	224
1. Grundformen, Querschnittsbauart . . . . .	224
2. Abdichten der Kanäle . . . . .	229
3. Befestigung der Kanalwandungen . . . . .	233
4. Längsgefälle und Fließgeschwindigkeit . . . . .	238
5. Trassierung offener Werkkanäle . . . . .	238
6. Bauausführung der Kanäle . . . . .	239
13. Kapitel: Kunstgerinne . . . . .	242
1. Allgemeines . . . . .	242
2. Stützmauergerinne . . . . .	244
3. Eisenbetonrahmengerinne . . . . .	245
4. Eingedeckte Kunstgerinne . . . . .	246
5. Holzgerinne . . . . .	247
6. Gerinne aus Eisenblech . . . . .	248
14. Kapitel: Stollen und Schächte . . . . .	249
1. Anwendungsgebiete, Arten und Wirkungsweise . . . . .	249
2. Beanspruchung, Gestaltung und Konstruktion der Stollenwandung . . . . .	251
a) Allgemeine Anforderungen . . . . .	251
b) Herstellung einer Abdichtung gegen Wasserverluste bei ungenügender Undurch- lässigkeit des Gebirges . . . . .	253
c) Querschnittsgestaltung . . . . .	257
3. Bauausführung . . . . .	260
a) Vorarbeiten . . . . .	260
b) Vortrieb . . . . .	262
c) Profilregulierung, Auskleidung . . . . .	264
d) Torkretieren . . . . .	265
e) Massive Schalen . . . . .	265
f) Entwässerung des Stollens . . . . .	271
4. Trassierung von Wasserstollen . . . . .	273
15. Kapitel: Rohrleitungen . . . . .	274
A. Allgemeines . . . . .	274
1. Wirkung, Zweck, Gesamtanordnung . . . . .	274
2. Das mit Druckwasser gefüllte Rohr als Tragsystem . . . . .	276
3. Wahl der Bauweise und Verlegungsart . . . . .	277
4. Bauliche Einzelheiten der Rohrbettung . . . . .	279
a) Allgemeines . . . . .	279
b) Die Rohrstraße . . . . .	280
5. Das Verlegen der Rohrleitungen . . . . .	284
6. Betrieb von Druckleitungen . . . . .	287
7. Nebeneinrichtungen von Rohrleitungen . . . . .	287
8. Schutzanstriche . . . . .	288
9. Unterteilung in mehrere Rohrstränge . . . . .	289
B. Bauarten und Baustoffe . . . . .	289
1. Allgemeines . . . . .	289
2. Eiserne Rohre . . . . .	290

	Seite
3. Zementrohre . . . . .	293
a) <i>Grundsätzliches über Zementrohre</i> . . . . .	293
a) Allgemeines . . . . .	293
b) Baustoffe . . . . .	294
c) Beanspruchung . . . . .	294
d) Wasserdichtigkeit . . . . .	295
e) Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Abnutzung und chemische Einflüsse . . . . .	296
f) Hydraulische Leistungsfähigkeit . . . . .	296
g) Vor- und Nachteile der Eisenbetonrohre . . . . .	297
b) <i>Konstruktive Durchbildung und Herstellungsarten</i> . . . . .	297
a) Unterteilte Bauweise aus abgelängten Einzelrohren . . . . .	297
I. Gießen oder Stampfen in stehenden Formen S. 297. — II. Geschleuderte Rohre S. 298. — III. Rohre mit Vorspannung S. 301. — IV. Asbestzementrohre S. 302. — V. Eisenbetondaubenrohre S. 302. — VI. Verlegung der unterteilten Rohre S. 303.	
b) Zusammenhängende Bauweise . . . . .	303
4. Holzrohre . . . . .	306
a) Allgemeines . . . . .	306
b) Baustoff . . . . .	308
c) Konstruktion und Bauweise . . . . .	308
d) Fabrikrohre . . . . .	308
e) Kontinuierliche Rohrleitungen . . . . .	309
f) Trassierung . . . . .	310
g) Auflagerung . . . . .	310
h) Lebensdauer . . . . .	311
i) Hydraulisches Verhalten . . . . .	312
k) Wasserverluste . . . . .	312
l) Statische Berechnung . . . . .	312
m) Anwendung . . . . .	313
n) Vorteile . . . . .	313
o) Nachteile . . . . .	314
C. Statische Berechnung von Druckrohrleitungen . . . . .	314
1. Hydrostatische und hydrodynamische Grundlagen . . . . .	314
2. Einfache Ringspannungen der Hochdruckrohre . . . . .	315
a) <i>Dünnwandige Rohre</i> . . . . .	315
b) <i>Dickwandige Rohre</i> . . . . .	316
c) <i>Berechnung auf Außendruck</i> . . . . .	317
3. Zusatz- und Auflagerkräfte der Hochdruckrohre . . . . .	317
a) <i>Einfluß der Bettungsart</i> . . . . .	317
b) <i>Wirkungen der stillstehenden Wassersäule</i> . . . . .	317
c) <i>Wirkung des Eigengewichtes der Rohrwand</i> . . . . .	319
d) <i>Wirkung der Wasserströmung</i> . . . . .	319
e) <i>Zwängskräfte</i> . . . . .	320
4. Statische Untersuchung der Auflager . . . . .	321
a) <i>Stützpunkte (Sättel, Pendelstützen)</i> . . . . .	321
b) <i>Festpunkte</i> . . . . .	321
a) Unterteilte Bauweise . . . . .	321
b) Zusammenhängende Bauweise . . . . .	322
c) Räumliche Knickpunkte . . . . .	322
5. Statische Verhältnisse der Niederdruckrohre . . . . .	323
a) <i>Allgemeines</i> . . . . .	323
b) <i>Steifwandige Rohre</i> . . . . .	324
c) <i>Nachgiebige Rohre</i> . . . . .	324
d) <i>Untersuchung der Auflagerringe</i> . . . . .	326
16. Kapitel: <b>Wasserschlösser</b> . . . . .	327
A. Aufgaben, Arten und Hauptteile . . . . .	327
B. Druckwasserschlösser . . . . .	328
1. Der Schwallraum . . . . .	328
2. Einfluß der Turbinenregulierung . . . . .	330
3. Wirtschaftliche Schwallraumausbildung . . . . .	331
4. Hydraulische Anforderungen . . . . .	331
C. Werkseinlaß bei Druckwasserschlossern . . . . .	334
D. Konstruktive Einzelheiten der Druckwasserschlösser . . . . .	337
1. Unterirdische Anordnung . . . . .	337
2. Halboberirdische Anordnungen . . . . .	337

	Seite
3. Oberirdische Anordnungen . . . . .	338
4. Gerüstwasserschlösser . . . . .	339
5. Hangwasserschlösser . . . . .	339
6. Die Überläufe. . . . .	340
E. Hydraulische Grundlagen der Bemessung von Druckwasser- schlössern . . . . .	340
F. Freispiegelwasserschlösser . . . . .	344
1. Allgemeines . . . . .	344
2. Verteilungsbecken . . . . .	345
3. Werkseinlaß . . . . .	346
4. Entlastung . . . . .	348
5. Konstruktive Einzelheiten . . . . .	348
G. Besondere Anordnungen . . . . .	349
1. Zwischenschwallschächte . . . . .	349
2. Zwillingswasserschlösser . . . . .	350
3. Unterwasserschwallkammer . . . . .	350

## Dritter Teil.

## Kraftwerke.

17. Kapitel: <b>Wasserkraftmaschinen</b> . . . . .	351
1. Wesen und Entwicklung . . . . .	351
2. Theorie der Wasserturbinen . . . . .	353
3. Der konstruktive Aufbau der Wasserturbinen . . . . .	373
a) Überdruckturbinen . . . . .	373
b) Freistrahlturbinen . . . . .	381
c) Turbinenregler. . . . .	384
4. Die maschinelle Einrichtung der Pumpspeicherwerke. . . . .	390
18. Kapitel: <b>Allgemeine Grundsätze für die Gestaltung des Krafthauses</b> . . . . .	397
1. Zweck, Beanspruchungen, Raumbedarf . . . . .	397
2. Grundformen der Krafthäuser . . . . .	399
3. Allgemeine Richtlinien für die Gliederung des Krafthausunterbaues . . . . .	401
a) <i>Einfluß der Anforderungen der Durchleitung von Wasser, Elektrizität und Kühlluft</i> . . . . .	401
a) Die Führung der elektrischen Energie . . . . .	401
b) Lüftung . . . . .	401
c) Die Triebwasserzu- und -ableitung . . . . .	403
b) <i>Einfluß der Höhenlage und Stellung der Turbine</i> . . . . .	405
a) Die Höhenlage der Turbine . . . . .	405
b) Die Stellung der Turbinenwelle . . . . .	405
19. Kapitel: <b>Unterbau und allgemeine Anordnung der Krafthäuser</b> . . . . .	407
A. Formgebung und Konstruktion des Niederdruck- oder Kammer- krafthauses . . . . .	407
1. Einlauf . . . . .	408
a) Schwelle . . . . .	408
b) Rechen . . . . .	408
c) <i>OW</i> -Schützen . . . . .	409
d) Notverschlüsse . . . . .	410
e) Einlaufgerinne . . . . .	411
2. Offene Turbinenkammern . . . . .	411
a) Die Zwischenpfeiler . . . . .	411
b) Die Stauwand . . . . .	411
c) Die Kammersohle. . . . .	412
d) Revisionsgänge . . . . .	412
e) Abdeckung der offenen Turbinenkammern . . . . .	412
3. Das Untergerinne . . . . .	412
4. Einlauf und Kammer geschlossener Niederdruckanlagen mit waagerechter Welle . . . . .	414
5. Geschlossene Nieder- und Mitteldruckanlagen mit senkrechter Welle . . . . .	415
a) Beanspruchung und Konstruktion . . . . .	415
b) Höhengliederung des Krafthauses senkrecht geschlossener Turbinenbauart . . . . .	418
c) Geschlossene senkrechte Nieder- und Mitteldruckanlagen mit Eisengehäuse . . . . .	419
d) Isolierung . . . . .	420
6. Das Saugrohr, insbesondere bei senkrechten Einradturbinen . . . . .	421
a) Das krummachsige Saugrohr . . . . .	421
b) Das geradachsige Saugrohr . . . . .	423
c) Vergleich der „amerikanischen“ mit den „europäischen“ Saugrohrformen . . . . .	423



	Seite
7. Stellung des Niederdruckkrafthauses als Ganzes . . . . .	424
a) Kanalkraftwerke . . . . .	424
b) Staukraftwerke . . . . .	425
I. Staukraftwerk im Fluß S. 425. — II. Inselanlagen S. 426. — III. Staukraftwerk in Bucht S. 427. — IV. „Turbinenpfeiler“ nach Prüsmann S. 428. — V. Doppelanlagen S. 428. — VI. Staukraftwerk halb im Fluß S. 428. — VII. Einzelheiten S. 429.	
c) Einfluß der Schifffahrtsansprüche. . . . .	431
B. Unterbau und allgemeine Anordnung des „Hochdruck“-Krafthauses . . . . .	432
1. Einfluß der Fallrohrleitungen, Höhengliederung . . . . .	432
2. Aufstellung der Maschinen . . . . .	435
3. Unterkanäle . . . . .	436
C. Unterbau und allgemeine Anordnung der Mitteldruckkrafthäuser 439	439
I. Mitteldruckdammwerke S. 439. — II. Mitteldruckkanalwerke S. 440. — III. Mitteldruckschachtwerke S. 440.	
20. Kapitel: Hochbau, Gründung und Bauausführung der Krafthäuser . . . . .	442
A. Der Krafthaushochbau . . . . .	442
1. Bemessungsgrundsätze . . . . .	442
2. Flure . . . . .	443
3. Konstruktion und Baustoffe des Krafthaushochbaues . . . . .	444
4. Fenster . . . . .	445
5. Lüftung . . . . .	446
6. Die Ausstattung . . . . .	447
7. Die Schaltanlagen und Umspannwerke . . . . .	447
8. Türen und Zugänglichkeit . . . . .	448
9. Wasserversorgung und Entwässerung . . . . .	449
10. Außenarchitektur . . . . .	449
B. Gründung und Bauausführung der Krafthäuser . . . . .	449
1. Allgemeines, Auswahl der Baustelle . . . . .	449
2. Bauausführung . . . . .	452
21. Kapitel: Betriebsausrüstung der Triebwasserleitungen und Kraftwerke . . . . .	454
A. Allgemeines . . . . .	454
B. Schwemmsel- und Eisabwehr, Ablässe und Sonstiges . . . . .	454
1. Eisabwehr in der Zuleitung . . . . .	454
2. Eis- und Schwemmselabwehr durch Rechen . . . . .	455
a) Rechenarten . . . . .	455
b) Konstruktive Einzelheiten . . . . .	455
c) Anordnung der Rechen . . . . .	458
d) Rechenreinigung . . . . .	458
e) Eisabwehr am Rechen . . . . .	460
3. Ablaufvorrichtungen . . . . .	461
4. Einbau von Meßgeräten in die Triebwasserleitung . . . . .	466
C. Absperr- und Regulierverschlüsse . . . . .	466
1. Allgemeines . . . . .	466
2. Die wichtigsten Bauweisen freiliegender Verschlüsse . . . . .	469
a) Flachschieber . . . . .	469
b) Segmentverschlüsse . . . . .	472
c) Zylinderschieber . . . . .	473
d) Klappen . . . . .	473
3. Gehäuseverschlüsse . . . . .	474
a) Gehäuseflachschieber . . . . .	474
b) Segmentschieber . . . . .	475
c) Walzenschieber . . . . .	475
d) Kugelschieber . . . . .	476
e) Kolbenschieber . . . . .	477
f) Drosselklappe . . . . .	478
4. Antrieb der Absperrorgane . . . . .	480
5. Ent- und Belüftungseinrichtungen. . . . .	481
22. Kapitel: Grundzüge der elektrischen Kraftübertragung . . . . .	482
A. Elektrische Stromerzeuger . . . . .	482
1. Theoretische Grundlagen . . . . .	482
2. Konstruktiver Aufbau elektrischer Stromerzeuger . . . . .	485
B. Fernleitungen für elektrischen Strom . . . . .	492
Literaturverzeichnis . . . . .	497
Geographische (Orts- und Werks-) Namen . . . . .	506
Namen von Gewährsmännern aus Wissenschaft und Praxis . . . . .	508
Sachverzeichnis . . . . .	509

# Alphabetische Übersicht über die im Text häufiger benutzten Formelzeichen.

## Erster Teil.

$A$ = Verbrauch.	$H_n^{(s)}$ = $H_n$ , vermindert durch schwankenden $OW$ -Spiegel bei Speicherung.
$a_s$ = Speicherausnutzung.	$H_1$ = Verfügbare Fallhöhe ( $H_1 = H - H_w$ ).
$b_m = \frac{MLB}{HLB}$ = Belastungsziffer. $b_{mo}$ und $b_{mu}$ Belastungsziffern von Spitzen- und Grundkraft.	$H_w$ = Fallhöhenverlust.
$B$ = Bedarf (Zusammensetzungen: $LB, NB, EB, QB, VB, SB, T_B$ s. unter betreffenden Buchstaben!).	$H_r$ = Reduzierte Fallhöhe (zur Berücksichtigung des Rückganges der Turbinenleistung).
$D$ = Dargebot ( $LD, ND, ED, QD, VD, T_D$ s. betreffende Buchstaben!). $D_n$ = Nutzbares Dargebot.	$J$ = jeweiliger Wassereinhalt (eines Speicherbeckens). $J_n$ = jeweiliger Nutzinhalt. $J_a$ = Anfangsnutzinhalt.
$e$ = Leistungsziffer bei Formel $N = e \cdot Q \cdot H$ .	$k$ = Geschwindigkeitshöhe.
$E$ = Energie ( $EB, ED, E_e, E_n$ s. unter $B, D$ und $N$ !). $E_A$ = Aushilfsenergie. $E_a$ = Elektrisch abnehmbare Energie. $E_s$ = Spitzenenergie. $E'_f$ = Fehlenergie (linker Zwickel des Dauerbildes; Hochwasserzeiten). $E''_f$ = Fehlenergie (rechter Zwickel des Dauerbildes; Niederwasserzeiten). $E'_f$ = Mangel an erfaßbarer Energie; $E''_f$ = Mangel an nutzbarer Energie.	$K$ = Anlagekosten (M). $k$ = Jahreskosten (M/Jr). $\bar{K}(k)$ = Anlage- (Jahres-) Kosten je Leistungseinheit. $\bar{\bar{K}}(\bar{k})$ = Anlage- (Jahres-) Kosten je Arbeitseinheit.
$F_+$ = Freiwasser oder Überschuß. $F_-$ = Fehlwasser. $F_s$ = Einzugsgebiet eines Speichers.	$L$ = Leistung (allgemein energiewirtschaftlich, $N$ = Leistung von Wasserkraftanlagen) ( $LB, LD, MLB, MLD, LB_{\min}, LB_{\max}$ ) $LB_v$ = voller Leistungsbedarf.
$g$ = Grundarbeit, bezogen auf theoretisch mögliche Vollarbeit bei andauernder Höchstleistung. $g_v$ = Grundarbeit unterhalb der Volleistung eines Werkes.	$l$ = Leistungsordinaten zur Energie-Inhaltslinie „ $e''$ “.
$\bar{g}$ = Gewinnzuschlag je kWh.	$M$ in Zusammensetzungen = Mittelwert von . . . ( $MN, MH, MQ, MV$ . . .).
$h$ = Pegelstand, Wasserstand. $h_o$ = Oberwasserstand. $h_u$ = Unterwasserstand.	$N$ in Zusammensetzungen = niederster Wert von . . .
$H$ in Zusammensetzungen wie $HQ, HW$ , $HN$ : Höchstwert von . . .	$N$ = Leistung (s. $L$ !). $N_1$ = jeweilige verfügbare Leistung. $N_e$ = jeweilige erfaßbare Leistung. $N_n$ = jeweilige nutzbare Leistung. $N_a$ = jeweilige Abfallwasserleistung. $N_v$ = Volleistung. $N_{v1}$ = Turbinenleistung; $N_{v1} > N_v$ ( $N_v$ = Generatorenleistung).
$H$ = Fallhöhe. $H_n$ = Nutzfalldhöhe. $H_{nu}$ = Nutzfalldhöhe bei Absenktziel. $H_v(H_{nv}) = H(H_n)$ bei Vollwassermenge $Q_v$ .	$N_2$ = jeweilige Hochwasserleistung ( $N_{2r}$ s. $H_r$ !). $N_{vn}$ = Zum Einsatz der Volleistung in Grundkraft bei schwankender Belastung und Tagesspeicherung ausreichende, also nutzbare, mittlere Tagesleistung.

$N_{1n}$ = jeweilige nutzbare mittlere Tagesleistung.	$SL_v$ = Speichervolleistung ( $AL_v$ = Verbrauchvolleistung).
$N_A$ = Aushilfsleistung.	$E_{ns}$ = Speichernutzenergie.
$O$ = Beckenoberfläche.	$s$ = Spitzeninhalt eines Belastungsbildes.
$O_u$ = Beckenoberfläche bei Absenkeziel.	$s_v$ = Inhalt der Spitze über dem Vollausbau ( $g_v$ ).
$O_m$ = mittlere Oberfläche.	$s_{IV}$ = Spitzenarbeit über der 0,4fachen Höchstleistung im Monat IV.
$p$ = Verkaufspreis der kWh; $\bar{p} = \bar{k} + \bar{g}$ .	$s_s$ = Spitzenarbeitssumme mehrerer Monate.
$Q$ = sekundliche Wassermenge. ( $Q_1, Q_e, Q_n, Q_v, Q_{vm}, Q_{v1}$ wie bei $N$ !). ( $MQ, NQ, NNQ, HQ, HHQ, QB, QD$ s. entsprechenden Buchstaben!).	$T$ = Dauer (Tage oder Jahresdezimalbruchteile).
( $Q_{f-}$ und $Q_{f+}$ s. $F$ !).	$T_v$ = Dauer der Vollenistung.
Bei Speichervirtschaft:	$T'_v$ = Überschreitungsdauer der Vollenistung = Dauer des Hochwasserabschnittes.
$Q_z$ = Zuflußwassermenge.	$T''_v$ = Unterschreitungsdauer der Vollenistung = Dauer des Niedrigwasserabschnittes.
$Q_a$ = Abfluß aus dem Speicher.	$T_{Bv}$ = Bedarfsdauer der Vollenistung.
$Q_s$ = Speichermenge (Rückhaltungsmenge).	$T'$ = Überschreitungs-, $T''$ = Unterschreitungsdauer.
$Q_A$ = Verbrauchwassermenge.	$T_D$ = Überschreitungsdauer eines Angebotes.
$FQ$ = Beileistung aus Fremdgebieten zum Speicher ( $FQ_v, FQ_1$ usw.).	$T_B$ = Überschreitungsdauer eines Bedarfs.
$EQ$ = Im Gegensatz zu $FQ$ : eigene Wassermenge.	$T_u$ = Umsatzperiode eines Speichers.
$\bar{Q} = Q : Q_v$ = Wassermenge bezogen z. B. auf die Vollwassermenge als Einheit.	$MT_e$ = Mittlere Erfassbarkeitsdauer.
$\bar{Q}_1 = Q_1 : MQ_1$ = „Wassergröße“ (und zwar verfügbare).	$MT_w$ = Mittlere Werksbenutzungsdauer.
$\bar{Q}_v = Q_v : MQ_1$ = Flußausbaugrad.	$V$ = Wasserfülle (= Volumen) ( $V_1, V_e, VB, VD \dots$ wie bei $N$ !).
$q = Q : F$ = Spende (sl/km <sup>2</sup> ).	$v$ = Geschwindigkeit.
$R$ = Restinhalt $R = J_n - A$ .	$w_m = \frac{MLB}{N_v}$ = Werksausnutzungsziffer.
$r = \frac{Nv}{HLB} = \frac{b_m}{w_m}$ = Reserveziffer.	$\eta_s$ = Speichervirkungsgrad, speziell bei Pumpspeicherung.
$S$ = Speicherraum.	$\eta = \text{Wirkungsgrad} = \frac{E}{E_i} = \frac{N}{N_i}$ .
$S_n$ = Nutzraum.	$\varphi = 1 - \eta$ = Verlustgrad.
$\bar{S}_n = T_s = \frac{S_n}{MV_1}$ = Speicherausbau-grad = Auslaufzeit der mittleren Wassermenge $MQ_1$ .	
$s_n = S_n : F_s$ = Speicherungshöhe.	

Zweiter Teil.

$a$ = Schallgeschwindigkeit im unbegrenzten Wasser.	$\Delta H_0$ = Druckerhöhung gegenüber $H_0$ bei plötzlichem völligen Schieber-schluß.
$a_R$ = Schallgeschwindigkeit in der Wassersäule im Rohr.	$\Delta H$ = Wirklich auftretende Druck-änderung.
$d$ = Lichter Durchmesser der Rohrleitung, des Stollens.	$H = H_0 + \Delta H$ = Dynamische Druckhöhe.
$F$ = Benetzter Querschnitt.	$H_s$ = Scheitelwasserdruck.
$F_o$ und $F_u$ = oberer und unterer Quer-schnitt.	$H_w$ = (auch $h_w$ oder $h_v$ ) = Fallhöhen-verlust, Widerstandshöhe.
$F$ (beim Wasserschloß) = Querschnitt des Schwallraumes, dagegen $f$ = Querschnitt der Zuleitung.	$H_k$ = Geschwindigkeitshöhe.
$H$ = Druckhöhe, Fallhöhe.	$J$ = Gefälle (bezogene Fallhöhe).
$H_0$ = Statische Druckhöhe, vor der Turbine.	$k$ = Beiwert der Formel von Chézy.
	$k_z$ = Zulässige Zugbeanspruchung.
	$\sigma_{zul} = \varphi \cdot k_z$ = Zulässige Spannung bei Rohr-berechnung.

$\varphi$ = Gütegrad der Rohrwandnaht.	$v$ = Fließgeschwindigkeit (mittlere).
$n$ = Rauigkeitsbeiwert (Ganguillet-Kutter).	$v_0$ = Zuflußgeschwindigkeit.
$P$ = Profiltradius = $\frac{F}{U}$ .	$Z$ = Aufstau beim Stauwerk.
$U$ = Benetzter Umfang.	$z$ = Aufstau an einer beliebigen anderen Stelle.
$Q$ = Sekundliche Wassermenge.	$\gamma$ = Spezifisches Gewicht des Wassers.
$Q_v$ = Vollwassermenge.	$\gamma_I$ = Spezifisches Gewicht des Rohrmaterials.
$s$ = Wandstärke der Rohrleitung, Schalendstärke der Stollenauskleidung.	$\zeta$ = Verlustbeiwert der Formel $h_w = \zeta \frac{v^2}{2g}$ .
$t$ = Wassertiefe.	

Dritter Teil (Kapitel Turbinen).

$b_1$ = Eintrittsbreite von Leitapparat und Laufrad.	$H$ = Höhenunterschied, Fallhöhe.
$c$ = Absolute Geschwindigkeiten.	$H_s$ = Statische Saughöhe.
$c_0$ = Austrittsgeschwindigkeit aus dem Leitapparat.	$H_a$ = Barometrische Saughöhe.
$c_1$ = Eintrittsgeschwindigkeit in das Laufrad.	$H_n$ = Nutzfalldhöhe.
$c_2$ = Austrittsgeschwindigkeit aus dem Laufrad.	$H_T$ = Konstruktionsfallhöhe.
$c_{m1}$ ( $c_{m2}$ ) Meridiankomponente von $c_1$ ( $c_2$ ).	$k$ = ein die statische Saughöhe bestimmender Grenzwert.
$c_{u1}$ ( $c_{u2}$ ) Umfangskomponente von $c_1$ ( $c_2$ ).	$k$ = Schluckbeiwert ( $Q_I = k \cdot D_1^2$ ).
$c_s$ = Eintrittsgeschwindigkeit in das Saugrohr.	$M_d$ = Drehmoment.
$c_a$ = Austrittsgeschwindigkeit aus dem Saugrohr.	$n$ = Umdrehungen je Minute.
$c_g^2$ = Saugrohrrückgewinn = $k(c_s^2 - c_a^2)$ .	$n_I = n$ für $H_n = 1$ m.
$\frac{c_s^2}{2g}$ = Austrittsverlust.	$n_s$ = Spezifische Drehzahl = $n_I$ für 1 PS; $n_s = n_I \sqrt{N_I}$
$\frac{c}{2g}$ = Spezifische Geschwindigkeiten = $\frac{c}{\sqrt{2g H_n}}$ .	für Pumpen;
$\frac{c_w}{2g}$ = Verlusthöhe beim Durchgang durch die Turbine.	$n_{sT}$ für Turbinen.
$D$ = Durchmesser.	$N$ = Leistung.
$D_1$ = Eintrittsdurchmesser ( $D_1 a$ = äußerer, $D_1 i$ = innerer).	$N_I$ = Leistung bei $H_n = 1$ m
$D_s$ = Saugrohrdurchmesser.	$\left( N_I = \frac{N}{H^{3/2}} \right)$ .
$D_e$ = Laufraddurchmesser (Kaplanturbine).	$T_a$ = Anlaufzeit der Turbinen.
	$u$ = Umfangsgeschwindigkeit ( $u = r \cdot \omega$ ).
	$\omega$ = Winkelgeschwindigkeit.
	$u_1 = u$ für $D_1$ ; $u_2 = u$ für $D_2$ .
	$v_u$ = Abflußgeschwindigkeit im $UW$ .
	$w_1$ ( $w_2$ ) = Relativgeschwindigkeit bei Eintritt in das (Austritt aus dem) Leitrad; (ergibt sich aus $c_1$ und $u_1$ ( $c_2$ und $u_2$ )).
	$w_{u1}$ ( $w_{u2}$ ) = Komponente von $w_1$ ( $w_2$ ) in der Umfangsrichtung.
	$\frac{w_s^2}{2g}$ = Stoßverlust am Laufradeintritt.

## Abkürzungen.

Die Abkürzungen wurden sowohl im Text als auch im Literaturverzeichnis nach dem Kurztitelverzeichnis des deutschen Verbandes technisch-wissenschaftlicher Vereine gewählt. Sonst wurde noch gekürzt wie folgt:

N.O.K.	Nordostschweizerische Kraftwerke.	Wasserkraft	Die Wasserkraft, jetzt: Wasserkraft und Wasserwirtschaft.
N.W.K.	Ludin, Die Nordischen Wasserkräfte. Berlin: Julius Springer 1930.	W.A.	Wasserkraftanlage.
		Wkr. 1913	Ludin, Die Wasserkräfte. Berlin: Julius Springer 1913, Manuldruck 1923.

## Erster Teil.

# Die Planung.

## Abschnitt A: Grundbegriffe und Grundlagen.

### 1. Kapitel: Wasserkräfte und Wasserkraftanlagen.

#### 1. Wesen und Arten der Wasserenergie.

Das Wasser tritt auf Erden in verschiedener Weise als Energieträger auf:

1. In den Seen und Flüssen, in den Wildbächen und Wasserfällen besitzt das Wasser potentielle und kinetische Energie, bedingt durch die Wirkung der

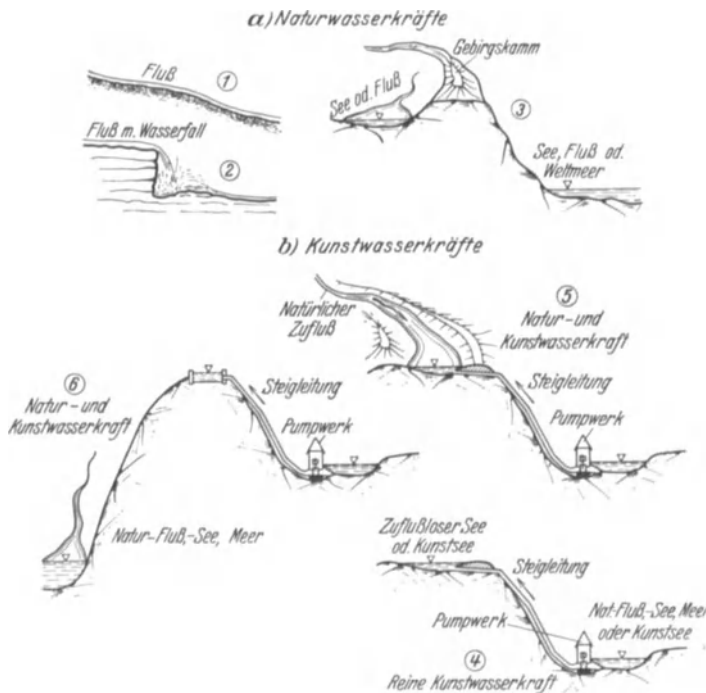


Abb. 1. Typische Darbietungsformen von Wasserkraft (der Ausbau ist dabei nicht angedeutet!). a) Naturwasserkräfte: 1 Fluss, auch Stromschnellen; 2 Wasserfall; 3 Wasserkraft zwischen verschiedenen Stromgebieten. b) Kunstwasserkräfte: 4 Reine Kunstwasserkraft; 5 Vermischung von Natur- und Kunstwasserkraft hinsichtlich Wassermenge; 6 Wie 5, aber hinsichtlich Fallhöhe.

Schwerkraft beim Vorhandensein eines Spiegelunterschiedes: einer „Fallhöhe“ im Ablauf zum Meere.

2. In Strömung und Hub der Gezeiten äußert sich kinetische und potentielle Energie als Folge der Massenanziehung von Mond und Sonne in Verbindung mit der Erddrehung.

3. Im Wogenschlag an den Weltmeerküsten tritt kinetische, vom Wind übernommene Wasserenergie auf.

4. Im Temperaturgefälle benachbarter warmer und kalter Meeresschichten oder -strömungen tritt potentielle Wärmeenergie auf, für deren Umwandlung in mechanische Energie mittels Niederdruckdampfkraftanlagen heute schon wenigstens technische Möglichkeiten bestehen.

Gezeiten-, Wogen- und Wärme-Energie des Meeres zusammen bezeichnen wir als Meereskraft, die potentielle und kinetische Energie des fließenden Wassers auf der Erde dagegen als Flußkraft.

Der Ausbau der Meereskraft ist, wenn auch sicher an vielen Küsten technisch möglich, doch heute und noch auf lange Zeit hinaus allgemein als wirtschaftlich in der Regel unlohnend zu bezeichnen (in erster Linie: wegen der großen Kostspieligkeit der erforderlichen Anlagen, Lit. 1,1, 1,2 und 1,6).

Der Ausbau der Flußkraft dagegen ist technisch und wirtschaftlich in großem Umfange möglich und heute schon in einzelnen Gebieten weit entwickelt. Wir beschäftigen uns im folgenden mit ihm daher ausschließlich.

„Flußkraft“ oder „Wasserkraft im engeren Sinne“, ist nach Vorstehendem bedingt und gekennzeichnet durch das Vorhandensein einer Fallhöhe, eines Spiegelunterschiedes, im naturgegebenen oder künstlich erstellbaren Bett (Abb. 1) einer ruhenden oder strömenden Wassermasse.

„Naturwasserkraft“ (Abb. 1a) liegt dabei vor, wenn das Wasser allein durch natürliche Vorgänge (im „großen Kreislauf“

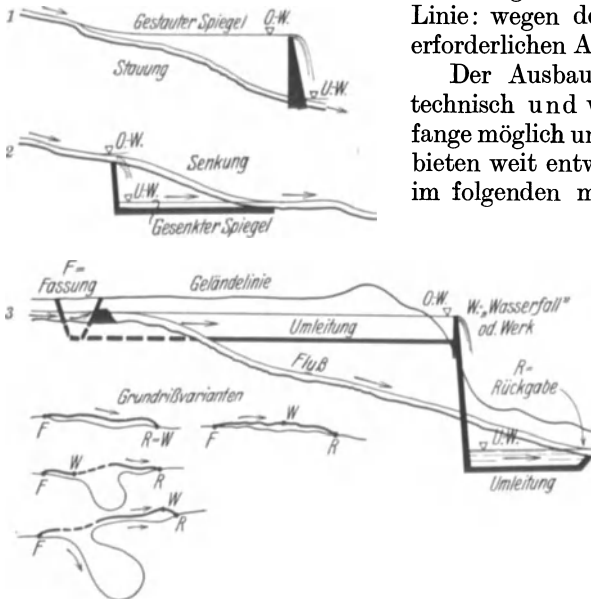


Abb. 2. Die drei reinen Ausbaugrundformen: 1 Stauung des Wasserspiegels. 2 Senkung des Wasserspiegels. 3 Umleitung des Wassers.

von Niederschlag und Abfluß, vgl. Bd. III, 3) auf die Höhe des oberen Spiegels (= „Oberwassers“) gehoben wurde. „Kunstwasserkraft“ (Abb. 1b) dagegen liegt vor, wenn diese Hebung künstlich, durch Wasserhebe- maschinen, bewirkt wurde (Beispiel: Speicherpumpwerke, s. S. 167).

Vermischung von Natur- und Kunstwasserkraft kommt vor, z. B.: wenn nur ein Teil der insgesamt wirksamen Wassermenge künstlich gehoben wird (Abb. 1b, Fig. 5) oder wenn die Wassermenge nur über einen Bruchteil der gesamten wirksamen Fallhöhe gehoben werden muß (Abb. 1b, Fig. 6).

## 2. Flußwasserkräfte und deren allgemeine Ausbauf orm.

Im Gewässernetz (Bd. III, 3) ist die Naturwasserkraft auf lange Strecken verteilt. — Die hydraulische Energie wird dabei größtenteils zur Überwindung der Bewegungswiderstände in den unregelmäßigen Rinnsalen und Flußbetten aufgebraucht (genauer: in Wärmeenergie umgesetzt), ohne Nutzen leisten zu können, etwa übrigbleibende Energie wirkt durch Ufer- und Sohlenangriffe sogar schädlich.

Ziel des Wasserkraftausbaues ist: Vermeidung der Energieverluste, örtliche Vereinigung der dadurch frei verfügbar werdenden hydraulischen Energiemengen und ihre Umwandlung in mechanische Energie. Dieses Ziel wird für eine bestimmte Gewässerstrecke erreicht durch Schaffung eines künstlichen Wasserfalles auf dem Wege:

1. der Stauung oder — seltener — Senkung des Wasserspiegels (Abb. 2 oben) im Gewässerbett, das hierzu durchgreifend reguliert wird, um die Bewegungswiderstände zu vermindern und Fallhöhe zu gewinnen (richtiger: zu ersparen);

2. der Umleitung des Wassers (Abb. 2 unten) um das Gewässerbett herum, unter Benutzung regelmäßig ausgebildeter natürlicher oder künstlicher Gerinne, die dem Wasser vorteilhaftere Bewegungsbedingungen bieten als das natürliche Gewässerbett.

Nach den beiden hauptsächlich, grundsätzlich verschiedenen Möglichkeiten unterscheiden wir zwei Hauptformen des Wasserkraftausbaues:

1. Staukraftanlagen, Staukraftwerke (Abb. 102, 103);
2. Umleitungskraftanlagen, Umleitungskraftwerke (Abb. 97, 99).

In sehr vielen Fällen ist die gleichzeitige Anwendung aller genannten Ausbaugrundsätze (einschließlich desjenigen der Senkung!) auf ein und dieselbe Anlage vorteilhaft und es entsteht:

3. die gemischte Ausbauf orm der Stau-Umleitungskraftanlage (Abb. 109).

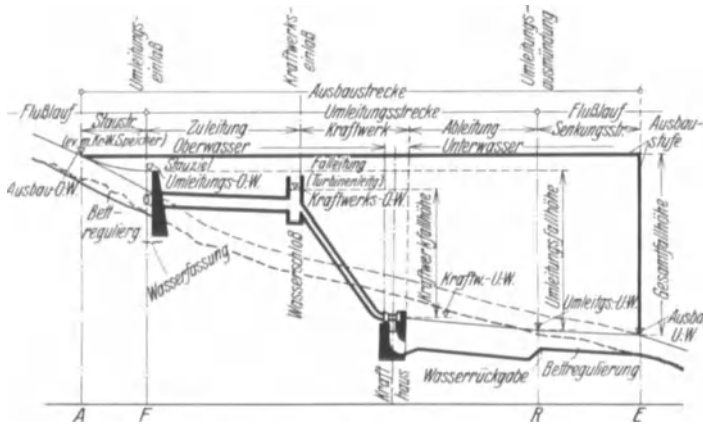


Abb. 3. Allgemeinste gemischte Ausbauf orm einer WA (Ludin).

Sie stellt die allgemeinste, alle Möglichkeiten vereinigende Form der Wasserkraftanlage dar und kann durch Änderung oder Weglassung einzelner Teile auf die einfacheren Grundformen zurückgeführt werden. An ihr lassen sich daher am zweckmäßigsten auch die wesentlichen Hauptbestandteile eines Wasserkraftausbaues systematisch aufzeigen, wie in Abb. 3, 11 geschehen<sup>1</sup>.

Die Ausbaustrecke ist diejenige Strecke des in Anspruch genommenen Gewässers, auf die sich (in einem als „maßgebend“ angenommenen Beharrungszustand) die praktisch noch merkbare Beeinflussung der Wasserspiegellage und Wasserführung durch die Wasserkraftanlage beschränkt (vgl. auch Kap. 3, S. 14).

Die Ausbaustrecke umfaßt demgemäß:

1. die Stau- und Umleitungsstrecke: vom Ausbau-Oberwasser, das ist vom nächstoberen unbeeinflussten Wasserspiegel des beanspruchten Gewässers bis zur Wasserfassung,
2. die Umleitungsstrecke: von der Wasserfassung bis zur Wasserrückgabe,
3. die Senkungsstrecke: von der Wasserrückgabestelle bis zum nächstunteren unbeeinflussten Wasserspiegel des beanspruchten Gewässers: dem Ausbau-Unterwasser.

<sup>1</sup> Diese Abbildung nebst zugehörigen Erläuterungen ist, mit geringen Änderungen vom Deutschen Hydraulikausschuß nach Vorschlägen des Verf. in die Regeln für die Prüfung von Wasserkraftmaschinen übernommen worden, denen sich auch die folgenden Kapitel deshalb in den Begriffsformulierungen eng anschließen.

Die Umleitung setzt sich zusammen aus folgenden Teilen:

1. Zuleitung: das ist der Gerinnezug (Freispiegelgerinne, Druckleitungen) von der Wasserfassung (dem Umleitungs-OW) bis zum Kraftwerkseinlaß (Kraftwerks-OW) hinter<sup>1</sup> dem Rechen.

2. Kraftwerk: das ist der Bautenkomplex vom Kraftwerkseinlaß (Kraftwerks-OW) bis zum Krafthausauslauf (Kraftwerks-UW, vgl. auch Abb. 12).

3. Ableitung: das ist der Gerinnezug zwischen Krafthausauslauf (Kraftwerks-UW) und der Wasserrückgabestelle (Umleitungs-UW).

Weitere, zusätzliche Bestandteile einer WA:

Es kann in der Zuleitung, und unter besonderen Verhältnissen: auch in der Ableitung

### (1) Ein Schwallraum

angeordnet sein. Ein solcher wird in längeren Zuleitungen in der Regel an das untere Ende gelegt, mit dem Kraftwerkseinlaß vereinigt und dann „Wasserschloß“ genannt (Kap. 16!);

### (2) Ein Wasserspeicher kann entweder:

als integrierender Bestandteil der Wasserkraftanlage in der Ausbaustrecke angeordnet sein und heißt dann Werkspeicher, oder

er kann in mehr oder minder großer Entfernung

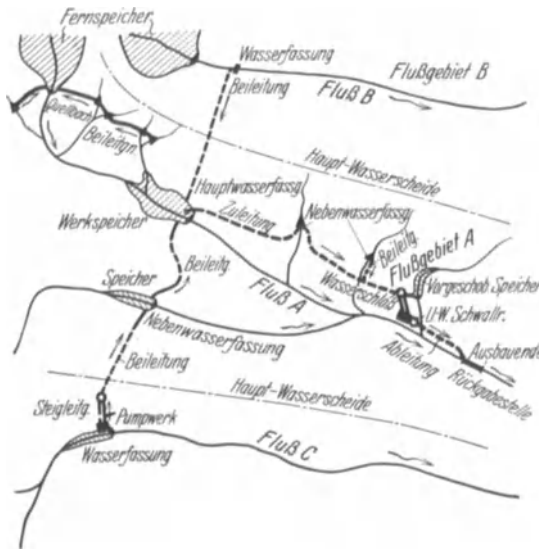


Abb. 4. Erweitertes Schema einer WA mit Werk- und Fernspeichern, Wasserbeleitungen mit Nebenfassungen, Nebenspeichern (Ludin).

außerhalb der Ausbaustrecke angelegt sein und heißt dann Fernspeicher<sup>2</sup>.

### (3) Wasserbeleitungen

mit natürlichem oder künstlichem Gefälle (Pumpwerke!) mit eigenen Nebenwasserfassungen und auch Nebenspeichern können zur Wasserfassung oder zu Punkten der Zuleitung führend angelegt werden, um erfaßtes Einzugsgebiet und erfaßte Wassermenge zu vergrößern.

Das hiernach erweiterte Schema des Ausbaues einer Wasserkraft zeigt Abb. 4.

## 3. Formeln für Energie und Leistung der Wasserkraft.

Wenn ein bestimmtes Wasservolumen oder ohne Fremdwort: eine „Wasserfülle“ „ $V$ “ vom Raumgewicht  $\gamma = 1$  ( $t/m^3$ ) sich auf beliebiger Bahn (Abb. 5) um die Gesamt-Fallhöhe  $h_1 - h_2 = H$  (m) senkt, so leistet die Schwerkraft dabei die „ideelle“ (denkbare, aber nie voll nutzbare) Arbeit (oder Energie):

$$E_i = 1 \cdot V \cdot H \text{ (mt) }^* \quad (1)$$

<sup>1</sup> Im Fließwasserbau heißt „vor“ einem Bauwerk stets: stromaufwärts; „hinter“ ist stromabwärts.

<sup>2</sup> Weiteres zur Systematik der Speicher s. Sachverzeichnis.

\* Für salziges oder schlammiges Wasser ist statt „1“ das spez. Gewicht  $\gamma > 1$  einzusetzen.



Erstreckt sich das Sinken der Wasserfülle  $V$  gleichmäßig über einen beliebigen kleinen oder großen Zeitabschnitt  $t$  (sek), so ist die sekundliche Wassermenge oder schlechthin: die Wassermenge:

$$Q = \frac{V}{t} \text{ (m}^3\text{/sek).} \quad (2)$$

Die von ihr, somit sekundlich, geleistete Arbeit wird als „ideelle Leistung“ bezeichnet und ist

$$N_i = \frac{E_i}{t} = 1 \cdot \frac{V}{t} H = 1 \cdot Q \cdot H \text{ (mt/sek).} \quad (3)$$

Tatsächlich geht bei der technischen Ausnutzung immer ein Teil der ideellen Arbeit und Leistung verloren, weil unvermeidlich (z. B. durch Wirbelbildung, Reibung, Stöße in den Triebwasserleitungen und Wasserkraftmaschinen) Fallhöhenverluste und (in geringem Verhältnis) auch Wassermengenverluste auftreten.

„Nutzbar“ abzunehmen an den Triebwellen der Wasserkraftmaschinen bleibt daher immer nur ein Bruchteil  $E$  und  $N$  der ideellen Arbeit und Leistung.

Die Verhältniszahl

$$\eta = \frac{E}{E_i} = \frac{N}{N_i} \quad (4)$$

(echter Dezimalbruch) heißt Wirkungsgrad (vgl. aber noch später S. 156!). Ihre Ergänzung auf 1,00 ist der „Verlustgrad“:

$$\varphi = 1 - \eta = \frac{E_i - E}{E_i} = \frac{N_i - N}{N_i}. \quad (5)$$

Bei einer ausgebauten Wasserkraft hat man zu unterscheiden:

1. den durch Gleichung (4) hinreichend definierten „Gesamtwirkungsgrad“ (Gesamtverlustgrad) (bezogen auf Gesamtfallhöhe und am Anfang der Staustrecke verfügbare Wassermenge) und:

2. Teilwirkungsgrade (Teilverlustgrade) der einzelnen Hauptbestandteile der WA. Unter diesen wird in der Regel der Turbinenwirkungsgrad  $\eta_T$  besonders herausgestellt, und dies insofern mit Recht, als die Energieverluste in der Turbine den Hauptteil der Gesamtverluste auszumachen pflegen.

Die Beziehung zwischen den Teilwirkungsgraden  $\eta_1, \eta_2, \dots, \eta_n$  (Stau­strecke, Umleitung, Falleitung, Turbine usw.) und dem Gesamtwirkungsgrad ist:

$$\eta_1 \eta_2 \dots \eta_T \dots \eta_n = \eta. \quad (6)$$

Unrichtig, oder doch nur annähernd richtig, dagegen ist die manchmal angewandte Berechnung aus den Teilverlustgraden  $\varphi_1 = 1 - \eta_1$ ;  $\varphi_2 = 1 - \eta_2$  usw. mit  $\eta \approx 1 - (\varphi_1 + \varphi_2 + \dots + \varphi_T + \dots + \varphi_n)$ .

Die Wirkungsgrade einer Wasserkraftanlage sind innerhalb gewisser Grenzen veränderlich und zwar:

1. dauernd, und meist einseitig im Sinne der Verschlechterung, veränderlich: mit zunehmendem Alter der Anlage (Abnutzung);

2. wechselnd: mit den Betriebsverhältnissen (Belastung, Wasserführung, Wasserstände = Fallhöhe s. „Wirkungsgrad“ in Sachverzeichnis).

Der Turbinenwirkungsgrad hat in der Regel bei einer bestimmten „normalen“ Beaufschlagung (S. 363f.) einen Scheitelwert, unter den er sowohl bei Über- wie bei Unterschreitung der Normalbeaufschlagung sinkt (Abb. 420).

Das gleiche gilt über die reine Energieerzeugungsanlage hinaus vom Wirkungsgrad des Stromerzeugers und zum Teil (Eisenverluste) auch von dem des Umspanners, während der Wirkungsgrad der elektrischen Fernleitung bei sinkender Belastung zunimmt.

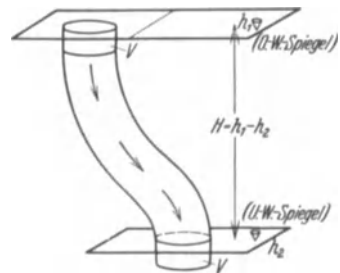


Abb. 5. Eine Wasserfülle  $V$  sinkt auf beliebiger Bahn um  $h_1 - h_2 = H$  und leistet die Arbeit  $1 \cdot V \cdot H$  (mt).

Alle übrigen Teilwirkungsgrade einer WA steigen mit sinkender Belastung.

Die Nutzleistung an den Turbinenwellen berechnet sich aus der Nutzfallhöhe  $H_n$ , Nutzwassermenge  $Q_n$  und dem Turbinenwirkungsgrad  $\eta_T$  zu:

$$N_T = \eta_T \cdot 1 \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (mt/sek)}. \quad (7)$$

Unter  $Q_n$  hat man hierbei nach den Normen des Deutschen Hydraulikausschusses die gesamte zum Betrieb der Turbinen benutzte Wassermenge zu verstehen, einschließlich also des Spaltwassers und sonstigen Verbrauchswassers, ohne das der Betrieb der Turbine unmöglich wird, z. B. der zur Kühlung der Turbinenlager benötigten Wassermenge.

#### Gebräuchliche Einheiten.

Einheit der Leistung ist in der Hydromechanik die mt/sek = 1000 mkg/sek. Die bisherige Praxis der Wasserkrafttechnik dagegen bevorzugte die Pferdestärke (PS) gleich 75 mkg/sek.

Die Entwicklung geht aber (mit Recht) dahin, die zum physikalischen Maßsystem in einfacherer Beziehung<sup>1</sup> stehende und dem Elektrotechniker schon längst vertraute Leistungseinheit des Kilowatt (kW) zu bevorzugen.

Die zahlenmäßige Beziehung zwischen den erwähnten drei Einheiten ist für Leistung und Arbeit im nachstehenden gegeben.

a) Leistung	b) Arbeit	
1. 1 PS = 0,075 mt/sek	1 PSh = 270 mt	} (8)
2. 1 kW = $\frac{1}{9,81} = 0,102$ mt/sek	1 kWh = 367 mt	
3. 1 mt/sek = 9,8 kW	1 mt = 0,00272 kWh	
4. 1 kW = 1,36 PS	1 kWh = 1,36 PSh	
5. 1 PS = 0,736 kW	1 PSh = 0,736 kWh	
6. 1 mt/sek = 1,33 PS	1 mt = 0,00370 PSh	

Hiernach läßt sich die Nutzleistung an der Turbinenwelle [Gleichung (7)] in kW und PS anschreiben.

$$N = 9,8 \cdot \eta_T \cdot Q_n \cdot H_n = e \cdot Q_n H_n \text{ (kW)}, \quad (9)$$

$$N' = 13,3 \cdot \eta_T \cdot Q_n \cdot H_n = e' \cdot Q_n H_n \text{ (PS)}.$$

Die leicht nach oben abgerundeten „Leistungsbeiwerte“

$$e = 9,8 \cdot \eta_T \text{ und } e' = 13,3 \cdot \eta_T$$

für verschiedene Werte  $\eta_T$  berechnet, stehen hierunter:

1. $\eta_T$	2. $e$ (für kW) um 2% zu groß	3. $e'$ (für PS)	} (10)
0,75	7,5	10,0	
0,80	8,0	10,6	
0,85	8,5	11,3	
0,90	9,0	12,0	
0,95	9,5	12,7	

Die mit  $\eta_T = 0,75$  als maßgebendem mittleren Wirkungsgrad abgeleitete Formel  $N = 10 Q_n H_n$  ist als veraltet nicht mehr zu gebrauchen. Gut gebaute, größere Turbinen jeder Fallhöhe kommen heute schon nahe an  $\eta_{T \max} = 0,95$ ; es ist daher angebracht, als betriebsdurchschnittlichen Wirkungsgrad (je nach den besonderen Betriebsverhältnissen des Werkes)  $\eta_T = 0,85$  bis 0,9 anzusetzen, so daß man meist anzuwenden hat:

$$N = 8,5 \text{ bis } 9,0 \cdot Q_n H_n \text{ (kW)}, \quad (11)$$

$$N = 11,3 \text{ bis } 12 Q_n H_n \text{ (PS)}.$$

<sup>1</sup> 1 kW = 10<sup>10</sup> Erg/sek.

Wirkungsgrade der Stromerzeuger und Umspanner sind je nach Größe der Einheiten und den Betriebsverhältnissen (vgl. S. 157, 485) folgendermaßen anzunehmen:

Stromerzeuger (Generator):

$$\begin{aligned} \text{Für Normalbelastung} \quad \eta_{G_{\max}} &= 0,90 \text{ bis } 0,975 \\ \text{Im Betriebsdurchschnitt} \quad \eta_{G_m} &= 0,85 \text{ bis } 0,96 \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} \text{Umspanner:} \quad \eta_{U_{\max}} &= 0,97 \text{ bis } 0,985 \\ \eta_{U_m} &= 0,92 \text{ bis } 0,975 \end{aligned} \quad (13)$$

Hiernach läßt sich die „elektrische Nutzleistung“ einer Wasserkraftanlage („ab Klemmen der Stromerzeuger“ oder „hinter dem Umspanner“) errechnen [Gleichung (6)!].

*Q-H-N* Gliederungsschaubild. Gleichung (9) erlaubt einen übersichtlichen Vergleich zahlreicher Wasserkräfte verschiedener Leistung  $N_x$ , Fallhöhe  $H_x$  und Wassermenge  $Q_x$ , in einem Schaubild mit  $\lg H$  als Ordinate und  $\lg Q$  als Abszisse (Abb. 6). Die Kennpunkte aller Wasserkräfte oder Kraftwerke gleicher Leistung  $N$  liegen auf einer Geraden (Näheres s. Wasserwirtsch. 1929, Heft 3).

Nach der Fallhöhe kann man (nach S. 400) einteilen in:

Niederdruckwasserkräfte

$$H < \sim 15 \text{ m,}$$

Mitteldruckwasserkräfte

$$15 < H < \sim 50 \text{ m,}$$

Hochdruckwasserkräfte

$$H > 50 \text{ m.}$$

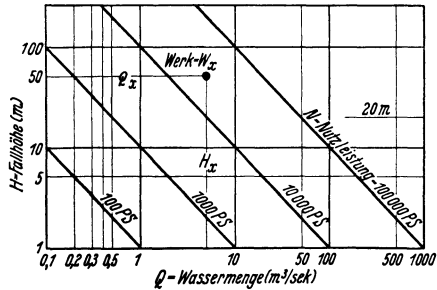


Abb. 6. Logarithmisches *Q-H-N*-Gliederungsschaubild (Ludin). (Statistische Anwendung auf Österreich und Schweiz s. Wasserwirtsch. 1929, auf Finnoskandien s. Nord. Wasserkräfte, S. 4.)

Nutzbarer Arbeitsinhalt eines

Speichers. Wird eine bestimmte Wasserfülle  $V$  durch die Turbinenanlage aus einem oberen Speicherbecken in ein unteres abgelassen, so wird dabei eine Speichernutzarbeit  $E_U$  hinter dem Umspanner gewonnen, die als „elektrischer Speicherinhalt“ oder „elektrisches Speicherarbeitsvermögen“ bezeichnet wird und deren rasche, überschlägliche Bestimmung in der Praxis häufig erwünscht ist:

Ist der Höhenunterschied der beiden Schwerpunkte der Wasserfülle  $V$  in ihrem oberen und unteren Speicher  $H_s$ , so ergibt sich aus Gleichung (1):

$$E_U = 1 \cdot V \cdot H_s \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_U \quad (\text{mt})^* \quad (14)$$

Nach Gleichung (8b 2, 10, 12) ergibt sich mit mittleren Werten der drei Wirkungsgrade (0,825; 0,90; 0,97)

$$E = V \cdot H_s \cdot \frac{2}{1000} \quad (\text{kWh}) \quad (15)$$

Auf Abgabe an der Turbinenwelle bezogen ergibt sich ebenso:

$$E_T = V \cdot H_s \cdot \frac{2,3}{1000} \quad (\text{kWh}) \quad (16)$$

Ändert sich die Wasserspiegelhöhe in einem oder in jedem der zwei Speicher während der Wasserentnahme nicht wesentlich, so tritt an Stelle der betreffenden Schwerpunktshöhe genügend genau die Wasserspiegelhöhe. Dies trifft bei im Verhältnis zur Entnahme sehr großer Spiegelfläche zu.

Bemerkung. Die Schwerpunktshöhen treten nur „für den Speicherinhalt oder die Speicherentnahme an Stelle der Spiegelhöhen. Ist neben der Speicherentnahme noch

\* Liegt zwischen den Speichern noch eine Umleitung (z. B. Rohrleitung), so ist deren Wirkungsgrad noch als Faktor beizufügen!

ein Durchfluß (Zufluß, der nicht erst gespeichert wird, vorhanden, so gilt für diesen die jeweilige Wasserspiegelhöhe; Näheres s. S. 80).

Wasserkraftwirtschaftliche Rechnungseinheiten. Für die wasser- und energiewirtschaftlichen Berechnungen ist das Merken folgender Beziehungen nützlich:

Zeiteinheiten:

1 Tag =	24	h =	86400 sek
1 Monat =	30(,5) Tage =	720 (732) h =	2592000 sek (2635000) sek
1 Jahr =	365(,25) Tage =	8760 (8766) h =	31536000 sek (31557600) sek

Wassermengen:

1 m<sup>3</sup>/sek (sekcbm) = 1000 l/sek (sl).

Wasserfüllen:

1 Milliarde m<sup>3</sup> = 1 km<sup>3</sup> (Kubikkilometer)  
1 Million m<sup>3</sup> = 1 hm<sup>3</sup> (Kubikhektometer).

Leistungen und Energien:

1000 kW = 1 MW (Megawatt)  
1 kWJr (Kilowattjahr) = 8760 kWh  
1000000 kWh = 1000 MWh = 114 kWJr.

Begriff der „mittleren Leistung“.

Statt zu sagen: „diese WA hat eine Jahreserzeugung von  $E$  kWh“, kann man auch sagen: „sie hat eine ‚mittlere Leistung‘  $MN$  kW“. Die Beziehung zwischen beiden Angaben ist:

$$\left. \begin{aligned} E &= 8760 MN \\ MN &= \frac{E}{8760} \text{ (kW)} \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

Dabei ist in systematischer Hinsicht zu beachten, daß die Dimension von  $E$ , als jährlich mögliche Erzeugung gemeint, genau genommen ist: „kWh/Jr“, also gekürzt: „ $\frac{1}{8760} \cdot \text{kWh}$ “, womit die Wesensgleichheit beider Werte als Leistung, d. h. Arbeit bezogen auf eine Zeiteinheit, in Erscheinung tritt! Wähle man als Energieeinheit statt kWh das kWJr, so ergäbe sich  $E = MN \cdot 1$ !

Ähnlich verhält es sich mit der Beziehung von Wassermenge zu Wasserfülle:

Die praktischen Berechnungen benutzen als Unterlage i. d. R. Listen der tagesmittleren Wassermengen ( $MQ_T$ ), aus denen als Zwischenprodukt und Ziel der Berechnung häufig andere Einheiten, z. B. Speicherinhalte (Wasserfüllen = m<sup>3</sup>) und Energien (z. B. Tages-, Monats-, Jahreserzeugung in kWh oder kW) zu ermitteln sind.

Das nächstliegende Verfahren: jeden einzelnen  $MQ_T$ -Wert mit der Zahl der sek des Tages oder Monats (86400 oder 2592000) in den entsprechenden  $V$ -Wert (m<sup>3</sup>, hm<sup>3</sup>) oder unter Berücksichtigung der Nutzfallhöhe in  $MN$ - oder  $E$ -Werte (kWh) umzurechnen, würde eine sehr umfangreiche Rechen- und Schreibarbeit nötig machen. Man führt daher (aber bloß wenn die Nutzfallhöhe nur unbedeutend schwankt), besser die fortlaufende Addition und Subtraktion, die zur Verfolgung des Wasser- und Energiehaushaltes nötig ist (vgl. S. 56), mit den gegebenen  $MQ_T$ - (oder bei stärker veränderlicher Fallhöhe mit den daraus errechneten  $MN_T$ -) Werten durch und führt die Umrechnung auf  $V$  (hm<sup>3</sup>) oder  $E$  (kWh) erst am Schluß (oder an wichtigeren Zwischenpunkten der Rechnung) durch. Die vorläufigen Rechnungssummen der  $Q$ -( $N$ )-Werte haben dabei die Dimension:

$\frac{\text{m}^3}{\text{sek}}$  · Tag (kW-Tag) oder  $\frac{\text{m}^3}{\text{sek}}$  · Monat (kW-Monat) und es ist der Umrechnungsfaktor auf  $V$ -( $E$ )-Werte ( $\text{m}^3$ , kWh)

$$1 \frac{\text{m}^3}{\text{sek}} \cdot \text{Tag (kW-Tag)} = 86400 \text{ m}^3 (24 \text{ kWh})$$

$$1 \frac{\text{m}^3}{\text{sek}} \cdot \text{Monat (kW-Monat)} = 2592000 \text{ m}^3 (720 \text{ kWh}).$$

Die Konstituenten der Wasserkraft sind nach dem Vorangegangenen:

1. die Wassermenge  $Q$ ,
2. die Fallhöhe  $H$ ,
3. der Wirkungsgrad  $\eta$ .

Sie werden in den folgenden Kapiteln 2, 3 und 9 des näheren behandelt.

## 2. Kapitel: Die Wassermenge.

### 1. Herkunft der Wassermenge.

Vorbemerkung. In diesem Bande können aus organisatorischen Gründen nur Hinweise und Ergänzungen zu der zusammengefaßt-systematischen Darstellung der Lehre vom Niederschlag und Abfluß in Bd. III, 3 dieser Sammlung geboten werden.

Das auf der Erde ober- und unterirdisch abfließende Wasser stammt, praktisch gesprochen, ausschließlich aus dem Niederschlag (die unmittelbare Kondensation liefert nur unter besonderen klimatischen Verhältnissen, z. B. im Hochgebirge an Fels und Firnflächen, in tropischen Waldgebirgen usw., nennenswerte Beiträge zum Abfluß).

Daher wird Stärke und zeitlicher Verlauf des Abflusses in erster Linie durch Höhe, Zeitgang und Form der Niederschläge auf das „Einzugsgebiet“ bestimmt.

Weiter sind wichtige, z. B. bei einer allgemeinen Vorabschätzung wohl zu berücksichtigende „Gebietseinflüsse“: Verdunstung, einschließlich des Wasserverbrauches der Pflanzen (also selbst bedingt durch: Klima — Höhenlage, geographische Lage — Pflanzenwachstum und -kulturart); Aufnahme-fähigkeit und Durchlässigkeit des Bodens und tieferen Untergrundes als bestimmende Umstände für Versickerung und unterirdische Wasserführung; Oberflächenform (Hangneigung und Gliederung des Gewässernetzes, Umrißform des Einzugsgebietes).

Für die Wasserkraftnutzung kommt unmittelbare Benutzung unterirdischen Abflusses in der Regel wegen vergleichsweise geringer Ergiebigkeit und Schwierigkeit der Erfassung nicht in Betracht; das gleiche gilt für den ungesammelten flächenhaften Abfluß auf Gebirgshängen. Eher kommt noch in Einzelfällen die unmittelbare Erfassung von Quellen in Frage. Die Regel ist aber: die Wasserentnahme aus fertig gebildeten oberirdischen Gewässern (Wasserläufen und Seen).

Für ihren Wasserreichtum ist bestimmend: die Ergiebigkeit und Größe des Einzugsgebietes.

Die Grenzen des hydrologisch wirksamen Einzugsgebietes decken sich nicht immer mit den durch eine einfache geometrische Konstruktion im Meßtischblatt feststellbaren Grenzen des „topographischen Einzugsgebietes“ (vgl. Bd. III, 3 und Abb. 7).

Ausnahmsweise speist auch Abwasser anderer wasserwirtschaftlicher Anlagen (Be- und Entwässerungen, städtische Abwasserkanäle) ausschließlich eine Wasserkraftanlage (Beispiele: Chicago-Drainage Canal und im kleinen: Stadt Karlsruhe i. B.).

Die Gesamtergiebigkeit eines Gebietes  $F$  (km<sup>2</sup>) wird gemessen durch seine mittlere Spendenzahl  $Mq$  (sl/km<sup>2</sup>). Aus ihr berechnet sich die mittlere Wassermenge (der langjährige Durchschnitt der Abflüßmengen)

$$MQ = \frac{\sum Q \Delta T}{\sum \Delta T} \quad (18)$$

$$MQ = \frac{Mq}{1000} \cdot F \text{ (m}^3\text{/sek) *} \quad (19a)$$

und der mittlere Jahresabfluß

$$MV = 31\,536 \cdot MQ \cdot F \text{ (m}^3\text{)}. \quad (19b)$$

Für den kraftwirtschaftlichen Wert des Wasservorkommens ist neben seiner Größe von höchster Bedeutung die Form und Gleichmäßigkeit des zeitlichen Abflußganges.

Die Gleichmäßigkeit des Abflußganges ist um so größer, je weniger die wechselnden augenblicklichen Spenden  $q$  vom Mittelwert  $Mq_x$  des einzelnen Jahres und je weniger die einzelnen Jahresmittel  $Mq_x$  vom langjährigen Mittel  $Mq$  abweichen; ferner je langsamer und regelmäßiger sich beide Reihen von Schwankungen vollziehen. Wir nennen die hierfür auf-

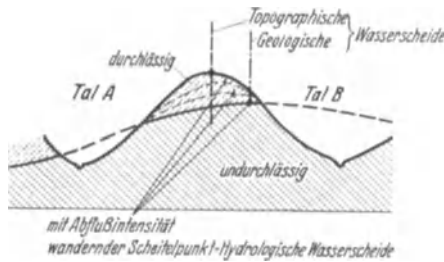


Abb. 7. Topographische und hydro-geologische Wasserscheide.

aufschlußreichen Verhältniszahlen  $\frac{Mq_x}{Mq} =$

$\frac{\overline{q_x}}{\overline{q_x}} = \overline{q_x}$  Spendengrößen

und entsprechend  $\frac{MQ_x}{MQ} = \frac{Q_x}{MQ}$

$= \overline{Q_x}$  Wassergößen. Je näher

alle diese bezogenen Werte an Eins liegen, um so gleichmäßiger der Abfluß.

Für Ausgeglichenheit und Regelmäßigkeit des Abflusses ist, da die Niederschlagsverhältnisse überall mehr oder minder große und nur begrenzt regelmäßig verlaufende zeitliche Verschiedenheiten aufweisen, in erster Linie das natürliche Ausgleichvermögen (Rückhalte- oder Retentionsvermögen) des Einzugsgebietes von Bedeutung. Es ist um so größer, je reicher das Gebiet an durchlässigen Schichten, Gletschern, Schneelage, Seen, Wäldern — und mit geringerem Gewicht — auch Mooren ist, je geringer die vorkommenden Hang- und Schichtenneigungen sind und je mehr der Schneeabgang sich zeitlich verteilt.

## 2. Art und Umfang hydrographischer Erhebungen.

Bei der Planung einer Wasserkraftnutzung wird man sich, wo immer möglich, auf unmittelbare Beobachtung der Abflüßmengen an Pegelstellen oder Meßwehren möglichst nahe dem ins Auge gefaßten Fassungs- oder Anwendungs-ort stützen. Wegen der langjährigen Schwankungen des Niederschlages (Brücknersche Klimaschwankungen mit etwa 35jähriger Periode) dürfen die Beobachtungsreihen keinesfalls kürzer als: bei regelmäßigerem Niederschlagsverhalten 10, bei wenig regelmäßigem Niederschlagsverhalten: 20 Jahre sein. Je länger als diese äußerst knapp angesetzten Grenzwerte, um so besser, vorausgesetzt, daß die Beobachtungen über die ganze Dauer auch erweislich gleichwertig blieben (Nachprüfung der „Wassermengenkurve“ (Abb. 8, 9) der benutzten Pegelstellen auf etwa im Laufe der Zeit eingetretene Veränderungen (z. B. infolge Erosion, Auflandung, Flußbauarbeiten, Pegelversetzung!). Über die Ableitung

\* In praxi wird häufiger  $MQ$  aus Einzelmessungswerten  $Q$  nach Gleichung (18) zu ermitteln und daraus  $Mq$  nach Gleichung (19a) zu berechnen sein.

der Wassermengenkurve (auch Schlüssel- oder Konsumtionskurve genannt) aus Wasserstandsbeobachtungen und wiederholten Wassermengenmessungen (bei Beharrungszustand!) vgl. Bd. III, 3.

Beim Fehlen unmittelbarer Wasserstands- und Wassermengenbeobachtungen in genügender zeitlicher Ausdehnung oder Nähe des Anwendungsortes „A“ selbst behilft man sich mit Übertragung vollwertiger Beobachtungen von einem anderen Orte „B“ an demselben oder einem andern, jedoch hydrologisch nahe verwandten Gewässer. Diese Übertragung erfolgt durch Umrechnung nach Gebietsgröße mit gleich, oder nach (zu suchenden) Anhaltspunkten verändert angenommener jeweiliger Spende. Man gewinnt auf diese Art die gesuchte Wassermenge in A aus der in B beobachteten durch eine Gleichung:  $Q_A = a Q_B$ .

Die Übertragung gewinnt an Zuverlässigkeit, wenn am „Anwendungsort“ A unmittelbare Beobachtungen gleichzeitig mit solchen am „Bezugsort“ B (wenn auch nur während eines Jahres) angestellt werden konnten, die es gestatten, die Multiplikationskonstante  $a$  (durch ein Ausgleichverfahren) genauer zu bestimmen oder (noch besser) eine Bezugslinie  $Q_A = f(Q_B) = g(h_B)$  (Abb. 9) zeichnerisch festzulegen.

Sind auch in B nur Beobachtungen von ungenügender Dauer (aber immerhin längerer Dauer als in A) vorhanden, so kann für unaufschiebbliche Untersuchungen solcher Art, daß die annähernde Kenntnis der Monatsmittelwerte oder sogar nur der Jahresmittelwerte von  $q$  genügt, eine Ableitung dieser Werte aus den (als langjährig vorhanden anzunehmenden) Niederschlagshöhen noch brauchbare Ergebnisse liefern. Man drückt dabei jeden einzelnen für B gesuchten, z. B. mittleren monatlichen Spendenwert  $Mq_n$  als lineare Funktion der Niederschlagswerte  $N_x$  mehrerer vorangegangenen und des eigenen Monats aus:

$$Mq_n = a_1 N_1 + a_2 N_2 + \dots + a_n N_n. \quad (20)$$

Die unbekanntenen Multiplikationskonstanten  $a_1, a_2 \dots a_n$  ermittelt man auf Grund der vorhandenen (zu kurzen) Reihe in B beobachteter Werte  $Mq$  nach der Methode der kleinsten Quadrate oder nach der Korrelationsmethode<sup>1</sup>.

Aus den Werten  $Mq_n$  (in B) ermittelt man schließlich die Werte  $Mq_n$  (in A) nach dem oben angedeuteten Verfahren (nach Gebietsgröße und Spende).

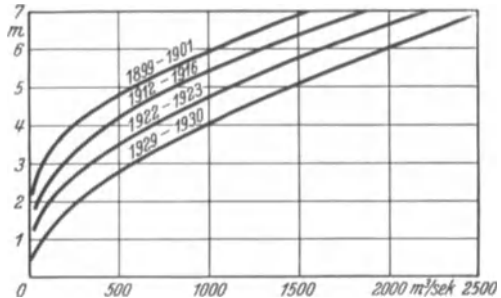


Abb. 8. Wassermengenkurven eines Gewässers mit stark veränderlicher Sohlenhöhe (Rhein bei Felsberg (Schweiz), aus „Hydrographische Erhebungen im Rheingebiet im Abschnitt Reichenau-Bodensee“ Bern 1930. Eidgenössisches Amt für Wasserwirtsch.).

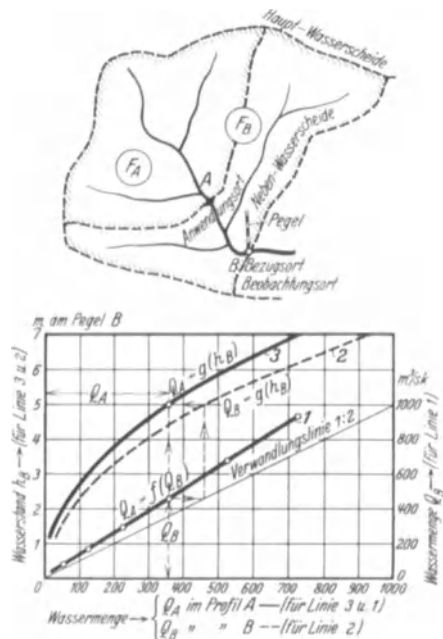


Abb. 9. Bezugslinie  $Q_A = f(Q_B)$  für  $Q$  an verwandten Beobachtungsstellen. A Anwendungsorte; B Stelle der langjährigen Beobachtungen.

<sup>1</sup>Keßlitz: In Meteorol. Zeitschr. 1922 und Wasserwirtsch. 1928.

Einzeljahres-Mittelwerte  $Mq_x$  werden in ähnlicher Weise aus je 2—3 vorangegangenen Einzeljahres-Niederschlagshöhen ermittelt. Es ist nicht zulässig, die nur für viel- (mindestens  $\sim 5$ -)jährige Mittelwerte gültige Brücknersche Gleichung (vgl. Bd. III, 3).

$$A \text{ (mm)} = -V + aN$$

(mit, z. B. nach Keller für mittlere mitteleuropäische Mittelgebirgs- und Flachlandverhältnisse,  $V = \text{Verlusthöhe} = 405 \text{ mm}$ ,  $a = 0,942$ ) zur Ermittlung von Einzeljahres-Spenden zu benutzen (wegen der Nichtausgleichung von Rückhalt und Aufbrauch in Untergrund, Seen usw. innerhalb eines einzelnen Jahres).

### 3. Grenzwerte des Abflusses.

Wasserkraftwirtschaftlich besonders wichtig ist die Kenntnis der möglichen unteren Grenzwerte  $MNq^*$  (mittleren Niedrigwasserspende) und  $NNq$  (niedrigste Niedrigwasserspende oder Wasserklemme), weil sie in vielen Fällen entscheidend sind für die Bemessung der für speicherlose Anlagen vorzusehenden Aushilfsleistungen (s. S. 63).

Die oberen Grenzwerte  $MHq$  und  $HHq$  (mittlere und höchste Hochwasserspende) sind, soweit sie die nutzbare Fallhöhe stark beeinflussen (vgl. S. 16) auch kraftwirtschaftlich, auf alle Fälle aber: bautechnisch bedeutungsvoll (vgl. Kapitel Wehrbau und Entlastungsanlagen, Bd. III, 9).

Für ungefähre Bestimmung der unteren und oberen Grenzwerte wird man in der Praxis manchmal auf die (von Kresnik, Iszkowsky u. a. aufgestellten) Näherungsformeln angewiesen sein, da namentlich der obere Grenzwert  $HHq$  sehr selten (50—100jährig) auftritt und für seine Bestimmung genügende unmittelbare Beobachtungen nicht immer zu Gebote stehen werden. Neben den absoluten Spitzenwerten der höchsten und mittleren Hochwassermenge interessieren oft noch die Häufigkeit der verschiedenen vorkommenden Hochwasserspitzenmengen, ihre Verteilung auf die verschiedenen Jahreszeiten (Bauzeiten!) und schließlich bei Speicheranlagen die Gesamtdauer und Form der einzelnen Anschwellungen wegen der Bedeutung der Becken-Zurückhaltung für die Bemessung der Entlastungsanlagen (vgl. Bd. III, 3).

Die Dauer des Vorkommens einzelner Wasserstände ( $W$ ), Wassermengen ( $Q$ ) und Spenden ( $q$ ) wird nach der erwähnten Übereinkunft\* in folgender Weise gekennzeichnet.

$\overline{30 W}$ ,  $\overline{30 Q}$ ,  $\overline{30 q}$  = Wert, der an durchschnittlich 30 Tagen im Jahr überschritten wird.

Tabelle 1. Größenordnung der Spendenwerte (sl/km<sup>2</sup>) mitteleuropäischer Gebiete

	$NNq$	$Mq$	$SMq$ (Sommer)	$HHq$
Zentralalpen um 2000 m ü. M. . . . .	3—4	50—60	60—250	3000—4000
Schwarzwald um 1000 m ü. M. . . . .	3,5—5	40—55	5—8	1500—2500
Norddeutsches Flachland . . . . .	1,0—3,0	7—10	4—6	80—150

### 4. Abflusstypen.

Das Ergebnis des Zusammenwirkens der mannigfaltigen auf die Ausbildung des Abflusses einwirkenden Gebietseigenschaften sind klimatisch und geophysikalisch bestimmte geographische Abflusstypen („Regime“), deren ausgezeichnetste Vertreter z. B. für Mitteleuropa der alpine, der Mittelgebirgs- und der Flachlandstyp sind (Abb. 10).

\* Die Schreibweise entspricht einer Vereinbarung der hydrographischen Ämter Deutschlands (vgl. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1928 S. 331).



Innerhalb der einzelnen (bei Gebietsmischung auch nicht immer in Reinkultur auftretenden) geographischen Typen kann man dann noch je nach dem Überwiegen der abflußverzögernden oder beschleunigenden Gebietseigenschaften „ruhige“ und unruhige Abflußcharaktere (Abb. 10) unterscheiden.

### 5. Statistik und Prognose.

Für die Planung von Wasserkraftanlagen genügt wegen der, wenn auch nicht strengen, Periodizität des natürlichen Wasserkreislaufes eine rückschauende, rein statistische Analyse der bisherigen Abflußverhältnisse (vgl. Kapitel 4 und 5).

Für die Betriebsführung bietet das angesammelte hydrographische Beobachtungsmaterial zwar gleichfalls eine unentbehrliche und wichtige Grundlage, jedoch keine voll ausreichende. Vielmehr wäre es, namentlich für den Betrieb von Kraftwasserspeichern, von größter praktischer Bedeutung, wenn die Betriebsleitung ständig auf eine Zeit hinaus die Gestaltung der wirklichen Abflußverhältnisse mit einem gewissen Annäherungsgrade voraussehen könnte. Je größer im Vergleich zum mittleren Jahresabfluß der Speicher ist, um so weiter hinaus soll die „Prognose“ reichen — langfristige und kurzfristige Pr. Leider gestattet der heutige Stand der Meteorologie und Hydrographie noch nicht, alle maßgebenden Elemente der Niederschlags- und Abflußgestaltung auf längere Zeit hinaus zu prognostizieren (grundlegende Voraussetzung der Abflußvoraussage selbst!); doch sind für einzelne Gebiete (für Schweden durch Wallén und später in den Alpen durch Beurle-Linz) schon bemerkenswerte Ergebnisse erzielt worden. Für die Wäggitalsperrenwerke (Schweiz) ist es Dr. Lütshg gelungen, nachzuweisen, daß der Sommerniederschlag und -abfluß eng vom vorangegangenen Winterniederschlag abhängt. Da letzterer durch Schneebeobachtungen erfaßt werden kann, ist es hier möglich geworden, den gesamten Sommerabfluß, der für die Auffüllung des Überjahresbeckens entscheidend ist, mit großer Zuverlässigkeit summarisch vorauszusagen (vgl. Lit. 2,14). In seinem ganzen vielseitigen Umfang ist das meteorologische Grundproblem von Dr. Baur-Berlin seit langem in Angriff genommen (Lit. 2,1). Für die Betriebspraxis namentlich von Speicherwerken haben Jakobson, Samsioe u. a. wertvolle Richtlinien entwickelt (vgl. Nord. Wasserkräfte, S. 528f.).

### 6. Begleiterscheinungen des Abflußvorganges.

Neben dem Studium der rein mengenmäßigen Abflußverhältnisse verlangen die praktischen Erfordernisse des Baues und Betriebes von Wasserkraftanlagen nicht minder sorgfältige und ausgedehnte Studien qualitativer und quantitativer Art über die natürlichen Beigaben des Abflusses: Geschiebe-, Schwebestoff- und Treibzeug- oder Schwemmselbführung, Eisverhältnisse und über die nach Erstellung der geplanten Anlagen zu erwartenden Wechselwirkungen und

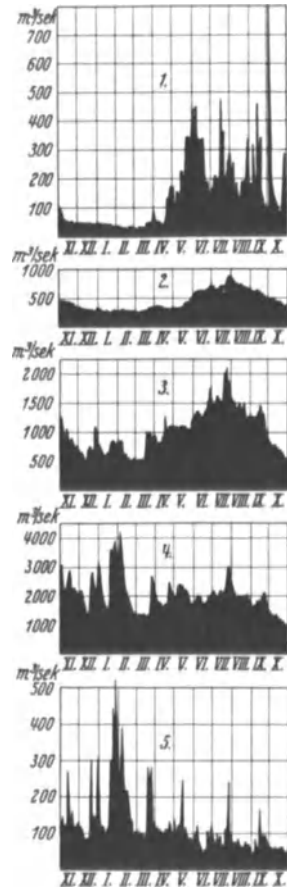


Abb. 10. Typische Abflußganglinien (Abflußjahr 1913).

1. Rhein oberhalb des Bodensees (Pegel Felsberg). Reiner Hochgebirgsfluß mit Gletschern.
2. Rhein unmittelbar unterhalb des Bodensees (Meßprofil N01).
3. Rhein unterhalb der Aare-mündung (Pegel Waldshut).
4. Rhein (Pegel Koblenz). Einfluß der Mittelgebirgszuflüsse.
5. Neckar (Pegel Wimpfen). reiner Mittelgebirgsfluß.

Veränderungen. Alle diese in Bd. III, 3, „Flußbau“ und III, 9, „Stauwerke“ eingehender behandelten Erscheinungen sind in hohem Grade regional bedingt und sehr verschieden entwickelt. Ihre Bedeutung für den Wasserkraftausbau beruht darauf, daß einerseits sie den Betrieb und die Unterhaltung der Anlagen stark beeinträchtigen, andererseits die Erstellung einer Wasserkraftanlage diese natürlichen Vorgänge tiefgehend zum Nachteil des Gewässers, einzelner Ober- und Unterlieger sowie der übrigen beteiligten wasserwirtschaftlichen Nutzungsweige (Schifffahrt, Hochwasserschutz usw.) verändern kann. Einzelheiten S. 197, 454.

### 3. Kapitel: Die Fallhöhe.

#### 1. Grundbegriffe.

Fallhöhe ( $H$  in m) ist der Unterschied der Wasserspiegelhöhen ( $h_1 - h_2$ ) in zwei Querschnitten eines (natürlichen oder künstlichen) Wasserlaufs (geodätische Fallhöhe).

Energiefallhöhe ( $H_e$  in m) ist der Unterschied der Energiehöhen

$$\left[ \left( h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \right) - \left( h_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} \right) \right] \quad (20)$$

in zwei Querschnitten eines Wasserlaufes.

Hierin bezeichnen  $h_1$  und  $h_2$  die geodätischen Wasserspiegelhöhen,  $v_1$ ,  $v_2$  die mittleren Strömungsgeschwindigkeiten in den zwei Querschnitten,  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  je einen die Verschiedenheit der einzelnen Punktgeschwindigkeiten in Querschnitt berücksichtigenden Beiwert, meist von der Größenordnung 1,05 bis 1,10 und praktisch genügend genau gleich 1 zu setzen.

Mit den nachstehenden Ausnahmen pflegt man nur die geodätische Fallhöhe zu berücksichtigen, weil die beiden Geschwindigkeitshöhen  $k = \frac{\alpha v^2}{2g}$  selbst und noch mehr ihr Unterschied, verhältnismäßig klein zu sein pflegen.

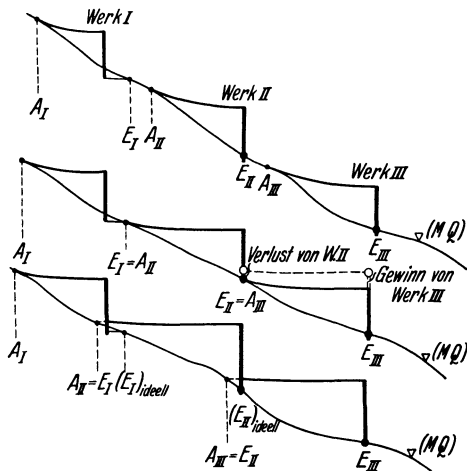


Abb. 11. Staukraftwerks-Treppe mit 1. lückenhaftem, 2. geschlossenem, 3. übergreifendem Staffelausbau.

Gefälle ist die auf die Achslänge ( $L$ ) der Gerinnestrecke bezogene Fallhöhe ( $i = H:L$ ).

Energiegefälle oder Energieliniengefälle ( $i_e$ ) ist sinngemäß ebenso der Energiefallhöhe zugeordnet.

Gesamtfallhöhe einer Wasserkraftanlage ist der Höhenunterschied der Wasserspiegel am (oberen) Anfang und (unteren) Ende der Ausbaustrecke (vgl. Abb. 2, 3 und Text S. 3, 4).

Natürliche oder künstlich herbeigeführte Wasserstandsänderungen in Staustrecke, Senkungstrecke und den beiden „unberührten“ Flußstrecken ober- und unterhalb der Ausbaustrecke verändern deren Lage und Länge. Man geht daher zweckmäßig von einer bestimmten „Normalwasserführung“ aus. Als solche empfiehlt sich  $MQ$  (mittlere Wassermenge).

Ausbaustrecke und Gesamtfallhöhe bestimmen und kennzeichnen in ihrer geometrischen Zusammenstellung die Ausbaustufe (Abb. 2, 3).

Durch Aneinanderreihen mehrerer Ausbaustufen entsteht die Ausbautreppe (Abb. 11).

Je nachdem dabei die einzelnen Ausbaustufen:

1. durch Lücken „unausgenutzter“ Naturfallhöhe voneinander getrennt sind,

2. sich eben berühren, oder
3. sich überschneiden,

sprechen wir von einem

1. lückenhaften, 2. geschlossenen, 3. übergreifenden Treppenausbau.

Während es früher aus wasserrechtlichen Gründen üblich und in manchen Ländern sogar vorgeschrieben war ein „Friedensgefälle“ mit einigen dem Fallhöhe zwischen je zwei Ausbaustufen unausgenutzt zu lassen, führt die fortschreitende Intensivierung des neuzeitlichen Großwasserkraftausbaues zum geschlossenen und neuerdings sogar zum übergreifenden Ausbau. Der letztere gibt bei etwas höheren Gesamtbaukosten (Stauwerke!) die vollkommenste Fallhöhenausnutzung, weil bei ihm die gefällreichen oberen Endigungen der Staukurven wegfallen (vgl. Abb. 11, Mitte rechts). Der Entwurf hat dabei das wirtschaftliche Optimum im Unterschied von Bau- und Jahreskostenmehraufwand einerseits, Fallhöhen- und Energiegewinn andererseits zu suchen.

Teilfallhöhen ergeben sich durch Unterteilung der Gesamtfallhöhe nach Maßgabe der Gliederung des Ausbaues, und damit der Ausbaustrecke, in grundsätzlich drei Teilstrecken

(Abb. 3) und zwar:

1. Fallhöhe durch Stau = Anteil der Ausbaustrecke,
2. Fallhöhe durch Umleitung = Anteil der Umleitungstrecke,
3. Fallhöhe durch Senkung = Anteil der Senkungstrecke.

Fallhöhenverluste lassen sich in zwei Gruppen teilen:

1. Fließfallhöhen (Widerstandsfallhöhen) und
2. Fallhöhenschwankungen.

Wir betrachten zuerst die Fließfallhöhen: diese sind alle zur Änderung und Aufrechterhaltung der Wasserströmung durch die WA vom oberen bis zum unteren Ende der Ausbaustrecke „verbrauchten“ Fallhöhenanteile: Widerstandshöhen in Stau- und Senkungstrecke, Zuleitung, Turbinenleitung und Ableitung.

Diese Fallhöhenverluste werden zweckmäßigerweise einzeln nach den geläufigen hydraulischen Formeln (vgl. auch S. 173, 179) für verschiedene Beaufschlagungen (wechselnde Werkwassermengen  $Q_x$ ) berechnet. Aus ihnen lassen sich, wenn es erwünscht ist, die in Kap. 1 (S. 5) erwähnten Teilwirkungsgrade ermitteln. Nur die Fallhöhenverluste in der Turbine lassen sich nicht so einfach direkt berechnen, hier geht man umgekehrt (s. unten) vom Wirkungsgrad ( $\eta_T$ , vgl. S. 6, 157 und 364) aus, der durch Modellversuch, Werkbremsung oder Erfahrungsvergleiche und eingehende Turbinenberechnung (S. 354) festgestellt wird.

Die „verfügbare Fallhöhe“ ( $H_1$ ) entsteht aus der Gesamtfallhöhe ( $H$ ) durch Abzug der Fließfallhöhen  $H_w$ :

$$H_1 = H - (\Sigma H_w). \quad (21)$$

Diese Formel gilt auch für einzelne Abschnitte der Ausbaustrecke, so daß wir insbesondere unterscheiden können (vgl. Abb. 3, 12):

1. die verfügbare Umleitungsfallhöhe, das ist die Gesamtfallhöhe vermindert um die Fließfallhöhen der Stau- und Senkungstrecke;
2. die verfügbare Kraftwerksfallhöhe, das ist die verfügbare Umleitungsfallhöhe vermindert um die Fließfallhöhen in der Zu- und Ableitung

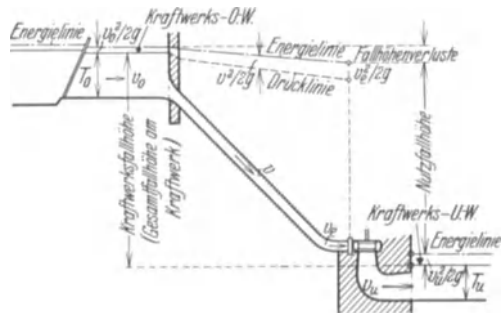


Abb. 12. Fallhöhen am Kraftwerk.

(ohne die Falleitung!). Die verfügbare Kraftwerksfallhöhe ist dabei normenmäßig zu messen: zwischen dem Kraftwerks-*OW* hinter dem Rechen und dem Kraftwerks-*UW*.

Aus der Kraftwerksfallhöhe endlich leiten wir her — jetzt aber normgemäß unter Berücksichtigung der Geschwindigkeitshöhen, d. h. unter Ersatz der Wasserspiegel durch die zugehörigen Energielinien — die:

3. Nutzfallhöhe ( $H_n$ ) = verfügbare Energiefallhöhe der Turbine, dies ist nach vorstehendem die (geodätische) verfügbare Kraftwerksfallhöhe vermindert um die Fließfallhöhen in Kraftwerkseinlaß und Turbinenleitung und vermehrt um den Unterschied der Geschwindigkeitshöhen ( $k$ ) im oberen und unteren Endquerschnitt der Turbinenanlage  $k_e - k_u = \frac{v_e^2 - v_u^2}{2g}$  (Abb. 12). Bei Turbinen, die ohne Saugrohr oberhalb des Unterwassers aufzustellen sind (Freistrahlturbinen) kommt noch das Maß des „Freihängens“ (vgl. S. 381) in Abzug.

Die verfügbare Fallhöhe läßt sich nach Gleichung (20, 21) auch schreiben:

$$H_1 = h_1 - (h_2 + \Sigma H_w) = h_1 - h_{2virt} \quad (22)$$

Die Spiegelhöhe  $h_{2virt} = h_2 + \Sigma H_w$  bezeichnen wir als virtuelles Unterwasser, die entsprechend aufgebaute  $h_1 - \Sigma H_w$  als virtuelles Oberwasser (Anwendung s. S. 135 und Abb. 56, 65 und 94).

Als zweite Gruppe von Fallhöhenverlusten bezeichnen wir oben:

## 2. Die Fallhöhenschwankungen.

Änderungen der Nutzfallhöhe entstehen rein äußerlich betrachtet durch Änderung der Wasserspiegelhöhe im *OW* oder im *UW* der Turbine, oder in beiden zugleich.

Die Veranlassung zu diesen Wasserspiegeländerungen kann sein:

1. ein Naturvorgang (Abflußschwankung),
2. ein Betriebsvorgang bei a) dem Ober- und Unterlieger b) der WA selbst.

Wir unterscheiden daher: Natur-bedingte und Betriebs-bedingte Fallhöhenschwankungen.

1. Naturbedingte Fallhöhenschwankungen werden vor allem durch die periodischen Abflußschwankungen veranlaßt. In der Regel ist die einzuhaltende Stauhöhe am Umleitungseinlaß in engen Grenzen behördlich festgelegt, vielleicht sogar eine Absenkung bei Hochwasser vorgeschrieben. Dagegen steigt, entsprechend dem natürlichen Abführungsvermögen des Flußbettes, das Unterwasser an der Rückgabestelle (Abb. 3) gemäß der in der „Wassermengenkurve“ dargestellten Beziehung (Abb. 8), wenn die Flußwassermenge steigt. Das Kraftwerks-*UW* bekommt dadurch „Hinterwasser“, d. h. Rückstau<sup>1</sup>, während das Kraftwerks-*OW* festgehalten oder sogar gesenkt werden muß.

Die hierdurch bedingte Fallhöheneinbuße ist im Verhältnis zur „normalen“ Nutzfallhöhe (bei verfügbarem  $Q_1 =$  Vollwassermenge  $Q_v$ ) um so größer, je weniger Anteil die Umleitungsfallhöhe an der Gesamtfallhöhe hat und je kleiner die „bezogene Gesamtfallhöhe“, das ist das Verhältnis „Gesamtfallhöhe zur *UW*-Fluthöhe“ ist. Reine Staukraftwerke mit geringer bezogener Stauhöhe leiden am meisten unter dem Fallverlust bei *HW*, unter Umständen bis zum völligen Erliegen, zumal Schluckvermögen und Wirkungsgrad der meisten Turbinen mit der Fallhöhe abnehmen, so daß die Abnahme der Leistung stärker als verhältnismäßig zum Fallhöhenrückgang ist [vgl. Kap. 17 (Turbinen) und Kap. 5 (Dauerplan) S. 61 und hier weiter unten].

<sup>1</sup> Die dieses Rückstaumaß begrenzende „Fluthöhe“ (*HHW-NNW*) ist meist 6—10 m [Niagarawerke z. B. 9,0 m, erreicht aber z. B. an südamerikanischen Strömen das Doppelte und vereinzelt (Iguazú: 23 m und Paraná: 43,1 m) noch höhere Werte].

2. Betriebsbedingte Fallhöenschwankungen leiten sich hauptsächlich aus folgenden Anlässen her:

a) Fremde Einwirkungen. 1. Rückhalt oder Abmahlen seitens des Oberliegigers, wodurch leicht zeitweiliges Absinken oder Überstauen des eigenen planmäßigen *OW*-Spiegels herbeigeführt wird, und

2. Überstau seitens des Unterliegigers, wodurch schädlicher Rückstau ins *UW* herbeigeführt werden kann.

Die zu treffenden Gegenmaßnahmen liegen in erster Linie auf wasserrechtlichem Gebiet, in weiterer Linie auf betriebstechnischem und energie-wirtschaftlichem (Ausgleichbecken, s. S. 34, Ausgleich durch Stromlieferung).

In Sonderfällen (z. B. Abgabepflicht für einen Teil der Werkwassermenge in höher als das *UW* liegende fremde Ableiter) teilt man wohl das Werk derart, daß eine Turbine auf das (vielleicht nur zeitweilig) höhere *UW* arbeitet, andere auf das tiefere.

b) Eigene Einwirkungen. 1. Änderung der Werkwasserführung insbesondere bei Speicherung erzeugt Änderungen der Fließfallhöhen und damit der Nutzfallhöhe, wie S. 15 ausgeführt.

2. Benutzung eines Werkspeichers (S. 4), auch schon Abmahlen und Aufstauen eines Oberkanals erzeugt Ober- und Unterwasserschwankungen (S. 69) und damit mehr oder minder langperiodische Fallhöenschwankungen, die, ähnlich wie der natürliche *UW*-Rückstau, um so empfindlicher sind, je kleiner gegenüber der Gesamtfallhöhe die Umleitungsfallhöhe und je größer die „bezogene Speicherschwankung“ (Unterschied zwischen Stauziel und Absenkziel, S. 79, dividiert durch Gesamtfallhöhe) ist. Näheres über Berücksichtigung der Schwankungen der Fallhöhe bei Speicherwerken s. S. 41, 67, 79, 86.

Das absolute Maß der Speicherschwankung wechselt mit den örtlichen und technischen Bedingungen in weitesten Grenzen: von wenigen cm oder dem bei Tagesspeichern in Seen oder breiten und flachen Stromtälern bis auf 100 und mehr m bei Großspeichern in engen steilen Gebirgstälern.

### 3. Fallhöhenkenn- und Ersatzwerte.

a) Für alle Ausbauförmungen gültig. Für eine bestimmte Ausbaustrecke und einen in ihr in seinen technischen Grundzügen festgelegt gedachten Ausbau werden sich auf Grund der oben generell entwickelten Zusammenhänge zunächst (sowohl für Gesamt- wie für Nutzfallhöhe) feststellen lassen:

1. der obere und untere Grenzwert:  $\max H_n$  und  $\min H_n$  beide sowohl für  $Q_n = Q_v$  (Vollbeaufschlagung) wie für  $Q_n = Q_{\min}$  des Betriebes festzustellen;

Ferner auf Grund des Wasserhaushaltplanes (oder Betriebsergebnisses):

2. die mittlere wirksame Nutzfallhöhe, das ist: mittlere Jahresleistung (kW) geteilt durch mittlere genutzte Wassermenge mal Leistungsbeiwert („e“, vgl. S. 6) oder formelmäßig:

$$MH_n = \frac{E_n/8760}{e \cdot \Sigma Q_{n,x} \cdot \Delta T_x};$$

3. die Konstruktionsfallhöhe, das ist die vom Konstrukteur der Bemessung der Turbinen nach „normaler“ Schluckfähigkeit, ... Leistung, ... Drehzahl zugrunde zu legende Fallhöhe:  $H_T$  (vgl. S. 369);

4. die Ersatz- oder „reduzierte Fallhöhe“: für die überschlägliche Leistungsberechnung unter Berücksichtigung des Einflusses größerer Fallhöenschwankungen auf Schluckvermögen und Wirkungsgrad der Turbinen empfiehlt sich die Benutzung der reduzierten Nutzfallhöhe:

$$H_r = H - \frac{H_T - H}{2}, \quad (23)$$

worin  $H$  = wirkliche Nutzfallhöhe.

Ableitung <sup>1</sup>:

Nach vielfachen Bremsversuchen gilt annähernd <sup>2</sup>:

„Bei Einhaltung der ‚normalen‘ Drehzahl ist die relative Abnahme der Nutzleistung  $1\frac{1}{2}$ mal so groß als diejenige der Fallhöhe.“ Oder mit:

$N_T = \text{normale,}$	$N = \text{erbremsste Nutzleistung;}$
$Q_T = \text{normale,}$	$Q = \text{wirkliche Nutzwassermenge;}$
$e_T = \text{normaler,}$	$e = \text{wirklicher Leistungsbeiwert;}$
bei $H_T = \text{Konstruktionsfallhöhe,}$	$H = \text{wirklicher Fallhöhe}$

ist:

$$\frac{N_T - N}{N_T} = 1,5 \frac{H_T - H}{H_T} \quad \text{oder} \quad 1 - \frac{N}{N_T} = 1 + 0,5 - 1,5 \frac{H}{H_T}. \quad (23a)$$

Hierin ist

$$N_T = e_T Q_T H_T; \quad N = e Q H.$$

Definiert man nun die reduzierte Fallhöhe  $H_r$  durch den (willkürlichen) Ansatz:

$$N = e_T \cdot Q_T \cdot H_r \quad (23b)$$

und setzt dies  $N$  in Gleichung (23a) ein, so entsteht durch einfache Umformung obiger Ausdruck (23) für  $H_r$ , der bei wasserwirtschaftlichen Untersuchungen den Vorteil bietet, daß man durchweg mit dem normalen Wirkungsgrad (entsprechend  $e_T$ ) und der normalen Schluckfähigkeit ( $Q_T$ ) rechnen kann, wenn nur durch die in Abb. 50 und 129 angewandte, aber nicht gezeigte einfache Konstruktion  $H$  in  $H_r$  verwandelt wurde (vgl. S. 61).

**b) Für speicherlose Werke zudem noch gültig:**

5. Vollwasser-Fallhöhe  $H_v$  ist diejenige Fallhöhe, die gleichzeitig mit der Vollwassermenge (Leistung:  $N_{v1}$ ) auftritt.

6. Volleistungsfallhöhe  $H'_v$  ist diejenige Fallhöhe im Bereich  $Q_1 > Q_v^*$ , bei deren Auftreten gleichzeitig die Volleistung

$$N_v = e_v Q_v H'_v,$$

das ist die höchste Leistung aller Turbinen unter Vollbeaufschlagung erreicht wird (vgl. Abb. 61 und S. 73).

Weitere Entwicklungen im Kap. 5.

## Abschnitt B: Grundlinien wirtschaftlicher Planung.

### 4. Kapitel: Energie- und Wasserhaushalt.

#### 1. Grundbegriffe des Krafthaushaltes bei beliebiger Kraftquelle.

Mit einem Gut (in unserem Falle: Energie, Brennstoff, Wassermenge) „Haushalten“ heißt: zwischen den im Gang der Zeit nebeneinander verlaufenden Vorgängen von Dargebot und Erzeugung einerseits, Bedarf und Verbrauch andererseits, die beide im allgemeinen periodische, wenn auch nur näherungsweise regelmäßige Schwankungen aufweisen können, planmäßig möglichst vollkommenen Einklang herstellen.

„Unausgeglichen“ ist der Haushalt bei zeitweiligem Auftreten ungedeckter „Fehlbeträge“ (in der Regel nur bei Wasserkraft vorkommend infolge Wassermangel, Fallhöhen einbuße und, umgekehrt: Bedarfshäufung) oder im Falle nicht-nutzbarer „Freibeträge“ (Überschüsse) (infolge Hochwassers und, umgekehrt: Bedarfsrückgang).

Der Wechsel dieser Haushaltszustände kann numerisch durch buchmäßige Gegenüberstellung der Zahlenwerte des jeweiligen Dargebots („D“) und Bedarfs („B“) nach den Methoden der Kontenbildung und der Staffelnrechnung verfolgt werden, anschaulicher durch graphische, in Kapitel 5 eingehend behandelte,

<sup>1</sup> Ludin: Wkr. 1913, S. 46.

<sup>2</sup> Erstmals bei Pfarr: In Lit. a, 18, S. 445.

\* Vgl. S. 25.

Darstellungen, und zwar am einfachsten zunächst durch Aufzeichnung der „Ganglinien“ von Dargebot ( $D$ ) und Bedarf ( $B$ ), s. Abb. 13 unten.

Grundsätzlich hat man dabei vorweg streng zu unterscheiden zwischen Leistungsdargebot und -bedarf („ $LD$ “ und „ $LB$ “) einerseits und Energie-dargebot und -bedarf („ $ED$ “ und „ $EB$ “) andererseits.

Z. B. kann (Abb. 13, Tag Ib) bei einem Wasserkraftelektrizitätswerk mit Kleinspeicher der  $LB$  während der Stunden der Höchstbelastung deckbar sein

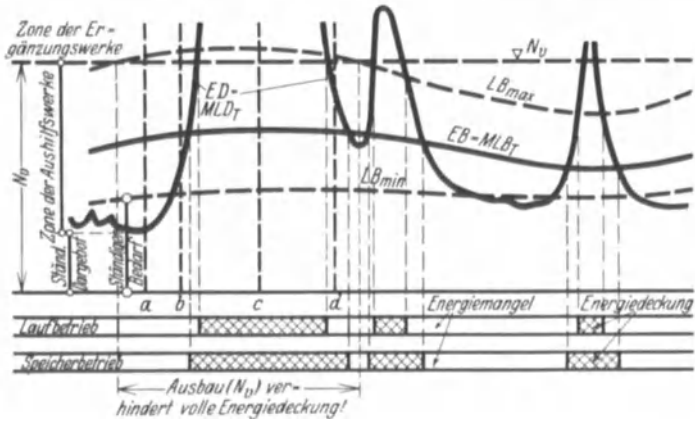
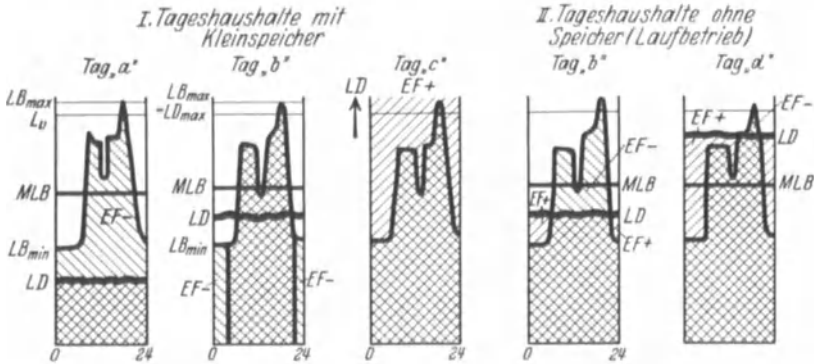
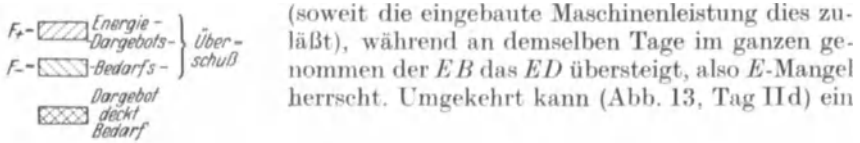


Abb. 13. Bedarf ( $B$ ) und Dargebot ( $D$ ) in Zeit-Ganglinien über Jahr (unten) und Tag (oben).  
 $L$  Leistung,  $E$  Energie,  $M$  Mittlere ( $r$ ),  $N_v = J_v$  Volleistung (Verf.).

Wasserkraftwerk ohne Speicher tageweise mehr Energie darbieten, als Bedarf vorliegt, und dennoch kann in den Stunden der Höchstbelastung das  $LD$  ungenügend sein, also  $L$ - und  $E$ -Mangel eintreten. (Hierin liegt eine Fehlerquelle beim Arbeiten mit „mittleren Ganglinien“, vgl. S. 45 und Abb. 35.) Dementsprechend unterscheidet man hinsichtlich der Beständigkeit des Dargebots:

1. Leistungsbeständige Werke,
2. Energiebeständige Werke. Näheres hierüber s. S. 34, 40, 66.

Ausgezeichnete Werte von  $D$  und  $B$  sind demnach (Abb. 13):

1. die Höchstleistung oder „Spitze“:  $HLD$ ,  $HLB$  oder  $LD_{max}$ ,  $LB_{max}$ ,
2. die Niedrigstleistung, Mindestleistung oder „ständige Leistung“  $NLD$ ,  $NLB$  oder  $LD_{min}$ ,  $LB_{min}$ ,

3. die mittlere Leistung, gleichwertig mit Energie:  $MLD$ ,  $MLB$  bzw. gleich  $ED$ ,  $EB$ .

Die (immer klar zu stellende) Zugehörigkeit zu Tag, Woche, Monat oder Jahr kann durch entsprechende Beizeichen ausgedrückt werden ( $MLD_T$ ,  $MLD_W$ ,  $MLD_M$ ,  $MLD_J$ ).

Im Rahmen des nächsthöheren Zeitabschnittes (z. B. Jahr gegenüber Monaten, Wochen oder Tagen) kann man auch unter diesen Mittelwerten wieder einen Höchstwert und einen Mindestwert unterscheiden (z. B.  $MLD_{T_{max}}$ ,  $MLB_{W_{min}}$  usw.).

Der mittlere Leistungsbedarf  $MLB$  ist maßgebend für den Gesamtbedarf an Wasser- und beim Auftreten von Mangel: auch an Aushilfsenergie; ferner

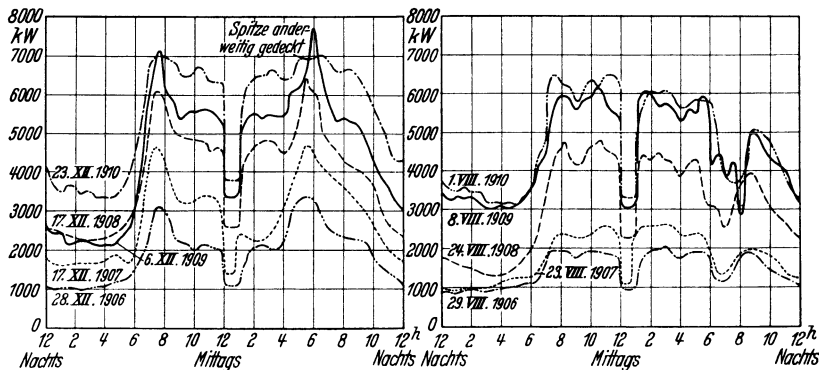


Abb. 14. Lastlinien des Kraftwerkes Wangen a. A. (Wkr. 1913). Links Winter, rechts Sommer.

ist er maßgebend für die Absatzmöglichkeit und — bei Voraussetzung eines einheitlichen Durchschnittspreises der Bedarfsenergie — auch für die erzielbaren Einnahmen.

Der Höchstleistungsbedarf andererseits ist maßgebend für die Werks-Volleistung, das ist die aufzustellende Maschinenleistung, die gleich der Jahrespitze ( $HLB_J$ ) sein muß, aber, je nach Betriebsverhältnissen, noch vermehrt um die Leistung der Maschinenreserve (für Störungsfälle) und (bei Wasserkraft) vermindert um die Leistung etwa „im Verbund“ mitarbeitender anderer Werke, die ihrerseits in Ergänzungs- und (Mangel-) Aushilfswerke zu unterscheiden sind (Abb. 13 links!).

Die Ergänzungswerke decken dabei den über die Volleistung der Wasserkraftwerke hinaus gehenden Spitzenbedarf (Abb. 13, I a), während die Aushilfswerke die zeitweilig infolge der Unständigkeit des Wasserkraftdargebotes auftretenden Fehlbeträge an Leistung und Arbeit unterhalb der Volleistung der Wasserkraftanlagen decken.

Der Eigenbedarf für Beleuchtung, Erregung, Hilfsbetriebe, je nach Größe des Kraftwerkes: 2 bis 0,5% seiner Volleistung, kann als „Verlust“ in der elektrischen Wirkungsgradziffer berücksichtigt werden.

Wegen der hohen wirtschaftlichen Bedeutung der erwähnten drei Werte  $MLB$ ,  $HLB$ ,  $N_v$ , hat man zur näheren Kennzeichnung der Betriebsverhältnisse ihre Verhältniszahlen als **Betriebskennziffern** eingeführt und bezeichnet:

1.  $b_m = \frac{MLB}{HLB}$  als Belastungsziffer (Kennzeichen der Bedarfsform an sich),

2.  $w_m = \frac{MLB}{N_v}$  als (Werks-)Ausnutzungsziffer (falls zeitweilig Energiemangel auftritt, ist  $MLB$  durch  $MLD_n$  = nutzbares Energiedargebot, zu ersetzen!)



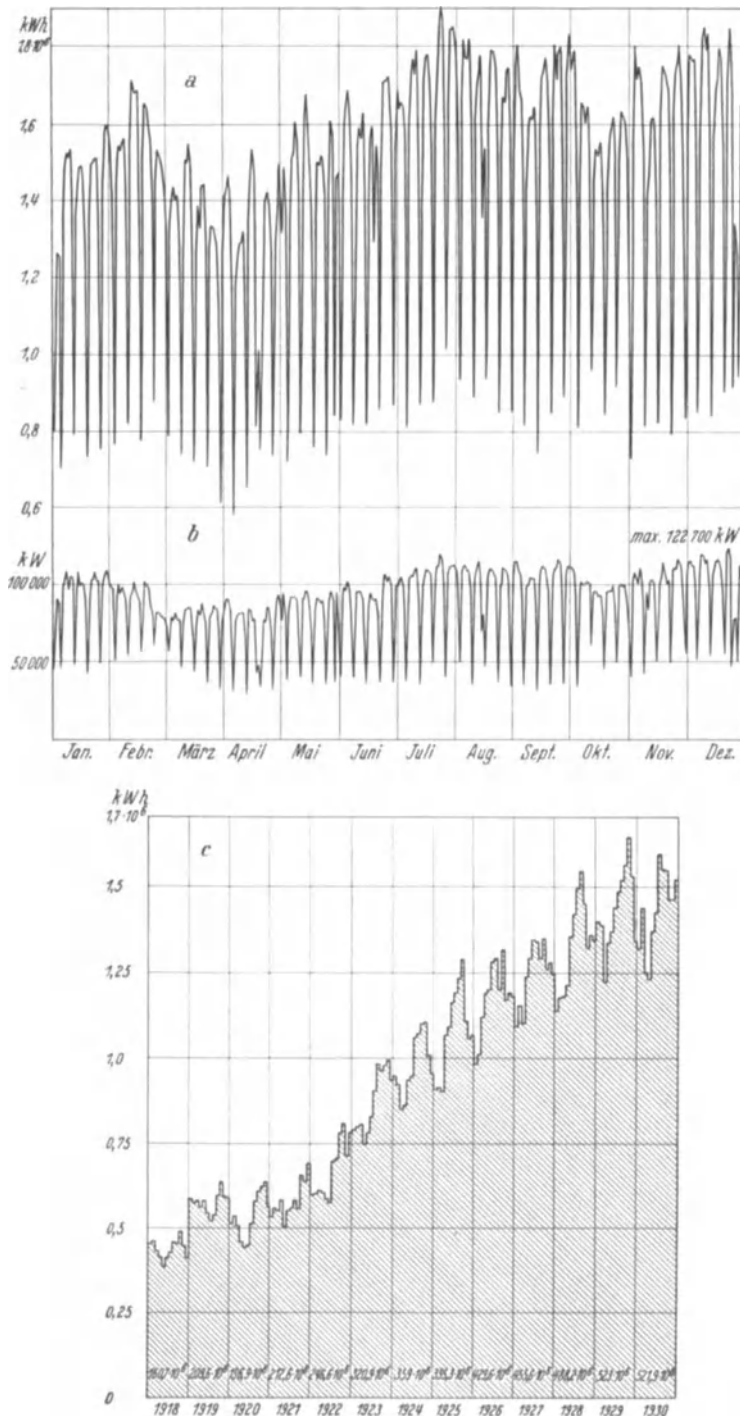


Abb. 15. Belastungsverlauf der Berner Kraftwerke. *a* Tägliche Energieabgabe (kWh) 1930. *b* Tägliche Höchstbelastungen (kW) 1930. *c* Monatsdurchschnittliche tägliche Energieabgabe der Jahre 1918–1930 (kWh) (Jahresbericht 1930).

3.  $r = \frac{N_v}{HLB} = \frac{b_m}{w_m}$  als Reserveziffer,
4.  $8760 b_m = MT(h)$  als mittlere Belastungsdauer (in Stunden) = Benutzungsdauer der Jahresspitze,
5.  $8760 w_m = MT(h)$  als mittlere (Werks-) Benutzungsdauer in Stunden.

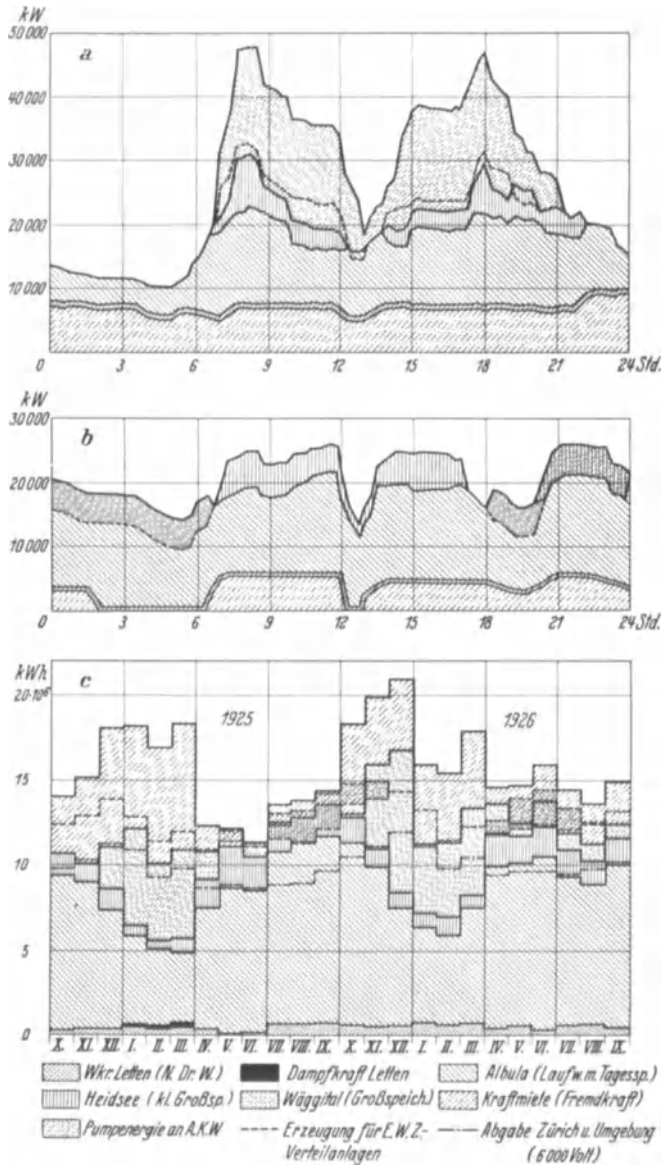


Abb. 16. Belastungskurve E. W. Zürich. a Wintertag (29. 1. 1926). b Sommertag (16. 6. 1926). c Durchschnittliche monatliche Energieabgabe (kWh/Monat) 1925 u. 1926 (Jahresbericht).

Während die vorstehenden Kennwerte unmittelbar nur quantitativ Energiemengen und Leistungsgrößen ohne Qualitätsunterscheidung erfassen und darstellen wollen, verlangt die Praxis der Energiewirtschaft aber auch Angaben in dieser letzteren Beziehung. Ein allgemein wichtiges Kriterium in dieser Richtung bildet der Zwangsläufigkeitsgrad des Energiehaushaltes. Nach ihm unterscheiden wir:

1. von der Dargebotsseite aus betrachtet:

a) Pflichtdargebot (Pflichtstromlieferung): Versorgung derjenigen Abnehmerkreise, die vertraglich auf unbedingte Befriedigung ihres jeweiligen

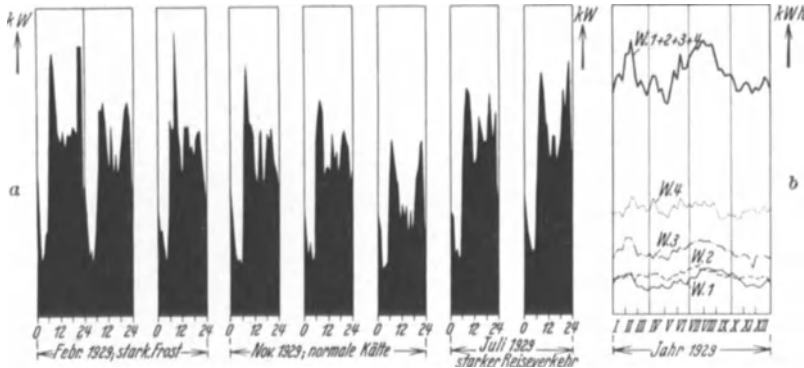


Abb. 17. Belastungslinien für Bahnbetrieb. a) Mittlere stündlich abgegebene Leistung in vier Unterwerken (kW). b) Wöchentlicher Strombezug der vier Unterwerke (kWh/Woch.) (Reichsb.-Verw.).

Leistungsbedarfs Anspruch haben. Hierher gehören die Abnehmer von elektrischem Strom für Beleuchtung, ferner Straßen- und Überlandbahnen, Landwirtschaft, Gewerbe und die meisten Industriebetriebe. Zur Befriedigung solcher Bedarfskreise ist ständige, oder durch Aushilfsenergie ständig gemachte Wasserkraft, sog. Primakraft nötig.

b) Wahldargebot (Wahlstromlieferung): die Befriedigung des Bedarfs ist, mehr oder minder beschränkt, in die freie Wahl des Energielieferers gestellt, der damit Überschußstrom oder sogar Abfallstrom (s. unten und Abb. 19) nutzbar machen kann. Als Abnehmer solcher, in der Wasserkraftwirtschaft auch Sekunda- und Tertiarkraft genannter, Energie kommen in Betracht: anpassungsfähige Betriebe der Elektrochemie und Elektrometallurgie, Stromabnehmer mit eigener Betriebskraftquelle, insbesondere auch fremde Elektrizitätslieferungsunternehmen mit eigenen Speicher- oder Wärmekraftwerken (Energieaustausch!).

2. Von der Bedarfsseite aus ist zu unterscheiden:

a) Pflichtabnahme (Pflichtstrombezug). Eine unbedingte Verpflichtung zur physischen Aufnahme bestimmter Leistungs- und Energiemengen wird zwar nur selten übernommen, sehr häufig dagegen die wirtschaftlich gleichwertige Verpflichtung zur Leistung entsprechender Zahlungen, entweder unmittelbar oder in Form der verschiedenen Tarife (Pauschaltarif, Grundgebührentarife, Minimalbezugsgarantie u. dgl.).

b) Wahlabnahme (Wahlstrombezug). Fälle dieser Art sind der Bezug von Aushilfs- und Reserveenergie durch fremde, mit unständigen Wasserkraften arbeitende Netze, durch nur bei Hochwasser arbeitende Schöpfwerke u. dgl.

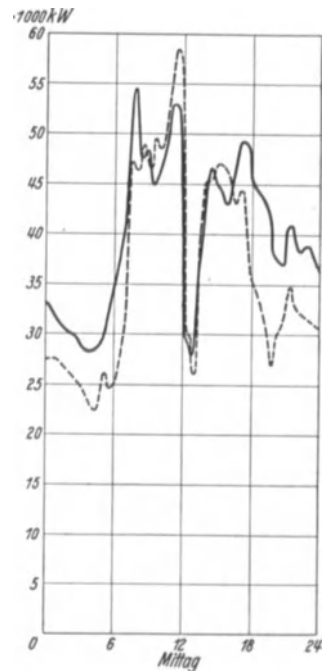
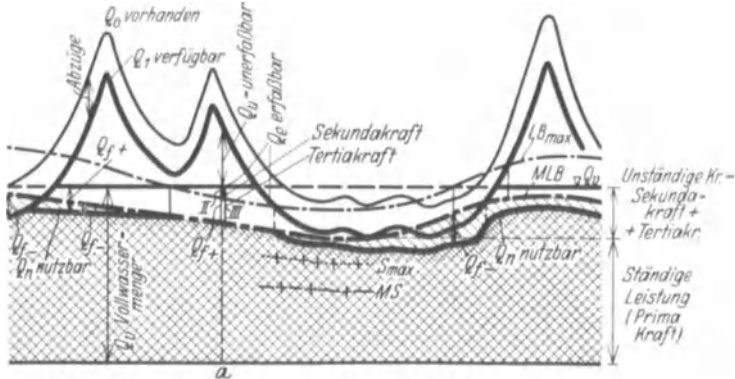


Abb. 18. Berner Kraftwerke. Tagesganglinien der Energieabgabe (Sommer- und Wintertag) an das Licht- und Kraftnetz (1930). — 17. 12.: Tagesarbeit: 962 875 kWh, --- 16. 6.: Tagesarbeit: 858 875 kWh (Jahresbericht).

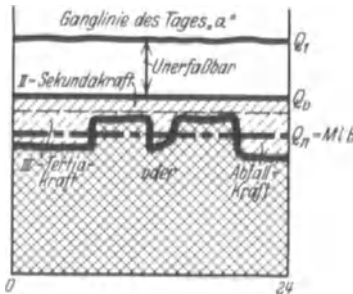
Je nach der Zusammensetzung des gesamten Verbraucherkreises wird der zeitliche Gang des Leistungs- und Energiebedarfs ein mehr oder minder streng vorgeschriebener und dabei nach den Lebensgewohnheiten und Betriebsbedürfnissen in ganz typischer Weise „geformter“ sein (vgl. z. B. Abb. 14). Allerdings wird häufig mit der Entwicklung eines Energielieferungsunternehmens und dem damit verbundenen (extensiven oder intensiven) Wachstum des Verbraucherkreises auch die Form der Belastung sich verändern (vgl. Abb. 15).

### 2. Grundbegriffe des Wasserkrafthaushaltes im allgemeinen.

Die kraftwirtschaftlich am meisten gegenüber der Wärmekraft hervorstechenden natürlichen Eigenschaften der Wasserkraft sind:



$Q_{f+}$  - erfahrbare aber nicht nutzbar - Überschußkraft  
 $Q_{f-}$  - ungedeckter Bedarf  
 $MS - MLB$  der Sonntage } über ganze Figur durchgeführt zu denken  
 $S_{max} - LB_{max}$  der \* }  
 Energie-Bedarf ungedeckt  
 Dargebot  
 D deckt B



1. ihre durch den Wechsel der Wassermengen und Fallhöhen bedingte Unständigkeit,

2. ihre selbsttätige, zwangsläufige Darbietung, die beim Mangel gleichzeitigen entsprechenden Bedarfs Energieverluste durch Nichtnutzbarkeit bedingt.

Die jeweilige Bedarfswassermenge  $QB$  ergibt sich aus dem Leistungsbedarf  $LB$  nach Gleichung (9) zu:

$$QB = \frac{LB}{e H_n} \cdot$$

Bei (genügend) unveränderlicher Nutzfallhöhe  $H_n$  sind die  $QB$ -Werte den  $LB$ -Werten (Belastungen, kW) unmittelbar verhältnismäßig, was bei Rechnung und graphischer Darstellung ausgenutzt werden kann. Wir halten im folgenden lediglich zur Vereinfachung der Ausdrucksweise an der Annahme „ $H_n \approx$  unveränderlich“ fest und dürfen dann Wassermenge und Leistung, als gleichwertig, eines durch das andere der Kürze halber ersetzen.

Zur Kennzeichnung und zahlenmäßigen Erfassung des jeweiligen (unter Umständen aus mehreren Wasserfassungen zusammengezählten) Wasserkraftdargebots und seiner Ausnutzung unterscheiden wir folgende:

A. Betriebsgrundwerte vgl. Abb. 19.

1. Vorhandene Wassermenge  $Q_0$  (und desgl. Leistung  $N_0$ ).

2. Abzüge ( $Q_A$ ), hiervon sind allgemein aus verschiedenen Gründen anzusetzen und zwar:

a) rechtlich bedingte: zugunsten fremder Wassernutzungsrechte (Bewässerung, Schifffahrt, Fischkultur, andere WA usw.),

b) physikalisch-technisch bedingte, nämlich:

b<sub>1</sub>) Sickerverluste in Staubecken, Kanälen, durch Stauwerke und deren Untergrund.

Die Größe dieser Verluste ist, soweit sie von geologischen Verhältnissen abhängt, nur von Fall zu Fall und auch da oft nur unsicher, in weiten Grenzen, zu bestimmen. Bezüglich der rein technisch bedingten Verluste vgl. bei den betreffenden Bauwerken (S. 229, 253).

b<sub>2</sub>) Verdunstungsverluste in Staubecken und Kanälen.

Sie sind abhängig von der (mittleren) Größe der neu geschaffenen freien Wasserspiegel  $O$  und der, regional und zeitlich sehr verschiedenen, Verdunstungshöhe (s. Bd. III, 3). Bezeichnet  $d$  die mittlere jährliche Verdunstungshöhe auf der neu geschaffenen Wasserfläche,  $d_0$  die bisherige Verdunstungshöhe vom Lande, das neu überstaut werden soll, so ist der wirksame Verdunstungsverlust nicht:  $O \cdot d$ , sondern nur:  $O \cdot (d - d_0)$  (in  $m^3/\text{Jahr}$ ).

Die Verdunstungsverluste von Seen hängen von der Temperatur von Luft und Wasser, von der relativen Luftfeuchtigkeit und von Stärke und Richtung des Windes ab. Bei Verdunstungsmessungen ist darauf zu achten, daß Änderungen in der Wahl des Beobachtungsortes (Luv- oder Leelage) und Änderungen in der Größe des Verdunstungsgefäßes an ein und demselben See zum gleichen Zeitpunkt ganz erhebliche Abweichungen der Werte ergeben können.

Von Duryea und Haehl<sup>1</sup> sind die Abweichungen in verschiedenen großen Gefäßen gegenüber der Verdunstungshöhe eines Gefäßes von 3,0/3,0 Fuß wie folgt beobachtet worden:

2,0/2,0	Fuß,	Verdunstungshöhe:	108 %	} der Verdunstung eines Gefäßes von 3,0/3,0 Fuß Größe.
2,5/2,5	„	„	104 %	
3,0/3,0	„	„	100 %	
4,0/4,0	„	„	93 %	
5,0/5,0	„	„	86 %	
6,0/6,0	„	„	80 %	

Duryea und Haehl stellten weiter fest, daß die Verdunstung eines schwimmenden Gefäßes im allgemeinen ungefähr 80% der eines an Land befindlichen beträgt und daß die Verdunstung von einem großen Staubecken ungefähr 62% der eines 3,0/3,0 Fuß großen auf diesem Staubecken schwimmenden Gefäßes ausmacht.

Die mittlere jährliche Verdunstungshöhe  $d$  von freien Wasserflächen beträgt in unseren Breiten etwa 600 bis 1000 mm, sie kann in den Tropen Werte bis über 3000 mm annehmen. Als größter Tagesbetrag der Verdunstung wurden am Grimnitzsee an einem heißen Sommertag 11,9 mm gemessen (Lit. 4,3).

Die Verdunstung vom Boden,  $d_0$ , hängt neben vielen anderen Faktoren, wie Oberflächenrauigkeit, Körnung, Bodenfarbe, Wind, Vegetationsart usw. vor allem von der Höhenlage des Grundwasserspiegels ab. Für mitteleuropäische Verhältnisse ist die Bodenverdunstungshöhe ganz roh einschätzbar nach der Kellerschen Gleichung

$$A = 0,942 (N - 405),$$

worin  $A$  die Abflußhöhe und  $N$  die Niederschlagshöhe in mm bedeuten. Über längere Zeiträume hinweg ist die Verdunstungshöhe  $d_0$  gleich der Differenz  $N - A$ :

$$d_0 = N - A.$$

Ersetzen wir das  $A$  durch obigen Wert, so ergibt sich

$$d_0 = 0,058 N + 382.$$

Nach all diesen Abzügen verbleibt

3. die „verfügbare Wassermenge“ (und -Leistung)  $Q_1$ , ( $N_1$ ),

4. die „erfaßbare Wassermenge“  $Q_e \approx Q_v$  (erfaßbare Leistung  $N_e \approx N_v$ ).

<sup>1</sup> Duryea u. Haehl: A study of the depth of annual evaporation from lake Conchos, Mexico. Trans. Amer. Soc. civ. Engr. 1915 u. 1916.

„Erfafßbar“ werden die verfügbaren Wassermengen (Leistungen) nur bis zu einer durch die Aufnahmefähigkeit der Werksanlagen (Triebwasserleitung, Kraftwerk) gesetzten oberen Grenze. Diese letztere ist:

5.  $Q_v =$  Vollwassermenge ( $N_v =$  Volleistung).

6. Die nutzbare Wassermenge  $Q_n$  (Leistung  $N_n$ ) ist i. a. wieder nur ein Bruchteil der erfafßbaren Wassermenge (.. Leistung), nämlich die zum zeitlichen Zusammenfall mit entsprechend großem Bedarf  $QB$  zu bringende (Abb. 13 und 19).

7. Frei- und Fehlwassermenge (-leistung) ist der Unterschied der erfafßbaren Wassermenge gegenüber der Bedarfswassermenge (-leistung):

$$Q_f = Q_e - QB, \quad (N_f = N_e - NB). \quad (24)$$

Positiver Wert ( $Q_{f+}$ ) bezeichnet Überschuf, der am Wehr oder Kraftwerksleerlauf ungenützt als Freiwasser abgeworfen werden muß; negativer Wert ( $Q_{f-}$ ) bezeichnet Mangel, der entweder als Leistungsausfall ungedeckt bleiben oder durch Aushilfskraftbezug gedeckt werden muß.

Nach dem Grade der Ständigkeit der vorerwähnten Dargebotsleistungen (-Wassermengen) unterscheidet man allgemein:

- a) ständige Leistung (Primakraft),
- b) im Jahreslauf unständige Leistung (Sekundakraft, (soweit es sich dabei um Freileistung handelt, auch Überschufkraft genannt),
- c) im Tageslauf unständige Leistung (Tertiakraft) soweit es sich um Freileistung handelt, auch Abfallkraft genannt (Abb. 19).

Durch Integration über die Zeit (Planimetrierung der Diagrammflächen Abb. 19 und 20) ergeben sich den unter 1—7 aufgeführten Augenblickswerten zugeordnete Wasserfüllen (Energien) mit entsprechend gleichen Bezeichnungen (vorhandene, verfüg-, erfafß-, nutzbare, Frei- und Fehlenergie).

Auch diese Werte sind nach dem Grade der Ständigkeit zu unterscheiden (Prima-, Sekunda-, Tertiaenergien).

B. Kennwerte für Ausbau und Ausnutzung. In der Planung von Wasserkraftanlagen spielt die Bestimmung des zweckmäßigsten Ausbaugrades, damit der Vollwassermenge ( $Q_v$ ) und bei gegebenen Fallhöhenverhältnissen auch der Volleistung ( $N_v$ ) und Netzgröße oder des Vollbedarfs ( $B_v$ ) eine wichtige Rolle (S. 113f.). Um die dafür maßgebenden funktionalen Zusammenhänge übersichtlich erfassen und zahlenmäßig oder graphisch darstellen zu können, bezieht man die wichtigsten der vorstehenden Wassermengen- (oder Leistungs-) Werte

$Q_v$  ( $N_v$ );

$MQ_e$  ( $MN_e$ ) = mittlere erfafßbare Wassermenge;

$MQ_n$  = mittlere nutzbare Wassermenge;

$MQ_u$  =  $MQ_1 - MQ_e$  = mittlere unerfafßbare Wassermenge;

$MQ_{un}$  =  $MQ_1 - MQ_n$  = mittlere unnutzbare Wassermenge;

$MQ_f$  = mittlere Fehl- oder Freiwassermenge:

1. auf die mittlere verfügbare Wassermenge (-Leistung)  $MQ_1$  ( $MN_1$ ),

2. auf die Vollwassermenge (Volleistung)  $Q_v$  ( $N_v$ ).

So erhält man

I. Bei Voraussetzung ständiger Belastung:

1. Durch Beziehung auf die mittlere verfügbare Wassermenge  $MQ_1$ :

$$\frac{Q_v}{MQ_1} = \bar{Q}_v = \text{Flußausbaugrad,}$$

$$\frac{MQ_e}{MQ_1} = \bar{MQ}_e = \text{Flußerfafßbarkeitsgrad,}$$

$$\frac{MQ_u}{MQ_1} = (1 - \bar{MQ}_e) = \text{Flußunerfafßbarkeitsgrad.}$$

2. Durch Beziehung auf die Vollwassermenge  $Q_v$ :

$$\frac{MQ_e}{Q_v} = \overline{MQ_{e/v}} = \text{Werkspeisungsgrad,}$$

$$\frac{MQ_{f-}}{Q_v} = \overline{MQ_{f-/v}} = \text{Werkmangelgrad.}$$

II. Bei Berücksichtigung der Unständigkeit der Belastung (Abb. 13) kommen noch folgende Nutzungskennzahlen hinzu:

1. Durch Beziehung auf  $MQ_1$ :

$$\frac{MQ_n}{MQ_1} = \overline{MQ_n} = \text{Flußnutzungsgrad,}$$

$$\frac{MQ_{f+}}{MQ_1} = \overline{MQ_{f+}} = \text{Flußfreilaufgrad,}$$

$$\frac{MQ_{f-}}{MQ_1} = \overline{MQ_{f-}} = \text{Flußmangelgrad.}$$

2. Durch Beziehung auf  $Q_v$ :

$$\frac{MQ_n}{Q_v} = \overline{MQ_{n/v}} = \text{Werknutzungsgrad (= } MT^*, \text{ S. 22),}$$

$$\frac{MQ_{f-}}{Q_v} = \overline{MQ_{f-/v}} = \text{Werknutzungsmangelgrad.}$$

3. Ferner ergeben sich die Ausnutzungsziffern:

$$\frac{MQ_n}{MQ_e} = b_{n/e} = \text{mittlere Ausnutzungsziffer der erfaßbaren Wasserfülle,}$$

$$\frac{MQ_{n f-}}{MQ_{f-}} = b_{f-} = \text{mittlere Ausnutzungsziffer der zum Ersatz der Fehwasserfüllen zu beziehenden Aushilfsenergie.}$$

### 3. Grundlagen der Einfügung von Wasserkraft in den allgemeinen Krafthaushalt. (Allgemeine Wasserhaushaltslehre.)

a) **Betriebssysteme und Ausbaugrundformen.** Die S. 24 festgestellte wesentliche betriebswirtschaftliche Unständigkeit der Wasserkraft macht ihre Eingliederung in die allgemeine Kraftwirtschaft zu einem Problem. Seine Lösung ist auf verschiedene Weise möglich; nämlich:

1. durch Maßnahmen des Wasserhaushaltes und des Wasserkraftausbaues, und zwar durch

a) Beschränkung des Ausbaues auf die ständige (*NW*- oder doch *MNW*-) Leistung: Zur Befriedigung eines gegebenen Bedarfs ist dann eine entsprechend größere Gesamtfallhöhe (etwa: in mehreren Stufen) auszubauen; geringer Flußnutzungsgrad!

b) Wasserspeicherung: „Speicherwirtschaft“: Gesteigerter Flußnutzungsgrad, Steigerung des Primakraftanteiles;

2. durch rein kraftwirtschaftliche Maßnahmen, und zwar

a) Drosselung des Verbrauches: „Anpassungswirtschaft“: Gesteigerter Flußnutzungsgrad, Verminderung des Primakraftanteiles;

b) Beschaffung von Aushilfsenergie durch Eigenerzeugung oder (gesicherten) Fremdkraftbezug: „Aushilfswirtschaft“: Gesteigerter Flußnutzungsgrad und Erhöhung des Primakraftanteiles;

\* Begriff (ohne Benennung) erstmals bei Ludin: Ausbau der Niederdruckwasserkräfte 1910 S. 80 und Ludin: Die Wasserkräfte 1913 S. 95. Es ist *MT* dieselbe Größe, für die Camerer später die Benennung „Werknutzbarkeit“ vorgeschlagen hat, weil man sie auch als Verhältnis der mittleren nutzbaren Leistung zur Volleistung des Werkes auffassen kann.

3. durch vereinigte Anwendung der Maßnahmen unter 1. und 2. (der praktisch wichtigste und häufigste Fall!): Optimum des Fluß- und Werknutzungsgrades sowie des Primakraftanteils möglich.

Den angegebenen Lösungsformen des energiewirtschaftlichen Wasserkraftproblems entsprechen folgende

b) **Betriebs- und Ausbautypen.** 1. Wasserkraftwerke ohne jede Möglichkeit des hydraulischen Ausgleiches zwischen Wasserdargebot und -bedarf: „Laufwerke“.

2. Wasserkraftwerke mit dieser Möglichkeit: „Speicherwerke“.

Darunter hat man noch zu unterscheiden:

a) Kleinspeicherwerke, und zwar

Tagesspeicherwerke, deren 24stündiger erfaßbarer Zufluß durch „Tages-speicherung“ einem im Tageslauf schwankenden Bedarf angepaßt werden kann;

Wochenspeicher, d. h. größere Kleinspeicher, die über den Ausgleich des einzelnen Tages hinaus vor allem die am Sonntag anfallenden Freiwassermengen auf die 6 Wochentage verteilen und außerdem Ungleichmäßigkeiten im Haushalt der Werktage ausgleichen können; zur zeichnerischen Behandlung der Wochenspeicher vgl. Abb. 52 und 53;

b) Großspeicherwerke, und zwar

Jahresspeicherwerke: Der Aufbrauch der jahreszeitlich schwankenden Wassermenge kann im einzelnen Jahr dem jahreszeitlichen Verlauf des mittleren Tagesbedarfes angepaßt werden.

Überjahresspeicherwerke: Die Unterschiede im Wasserreichtum der einzelnen Jahre einer längeren Reihe werden mehr oder minder ausgeglichen.

Dabei ist zu beachten, daß auch im Falle der Ziffer 1 (Laufwerke) der Kraftwerkszufluß selbst nicht nur „natürlich“ (unreguliert) zu sein braucht, sondern auch reguliert sein kann, z. B. durch einen weiter im Oberlauf liegenden natürlichen (regulierten) oder künstlichen See („Fernspeicher“). Ferner ist zu beachten, daß ein Großspeicherwerk nicht unbedingt auch immer zugleich als Kleinspeicherwerk (auch Spitzenwerk genannt) arbeiten muß (vgl. S. 118f.). Obwohl die technische Möglichkeit dafür meist ohne weiteres vorhanden sein wird, können wirtschaftliche Gründe (hohe Ausbaurkosten der Leistungseinheit) dagegen sprechen (vgl. auch S. 85 u. 129).

Der bisher stillschweigend vorausgesetzte Fall, daß ein einzelnes Wasserkraftwerk einen bestimmten Bedarfskreis (ein „Netz“ allein zu versorgen habe („Alleinwerk“)), ist in Wirklichkeit in entwickelteren Ländern nicht mehr häufig

In der Regel arbeiten vielmehr mehrere Werke verschiedener Art in gegenseitiger Aushilfe und Ergänzung auf ein Netz („Verbundwerke“); darüber hinaus ermöglichen Verbindungen zwischen benachbarten Netzen den ein- oder gegenseitigen Energieaustausch auch von Netz zu Netz, wobei auch noch bedeutende Großabnehmer mit anpassungsfähigem Verbrauch angeschlossen zu sein pflegen, so daß der allgemeinste Fall die Vereinigung aller obigen Einzelfälle, der sogenannte

3. Verbundbetrieb (Verbundwirtschaft) ganzer Kraftwerksgruppen und Verbrauchsgebiete ist. Diese Ausbau- und Betriebsform wirkt sowohl auf der Bedarfs- als auch auf der Dargebotsseite ausgleichend; durch den Zusammenschluß verschiedener Energiequellen, besonders: verschiedenartiger Verbrauchergruppen und hydrographisch gegensätzlicher Wasserkräfte, kann die Ausnutzung der Anlagen und Naturdargebote und damit die Wirtschaftlichkeit erheblich gesteigert werden; während der Zusammenschluß lediglich geographisch entlegener Verbrauchsgebiete von annähernd gleicher Art nur geringfügige Ausnutzungsverbesserungen erbringt, welche<sup>1</sup> die Mehrkosten der Kupplungsfernleitungen und der Übertragungs-Energieverluste selten decken werden.

<sup>1</sup> Nach Schraeder: Elektrotechn. Z. 1931.



#### 4. Speicherwirtschaft.

(Spezielle Wasserhaushaltslehre.)

##### a) Grundbegriffe und Beziehungen.

**1. Speicherräume.** Nutzraum  $S_n$  eines Wasserspeichers ist (Abb. 65) der Raum zwischen Stau- und Absenkziel.

Nutzinhalt  $J_n$  ist der jeweilige Wasserinhalt des Nutzraumes (also über Absenkziel).

Es kann zweckmäßig sein, mehrere Stau- und Absenkmarken für einen Speicher festzusetzen und zu unterscheiden:

Gewöhnliches (normales)	Stauziel	Absenkziel	Gewöhnlicher	Nutzraum
außergewöhnliches (evtl. I. u. II. Grades)	Stauziel (Schutz- stauziel)	„	außer- gewöhnlicher	Nutz- und Schutzraum
äußerstes (unbedingtes)	Stauziel	„	äußerster	Nutzraum

In der Regel dient der Raum zwischen dem gewöhnlichen und dem äußersten Stauziel als Hochwasserschutzraum, der zum Teil für Kraftzwecke nutzbar, zum Teil aber auch „verloren“ sein kann (soweit er nämlich über einem nicht verschließbaren freien Überfall liegt).

Der Raum zwischen dem gewöhnlichen und dem äußersten Absenkungsziel heißt Not-Vorratsraum (sein Inhalt: Eiserner Bestand). Unter dem äußersten Absenkziel (festgelegt z. B. durch die Höhenlage der Betriebsauslässe) liegt der tote Raum, der noch durch etwa angeordnete Grundablässe in einen ablaßbaren und nicht ablaßbaren Raum unterteilt wird.

Gesamtspeicherraum heißt der Raum von der Speichersohle bis zur höchsten Staumarke (er ist gleich der Summe des toten Raums und der sämtlichen Nutzräume einschließlich des (verlorenen) Hochwasserschutzraumes).

Bei starker Schwerstoffführung des zu speichernden Gewässers kann es angezeigt sein, zwecks Verlängerung der „Lebensdauer“ des Speichers diesen von Anfang an größer anzulegen, als dem rein wasserhaushälterischen Bedarf entspricht. Dieser zusätzliche „Verlandungsschutzraum“ erstreckt sich über die ganze Ausdehnung des Gesamtspeicherraums, da das grobe Geschiebe am oberen Ende des Stausees, die feinsten Sinkstoffe aber am unteren Ende, unter Umständen im toten Raum, sich niederschlagen.

Neben der hier behandelten natürlichen Speicherung von Wasser seien als weitere Möglichkeiten der Speicherung elektrischer Energie nur erwähnt:

1. „Ruths“peicher, Speicherung gespannten Dampfes in Kesseln,
2. elektrische Akkumulatoren (Oslo, Zürich),
3. Pumpspeicher (s. S. 167 f.),
4. Speicher beim Verbraucher (Wärmespeicher u. a.).

**2. Speicherfassung und Speicherleistung. Maßeinheiten:** Für die Speicherfassung (= Kapazität) ist die Größe des Speichernutzraumes maßgebend. Aus Speichernutzraum und Schwerpunktsfallhöhe berechnet sich das Speicherarbeitsvermögen nach Gleichung (15). Je nach dem Zweck der Aufstellung kann die Speicherfassung in verschiedener Weise angegeben werden, nämlich:

1. „unmittelbar“ „ $S_n$ “ in  $\text{hm}^3$ ,  $\text{km}^3$  oder  $E_s$  in kWh;
2. „mittelbar“ durch Beziehung auf das „speichererfaßte Einzugsgebiet  $F_s$ “. Der Quotient  $S_n : F_s = s_n$  hat die Dimension  $\text{km}^3/\text{km}^2$  oder m, ist also eine als Speicherungshöhe zu bezeichnende und der Abflußhöhe vergleichbare Größe;

3. „mittelbar“ unter Beziehung auf die mittlere Jahresabflußfülle  $MV_1$  des speichererfaßten Einzugsgebietes. Der Quotient  $S_n : MV_1 = T_s$ , kann

als Speicherausbaugrad bezeichnet werden, stellt aber seinem Wesen nach — (Dimension:  $\text{hm}^3: \frac{\text{hm}^3}{\text{Jahr}}$ ) — eine Zeitspanne dar, und zwar die Füll- oder „Auslaufzeit“ des Speichers bei Dauerfluß der mittleren Wassermenge ohne gleichzeitigen Abfluß vom oder Zufluß zum Speicher!

Die Angabe nach Ziffer 3 ist aufschlußreicher als die nach Ziffer 2, kann aber im Gegensatz zu jener nur bei hinreichender Kenntnis der Abflußverhältnisse gegeben werden.

Bei der Speicherleistung ist die Speicherungs- oder Rückhaltevollleistung „ $SL_v$ “ und die Aufbrauchvolleistung „ $AL_v$ “ zu unterscheiden. Wir

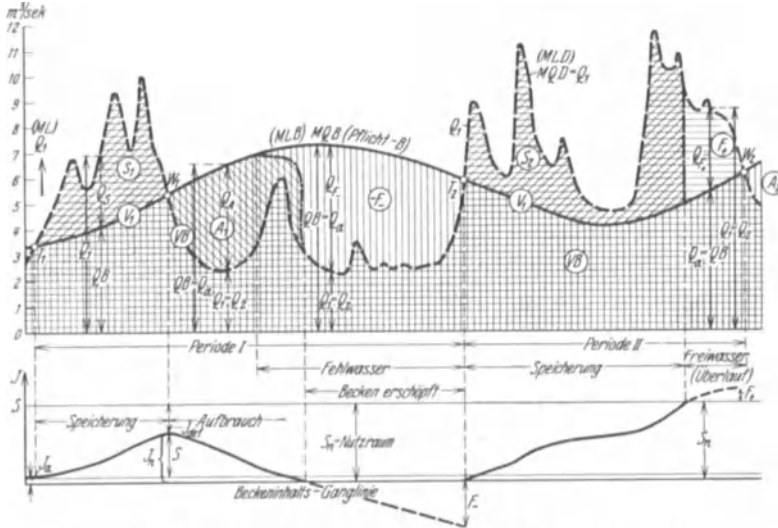


Abb. 20. Wasserhaushaltsplan und Beckeninhaltsganglinie. (Verf.)

- |  |                                   |  |                        |  |                                 |
|--|-----------------------------------|--|------------------------|--|---------------------------------|
|  | Zufluß ist unnutzbar.             |  | Zufluß sofort nutzbar. |  | Bedarf durch Aufbrauch gedeckt. |
|  | Zufluß durch Speicherung nutzbar. |  | Bedarf undeckbar.      |  | Bedarf sofort deckbar.          |
|  |                                   |  | = Flächenbezeichnung.  |  |                                 |

verstehen darunter beziehentlich die größtmögliche Aufspeicherung und Entnahme in der Zeiteinheit. Ihre Dimension ist demgemäß: Wassermenge ( $\text{m}^3/\text{sek}$ ) oder Leistung (kW).

Bei den meisten natürlichen Wasserspeichern („Talsperren“) ist die Speicherungsleistung gleich dem Wasserführungsvermögen des Flußbettes und daher praktisch nach oben unbegrenzt, somit kraftwirtschaftlich bedeutungslos. Nur wenn das Wasser dem Speicher durch eine künstliche „Beileitung“ (in natürlichem oder künstlichem Gefälle, Pumpen!), S. 81, zugeführt wird, ist eine begrenzte Speicherungsvolleistung (gleich derjenigen der Beileitung) vorhanden und kraftwirtschaftlich zu beachten.

Die Aufbrauchvolleistung eines Speichers ist gleich der Volleistung der Speiseauslässe oder der an diese angeschlossenen Wasserkraftanlagen. Sie ist nicht konstant, sondern hydromechanisch von der Füllhöhe (vom Speicher-Spiegelstand) abhängig.

Fassung und Leistung eines Speichers müssen bei Aufstellung von Wasserhaushaltsplänen immer nebeneinander berücksichtigt werden, wenn naheliegende Fehlschlüsse vermieden werden sollen.

Erforderliche Speicherrfassung, Speicherungs- und Aufbrauchleistung ergeben sich bei gegebenen Abfluß- und Bedarfsverhältnissen aus dem Wasserhaushaltsplan.

Dieser ist in seiner anschaulichsten graphischen Form (weitere für die Ausarbeitung zweckmäßigere s. S. 56!) die Zusammenstellung der beiden Ganglinien<sup>1</sup> von  $MQB$  (mittlere Bedarfsmenge) und  $MQD$  (mittlere Dargebotsmenge) =  $Q_1$  (Abb. 20, vgl. auch 21). Diese beiden Linien vermitteln einen anschaulichen Überblick über den zeitlichen Verlauf von Speicherung ( $S$ ), Aufbrauch ( $A$ ), Überschuß- oder Freiwasser ( $F_+$ ) und Mangel- oder Fehlwasser ( $F_-$ ). Sie erlauben die Entnahme der auftretenden Höchst- und Mindest-<sup>2</sup>, sowie der Durchschnittswerte (letzterer nur auf Grund von Planimetrierung und Addition der Einzelüberschuß- und Mangelflächen).

Eine wichtige Grundgleichung des Speicherwasserhaushaltes ergibt sich durch Anschreiben der Wassermengenbilanz für die Zeiteinheit:

Zufluß ( $Q_z$ ) weniger Abfluß ( $Q_a$ ) =  $Q_s$  = Speichermenge.  $Q_s > 0$  bezeichnet Aufspeicherung;  $Q_s < 0$  bezeichnet Aufbrauch (Entnahme) und werde  $Q_A$  geschrieben.

Wird noch mit  $\frac{dh_o}{dT}$  die Wasserstandsänderung im Speicher in der Zeiteinheit und mit  $O = f(h_o)$  die augenblickliche Größe der Beckenoberfläche bezeichnet, so entsteht:

$$Q_z - Q_a - f(h_o) \cdot \frac{dh_o}{dT} = 0. \quad (25)$$

Die Integration dieser grundlegenden Differentialgleichung liefert u. a. die Spiegelganglinie oder die Beckeninhaltsganglinie Abb. 20, unten und S. 91.

Gegeben pflegt dabei zu sein:

$Q_z$  = vorhandene ( $Q_o$ ) oder verfügbare ( $Q_1$ ) Wassermenge: in Zahlenlisten oder Ganglinien als Funktion der Zeit,

$Q_a = QB$  Bedarfswassermenge auf Grund des Leistungsbedarfes  $NB$ , der selbst als Funktion der Zeit gegeben ist, während die Nutzfallhöhe entweder als fester Mittelwert oder als mit dem Spiegelstand zeitlich veränderlicher Wert erst schrittweise im Zuge der Integration gefunden wird (S. 86). [Die gleichfalls gegebenen (zu schätzenden) Versickerungs- und Verdunstungsverluste (S. 25) sind entweder durch Abzug von den Zuflußwassermengen oder durch Zuschlag zu den Bedarfswassermengen zu berücksichtigen!]. Die auftretenden Freilauf- oder Überwassermengen  $Q_{f+}$  und nicht lieferbare Fehlwassermengen  $Q_{f-}$  finden sich erst im Laufe der fortschreitenden Integration der Gleichung (25). Diese

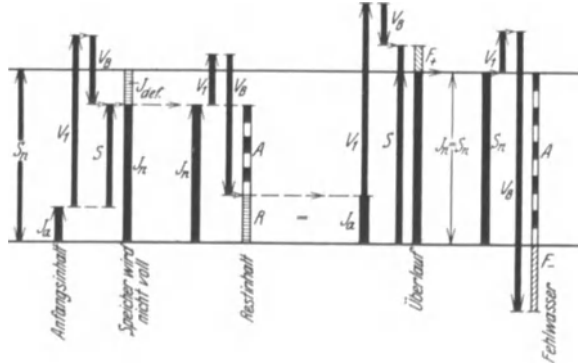


Abb. 21. Postenaufstellung zum Wasserhaushaltsplan der Abb. 20. (Statt  $V_B$  lies  $VB1$ )

Bezeichnungen:

$J_a$ = Anfangsinhalt	$A$ = Aufbrauch (Entnahme)
$V_1$ = Zufluß	$S_n$ = Nutzraum (= $J_n \max$ )
$V_B$ = Bedarf	$J_{def}$ = Füllungsdefizit
$S$ = Speicherung (Rückhalt)	$F_+$ = Freiwasser (Überlauf)
$J_n$ = augenblicklicher Nutzinhalt	$F_-$ = Fehlwasser (Mangel)
	$R$ = Restinhalt.

<sup>1</sup> Statt stetiger Linien sind bei Zugrundelegung dekadischer oder monatlicher  $QB$ - und  $QD$ -Mittelwerte streng genommen Treppennlinien zu zeichnen.

<sup>2</sup> In Abb. 20 sind der Übersichtlichkeit halber nur Mittelwerte dargestellt; wegen der Höchst- und Mindestwerte vgl. Abb. 13.

Integration kann in der Regel nicht analytisch sondern nur graphisch (und stetig) oder listenmäßig rechnerisch (und unstetig) in endlichen Intervallen ausgeführt werden. Am vorteilhaftesten ist das Verfahren mit Zeitintegralkurven (Summenganglinien) von  $Q_1$  und  $QB$ , s. S. 56 und 79f.

Die für jede Methode grundlegende Integralgleichung des Wasserhaushaltes ergibt sich durch Aufstellung der Bilanz für eine volle Haushaltsperiode, d. h. den Zeitabschnitt zwischen zwei benachbarten „Teilpunkten“ ( $T_1$  und  $T_2$ , Abb. 20 und 21).

Folgende Bilanzposten sind zu berücksichtigen:

I. *Unterabschnitt*. Speicherung (Zufluß größer als Bedarf) von  $T_1$  bis  $W_1$  („Wechselpunkt“),

$J_a$  = Anfangsinhalt,

$V_1 = \int Q_1 dT$ : Zuflußfülle,

$VB = \int QB dT$ : Bedarfsfülle.

Allgemein gilt, solange kein Überlauf eintritt:

$$S = V_1 - VB: \text{Speicherung (Rückhalt)}, \quad (26)$$

$$J_n = J_a + V_1 - VB = J_a + S = \text{Angesammelter Nutzinhalt}. \quad (27)$$

Im einzelnen ist zu beachten, daß die wirklich mögliche Speicherung nicht größer werden kann, als der jeweils freie Nutzraum  $S_n - J_a$ . Bezeichnet man daher den insgesamt für eine bestimmte Speicherperiode nachweisbaren Zuflußüberschuß über den Bedarf  $V_1 - VB$  als erforderliche Speicherung  $S'$ , so gilt:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fall a) } -S_n + (J_a + S') = J_{def} \text{ (Füllungsdefizit), wenn } S' < S_n - J_a \\ \text{Fall b) } -S_n + (J_a + S') = F_+ \text{ (Freiwasser oder Überschuß), wenn } \\ S' > S_n - J_a. \end{array} \right\} (28)$$

Aus vorstehenden Beziehungen folgt die erste Zwischenbilanz:

$$J_a + V_1^I - VB^I - S_n + J_{def} = 0. \quad (29)$$

II. *Unterabschnitt*. Aufbrauch (Zufluß kleiner als Bedarf), von  $W_1$  bis  $T_2$ .

Allgemein gilt, solange kein Fehlbetrag auftritt:

$$-A = V_1 - VB = \text{Aufbrauch}. \quad (30)$$

Im einzelnen ist zu beachten, daß der wirklich mögliche Aufbrauch nicht größer werden kann als der vorhandene Nutzinhalt  $J_n$ . Bezeichnet man daher den insgesamt erforderlichen Zuschußbedarf  $V_1 - VB$  als erforderlichen Aufbrauch  $A'$ , so gilt:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fall a) } J_n - A' = R: \text{Restinhalt, wenn } A' < J_n \\ \text{Fall b) } J_n - A' = F_- \text{ (negativ) = Fehlbetrag, Mangel, wenn } A' > J_n. \end{array} \right\} (31)$$

Durch Einsetzen folgt die zweite Zwischenbilanz:

$$S_n - J_{def} + V_1^{II} - VB^{II} - R = 0. \quad (32)$$

Zusammenfassend entnehmen wir aus Abb. 20 und 21 nebst Gleichung (29) und (32) leicht die

Bilanzgleichung für eine volle Haushaltsperiode:

$$[J_a + \overbrace{(V_1 - VB)}^{= S_I}]_I - S_n + J_{def} + [S_n - J_{def} + \overbrace{(V_1 - VB)}^{= -A_I}]_{II} - R = 0 \quad (33)$$

oder gekürzt:

$$J_a + S_I - A_I - R = 0. \quad (34)$$

Weitere Anleitungen zum praktischen Arbeiten folgen S. 79f.

3. **Speicherausnutzung**. Speicherausnutzung ist der Quotient aus der Summe der im Jahreslauf vorkommenden Speicherentnahmen und dem Speichernutzraum:

$$a_s = \frac{\Sigma A}{S_n}. \quad (35)$$

Mittlere Speicherausnutzung  $Ma_s$  ist der Mittelwert aus einer Reihe von  $r$  Jahren:

$$Ma_s = \frac{\sum_1^r A}{r \cdot S_n} \quad (36)$$

Größenordnung von  $Ma_s$  s. unten.

**3. Einteilung der Speicher nach dem Ausbaugrad.** Wir unterscheiden Groß- und Kleinspeicher nach der Länge der regelmäßigen Umsatzperiode (eine Aufspeicherung und eine Wiederausgabe).

Großspeicher sollen die langperiodisch (im Lauf eines oder vieler Jahre) sich abspielenden gegenseitigen Abweichungen zwischen Kraftbedarf und -dargebot ausgleichen.

Kleinspeicher sollen im Tages- oder Wochenlauf (kurzperiodisch) einen gegebenen (und innerhalb der einzelnen Periode meist wenig schwankenden) Zufluß in einen möglichst weitgehend nutzbaren Abfluß von vorgeschriebenem zeitlichen Verlauf umformen.

Folgende Zahlen grenzen etwa die Begriffsgebiete ab:

Umsatzperiode	Größenordnung (Ausbaugrad)	Speicher- aus- nutzung
<b>I. Kleinspeicher.</b>		$Ma_s$
1. Tagesspeicher: $T_u = 24$ Stunden.	$T_s \approx \frac{0,25}{365} \approx \frac{7}{10\,000}$ Jahre = 6 Stunden	100—365
2. Wochenspeicher: $T_u = 7 \times 24$ Stunden.	$T_s \approx \frac{1,25}{365} \approx \frac{35}{10\,000}$ Jahre = 30 Stunden	20—52
<b>II. Großspeicher.</b>		
1. Jahresspeicher: $T_u = 1$ Jahr.	$T_s = 0,2—0,8$ Jahre	0,5—1,1
2. Überjahresspeicher: $T_u = 5—35$ Jahre.	$T_s = 1,0$ Jahre	0,8 und weniger

**4. Einteilung nach der Lage zum Kraftwerk.** Der Speicher kann unmittelbar mit einem („seinem“) Kraftwerk verbunden sein (Staubecken eines Staukraftwerkes z. B.), wir nennen ihn dann Werkspeicher. Der Speicher kann aber auch durch längere freie Gewässerstrecken vom nächstunteren Kraftwerk getrennt und seine Wirkung mehr oder minder weit auf den ganzen anschließenden Flußlauf (und bei Speichern in Nebenflüssen auch auf den Hauptfluß abwärts von deren Mündung) erstreckt sein, dann sprechen wir von einem Fernspeicher (vgl. Abb. 22, Fall II und III).

Zur richtigen Beurteilung der wasserwirtschaftlichen Wirkung eines solchen ist demnach nicht nur sein Ausbaugrad in bezug auf sein erfaßtes Einzugsgebiet  $F_s$  zu betrachten, sondern auch das Verhältnis des erfaßten Gebietes zu dem nicht speicher-erfaßten  $F_{\text{unreg}}$  oder auch zum gesamten Kraftwerkseinzugsgebiet  $F_w = F_s + F_{\text{unreg}}$ . Genauer und besser ist statt des Einzugsgebietes  $F$  jeweils die zugehörige Abflußfülle  $V$  einzusetzen!

Wir bezeichnen den Quotienten  $F_s:F_w$  (bzw.  $V_s:V_w$ ) als Gebietserfassungsgrad.

**b) Wirkung und kraftwirtschaftliche Bedeutung der Kleinspeicher.**

Praktisch spaltet sich die Aufgabe der Kleinspeicher in zwei Richtungen, so daß zwei Klassen von Kleinspeichern festzustellen sind. Die Aufgabe ist nämlich im einzelnen:

Entweder einen mehr oder minder gleichmäßigen Wasserzufluß einem kurzperiodisch (stundenweise) stark schwankenden Bedarf anzupassen. Dies ist der gewöhnliche Fall bei allen oberhalb eines ungleichmäßig belasteten Kraftwerkes anzulegenden Sammelbecken; wir nennen sie „Schwellbecken“.

Oder einen kurzperiodisch (stundenweise) stark schwankenden Zufluß in einen mehr oder minder gleichmäßigen Abfluß umzuwandeln. Dies ist der

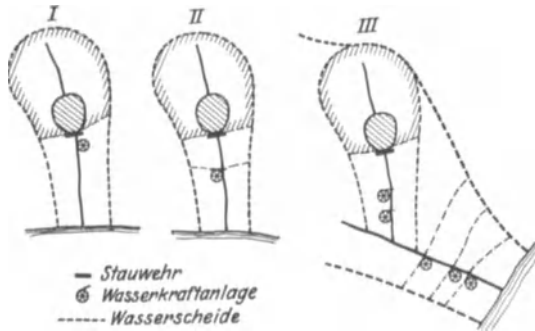


Abb. 22. Verschiedene Lage eines Speichers zu den beeinflussten Kraftwerken. Schraffiert: Speichereinzugsgebiet  $F_s$ . (Jacobson; NWK.)

gewöhnliche Fall bei den unterhalb eines ungleichmäßig arbeitenden Wasserkraftwerks zum Zwecke der Wiederherstellung des „natürlichen“, gleichmäßigen Abflusses anzulegenden Sammelbecken; wir nennen sie „Ausgleichbecken“. (An Stelle des hydraulischen Abflugausgleiches kann in geeigneten Fällen, wenn der Bau eines Ausgleichbeckens unmöglich oder zu teuer ist, auch ein elektrischer Ausgleich durch Lieferung von Ersatzstrom an

die Unterlieger für die entzogene Wasserenergie, oder letzten Endes auch Geldentschädigung treten.)

Zur allgemeinen Erläuterung der wasserwirtschaftlichen Wirkung der Kleinspeicher genügt die systematische Betrachtung der Schwellbecken. Diese wirken in dreifachem Sinne nützlich:

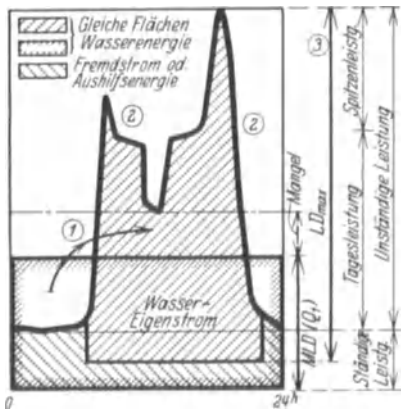


Abb. 23. Wirkung eines Kleinspeichers (schematisch).

1. Sie übertragen (Abb. 13 und 19) Wasser (Energie) aus Stunden der Nichtnutzbarkeit (Nacht) in solche der Nutzbarkeit (Tag). Dadurch vermehren sie die Menge der nutzbaren Energie unter gleichzeitiger Verminderung der nicht nutzbaren. Sie erhöhen also den Fluß- und Werknutzungsgrad (S. 27).

2. Sie formen den gleichmäßigen Wasser- (Energie-) Zufluß in die energiewirtschaftlich oft höherwertige ungleichmäßige Abflußform um, wie sie dem Bedarfsgang entspricht (Abb. 23). Dies wirkt sich z. B. dahin aus, daß die Energie der mit Kleinspeicherwerken in Verbund arbeitenden, nicht speicherfähigen Wasserkraft- und Wärmekraftanlagen mehr in die ständige oder Grundkraft verlegt, somit besser aus-

genutzt werden kann. Bei den mitarbeitenden Laufwasserkraftwerken wird dadurch Verminderung der Überlaufwassermenge, bei den Wärmekraftanlagen Steigerung des durchschnittlichen Wirkungsgrades herbeigeführt.

3. Sie ermöglichen, auch in Kleinwasserzeiten die volle vorhandene Werksleistung (als „ $LD_{max}$ “) in den Stunden der Höchstbelastung zur Deckung der Netzspitze einzusetzen. Hierdurch erhöhen sie die Ausnutzung der gesamten im Netz eingebauten Leistung und vermindern damit den insgesamt notwendigen Leistungsausbau („Reservemaschinen“). — Ein Kleinspeicherwerk kann daher trotz hohen Ausbaugrades, der es stark energieunbeständig macht, doch weitgehend leistungsbeständig sein!

Verfolgt man unter Zugrundelegung einer festen Tagesbelastungsganglinie die Änderung der Wirksamkeit und Inanspruchnahme „ $J$ “ eines Schwellbeckens bei (gedachter) Änderung der 24stündig verfügbaren Wassermenge  $Q_1$ , so findet man (Abb. 24) eine Steigerung des  $J$ -Bedarfs ausgehend von der Mindestwassermenge bis zu einer oberen Grenzwassermenge  $Q_{vn}$ , die durch die Belastungsform einerseits und die Vollwassermenge des Ausbaues  $Q_v$  andererseits bestimmt ist. Mit weiterem Wachsen der verfügbaren Wassermenge tritt die Inanspruchnahme des Speichers mehr und mehr zurück, um von  $Q_1 = Q_v$  an dem reinen Laufbetrieb Platz zu machen (weitere Erklärung der in Abb. 24 benutzten  $J$ -Linie s. S. 49)<sup>1</sup>.

Wird das Schwellbecken nur für einfachen Tagesausgleich bemessen, so muß das Ausgleichbecken denselben Nutzraum erhalten, wenn vollkommener Abflüßausgleich verlangt wird, was die Regel ist.

Wird das Schwellbecken dagegen größer, für Speicherung von Sonntagwasser, bemessen, so ist dies nicht unbedingt auch für das Ausgleichbecken nötig (Fließzeit und Entfernung der Unterlieger sind dabei entscheidend. Ein so reichlich bemessener Kleinspeicher kann bei sehr unruhigem Abflußcharakter durch Auffangen kurz dauernder Anschwellungen (Abflußspitzen) sich, wenigstens in seiner grundsätzlichen Wirkung, dem Großspeicher nähern.

Ein praktisch sehr wichtiger Fall der Anordnung von Kleinspeichern ergibt sich bei der Anwendung des Fernspeicherprinzips (S. 33). Trotz der erschwerenden kurzperiodischen Form der Belastungsschwankungen gelingt es bei zweckmäßigen bau- und betriebstechnischen Anordnungen, eine ganze Treppe hintereinanderliegender Werke von einem einzigen oben liegenden Schwellbecken aus zu regulieren (Abb. 25). Bei dieser sog. „Durchlaufspeicherung“<sup>2</sup> arbeiten alle hintereinanderliegenden Staukraftwerke<sup>3</sup>

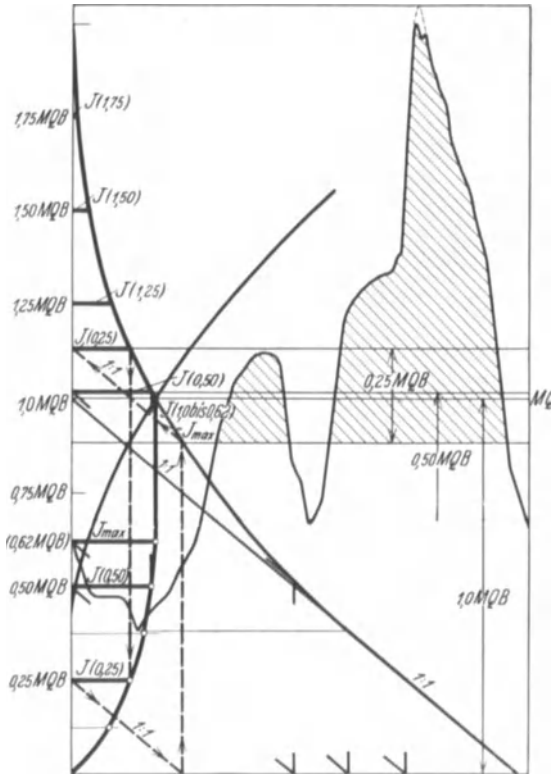


Abb. 24. Inhaltsbedarf „ $J$ “ eines Schwellbeckens (Tages-speichers) in Abhängigkeit von der verfügbaren mittleren Zuflußmenge  $Q_1 = x \cdot MQB$ . (Verf.)

<sup>1</sup> Beim Entwurf der Abb. 24 ist  $Q_v =$  Höchstbelastung gesetzt. Dann ist für jeden möglichen Wert der verfügbaren Wassermenge  $Q_1$  (z. B. =  $0,25 MQB$ ) die Höhe der mit ihr zu deckenden Spitze ermittelt (z. B. von oben herunter bis  $0,88 MQB$ , vgl. gestrichelte Pfeillinie). Von hier aus ist durch eine Linie 1:1 der erforderliche Beckenraum [ $J(0,25)$ ] ermittelt und schließlich heruntergelotet auf die zugehörige Waagrechte in Höhe  $Q_1$  (z. B.  $0,25 MQB$ ).

<sup>2</sup> Erstmals vom Verf. vorgeschlagen in Wkr. 1913; vgl. auch Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1924 und 1931.

<sup>3</sup> Umleitungskraftwerke stören, wenn ihre Kanäle nicht wenigstens in bescheidenem Maß als Kleinspeicher benutzt werden können und namentlich wegen ihres meist niedrigeren Ausbaugrades (S. 143).





gehalten werden und dadurch in der übrigen Zeit des Jahres um so nachhaltiger als reine Mangelaushilfsspeicher wirken können.

Für schärfere Kennzeichnung der wasserwirtschaftlichen Leistungsfähigkeit eines Speichers genügen diese allgemeinen Angaben nicht, empfiehlt sich vielmehr die Benutzung von Ausbeutelinien (Abb. 27, vgl. S. 38). Diese verlaufen für jedes einzelne Jahr anders; man wird im allgemeinen für generelle Vergleiche die ungünstigste Ausbeutelinie, für wirtschaftliche Untersuchungen daneben die durchschnittliche zugrunde legen. Man kann in größeren Gebieten die hydrographisch enger verwandten Teile zusammenfassen und durch eine einzige Schar von Ausbeutelinien kennzeichnen.

Man kann ferner für Gewässerpunkte beliebig weit unterhalb eines Fernspeichers Ausbeutelinien aufstellen, und diese derart typisieren, daß sie z. B. gelten für ein „Regulierungsverhältnis“  $F_s : F_w = 1:1$  (das ist unmittelbar am Speicher);  $1:1,2$ ;  $1:1,4$ ;  $1:1,6$  usw. Solche Ausbeutelinien sind vor allem geeignet zur überschläglichen Berechnung der „ständigen Leistung“ bzw. „ständigen Energie“ für Flußgebiete mit Großspeichermöglichkeiten; ebenso zur Berechnung der unausgeglichen bleibenden Freiwassermengen und -energien.

Die Ausbeutelinien der einzelnen Jahre, mit ihrem sehr verschiedenartigen Verlauf beleuchten die nicht zu übersehende Tatsache, daß bei gegebenem Bedarf über einer gewissen unteren Grenze und gegebenem Speicherausbaugrad unter einer gewissen oberen Grenze nur in einigen Jahren der Krafthaushalt wirklich ausgeglichen werden kann, während in anderen Mangel, in wieder anderen Überschuß auftritt. Also liegen im Grundedieselben Verhältnisse wie bei Ausnutzung von Laufwerken vor, allerdings mit dem wesentlichen Unterschied, daß der Großspeicher immerhin im Jahreslauf weitgehende Energieverschiebungen zuläßt, so daß der oft noch notwendige Bezug von Aushilfsenergie die starre, geld- und energiewirtschaftlich nachteilige Zwangsläufigkeit verliert, die ihm bei Laufwerkbetrieben anhaftet. Das Auftreten von Mangel ist aus der Sphäre der Wochen- und Monatsfolge in die der Jahresfolge gehoben. Um auch noch diesen höheren Grad von Unständigkeit zu beseitigen, müßte der oben erwähnte Notvorratsraum oder *NW*-Schutzraum eingegliedert werden, der den Ausgleich über längere Jahresreihen hinweg ermöglicht. Selbstverständlich ergeben sich hierbei wieder verschiedene Grade der Vollkommenheit dieses Überjahresausgleiches. Welcher Ausgleichsgrad wirtschaftlich vertretbar ist, muß von Fall zu Fall durch vergleichende Berechnungen über die Kosten des Speicherausbaues und des Bezugs von Aushilfsstrom geprüft werden (vgl. Kap. 7). Sehr oft zeigt sich im Verbundsystem schon ein mäßig großer Jahresspeicher elastisch genug, um die Deckung der in wasserärmeren Jahren auftretenden Energieausfälle in langanhaltendem Dauerbetrieb, also unter Aufwand kleiner Aushilfsmaschinenleistungen und

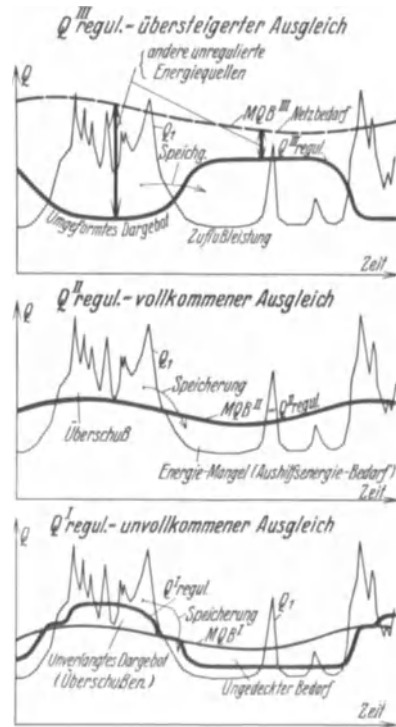


Abb. 26. Unvollkommener, vollkommener und übersteigter Ausgleich.

somit in sehr wirtschaftlicher Form zu ermöglichen. Das spricht dafür, soweit nicht noch andere rein wasserwirtschaftliche Interessen berührt werden, mit dem Ausbau von sehr großen Jahresspeichern oder gar Überjahresspeichern zurückhaltend zu sein.

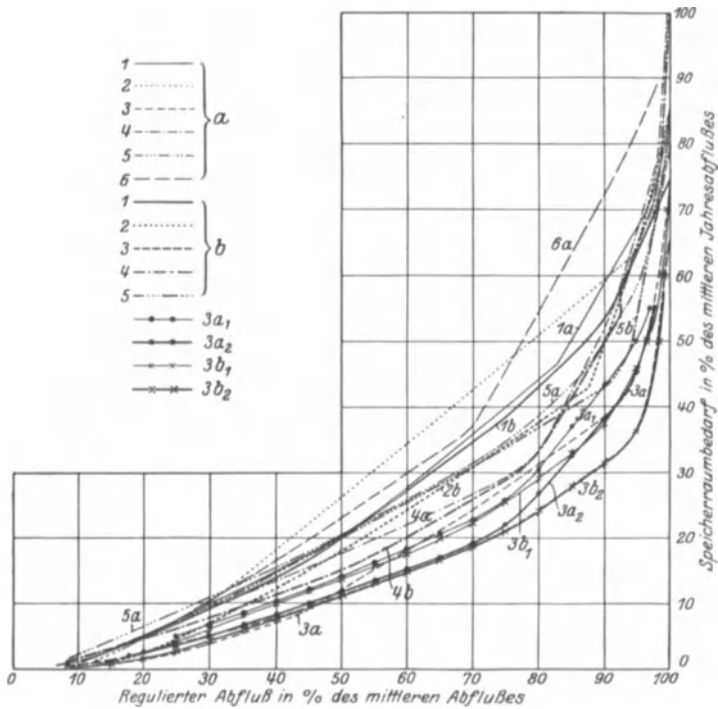


Abb. 27. Ausbeutelinien für Einzeljahre (NWK). Erläuterung: Die arabischen Zahlen bezeichnen je einen bestimmten Fluß. *a* Ungünstigste Kurve (dünn); *b* Nächstungünstigste Kurve (kräftig);  $3a_1$  und  $3b_1$  Sirafluß mit Saisonregulierung;  $3a_2$  und  $3b_2$  Sira ohne Saisonregulierung.

## 2. Richtlinien für Gestaltung der Betriebspläne, besonders die praktische Betriebsführung.

**a) Allgemeines.** Verlauf und Maß der in der Mangelzeit einer einzelnen „Regulierungsperiode“ vorzunehmenden Absenkung eines Wasserspeichers sind vornehmlich bedingt von

1. dem Verlauf des Energiebedarfs, den das vom Speicher beeinflusste Kraftwerk zu befriedigen hat, und der u. a. auch von der Ausbauhöhe des Kraftwerkes abhängt,

2. dem natürlichen Zufluß des Kraftwerkes aus dem vom Speicher nicht erfaßten („ungespeicherten“) Teil des Werkseinzugsgebietes,

3. dem natürlichen Zufluß des Speichers,

4. dem Zeitpunkt des Eintritts der Mangelzeit in den unter Ziffer 2 und 3 erwähnten Einzugsgebieten und der voraussichtlichen Dauer der Mangelperiode,

5. der Größe des bei Eintritt von Werkwassermangel verfügbaren Speichernutzinhaltes.

Bei gegebenem Bedarfsverlauf, auch gegebener Ausbauhöhe des Kraftwerkes und gegebener Größe und Form des natürlichen Gesamtzuflusses zum Kraftwerk hängt die Gestaltung des Betriebs- und Ausbauplanes noch in erster Linie ab vom „Gebietserfassungsgrad“ und vom „Speicherausbaugrad“.

**b) Einfluß des Gebietserfassungsgrades.** Seine Bedeutung wird durch Abb. 22 erläutert. (Der hier schematisch gezeichnete „Speicher“ kann natürlich auch auf mehrere Seen oder Talsperren desselben oder anderer Nebenflüsse verteilt sein.)

Im Falle *I* ist der Gebietserfassungsgrad = 1; die Gesamtabgabe aus dem Speicher (natürlicher Zufluß + Entnahme) stimmt mit der Werkwassermenge überein und ist der Verlaufsform des Energiebedarfs möglichst anzupassen; es ergibt sich dabei der „zusammenhängende“ (kontinuierliche) Wasserhaushalt.

Im Falle *II* ist der Gebietserfassungsgrad etwas kleiner als 1; der Speicherabfluß wird mit Rücksicht auf den unausgeglichene Werkszufluß aus dem speicherlosen Gebietsteil ungleichmäßiger als im Falle *I*, bleibt aber so lange immerhin noch „zusammenhängend“, bis das speicherlose Gebiet solche relative Größe erreicht, daß sein natürlicher Abfluß in wasserreicher Zeit allein zur Deckung des Werksbedarfs ausreicht. Dann kann es vorteilhaft werden, den Speicher (soweit andere Wirtschaftsinteressen dies zulassen) ganz abzuschließen, um in der wasserarmen Periode eine um so größere Zuschußgabe ablassen zu können; es entsteht so der „aussetzende“ („periodische“) Wasserhaushalt.

Fall *III* stellt das in der Praxis häufige Verhältnis dar, daß zahlreiche Kraftwerke auch im Hauptstrom des mit Speicher versehenen Nebenflusses zu berücksichtigen sind. Der Gebietserfassungsgrad des Speichers ist in bezug auf die einzelnen Werke verschieden und namentlich für die im Hauptstrom gelegene „maßgebende Fallstrecke“ recht klein. Den Werken im Hauptstrom würde also mit einer äußerst ausgeprägten „aussetzenden“ Entnahme aus dem Speicher am besten gedient sein, während die Werke am Nebenfluß selbst unter einer solchen um so mehr leiden würden, je kleiner (verhältnismäßig) ihr unreguliertes Einzugsgebiet ist. Wenn die Nebenflußwerke nicht ganz unbedeutend sind, muß also ein Kompromiß angestrebt werden, etwa in dem Sinne, daß eine gewisse ständige Mindestabgabemenge aus dem Speicher festgesetzt wird, die billigerweise kleiner als die bei stetigem Speicherhaushalt abzulassende Menge anzusetzen sein wird, sofern die Eigentümer der Kraftwerke am Hauptstrom an der Kostenaufbringung für den Speicher entsprechend beteiligt sind. Das dabei ersparte Speicherwasser kommt der zugunsten der Hauptstromwerke zu übersteigernden Entnahme in der Mangelzeit zugute.

Der angedeutete, rein wasserwirtschaftliche Kompromiß in der Berücksichtigung der Werke mit verschiedenem Gebietserfassungsgrad bleibt naturgemäß von dem anzustrebenden Ideal einer restlosen Ausnutzung der potentiellen Energie des Zufluß- und Speicherwassers noch mehr oder minder fern. Eine vollkommene Lösung stellt daher in der Regel der „elektrische Ausgleich“ im Verbundbetrieb dar. Der Speicherhaushalt wird dabei ohne Rücksicht auf den Wasserhaushalt des Nebenflusses (abgesehen etwa noch von Flößerei und anderen unablässbaren Wasserrechten) und ausschließlich nach den Bedürfnissen der Hauptstromwerke geregelt; diese haben ihrerseits die Energieausfälle der Werke im Nebenfluß durch Lieferung elektrischer Energie auszugleichen. Dieses System läßt sich auch zwischen Werken verschiedener Art und verschiedener Unternehmungen durchführen (allgemeinster Verbundbetrieb!).

Aus dem Vorstehenden folgt, daß die Betriebsführung eines eine längere Ausbaustrecke beherrschenden Fernspeichers im günstigsten Falle nur für einen Punkt, oder eine Teilstrecke zwischen zwei bestimmten Nebenflüssen, vollkommen dem Ideal entsprechen kann. Dieser Punkt wird als maßgebender Ausgleichspunkt bezeichnet. Für alle Werke oberhalb desselben wird (Abb. 28) die „Zuschußwassermenge“ zu groß, für alle unterhalb liegenden wird sie zu klein sein (ähnliche Bedarfsverhältnisse vorausgesetzt). Daraus

ergibt sich für die Wahl des Gleichgewichtspunktes die Regel, ihn so zu wählen, daß die Summe der „unnutzbaren“ Zuschußenergien (genauer ihres Gegenwertes in Geld!) ein Minimum wird.

c) **Der Einfluß des Speicherausbaugrades** (s. S. 30). Grundsätzliche Gestaltung des Wasserhaushaltes.

Bei niedrigem Speicherausbaugrad (Jahresspeicher) kann man jedes Jahr ziemlich sicher mit der Möglichkeit völliger Wiederauffüllung des in der Mangelperiode entleerten Beckens rechnen; daher ist es zwecks wirtschaftlich vorteilhaftester Ausnutzung des Speichers und seiner Zuflüsse geboten, das Becken in jeder Mangelzeit möglichst vollkommen zu entleeren. Der ausgeglichene Abfluß ist nach obigem von Jahr zu Jahr verschieden.

Bei hohem Speicherausbaugrad (Überjahresspeicher, „Überregulierung“) ist der nutzbare Speicherinhalt so groß, daß er nach Entleerung nicht oder jedenfalls nicht sicher in einer Hochwasserperiode wieder aufgefüllt werden kann. Daher darf er auch normalerweise nicht in einer gewöhnlichen Mangelperiode ganz entleert werden. Es ergibt sich vielmehr ganz natürlich eine Unterscheidung zwischen dem alljährlich (mehr oder minder) voll auszunutzenden „Jahresspeicherraum“ und dem nur in den Jahren außerordentlicher Wasserarmut anzubrechenden Notvorrat oder eisernen Bestand. Die mittleren Abflüßmengen der einzelnen Jahre werden durch hoch ausgebaute Speicher weitgehend ausgeglichen: „Überjahresausgleich“. Die Ausnutzung des Gesamtspeicherraumes ist verringert, diejenige der Zuflußmengen gesteigert.

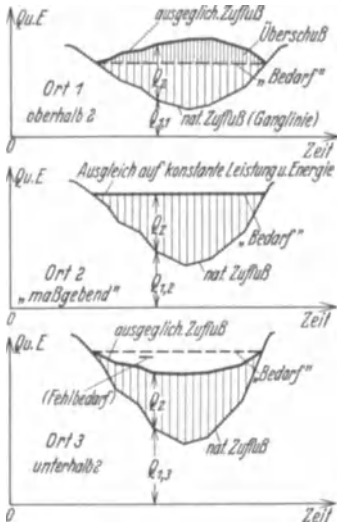


Abb. 28. Verschiedene Ausgleichwirkung derselben Zuschußwassermenge eines Fernspeichers auf verschieden weit entfernte Unterlieger.

Bei hohem und auch bei niedrigem Speicherausbaugrad lassen sich für die wirtschaftlich günstigste Wasserhaushaltsführung, wenn auch nicht einfache und scharfe Rechnungsformeln, so doch allgemeine Leitgedanken und Näherungsmethoden entwickeln, deren Beachtung System in die jedenfalls anzustellenden Berechnungen zu bringen und den Weg zur günstigsten Lösung wesentlich abzukürzen vermag.

Bei niedrigem Speicherausbaugrad ist für die jeweilige Entnahme der zu erwartende (abzuschätzende) natürliche Zufluß und die Jahreszeit fast allein entscheidend, während bei hohem Ausbaugrad der augenblickliche Beckeninhalt eine überwiegende Rolle spielt. Dabei ergeben sich noch zwei wesentlich verschiedene Lösungen, je nachdem man in energiewirtschaftlicher Hinsicht abzielt auf:

- a) höchste Energieausbeute oder, was ziemlich gleichbedeutend: größtmögliche Dauer der „normalen“ oder Volleistung;
- b) höchste, unbedingt ständige Leistung („Primakraft“), allenfalls mit der Einschränkung, daß in außerordentlich trockenen Jahren eine kleine, jedoch genau begrenzte Erniedrigung derselben zulässig sein soll.

Abb. 29 verdeutlicht in schematischer Darstellung das grundverschiedene Wesen beider Betriebsformen:

- a) Die Betriebsführung auf höchste Energieausbeute muß im allgemeinen eine (womöglich mehr als einmalige) völlige alljährliche Entleerung und entsprechende Wiederauffüllung des Speichers anstreben und wird dabei naturgemäß häufig zu vorzeitiger Entleerung des Speichers führen. Das ist

nur erträglich, wenn die vom Speicher gespeisten Wasserkraftwerke mit Wärme- kraft- oder anderen Wasserspeicherwerken in Verbundbetrieb stehen (elektrischer Ausgleich), oder wenn die versorgten Gebiete sich Belieferungseinschränkungen gefallen lassen können („Wahlstrom“ statt „Pflichtstrom“). In dem Sonderfall, daß die Speicherfüllungshöhe als Nutzfalldhöhe eines unmittelbar angebauten Kraftwerkes wesentlichen Einfluß auf die Energieerzeugung gewinnt, müßte

besonders darauf geachtet werden, den Beginn und Verlauf der Speicherabsenkung möglichst lange (doch nicht allzulange!) hinauszuzögern. Das bedeutet beim Verbundbetrieb mit anderen Kraftquellen, daß diese frühzeitig mit ihrer Aushilfsleistung eingesetzt werden müssen und nicht erst dann, wenn der Speicher abgesenkt und dadurch seine Leistung mit der Fallhöhe auf ein Minimum herabgesetzt ist.

b) Die Betriebsführung auf höchste ständige Leistung

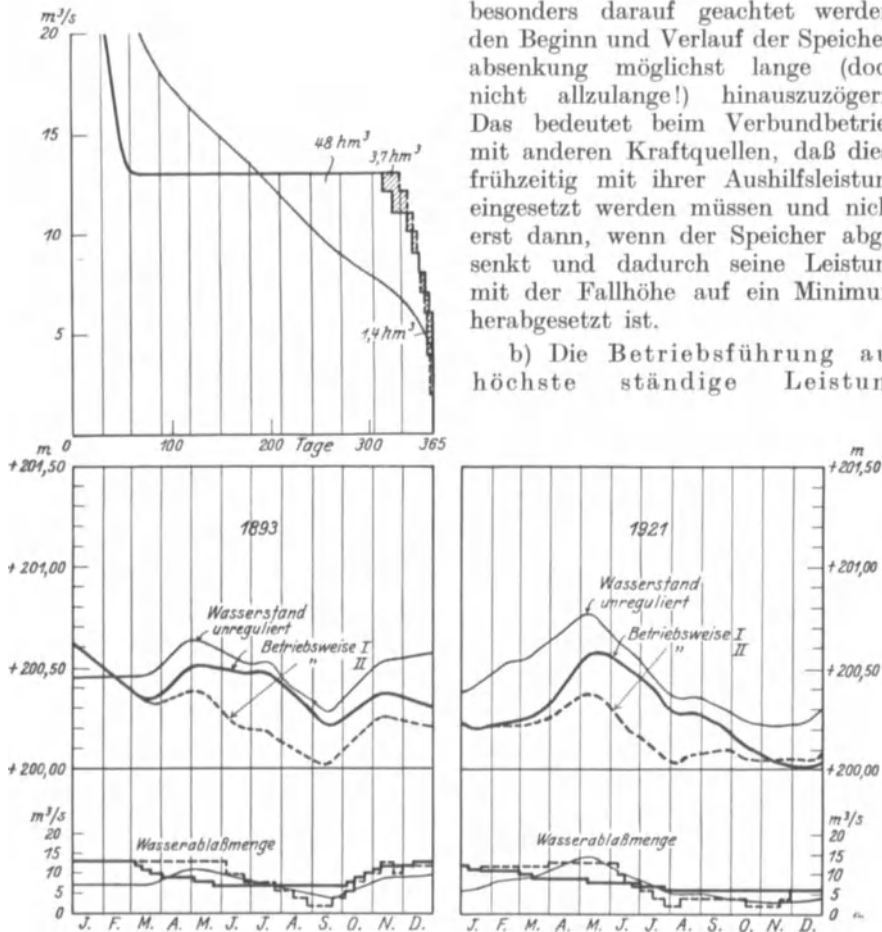


Abb. 29. Betriebsführung auf: I. höchste ständige Leistung; II. höchste Energieausbeute. (Samsioe; NWK.)

(höchste Pflichtstromerzeugung) verlangt ein vorsichtigeres Haushalten mit dem Speichereinhalt, derart, daß ständig, bis ans Ende der Mangelzeit der Restinhalt etwas größer gehalten wird als im Falle des Arbeitens auf höchste Energieausbeute. Bei früherem Abschluß der Mangelperiode ist dann ein Restinhalt vorhanden, der später nicht mehr (Überlaufen!) oder nur finanziell verlustbringend (Überschußenergie!) genutzt werden kann.

Für die energiewirtschaftliche Bewertung der Speicherentnahmen unter den verschiedenen eben angedeuteten Verhältnissen ist davon auszugehen, daß im allgemeinen der Wert der Energieeinheit (kWh) steigt mit der Zuverlässigkeit und Dauer des Dargebots.

Die Ständigkeit eines Dargebots wird nach der durchschnittlichen Dauer in der „Dauerlinie“ dargestellt (Abb. 33 und S. 47). In praktisch-elektrizitätswirtschaftlicher Beziehung interessiert aber neben der durchschnittlichen Dauer noch sehr die Einzeldauer einer

Dargebotsperiode, die eine im Lauf des Jahres und mehrere Jahre sehr wechselnde Größe aufzuweisen pflegt (vgl. Abb. 33), Anzahl und Abstand der Schnittpunktpaare  $S_1 S_2$  usw.). Für manche Betriebe sind kürzere Dargebotszeiten nicht mehr verwendbar.

Der sonach irgendwie zwischen der Dauer eines zusätzlichen Energiedargebots („ $\Delta Q$ “) und dem Einheitswert  $w$  desselben bestehende Zusammenhang kann nach Maßgabe der näheren Verhältnisse des Einzelfalles durch eine Kurve oder einen Linienzug ähnlich der gestrichelten Kurve in Abb. 30 zahlenmäßig dargestellt werden. Diese Darstellung gestattet dann, an Hand einer, wenn auch vorläufigen Gang- oder Dauerlinie des ausgeglichenen Abflusses „ $Q_{regul.}$ “ übersichtliche Schlüsse auf die wirtschaftlichen Folgen bestimmter ins Auge gefaßter Änderungen im Wasserhaushalt. Eingehendere Entwicklungen s. in NWK, S. 532 f.

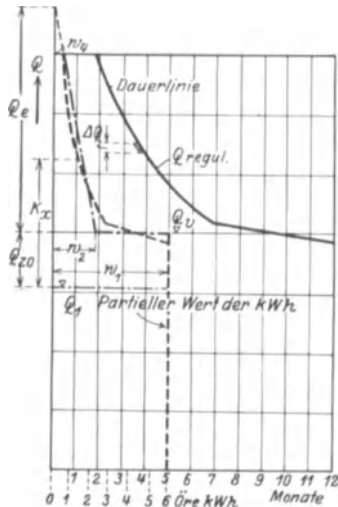


Abb. 30. Wert der kWh in Abhängigkeit von der Ständigkeit des Dargebots. (Jacobson; NWK.)

nach Maßgabe der Abweichung des wirklichen Zuflusses und Speichereinhaltes vom angenommenen Normalverlauf vorgenommen werden. Der erste Entwurf solcher Tafeln wird nach den Erfahrungen an bestehenden Speichern gefühlsmäßig oder auf Grund von Überlegungen aufgestellt, dann an der graphischen

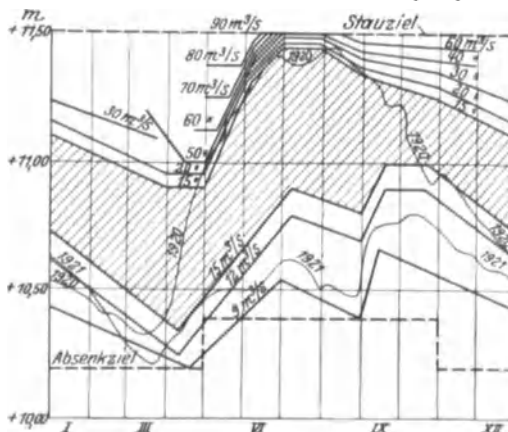


Abb. 31. Entnahmelleitplan für einen regulierten (schwedischen) See. (C. Schmidt; NWK.)

Jahreshaushaltes das Augenmerk vor allem auf die Erhaltung eines genügend großen — jedoch auch nicht zu großen — Notvorrates, auf seinen rechtzeitigen Einsatz und seine möglichst vollkommene Ausnutzung in außerordentlichen Trockenperioden zu richten. Schwankungen im Zufluß des einzelnen Jahres sind für die Führung des Wasserhaushaltes in einer einzelnen Mangelzeit von untergeordneter Bedeutung, ausschlaggebend ist dagegen der

Bei Bestimmung der Entnahmemenge nach den dort angegebenen Methoden ergibt sich der wahrscheinlich richtigste Anfangswert als Funktion der Jahreszeit, z. B. gemäß Abb. 31. Sobald die für den natürlichen Zufluß bestimmende Wasserstandsganglinie des maßgebenden Ausgangspunktes eine der nach Entnahmemengen bezifferten Leitlinien von oben nach unten schneidet, ist der Verbrauch auf die betreffende Entnahmemenge umzustellen. Danach muß von Zeit zu Zeit eine Berichtigung der Entnahme

Wiederherstellung des Regulierungsvorganges einiger verflössener Jahre überprüft und verbessert. Es erscheint wünschenswert und auch nicht aussichtslos, den Versuch zu machen, den Einfluß der Schneemenge durch Aufstellung solcher Tafeln für schneereiche, mittlere und schneearme Jahre besonders zu berücksichtigen. Ebenso besteht die Möglichkeit, Korrekturen auf Grund von Abflußprognosen (S. 13) vorzunehmen (vgl. auch S. 86).

Bei hohem Speicherausbaugrad und Überjahresregulierung ist neben der richtigen Führung des einzelnen

jeweilige Restinhalt, also der Wasserstand im Speicher und der voraussichtliche Charakter der nächsten Wasserjahre.

Abb. 32 verdeutlicht den Unterschied des Wasserhaushaltes ohne Notvorrat und mit solchem. Im ersten Falle (ausgezogene Linien) ist die Speicher- und Zuflüßausnutzung groß, aber in besonders trockenen Jahren versagt der Speicher. Im zweiten Falle treten wohl in besonders nassen Jahren Überlaufverluste ein, aber in den trockenen Jahren wird dafür um so besser durchgehalten.

Die Form der Wasserhaushaltsführung hat somit auch hier Einfluß auf:

1. die Größe der Gesamtausbeute an Energie,
2. den energiewirtschaftlichen Wert (die Stetigkeit) der Ausbeute mit Rücksicht auf die Lage der einzelnen Energiequoten im Leistungsdauerplan des allgemeinen Bedarfs und die zugehörige Wertigkeitslinie (vgl. Abb. 30). Aufgabe ist es, den Betrieb so zu führen, daß der Verlust durch Überlaufen des Speichers möglichst vermindert, zugleich aber die Notwendigkeit, Energie zu ungünstiger Zeit abzusetzen, möglichst eingeschränkt wird. Beide Forderungen widerstreiten sich in gewissem Umfang und es muß ein möglichst vorteilhafter Zwischenweg gesucht werden. Bei der Beurteilung spielen u. a. besonders auch die Lage des Speichers im Flußnetz (der Gebietserfassungsgrad) und die Ausbauverhältnisse der maßgebenden Fallstrecke (s. oben) eine äußerst wichtige Rolle.

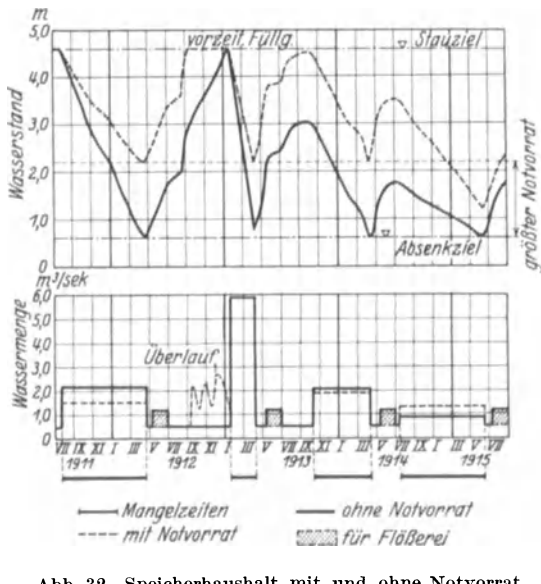


Abb. 32. Speicherhaushalt mit und ohne Notvorrat. (Jacobson; NWK.)

## 5. Kapitel: Wasser- und kraftwirtschaftliche Methoden<sup>1</sup>.

### A. Elemente.

#### 1. Allgemeines.

Energiebedarf „B“ und Dargebot („D“ oder „Q<sub>1</sub>“) sind beides mehr oder minder kontinuierlich in der Zeit verlaufende Erscheinungen, die bei unverkennbarer, aber — namentlich auf der Seite des Wasserdargebots — keineswegs streng gebundener, Periodizität doch der numerisch-analytischen Behandlung selten zugänglich sind. Daher ist man auf listenmäßige Zahlenrechnung oder zeichnerisch-rechnerische Verfahren angewiesen. Letztere verdienen wegen ihrer hervorragenden Durchsichtigkeit und Übersichtlichkeit in der Regel den Vorzug und werden daher im nachstehenden eingehender behandelt.

Bei Untersuchungen auf Grund nur „wahrscheinlicher“ Unterlagen darf die Forderung der Rechengenauigkeit nicht zu scharf genommen werden. Außerdem wird man nach dem Zweck der Untersuchung (Schätzung, Überschlag, Voranschlag) den Grad der erstrebten Annäherung an die wahrscheinliche Wirklichkeit und damit den Untersuchungsaufwand bemessen. Der Einfachheit der Darstellung halber wird im folgenden durchweg nur vom Dargebot

<sup>1</sup> Dieses Kapitel kann beim ersten Studium übersprungen werden.

schlechthin gesprochen werden. Es sei vorweg daran erinnert, daß die Verluste (insbesondere bei Speichern, z. B. der Verdunstungsverlust) sachgemäß berücksichtigt sein müssen (vgl. S. 25!). Dies kann durch Abzug vom Dargebot oder durch Zuschlag zum Bedarf geschehen.

### 2. Ganglinien.

Grundeigenschaften. Jeder mit der Zeit stetig oder unstetig fortschreitende Ablauf schwankender Größen (Wassermengen, Fallhöhen, Wirkungsgrade, Nutzleistungen, Netzbelastungen usw.) ergibt in zweiachsiger Auftragung über der grundsätzlich immer waagerechten Zeitachse „t“ eine „Ganglinie“ (Abb. 33). Stellt die Ordinate  $y$  eine auf die Zeit bezogene Größe

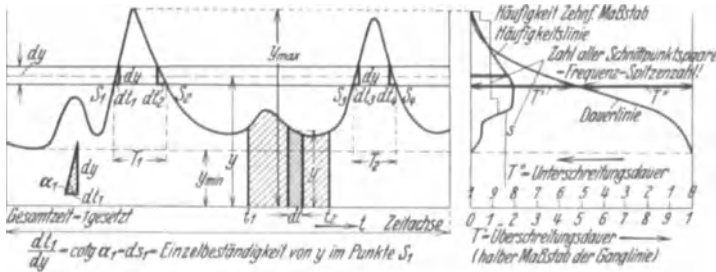


Abb. 33. Ganglinie, Häufigkeitslinie, Dauerlinie.

dar, z. B. Wassermenge oder Leistung, so ist die (schraffierte) Diagrammfläche eines Zeitabschnittes  $t_1 - t_2$  gleich  $\int_{t_1}^{t_2} y dt$ , also z. B. Wasserfülle oder Arbeit.

### Abhängige Ganggrößen.

Der Unterschied zweier zeitveränderlichen Größen, z. B. Dargebot weniger Bedarf = Freiwasser oder Fehlwasser

$$D - B = F_{\pm} \tag{37}$$

läßt sich aus den auf gleicher Zeitachse überdeckend aufgetragenen Ganglinien „D“ und „B“ unmittelbar abnehmen, aber auch in einer besonderen „Unterschiedsganglinie“ auftragen.

Die Summe zweier Ganggrößen  $D_1 + D_2$  wird ähnlich gewonnen, indem man das Vorzeichen des einen Summanden umkehrt und seine Ganglinie als „Spiegelbild“, nach unten, aufträgt.

Ist in dem Produkt  $N = eQH$  nur ein Faktor, z. B.  $Q$ , mit der Zeit veränderlich, so kann man die  $Q$ -Ganglinie auf Grund entsprechender Maßstabsänderung ohne weiteres als  $N$ -Ganglinie benutzen.

Tritt der zweite Faktor, z. B.  $H$ , nur in wenigen voneinander verschiedenen Werten auf ( $H_1, H_2, H_3 \dots$ ), so kann es Vorteile bieten, einen von diesen, z. B.  $H_3$ , als „Grundwert“ zu betrachten und die zu den andern gehörigen  $Q$ -Werte im Verhältnis  $\frac{H_1}{H_3}; \frac{H_2}{H_3} \dots$ , „auf  $H_3$  zu reduzieren“: „reduzierte Wassermengen“ (vgl. S. 82). Umgekehrt kann man in gewissen Fällen auch „reduzierte Fallhöhen“ vorteilhaft verwenden (vgl. S. 61).

Steht eine darzustellende Ganggröße (z. B.  $Q$ ) in empirisch oder analytisch feststellbarer Abhängigkeit von einer andern, schon aufgetragenen Ganggröße, z. B.  $h =$  Pegelstand, und  $Q = f(h)$ , so läßt sich die Ganglinie der abhängigen Größe statt durch listenmäßige Umrechnung und Neuauftragung vorteilhafter unmittelbar zeichnerisch nach dem Wendelinienverfahren (Abb. 34)



gewinnen. Man benutzt dazu ein durchsichtiges Schiebeblatt mit der Funktionskurve  $[Q = f(h)]$  und der Wendelinie, das ist einem Strahl der Steigung 1 : 1 (oder bei gleichzeitiger Maßstabsänderung auch  $m_1 : m_2$ ).

Der naheliegende Gedanke nach demselben Prinzip selbsttätige Verwandlungszirkel oder -schiebelineale zu bauen, ist bisher wegen der praktisch-konstruktiven Schwierigkeiten und geringen Bedarfs noch nicht verwirklicht worden.

„Mittlere“ Ganglinie.

Vorgänge, die sich in gleichen Perioden mehr oder wenig ähnlich wiederholen (Tagesbelastung, Jahresabfluß u. a. m.), werden manchmal in der konzentrierten Form der „mittleren Ganglinie“ dargestellt. Man bildet dazu (Abb. 35) durch das ganze Beobachtungsmaterial hindurch für jeden (in allen Einzelperioden wiederkehrenden) Zeitpunkt „x“ das arithmetische Mittel  $M y_x$  aller Beobachtungswerte  $y_x$ . Die so erhaltene Mittelganglinie ist aber praktisch zu nicht viel nütze, sie kann bestenfalls die allgemeine Gangtendenz der Einzelwerte  $y$  veranschaulichen; geradezu irreführend wäre ihre Benutzung etwa zur graphisch-rechnerischen Behandlung von Energiebilanzen nach dem Unterschiedsprinzip (weil die über den jeweilig gleichzeitigen Bedarf hinausgehenden Dargebotsspitzen nicht mitgerechnet werden dürften, was doch bei der Mittelwertbildung geschieht).

Mittelwertganglinien.

Eine oft zulässige Vereinfachung der Arbeit mit Ganglinien besteht darin, daß man für kurze, gleichlange Zeitabschnitte den mittleren Wert, z. B. die mittlere Tagesbelastung, . . . Dekadenwassermenge usw. aufträgt (in Abschnittsmittle). Genau genommen entsteht so eine treppenförmige Ganglinie, doch ist das anschaulichere Durchziehen einer Kurve oder eines Streckenzuges oft genügend genau und zulässig.

3. Gangflächen und -pläne.

Manche Erscheinungen verlaufen außer in einer langperiodischen (Jahres-) Schwankung noch in kurzperiodischen (Tages-) Schwankungen, würden also bei genauer Auftragung in einer Ganglinie das Bild einer Hauptschwankung mit überlagerten Oberschwingungen bieten.

Übersichtlicher ist folgende Darstellung: Durch kartothekartige Hintereinanderreihung der Einzelganglinien der „Oberschwingungen“ (z. B. Tage) erhält man ein gebirgsartiges Raumgebilde (z. B. „Belastungsgebirge“) (Abb. 36).

Die Gebirgsoberfläche, sinngemäß als „Gangfläche“ zu bezeichnen, kann durch Höhenkurven in einem „Gangplan“ abgebildet werden (Abb. 37).

Meist ist es zulässig, abschnittsweise eine einzige (z. B. „monatstypische“) Tagesganglinie an Stelle der vielen, wenig voneinander verschiedenen individuellen

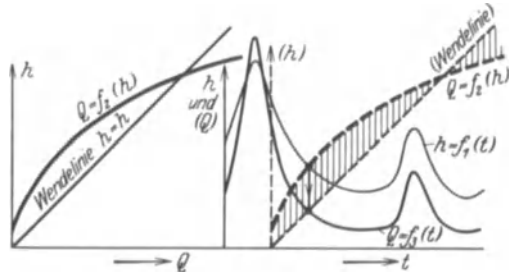
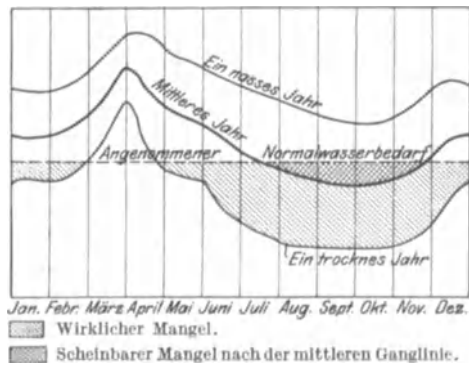


Abb. 34. Umwandlung der Q-Ganglinie aus der h-Ganglinie mittels Schlüsselkurve und Wendelinie.



Berichtigung! Statt Normalwasserbedarf lies: Vollwassermenge.  
Abb. 35. „Die mittlere Ganglinie bildet keine sichere Grundlage für den Wirtschaftsvoranschlag.“ (Wkr. 1913.)

(Tages-) Ganglinien zugrunde zu legen. Auch kann manchmal auf die, genau genommen, notwendige, gesonderte Behandlung der Sonntage verzichtet werden.

#### 4. Schaulinien und Schaubild.

Unterliegen mehrere Ganggrößen der Betrachtung, die sich alle mittelbar oder unmittelbar auf eine einzige (z. B. auf die Wassermenge  $Q$  oder den Wasserstand  $h$ ) als Grundvariable zurückführen lassen, so bietet es mindestens den

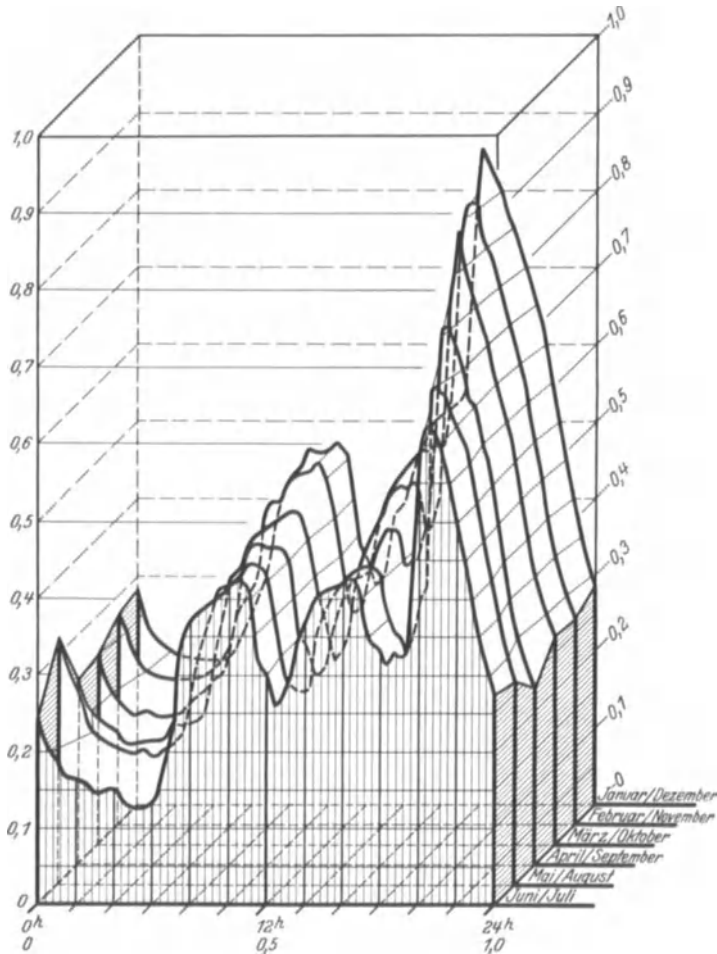


Abb. 36. Belastungsgebirge aus monatstypischen Tagesganglinien der Belastung eines elektrischen Versorgungsnetzes. (B. u. D.)

Vorteil der Übersichtlichkeit, diese Abhängigkeit zunächst ohne Bezugnahme auf die Zeitfolge in einem „Schaubild“ mit der Grundvariablen als Abszisse darzustellen. Mit einer Wendelinie versehen (vgl. oben) dient ein solches Schaubild auf Grund der Ganglinie einer beliebigen der Variablen auch zur Aufzeichnung der Ganglinien der übrigen (Abb. 50a) (Einzelheiten s. S. 59 bei Leistungsdauerbild).

#### 5. Verteilungslinien und -flächen.

a) Allgemeines. Kommt es in einer (z. B. wasserkraftwirtschaftlichen) Statistik nicht auf die Reihenfolge der darzustellenden Einzelgrößen an, sondern nur auf die Häufigkeit ihres Vorkommens oder ihres Wechsels, so wird die über

viele Jahre ausgedehnte und unstetige Ganglinie mit Vorteil durch aus ihr abzuleitende „Verteilungslinien“ ersetzt. Die statistische Erfassung kann nach Abb. 33 auf verschiedene „Kennwerte“ ausgehen, nämlich:

1. Eine Waagerechte in der Höhe  $y$  schneidet die Ganglinie in um so mehr Punkten ( $S_1, S_2 \dots$ ), je „unruhiger“ der zeitliche Verlauf der Größe  $y$  ist. Trägt man die (absolute oder auf ein Jahr bezogene) Anzahl  $2s$  aller Schnittpunkte ( $s =$  Zahl aller „Spitzen“) waagrecht als Funktion von  $y$  auf, so entsteht die „Wechselhaftigkeits- oder Frequenzlinie“.

2. Der reziproke Wert des Steigungsmaßes der Ganglinie in einer beliebigen Höhe:  $\frac{dt}{dy}$  ist ein Maß für die Beständigkeit der Größe  $y$  (z. B. einer Wasserstandshöhe). Die Summe aller zum gleichen Wert  $y$  gehörigen Beständigkeiten geteilt durch die Gesamtzahl aller Beobachtungsjahre „ $n$ “

$$\frac{1}{n} \sum \frac{dt}{dy} = x_0,$$

nennen wir normengemäß<sup>1</sup> die (auf ein Jahr bezogene) Häufigkeit.

Die Auftragung der Werte  $x_0$  heißt „Häufigkeitslinie“.

3. Der Wert  $\frac{n x_0 dy}{2s}$  ist die durchschnittliche Vorhaltungsdauer eines Wertes  $y$  (innerhalb des Schwankungsintervalls  $\pm \frac{1}{2} dy$ ).

4. Wird die Diagrammfläche der Häufigkeitslinie von oben nach unten fortlaufend integriert und jede Zwischensumme

$$T' = \int_{y \max}^y x dy = \frac{1}{n} \int_{y \max}^y \frac{dt}{dy} dy$$

waagrecht in der zugehörigen Höhe  $y$  aufgetragen, so entsteht die Linie der Überschreitungsdauer, normenmäßig „Dauerlinie“ genannt<sup>2</sup>.

Nach Abb. 33 kann man die Werte  $T'$  auch einfach mit dem Zirkel durch Abgreifen und Addieren der Einzelspitzen-Überschreitungsdauern  $T_1, T_2$  usw. erhalten.

Die Angabe der Überschreitungsdauer erfolgt in „Monaten“ oder in „Tagen“ (pro Jahr), zweckmäßiger noch in Bruchteilen (oder vom Hundert) der gleich 1 gesetzten Gesamtbeobachtungsdauer. Die „Ergänzung“ zu  $T'$ , nämlich  $1 - T' = T''$  ist die Unterschreitungsdauer.

b) **Grundeigenschaften der Dauerlinie.** Die Fläche unter der Dauerlinie hat dieselbe Bedeutung wie bei der Ganglinie, stellt also z. B. bei der Wassermengendauerlinie eine Wasserfülle, bei der Leistungsdauerlinie Energie dar. Die Steigung der Dauerlinie ist verhältnismäßig dem reziproken Wert der Häufigkeit.

Dauerlinien können für beliebig lange oder kurze Zeiträume hergestellt werden, z. B. für eine lange Jahresreihe als mittlere Jahresdauerlinie, für einzelne

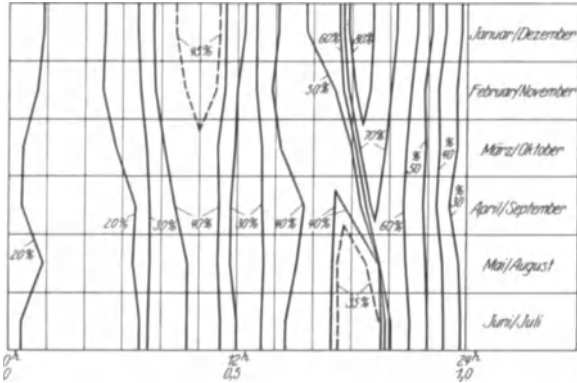
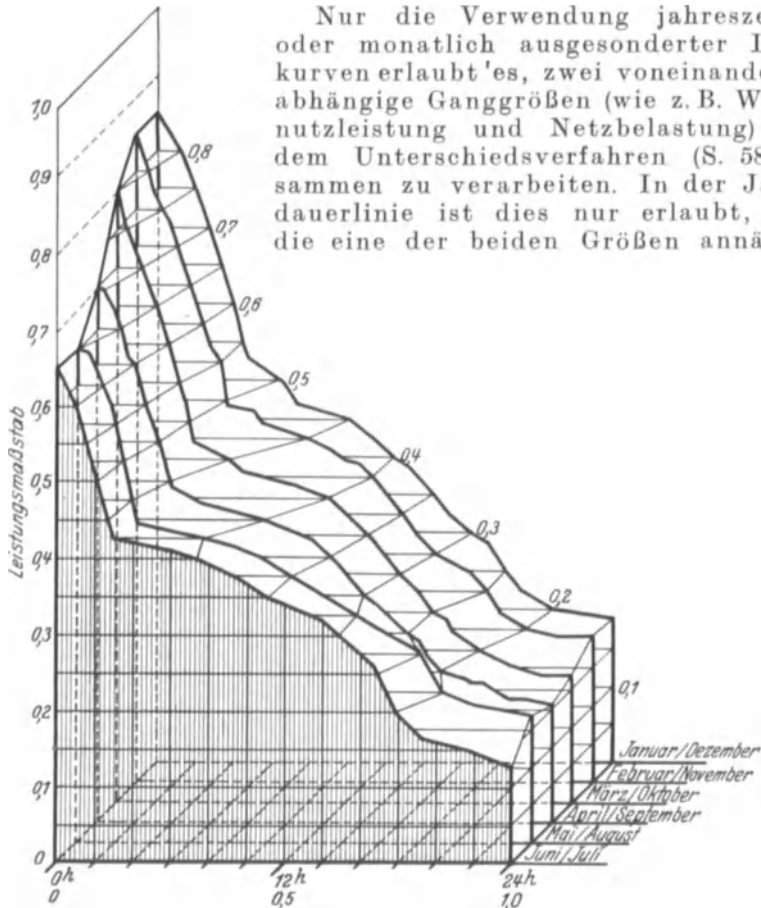


Abb. 37. Gangplan = topographische Planabbildung des Belastungsgebirges in Abb. 33. (B. u. D.)

<sup>1</sup> Besser wäre Dauer, doch ist diese Bezeichnung schon normenmäßig für die eigentlich nur als Überschreitungsdauer zu bezeichnenden Werte unter Ziffer 4 eingeführt.

<sup>2</sup> Eingehendere Systematik der graphisch-statistischen Methoden dieses und der folgenden Unterabschnitte in Lit. 5,5.

Jahre als Jahresdauerlinie. Ferner für ein jedes Vierteljahr oder einen jeden Monat einer langen Jahresreihe („mittlere Januardauerlinie“ usw.) und für jeden Monat eines jeden Jahres („Januardauerlinie 1920“ usw.). Auch kurzperiodisch verlaufende Vorgänge (Netzbelastungen) werden durch Dauerlinien erfaßt, z. B. mittlere Belastungsdauerlinie eines einzelnen oder mehrerer Jahre, eines Monats, eines „typischen“ Einzeltages, z. B. eines Winter-, Sommer-, Frühjahrs- (gleich Herbst-) Werktags oder Sonntags usw. (Man beachte, daß die Mittelung im waagerechten Sinne zu erfolgen hat!)



Nur die Verwendung jahreszeitlich oder monatlich ausgesonderter Dauerkurven erlaubt 'es, zwei voneinander unabhängige Ganggrößen (wie z. B. Wassernutzleistung und Netzbelastung) nach dem Unterschiedsverfahren (S. 58) zusammen zu verarbeiten. In der Jahresdauerlinie ist dies nur erlaubt, wenn die eine der beiden Größen annähernd

Abb. 38. Dauergebirge zu Abb. 33 und 34. (B. u. D.)

konstant ist. Zur Beurteilung von Speichervorgängen über längere Zeiträume hinweg sind Dauerlinien in der Regel nicht geeignet.

Funktionsdauerlinien. Genau wie in Ganglinien lassen sich auch in Dauerlinien unmittelbar Summen, Unterschiede, Produkte von zwei oder mehr Grundgrößen  $y$ , ferner Funktionen von solchen rechnerisch oder graphisch ermitteln und darstellen. In Dauerlinien gestalten sich diese Operationen sogar besonders einfach, weil jeder Wert  $y$  nur ein-, höchstens zweimal vorkommt! Der Umweg über das Schaubild (vgl. S. 59, Abb. 50) ist daher meist entbehrlich. Wir werden von den hiermit angedeuteten Verfahren in ausgiebiger Weise im Abschnitt „Leistungsdauerbild“ (S. 58f.) Gebrauch machen.

c) **Dauerflächen und -pläne.** Die eben erwähnten monatstypischen Dauerlinien lassen sich, wie S. 45 für Ganglinien beschrieben, zu kartothekartigen „Dauergebirgen“ (Abb. 38) zusammenbauen und diese können wieder durch Höhenkurven in „Dauerplänen“ dargestellt werden (Abb. 39 links)<sup>1</sup>.

Aus dem Dauerplan leitet man den „Dauersummenplan“ ab, indem man zu jeder Höhenkurve ihre (Flächen-) Integralkurve berechnet und zeichnet. An diesen Dauersummenkurven liest man die summierte Überschreitungsdauer vom Jahresanfang bis zu einem beliebigen Monat ab. Die Vertikalschnittkurve (in der Aufrißebene) am Juliende ist demnach identisch mit der schon bekannten einfachen Jahresdauerlinie!

6. Inhaltlinien und -flächen.

a) **Inhaltlinie.** Die oft nötige Ausmessung von Teilflächen unter der Gang- oder Dauerlinie wird in vielen Fällen mit Vorteil durch Integration in senkrechter Richtung und Aufzeichnung der daraus entspringenden „Inhaltlinie“<sup>2</sup> vorweggenommen (Abb. 40).

Wir beschränken die weitere Erläuterung auf den Fall der Bedarfsinhaltslinie, merken uns aber, daß die gezeigten Anwendungen ganz allgemein gültig und besonders auch auf Dargebotslinien (Q und N) sehr vorteilhaft anwendbar sind (vgl. S. 95).

Zur Einheit der als Abszisse aufzutragenden Fläche wählt man den Inhalt des Rechtecks aus der Periodenlänge (z. B. 24 Stunden) und dem höchsten in ganzen Material überhaupt vorkommenden Ordinatenwert (z. B. Jahrespitze). Den Abszissenmaßstab

<sup>1</sup> Die Abbildung des Dauergebirges auf eine zur Jahresachse parallele Aufrißebene (mit Linien gleicher Überschreitungsdauer) ist etwas anschaulicher, aber hier mit Rücksicht auf die Inhaltsflächen (Ziffer 6) aus systematischen Gründen weggelassen (vgl. NWK, Abb. 164).

<sup>2</sup> In meinen früheren Arbeiten noch als Spitzensummenlinie bezeichnet.

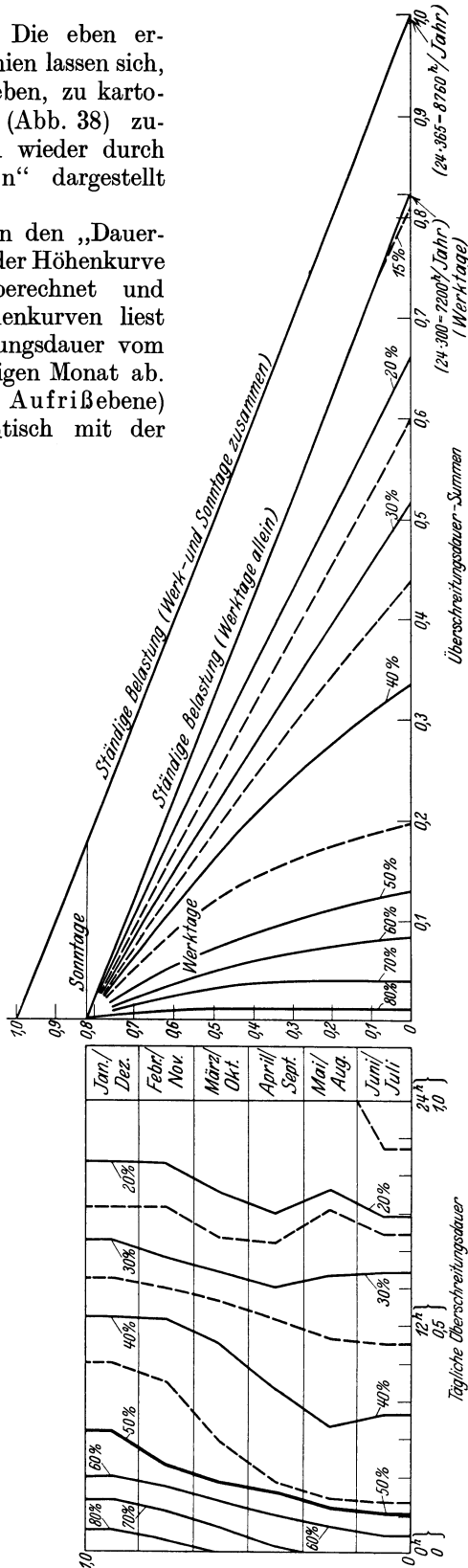


Abb. 39. Dauerplan (links) und Dauersummenplan (rechts). (B. u. D.)

der *J*-Linie wählt man gleich dem der Gang- und Dauerlinie oder, zur Erhöhung der Genauigkeit: mehrfach so groß.

Die Gleichung der *J*-Linie lautet:

$$e = \int_{t_{\max}}^l t \, dl. \tag{38}$$

Ihre Differentialgleichung also:

$$\frac{de}{dl} = t. \tag{39}$$

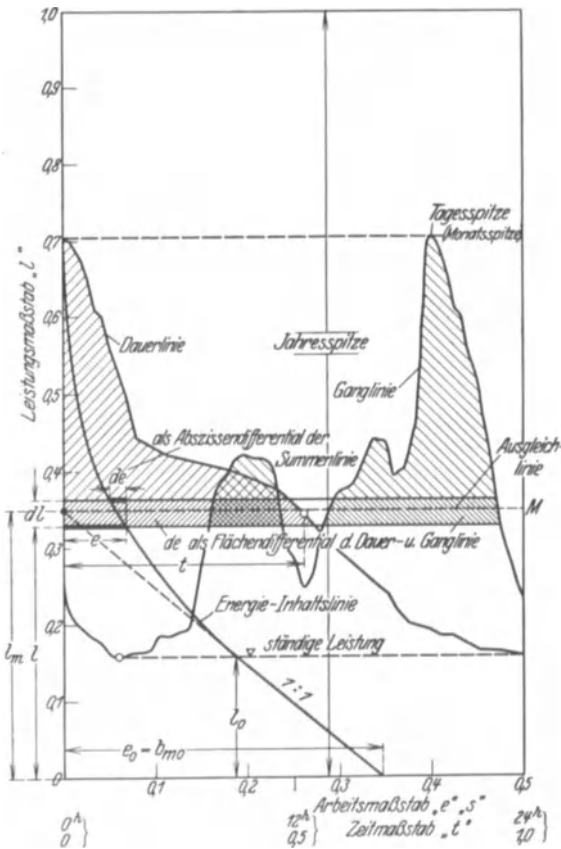


Abb. 40. Gang-, Dauer-, Inhaltslinie einer Tagesbelastung; ihre geometrischen Eigenschaften. (B. u. D.)

verlängert, schneidet die Ordinatenachse in Höhe der waagerechten „Ausgleichlinie“ der Diagrammfläche. Die Ordinate des Schnittpunkts ist die „mittlere Höhe“ der Gang- und Dauerlinie, z. B. mittlere Tagesleistung  $l_m$ .

6. Der Höhenunterschied  $\Delta l$  zweier Punkte  $P_1, P_2$  der Belastungs-*J*-Linie (Abb. 41) bezeichnet eine Teilleistung, der Abszissenunterschied  $\Delta e$  derselben Punkte bezeichnet den zugehörigen Arbeitsinhalt  $e_1 - e_2$  des von zwei waagerechten „Belastungsscheiden“ ( $N_1$  und  $N_2$ ) begrenzten Teilstreifens der Diagrammfläche. Die „Ausgleichlinie“  $M$  des Teilstreifens ist festgelegt durch den Schnittpunkt  $S_{1-2}$  eines 1 : 1-Strahls durch den unteren Grenzpunkt ( $P_1$ ) und der Senkrechten durch den oberen Grenzpunkt ( $P_2$ ).

<sup>1</sup> Bei ungleichen Zeit- und Ordinatenmaßstab  $m_1$  und  $m_2$  aber  $= \frac{m_1}{m_2}!$

Hieraus folgen nachstehende

**b) Eigenschaften der *J*-Linie und ihrer Abgeleiteten.**

1. Je kleiner die Überschreitungsdauer  $t$  eines Wertes  $l$ , um so steiler die *J*-Linie.

2. Die mittlere Dauer  $t_m$  eines waagerechten Streifens der Dauerfläche von endlicher Höhe  $l_2 - l_1$  ist gleich der Neigung der entsprechenden Sehne der *J*-Linie (Abb. 41).

$$\frac{\Delta e}{\Delta l} = \frac{e_2 - e_1}{l_2 - l_1} = |t_m|. \tag{40}$$

3. Im Bereich der Dauer „1“ (ständige Leistung, Abb. 40) ist die *J*-Linie eine Gerade mit der Steigung „1 : 1“ („Fußtangente“)<sup>1</sup>.

4. Die Schlußabszisse der *J*-Linie  $e_0$  stellt den Inhalt der ganzen Fläche unter der Ganglinie dar (z. B. die gesamte Tagesenergie = „mittlere Tagesleistung“ oder die mittlere Benutzungsdauer der Jahresspitze  $b_{m.o.}$ ).

5. Der geradlinige Fuß der *J*-Linie, nach aufwärts

7. Der Basisinhalt, z. B. die Grundarbeit „ $g$ “, wird zwischen der  $J$ -Linie und dem Lote durch deren Fußpunkt abgegriffen.

8. Die Teilausnutzungslinien. Gehört zu einer Arbeitsfläche zwischen zwei beliebigen waagerechten Belastungsscheiden ( $P_1, P_2$ ) die Leistung  $l$  und der Energieinhalt  $e$ , so ist  $\frac{e}{l} = b_m$  die „mittlere Benutzungsdauer“ dieser Teilbelastung.

Da  $e/l$  aber zugleich das Steigungsmaß der zugehörigen Sehne der  $J$ -Linie ist, so folgt:

Die mittlere Benutzungsdauer eines beliebigen waagerechten Teilbelastungsstreifens ( $P_1, P_2$ ) wird auf der waagerechten Grundlinie abgeschnitten durch einen Strahl  $S-O_\Delta$ , der aus der Höhe „ $l$ “ parallel zur Sehne  $P_1-P_2$  gezogen wird (Abb. 41).

Durch wiederholte Anwendung dieser Konstruktion auf die beiden Diagrammabschnitte ober- und unterhalb einer einzigen wandernden Belastungsscheide erhält man die Werte  $b_{mo}$  und  $b_{mu}$  der „oberen“ und „unteren“ Teilbenutzungsdauer bei einfacher waagerechter Zweiteilung der Belastung. Überträgt man die Endpunkte der einzelnen so konstruierten Strecken  $B_o$  und  $B_u$  von der Grundlinie lotrecht nach oben auf die zugehörige Lastscheide, so entstehen die Teilbenutzungsdauerlinien<sup>1</sup> (Abb. 42).

9. Die Talinhaltslinie. Zwischen einer beliebigen Waagerechten und dem durch sie begrenzten Grundblock des Diagramms liegt die (untere) Talfläche „ $f_u$ “ (z. B. Belastungsfehlfläche = verfügbare Wasserenergie überschüssig wegen ungenügender Belastung), Abb. 43. Aus den Eigenschaften der  $J$ -Linie folgt:

9a.  $J$ -Linie und aufwärts verlängerte Fußtangente schneiden auf jeder Waagerechten eine Strecke  $f_u$  ab, die (im Arbeitsmaßstab) den Talinhalt unter der Waagerechten angibt.

Innerhalb zweier waagerechten Belastungsscheiden (Abb. 41) ( $N_1, N_2$ ) mit zugehöriger Streifenausgleichlinie  $M_x$  wird das Tal unter der Ausgleichlinie gemessen durch den Abschnitt  $f_\Delta$ , den ein 1 : 1-Strahl aus dem unteren Grenzpunkt  $P_1$  zusammen mit der  $J$ -Linie auf der Ausgleichlinie erzeugt.

Das so bestimmte Tal ist (weil durch die Ausgleichlinie begrenzt) der zwischen Ausgleichlinie und oberer Lastscheide liegenden Diagrammteilfläche inhaltsgleich (= erforderlicher Tagesspeicherinhalt!). Das Mittagstal kann unter

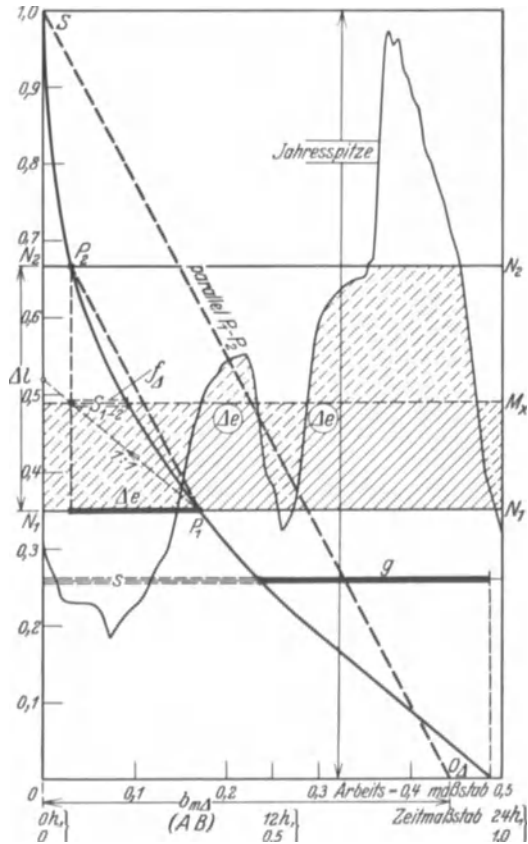


Abb. 41. Mittlere Leistungen in der Inhaltslinie. (B. u. D.)

<sup>1</sup> Erstmals von Norberg-Schulz in Elektrotechn. Z. 1905 und 1906 auf Grund lediglich rechnerischer Ableitung entwickelt; Lit. 5,8; 5,9.

Umständen bei Speicherung nutzbar werden zur Verkleinerung des Beckenbedarfs. Dies kann durch Aufzeichnung einer besonderen Mittagstalinhaltslinie leicht berücksichtigt werden.

9b. Die reduzierte Talinhaltslinie. Für Aufgaben der Pumpspeicherung (s. S. 169), wo der Speicherwirkungsgrad  $\eta_s$  wesentlich kleiner als 1,00 ist, rechnet man die „reduzierten Talinhalte“  $f_{\eta} = \eta_s \cdot f_u$ . Ist  $\eta_s$  veränderlich oder unsicher, so wählt man mehrere, um 0,05 bis 0,1 abgestufte Werte  $\eta_s$  und zeichnet demgemäß eine Schar von reduzierten Talinhaltslinien (Abb. 44).

Soll ein Belastungstreifen vom Inhalt  $e$  auf dem Wege „verlustreicher“ Speicherung ( $\eta_s < 1$ ), z. B. durch eine mit einem Pumpspeicher verbundene, an sich nicht

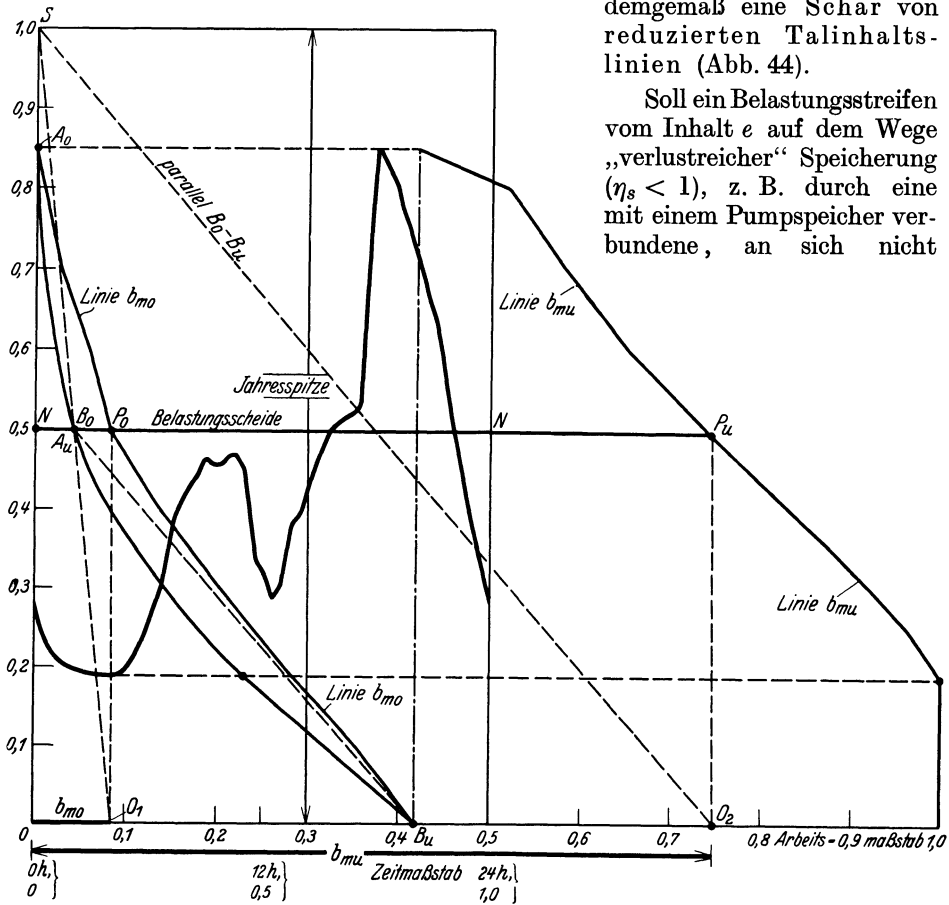


Abb. 42. Konstruktion der Teilbenutzungsdauerlinien. (B. u. D.)

speicherfähige Wasserkraft, gedeckt werden, so muß ab letzterer eine Tagesenergie  $e_w$  geliefert werden, die größer ist als  $e$ , weil ein Teil ( $f_u$ ) dieser Wasserenergie in den Speicher geht und aus ihm nur mit dem Restbetrag  $\eta_s \cdot f_u$  zurückkehrt. So ergibt sich die grundlegende Gleichung

$$e = e_w - (1 - \eta_s) f_u,$$

oder

$$e_{w\text{erford}} = e + (1 - \eta_s) f_u. \tag{41}$$

Diese Gleichung wird selbsttätig berücksichtigt beim Arbeiten mit der reduzierten Talinhaltslinie.

10. Die gehobene  $J$ -Linie. Häufig liegt die Aufgabe vor, die veränderliche verfügbare Tagesenergie  $e_s$ , z. B. eines Speicherwerkes von gegebener Volleistung  $l_s$ , als waagerechten Diagrammstreifen von der Höhe  $l_s$  einzufügen. Die Lösung ist ohne „Probieren“ möglich, wenn man eine Gleichlaufende  $s'$  zur  $J$ -Linie  $s$



im Lotabstande  $l_s$  über (oder unter) dieser zeichnet (Abb. 45) und mit der in den Zirkel genommenen Strecke  $e_s$  die Höhe sucht, wo der waagerechte Abstand der Linien  $s - s'$  gleich  $e_s$  ist.

c) **Inhaltsfläche und Inhaltsplan.** Durch kartothekartige Zusammenstellung der monatstypischen Inhaltslinien entsteht das Inhaltsgebirge (Abb. 46) und durch topographische Abbildung auf die Grundrißebene der Inhaltsgangplan (Abb. 47)<sup>1</sup>. Für die Achsenrichtung des Jahres wählt man wieder einen Relativmaßstab (1 = 365 Tage). Dabei „richtet“ man je nach dem Anwendungszweck die Inhaltslinien entweder (wie in Abb. 47) nach der Spitze „aus“ oder aber, wie in Abb. 74 nach dem Fuß. Die letztere Anordnung hat den Vorteil, daß dabei die senkrechten geraden Netzlinien als Höhenschichtlinien der (ebenen!) „Fußtangentenfläche“ aufgefaßt werden können. Der Abstand zwischen einer Höhenkurve und der gleichbezahlten Netzlinie stellt dann gemäß früherem (S. 51, Abb. 43) den „Talinhalt“ dar! Aus den Eigenschaften der  $J$ -Linie ergeben sich weiter folgende

Eigenschaften des  $J$ -Gangplans:

1. Jeder beliebige Punkt stellt eine tägliche Belastungsscheide dar.

2. Jeder beliebige (aber ohne Umkehr in der Jahresrichtung verlaufende) Linienzug stellt den Gang einer Belastungsscheide über einen durch die Endpunkte des Linienzugs bestimmten Zeitraum dar, ist also als Ganglinie der Belastungsscheide zu betrachten (genauer als deren Grundrißprojektion!).

3. Die Flächenteile beiderseits einer Belastungsscheidenganglinie stellen die Spitzenarbeit oberhalb und die Grundarbeit unterhalb dieser Belastungsscheide im erfaßten Jahresabschnitt dar.

4. Der Flächeninhalt jeder geschlossenen Figur innerhalb des von

<sup>1</sup> Die gleichfalls mögliche Abbildung auf die zur Jahresachse parallele Aufrißebene ist nicht so fruchtbar (vgl. Fußnote 1 S. 49).

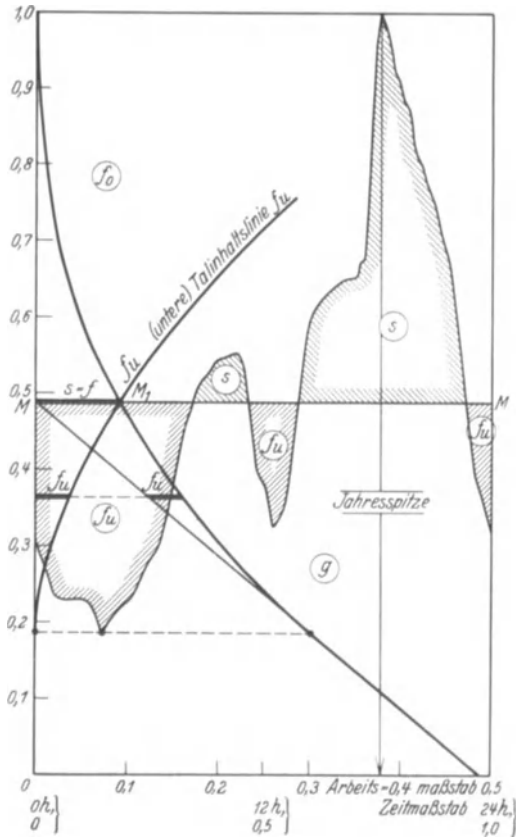


Abb. 43. Talinhaltlinie. (B. u. D.)

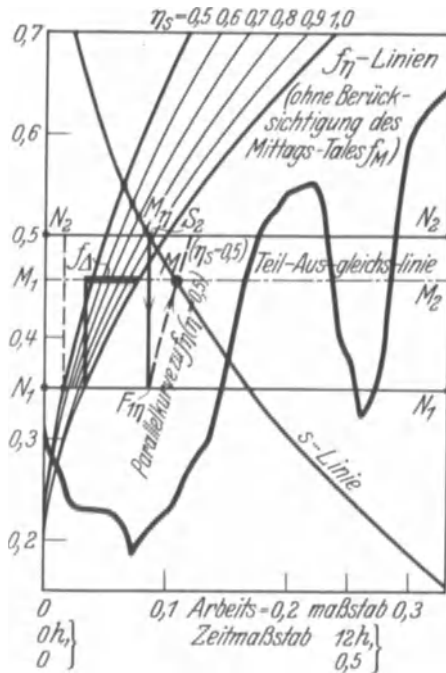


Abb. 44. Reduzierte Talinhaltlinien. (B. u. D.)

Leistungshöhenkurven bedeckten Teils der Diagrammfläche stellt den Körperinhalt des entsprechenden Ausschnittes aus dem Belastungsgebirge, also die entsprechende Jahresarbeit, dar.

5. Die gesamte Diagrammfläche bis zur Leistungskurve „o“ hin stellt die gesamte Jahresarbeit<sup>1</sup> der zugehörigen Belastungsgangfläche dar, oder (wegen der gewählten Maßstabseinheiten) die mittlere Jahresleistung, oder die mittlere Benutzungsdauer der Jahresspitze.

d) **Inhaltssummengangfläche und -plan.** Berechnet und zeichnet man zu einer beliebigen Höhenlinie (z. B. 0,4) des Inhaltsplans (Abb. 47 links) ihre

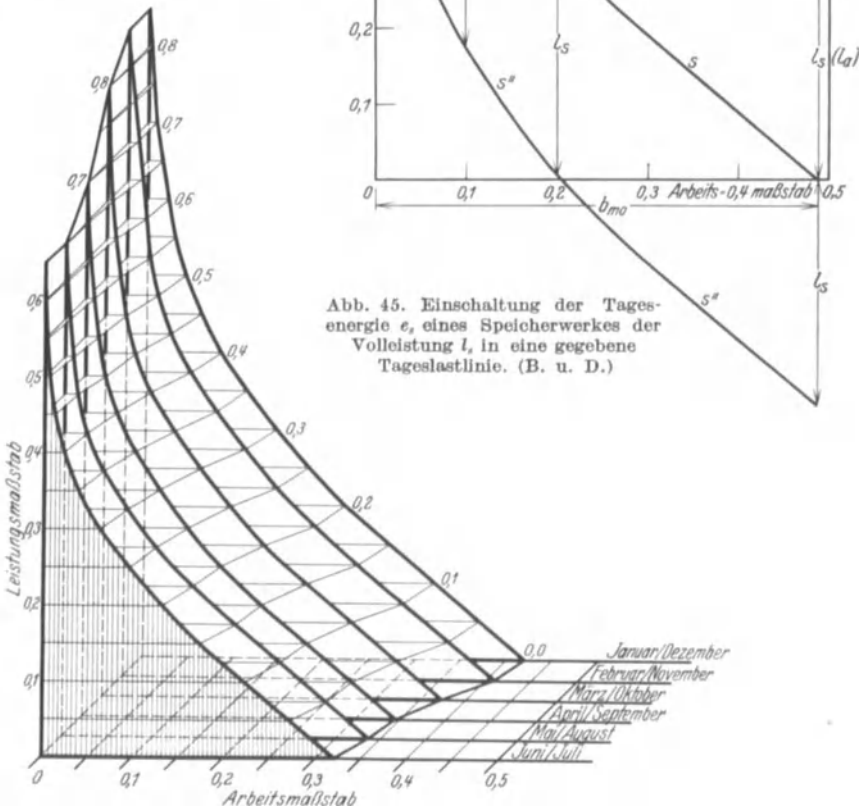


Abb. 45. Einschaltung der Tagesenergie  $e$ , eines Speicherwerkes der Volleistung  $l$ , in eine gegebene Tageslastlinie. (B. u. D.)

Abb. 46. Inhaltsgebirge oder (räumliche) Inhaltsfläche.

Integralkurve (z. B. 0,4 in Abb. 47 rechts!), so stellt diese den Zeitgang des von Tag zu Tag aufaddierten Spitzeninhalts oberhalb der betreffenden Schicht-

<sup>1</sup> Sonntage wären besonders nach gleicher Vorschrift zu behandeln oder (wenn zulässig!) mit den Werktagen zu gemittelten wochentypischen Inhaltlinien zu verschmelzen.

linie dar; daher die Bezeichnung: „Inhaltssummenganglinie“. Mit anderen Worten: die Linie 0,4 rechts in Abb. 47 stellt die Doppelintegrale z. B.  $s_{s4} = \sum_{VI} s_4 n \cdot t_n$  der Leistung über Tag und Jahr! =  $\int (\int T de)$  maßstäblich dar.

Den Maßstab der  $s_s$ -Werte wählt man beliebig, jedoch so, daß das dem Inhaltsplan umschriebene Rechteck 365 Tage  $\times$  24 Stunden = 8760 Stunden gleich „1“ erscheint. Alle Doppelintegrallinien zusammen bestimmen, wieder als Höhenkurven aufgefaßt, die Inhaltssummengangsfläche.

**Eigenschaften des Inhaltssummengangsplans.**

1. Jeder Punkt (z. B. der auf Linie 0,4 bei Zeitordinate 0,55) bestimmt durch seine linke Abszisse eine Spitzenarbeit  $s_s$  und gemäß Abb. 41 durch seine rechte Abszisse auch eine Grundarbeit  $g_s$ , geleistet je vom Jahresbeginn bis zum Zeitpunkt (z. B. 0,55) über (bzw. unter) einer durchweg der Leistungshöhe des Punktes entsprechenden Lastscheide (hier z. B. 0,4).

2. Jede waagerechte Strecke (z. B.  $F_1$ ) bedeutet eine Teilenergie, geleistet zwischen zwei waagerechten Lastscheideganglinien von Jahresbeginn bis zum Zeitpunkt (z. B. 0,41).

3. Jeder Linienzug (z. B.  $n_2 s$ ) bedeutet eine im Laufe des Jahres (bei im allgemeinen wechselnder Höhe der Lastscheide) auflaufende Spitzen- und Grundarbeit. Die entsprechende Lastscheideganglinie  $N_{2, I} \dots N_{2, III}$  im Inhaltsgangplan (Abb. 47 links) findet man dadurch, daß man die den einzelnen Strecken des Linienzuges  $n_2 s$  „gleichzeitigen“ und gleichlaufenden Schichtlinienabschnitte des Inhaltssummengangsplans sucht, ihre Höhenzahl abliest, und im Inhaltsplan die gleich bezifferte Höhenkurve feststellt. So, durch streckenweises Anein-

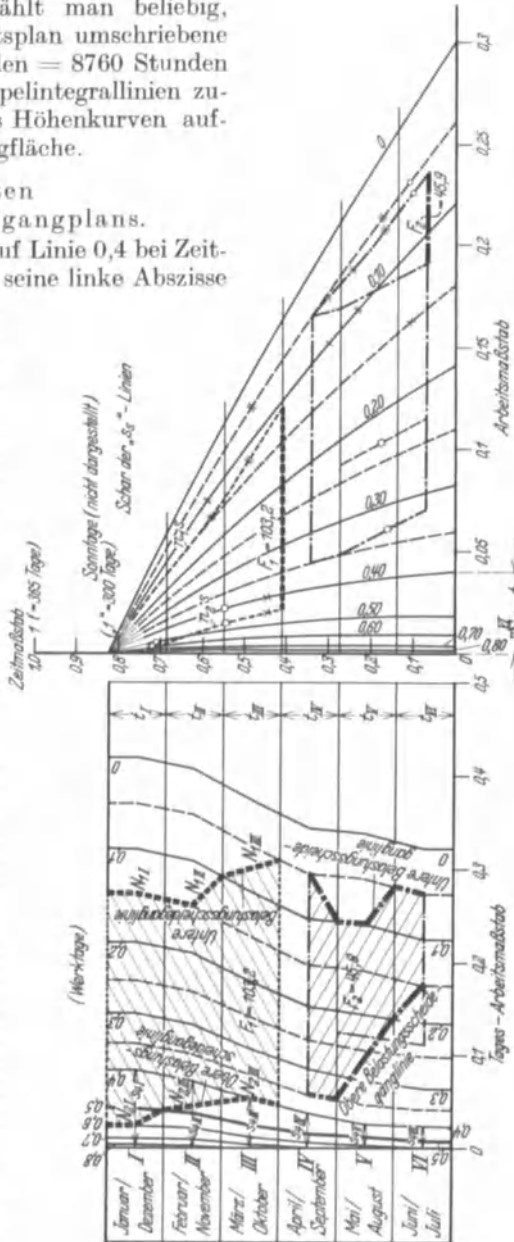


Abb. 47. Inhaltsplan (links) und Inhaltssummengangsplan (rechts) (für „Bedarf“). (B. u. D.)

anderreihen (wie bei einem Kräftepolygon), findet man den ganzen Linienzug  $N_{2, I} \dots N_{2, III}$ .

4. Die Schlußabszisse der Inhaltssummenganglinie der Leistungshöhe „o“ ist gleich dem Inhalt des ganzen Belastungsgebirges, d. h. der Gesamtjahreserzeugung, oder mittleren Jahresleistung, oder mittleren Benutzungsdauer der Jahresspitze.

### 7. Summenganglinien.

#### Grundeigenschaften und Zweck.

Die Aufstellung von Wasser- und Energiebilanzen für Großspeicherung kann auf die Darstellung der zeitlichen Folge der Ereignisse nicht verzichten. Die Benutzung von Dauerlinien bei der Planbearbeitung muß daher grundsätzlich ausscheiden (für nachträgliche Darstellung schon gewonnener Ergebnisse kann sie dagegen nützlich sein). Andererseits hat sich die Benutzung gewöhnlicher Ganglinien (S. 44) als wenig zweckmäßig erwiesen wegen der vielfach wiederholt notwendigen Planimetrierung von Teilflächen bei Änderung des Belastungsganges oder der Belastungsverteilung. Dabei ist die immer wieder-

kehrende Aufgabe, die Bilanzgleichung (S. 32) zu erfüllen, immer nur durch Probieren, nicht unmittelbar zu lösen.

Statt zuerst die Einzelunterschiede „Darangebot weniger Bedarf“ (z. B.  $Q_1 - Q_B$ ) zu bilden und dann zu summieren  $[\int (Q_1 - Q_B) dT]$ , geht man besser umgekehrt vor und summiert zuerst die beiden Ausgangsgrößen (z. B.  $Q_1$  und  $Q_B$ ) einzeln ( $\int Q_1 dT = V_1$ ;  $\int Q_B dT = VB$ ), um hinterher an jedem beliebigen Zeitpunkt die Unterschiede ( $V_1 - VB$ ) der für ihn so im voraus ermittelten Summen zu bilden nach dem Satze:

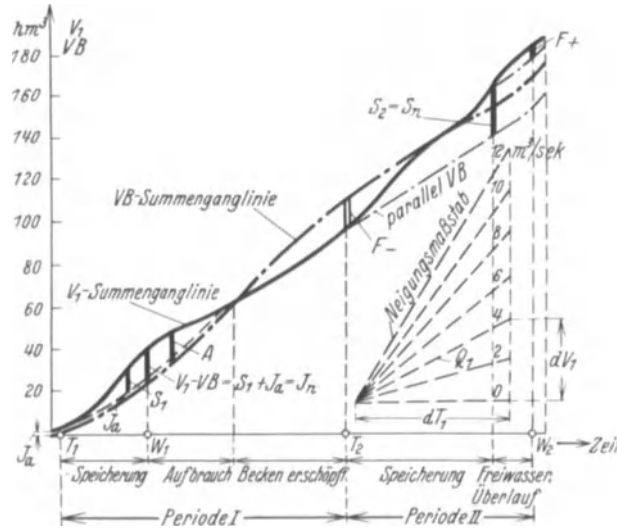


Abb. 48. Bedarf- (VB-) und Dargebots- (V1-) Summenganglinien in rechtwinkeligem Netz. (Inhaltlich übereinstimmend mit den Ganglinien in Abb. 17.) (Verf.)

„Die Summe der Unterschiede ist gleich dem Unterschied der Summen“.

Die so zunächst fortlaufend ermittelten Summenwerte (z. B.  $V_1 = \int_{T_0}^{T_1} Q_1 dT$ ), tragen wir an der jeweiligen „oberen“ Integrationsgrenze ( $T_1$ ) in passendem Maßstab auf zur Ganglinie der Summen oder „Summenganglinie“. Da  $\frac{dV_1}{dT} = Q_1$ , so kann man nach Konstruktion eines entsprechenden Neigungsmaßstabs aus der Summenganglinie nicht nur die  $V_1$ -, sondern auch die  $Q_1$ -Werte, und zwar auch Durchschnittswerte ( $MQ_1$ ) (Abb. 48) für beliebig lange Zeitabschnitte entnehmen, ohne auf die Ganglinie ( $Q_1$ ) zurückgreifen zu müssen.

Die Bedarfs- oder Entnahmesummenganglinie ( $VB = \int Q_B dT$ ) zeichnet man oft mit Vorteil auf ein besonderes durchsichtiges Blatt, so daß man sie beliebig (achsenparallel und zeitengleich!) auf die Darbotssummenganglinie auflegen kann. Die dabei sich ergebenden Ordinatenunterschiede ( $V_1 - VB$ ) entsprechen den Flächenunterschieden der zugehörigen Ganglinien, stellen also z. B. Speicheraufüllung  $S$ , Speicherinhalt  $J$ , Aufbrauch  $A$ , Überlauf  $F_+$ , Mangel  $F_-$  dar (vgl. Abb. 20 und 21).

#### Abweichungssummenganglinie.

Um bei der Summenberechnung über lange Jahresreihen die kleinen Höhenmaßstäbe bei der Auftragung zu vermeiden, wählen wir<sup>1</sup> schiefwinklige

<sup>1</sup> Ludin in Lit. 5,3 und a,12.

Koordinaten (Abb. 49) und richten diese so ein, daß die Gerade, welche den durchschnittlichen Verlauf (z. B. die mittlere verfügbare Wassermenge  $MQ_1$ ) darstellt (annähernd), waagrecht zu liegen kommt. Die Summenganglinie „ $V_1$ “ schwingt dann um diese Grundlinie herum. Die Neigung der schiefen Abszissenachse ist, wie leicht einzusehen, hierbei  $\text{tg } \alpha = -MQ_1$  zu machen. Die Auftragung der Summenganglinie kann in dieser Darstellung auch so erfolgen, daß man die Abweichungen der Einzelwerte  $Q_1$  vom Durchschnitt  $MQ_1$  rechnet, unter Beachtung des Vorzeichens fortlaufend summiert und die entstehenden, bald positiven bald negativen Summen  $\int (Q_1 - MQ_1) dT$  von einer waagerechten Achse aus aufträgt. Dieses Verfahren ist der rechnerischen Benutzung oder direkten Auftragung der großen Summenwerte  $V_1$  dann vorzuziehen, wenn keine Rechenmaschine zur Verfügung steht. Anwendungen folgen S. 79f.

### B. Betriebs- und Ausbaupläne.

#### 1. Grundsätzliches über Ausbau-, Zustands- und Einflußlinien.

Die wasser- und kraftwirtschaftlichen Plandarstellungen dienen folgenden Zwecken:

1. Vorausveranschlagung der erzeug- und nutzbaren Energie ( $E_n$ ) sowie der fehlenden ( $E_{fn}$ ) als Grundlage des Betriebskosten- und Einnahmeveranschlagtes.

2. Schaffung von Unterlagen für die wirtschaftlich richtige Bemessung der Ausbaugröße, namentlich des Ausbaugrades (vgl. S. 112) von Wasserkraftanlagen, Speichern, Aushilfs- und Ergänzungskraftwerken.

3. Schaffung von Unterlagen für abzuschließende Verträge über Lieferung von Wasserenergie, Bezug von Aushilfsenergie, Beteiligung an Abflußregulierungsunternehmen u. a. m.

4. Laufende Verfolgung und abschließende Feststellung des wirklichen Krafthaushalts als Mittel rationeller Betriebsleitung, Bericht-erstattung und Nachprüfung.

Zur Lösung der ersten und dritten Aufgabe genügt an sich ein Betriebsplan, der in einer dem Zweck der Untersuchung und dem Charakter der Wasserkraftanlage angepaßten übersichtlichen Form die (je nachdem) stündlichen, täglichen, . . . jährlichen Leistungen und Energien zusammengestellt zeigt, wie sie die planmäßig ausgebaute Anlage voraussichtlich darbieten wird.

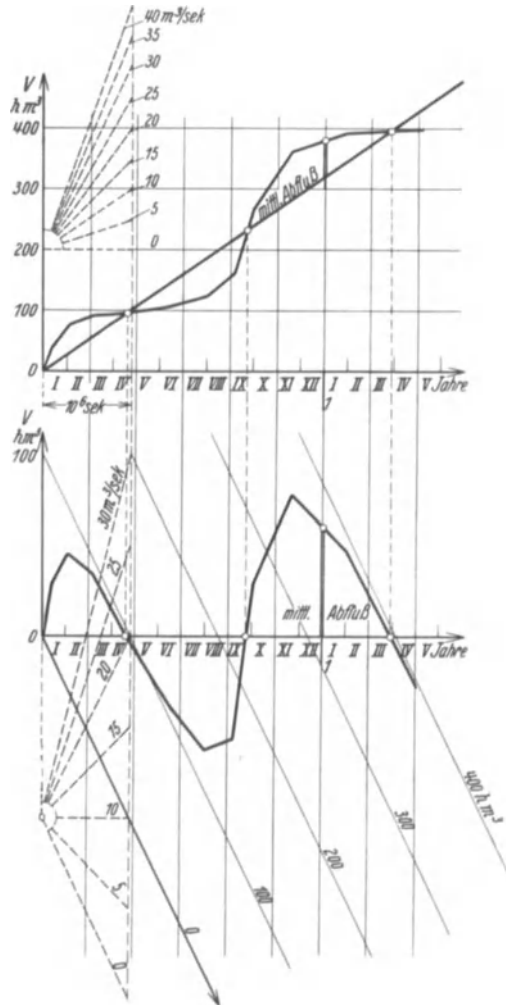


Abb. 49. Summenganglinie in rechtwinkeligem und schiefwinkeligem Netz. (Verf.)

Es soll also ein Zustandsbild entworfen werden, und die hierfür zusammenzutragenden Linien nennen wir darum (in Anwendung einer früher schon in der Statik mit Vorteil verwandten Begriffsbildung) Zustandslinien.

Vorgreifend: z. B. Abb. 51 und 54 enthalten Zustandslinien.

Im Gegensatz hierzu verlangt die zweite der obigen Aufgaben, Bestimmung des Ausbaugrades, eine ganz andersartige Einstellung: Die wesentlichen Bestimmungsstücke des Ausbaugrades oder die „Ausbauelemente“:

1. Volleistung  $N_v$ ,
2. Vollwassermenge  $Q_v$  und bei Speicherwerken noch
3. der Speichernutzraum  $S_n$

liegen bei Inangriffnahme einer Planung noch nicht fest, sind vielmehr erst auf Grund vorwiegend volks- und privatwirtschaftlicher Vergleichsrechnungen (vgl. Kap. 6) zu bestimmen. Zu diesem Zweck muß unter anderem die Energieausbeute ( $E_e$ ,  $E_n$ ,  $MN_e$ ,  $MN_n$ ) der Anlage einerseits und der Geldaufwand (einmalige und jährlich wiederkehrende Kosten, S. 104) andererseits als Funktion der veränderlich gedachten Ausbauelemente aufgefaßt und dargestellt werden.

Dazu könnte man natürlich eine größere Anzahl einzelner „zuständlicher“ Betriebspläne aufzeichnen und so schließlich eine Reihe von Vergleichszahlen, z. B. der Kosten der nutz-erzeugbaren kWh usw. errechnen. Dieses Verfahren der Vergleichsrechnung ist immer anwendbar, es hat aber den Nachteil der Umständlichkeit und unbefriedigenden Durchsichtigkeit hinsichtlich der maßgebenden Zusammenhänge. Vorzuziehen ist daher das „graphisch-analytische Verfahren“, das darauf ausgeht, den Einfluß aller möglichen Änderungen der Ausbauelemente auf den nun „fließend“ zu denkenden Betriebsplan in synoptischen Kurvenbildern darzustellen. Diese Kurven, die also z. B.  $E_n = f(N_v, S_n)$  darstellen, nennen wir Ausbaufunktionen oder Ausbau-Einflußlinien. Vorgreifend: z. B. Abb. 59 bis 63 zeigen Ausbau-Einflußlinien.

## 2. Das Leistungsdauerbild

(für Lauf- und Kleinspeicherwerke).

### a) Grundform (für durchweg gleiche Ausnutzung und Laufbetrieb).

#### 1. Allgemeines.

Als Leistungsdauerbild (Abb. 50 b/c) bezeichnen wir die systematische, ebene Zusammenstellung der Dauerlinien aller für die Leistungs- und Energieberechnung einer Wasserkraftanlage maßgebenden Grundwerte und ihrer kennzeichnenden Abgeleiteten. Das Leistungsdauerbild ist demnach dem Schaubild (Abb. 50 a) verwandt, nur ist statt eines „maßgebenden“ Pegelstandes die Dauer als unabhängige Variable gewählt.

Grundwerte sind: Pegelstände ( $h$ ), verfügbare Wassermengen ( $Q_1$ ), Stau- und Senkungsmaße ( $H$ ), Ober- und Unterwasserstände ( $h$ ), Fallhöhenverluste ( $H_w$ ), Fallhöhen ( $H$ ), Maschinenwirkungsgrade ( $\eta$ ).

Abgeleitete Werte sind: Erfäß- und nutzbare Wassermengen ( $Q_e$  und  $Q_n$ ), verfügbare, erfäßbare, nutzbare Leistungen ( $N_1$ ,  $N_e$ ,  $N_n$ ) und . . . Energien ( $E_1$ ,  $E_e$ ,  $E_n$ ), ferner Ausbau- und Ausnutzungskennziffern (Einflußwerte) (S. 70) verschiedener Art, bei Kleinspeicherwerken auch erforderliche Speicherräume ( $S$ ), bei Verbundbetrieben Belastungsscheiden ( $l$ ), Ausgleichlinien ( $l_m$ ) u. a. m.

Dauerlinien eignen sich (vgl. S. 48) ohne weiteres nicht für die Lösung von Aufgaben des Wasserhaushaltes von Großspeichern<sup>1</sup>. Daher ist das Leistungsdauerbild in der Regel nur für Lauf- oder Kleinspeicherwerke zu gebrauchen, und zwar als Jahresleistungsdauerbild auch hier

<sup>1</sup> Wohl aber in Form des Leistungsdauer- und Inhaltsplans, vgl. S. 94.

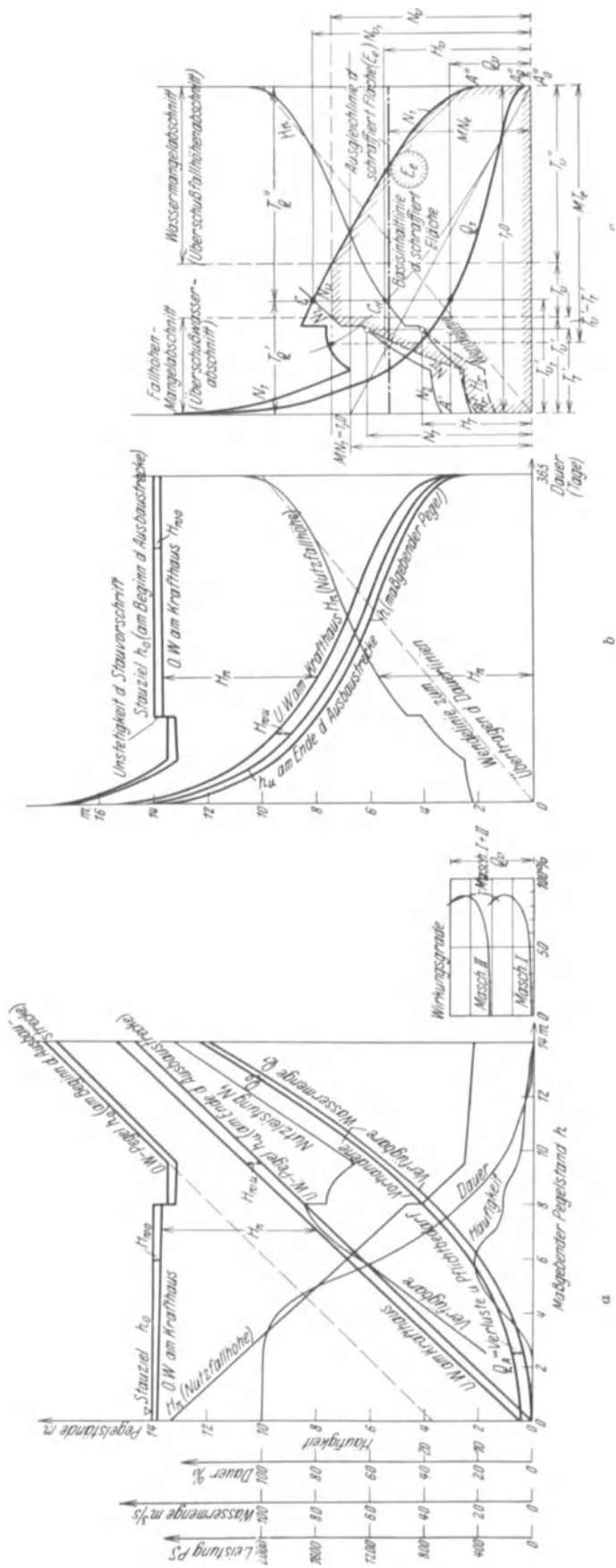


Abb. 50a - c. Schaubild (a) und Leistungsdauerbild (b und c). (Verf.)

nur bei annähernd unveränderlichem Tagesbelastungsdiagramm. Hängt dagegen dessen Form von der Jahreszeit ab, so bietet die Aufzeichnung von quartals- oder monatstypischen Leistungsdauerbildern einen bequemen und meist genügend genauen Ausweg.

Das Leistungsdauerbild nimmt die einfachste Form an, wenn Fallhöhe und Turbinenwirkungsgrad als annähernd unveränderlich behandelt werden können; das ist bei Werken ohne größere Wasserstandsschwankungen (Werke zwischen großen Seen, an langen Umleitungen, Hochdruckwerke) genau genug der Fall. Dabei ergibt sich als Fallhöhendauerlinie eine waagerechte Gerade und die Nutzleistung wird unmittelbar verhältnismäßig der Wassermenge, so daß bei entsprechender Wahl des Leistungsmaßstabes die  $Q$ - und  $N$ -Dauerlinie zusammenfallen.

In allen anderen Fällen müssen die Fallhöenschwankungen (vgl. S. 16), die oft bei ausgesprochenen Niederdruck-Staukraftwerken sehr wesentlichen Einfluß gewinnen, durch Aufzeichnung und Auswertung der Fallhöhendauerlinie berücksichtigt werden (Abb. 50 b/c).

Die Bewertung der Abhängigkeit des Turbinenwirkungsgrades von der verfügbaren Wassermenge (Bereich:  $T''_v$ ) ist nur für eingehende und Sonderuntersuchungen nötig; die Abhängigkeit des Turbinenwirkungsgrades von Fallhöenschwankungen (vor allem im Bereich  $T''_v$ ) wird bequem und in der Regel genau durch Verzeichnung der „reduzierten“ Fallhöhendauerlinie  $H_r$  (vgl. S. 61) berücksichtigt.

## 2. Die grundlegenden Dauerlinien „ $h$ “ — „ $Q_1$ “ — „ $H_n$ “ — „ $N_1$ “.

Zuerst wird die Pegelstandsdauerlinie „ $h$ “ berechnet und aufgezeichnet. Auf Grund der „Schlüsselkurve“ [ $Q = f(h)$ ] des Schaubildes (S. 59) wird darauf die Dauerlinie der verfügbaren Wassermenge  $Q_1$  gezeichnet (Abb. 50 a).

Als Unterlage für die Fallhöhenermittlung müssen danach zunächst die Dauerlinien des Ober- und Unterwassers  $h_o$  und  $h_u$  an den Enden der Ausbaustrecke (S. 15) verzeichnet werden. Danach sind die Dauerlinien der (eventuell mittleren) Fallhöhenverluste (S. 15) oberhalb und unterhalb des Kraftwerkes zu zeichnen. Durch Antragen an die Dauerlinien  $h_o$  und  $h_u$  entstehen die Dauerlinien des  $OW$  und des  $UW$  „am Kraftwerk“. Aus diesem folgt durch Unterschiedsbildung die Nutzfalldauerlinie „ $H_n$ “. (Dieselben Konstruktionen und Auftragungen können daneben auch im Schaubild ausgeführt werden. Sie werden dort vorweg ausgeführt, wenn eine größere Anzahl Dauerpläne [z. B. für verschiedene Jahreszeiten oder für eine Jahresgruppe] gezeichnet werden soll. In diesem Falle ist es bequem, mittels der Wendelinie des Schaubildes und der einzelnen Pegelstandsdauerlinien alle anderen Schaulinien in die Dauerpläne zu übertragen.)

Schließlich wird für generelle Untersuchungen (genügend genau) der Turbinenwirkungsgrad mit einem angemessenen festen Mittelwert eingeführt und die „verfügbare“ Leistungsschau- und Dauerlinie  $N_1 = e Q_1 H_n$  aufgezeichnet. Für feinere oder Spezialuntersuchungen muß noch die Dauerlinie der Turbinenwirkungsgrade gemäß S. 59 aufgezeichnet werden (s. Abb. 48 a, rechts unten!).

Bei stärker veränderlicher Fallhöhe genügt die Aufzeichnung der  $N_1$ -Dauerlinie allein nicht, und es muß folgendermaßen weiter verfahren werden: Durch Festsetzung der Zahl und Art der Turbinen (bei Umleitungsanlagen unter Umständen auch schon der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Triebwasserleitung) ist die „Vollwassermenge“  $Q_v$  festgelegt, der in der  $Q_1$ -Dauerlinie eine bestimmte Überschreitungsdauer  $T''_{v1}$  entspricht. (Feststellung von  $Q_v$  nach wirtschaftlichen Grundsätzen s. Kapitel 6.) Weiter entspricht in der  $H_n$ - und in der  $N_1$ -Dauerlinie je ein Punkt  $C_H$  und  $C$ , der die „Vollwasser-Nutzfallhöhe“  $H_v$  bzw. die „verfügbare“ Volleistung  $N_{v1}$  bestimmt.



Es ist in der Regel nicht wirtschaftlich, die Stromerzeuger usw. auf diesen „Spitzenwert“  $N_{v1}$  zu bemessen, vielmehr nur auf eine kleinere Nutzleistung  $N_v$  mit längerer Überschreitungsdauer  $T_v + T'_v$  (vgl. S. 73).

In dem ganzen Dauerbereich  $T' < (T_v + T'_v)$  ist nun nicht mehr die „verfügbare“ Wassermenge  $Q_1$ , sondern nur die „erfaßbare“  $Q_2 \leq Q_v$ \* maßgebend für die Berechnung der Nutzleistung. Diese letztere „ $N_2$ “ berechnet sich aus

$$N_2 = e Q_2 \cdot H_n. \quad (42)$$

Die Dauerlinie  $N_2$  ist, solange  $Q_2 = Q_v$  wirklich von den Turbinen geschluckt wird, d. h. soweit  $H_n \geq H_T = \text{Normal- oder „Konstruktions“fallhöhe}$  der Turbinen bleibt, geometrisch ähnlich der  $H_n$ -Dauerlinie.

Innerhalb der durch  $H_T$  bestimmten Dauer  $T_T$  dagegen ist die wirkliche Schluckfähigkeit der Turbinen  $Q_2$  kleiner als  $Q_T$  (die bei Normalfallhöhe vorhandene Schluckfähigkeit, wofür bisher  $Q_v$  gesetzt wurde, s. unten). Die Nutzleistungsdauerlinie  $N_{2T} = N_{2r}$  verläuft hier in Wirklichkeit tiefer als  $N_2$  nach der vorstehenden Gleichung (42). Dies um so mehr, als auch der Turbinenwirkungsgrad im Bereich  $T_T$  schnell sinkt.

Nach S. 17 kann beiden Umständen (Sinken von  $Q$  und  $e$ ) durch Einführung der reduzierten Nutzfallhöhe:

$$H_r = H_n - \frac{H_T - H_n}{2} \quad (23)$$

bei einer durchgehenden (ideellen) Schluckwassermenge  $Q_2 = Q_v$  Rechnung getragen werden. Die  $H_r$ -Dauerlinie ist durch einfache Zirkelkonstruktion aus der „wirklichen“  $H_n$ -Dauerlinie und der Waagrechten in Höhe „ $H_T$ “ abzuleiten.

Die Dauerlinie der wirklichen Nutzleistung  $N_{2r} = e_T Q_T H_r$  im Bereich  $T_T$  ist dieser  $H_r$ -Dauerlinie geometrisch ähnlich!

Die Fläche  $E_e$  unter dem somit festgelegten Linienzug  $N_1 - N_v - N_2 - N_{2r}$  stellt die erfaßbare Jahresenergie dar. Die Höhe ihrer waagerechten Ausgleichslinie ist daher die „mittlere erfaßbare Nutzleistung“  $MN_e$  (bei ständiger Vollbelastung auch =  $MN_n$ !) oder auch bei entsprechender Maßstabwahl ihre mittlere auf  $MN_1 = 1$  bezogene Dauer  $MT_e = \frac{E_e}{MN_1}$ . Die Auswertung erfolgt zweckmäßig durch „senkrechte Integration“ nach oben und Auftragung einer Basisinhaltslinie (vgl. auch Abb. 51).

Bemerkung: So gut im Bereich  $T_T$  die  $N_{2r}$ - (und die  $H_r$ -) Linie unter der „ideellen“  $N_2$  (und  $H_n$ ) verlaufen, liegt umgekehrt im Bereich  $T'_v - T'_T$  [gemäß Gleichung (23) und S. 18]  $N_{2r}$  ( $H_r$ ) über  $N_2$  ( $H_n$ ). Das besagt, daß tatsächlich (im Gegensatz zur obigen vorläufigen Annahme)  $Q_v$  etwas größer ist als  $Q_T$ . Das kann aber bei vorläufigen und Vergleichsrechnungen oft vernachlässigt werden.

Obige Behandlungsweise setzt voraus, daß nicht nur gleiche Turbinen, sondern auch gleiche Drehzahlen und damit gleiche Konstruktionsfallhöhen angenommen werden, was in der Mehrzahl der Fälle zutrifft. Wo es nicht zutrifft, muß für jede in dieser Beziehung „einheitliche“ Turbinengruppe ein besonderes Leistungsdauerbild unter entsprechender Aufteilung der Wassermengendauerlinie entworfen und müssen die Teilergebnisse nachträglich „addiert“ werden.

## b) Leistungsdauerbild für veränderlichen Pflichtbedarf und Lauf- oder Speicherbetrieb.

### 1. Allgemeines.

Die Untersuchung muß in der Regel quartals- oder monatsweise getrennt geführt werden (s. S. 48).

Man stellt also das (z. B.) monatstypische Dargebots-Dauerbild ( $D$ - $D$ -Bild) und desgl. Belastungs-Dauerbild ( $B$ - $D$ -Bild) einander gegenüber (Abb. 51). Ein

\* In Abb. 50 ist die  $Q_2$ -Dauerlinie nicht gezeichnet, weil entbehrlich, wie sogleich gezeigt wird.

bestimmter Ausbauzustand ist durch die  $N_1$ -,  $N_v$ -,  $N_2$ - und  $N_{2r}$ -Dauerlinie genügend<sup>1</sup> festgelegt, für ihn wird im folgenden die Ermittlung der nutzbaren Energie gezeigt.

2. Laufbetrieb.

Da hier keine Speicherung stattfindet, bedingen die Belastungstäler (s. auch Abb. 40) unter der jeweiligen verfügbaren Wasserleistung  $N_1$  unweigerlich Wasserverluste. Die mittlere Benutzungsdauer  $MT_1$  von  $N_1$  ist daher jeweils kleiner als 1 (= 24 Stunden) oder auch die nutzbare mittlere Tagesleistung  $N_{1n}$

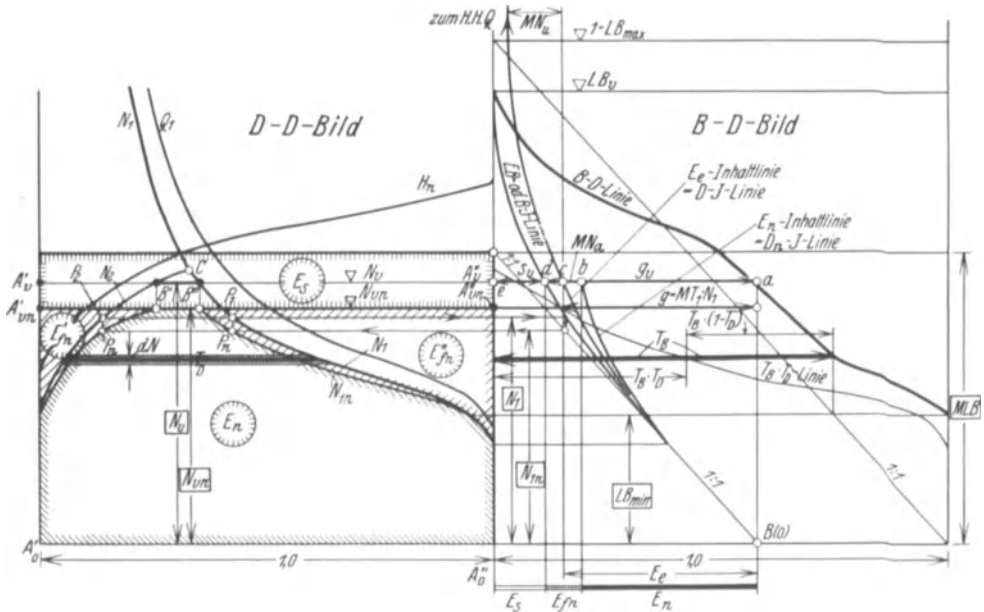


Abb. 51. Leistungsdauerbild für Laufbetrieb mit Bedarfsbild für veränderlichen Pflichtbedarf zusammengestellt (Verf.).

ist kleiner als die jeweils verfügbare  $N_1$ . Beide Mittelwerte sind einfach an Hand der (Bedarfsinhalts-)  $B$ - $J$ -Linie<sup>2</sup> zu ermitteln, wie folgt:

Verfahren I: (Waagrechte Reduktion) (Abb. 51): Die Wassernutzenergie  $E_n = 1 \cdot MN_n$  ist:

$$E_n = \int_{N=0}^{N=N_v} T_D \cdot T_B dN. \tag{43}$$

Das Integral ist tabellarisch durch streifenweise ( $\Delta$  statt  $d$ !) Berechnung auszuwerten.

Hierin ist:

$T_D$  = Dargebots-Überschreitungsdauer eines Wertes  $N_1$  im  $D$ - $D$ -Bild,

$T_B$  = Bedarfsüberschreitungsdauer im  $B$ - $D$ -Bild.

Die erforderliche Fehl- oder Aushilfsenergie ist entsprechend:

$$E_{fn} = \int_{N=0}^{N=N_v} (1 - T_D) T_B dN = g_v LB_{max} - E_n^*. \tag{44}$$

Die erforderliche Ergänzungs- (Spitzen-) Energie  $E_s$  ist:

$$E_s = s_v LB_{max}. \tag{45}$$

<sup>1</sup> Auf die Unterscheidung der  $N_{2r}$ -Linie ist der Einfachheit der Darstellung halber hier verzichtet.

<sup>2</sup> Aufgetragen als von unten nach oben berechnete Integrallinie der  $N_1$ — $N_2$ -Dauerfläche.

\* Nach Auflösung der Klammer wegen Gleichung (43).

Verfahren II: (Senkrechte Reduktion) (Abb. 51): Eine einfache Konstruktion (Pfeilzug  $P_1$ , nach rechts, abwärts, links,  $P_n$ ) liefert die Punkte  $P_n$  der „senkrecht reduzierten“ Leistungsdauerlinien<sup>1</sup>. Diese haben andere Form als die waagrecht reduzierten, schließen aber eine gleich große Fläche ein wie diese. Die von ihnen eingeschlossene Fläche ist die nutzbare Wasserenergie  $E_n$ . Die beiden diese Fläche zum Rechteck der Höhe  $N_{vn}$  ergänzenden Zwickel sind die „Fehl-“ oder nötige „Aushilfsenergie“  $E'_{fn}$  und  $E''_{fn}$ . Das Rechteck zwischen der reduzierten Volleistungswaagrecht ( $N_{vn}$ ) und der Ausgleichsline der Netzbelastungsganglinie ( $MLB$ ) ist die zur Spitzendeckung oberhalb der Volleistung des Wasserkraftwerkes nötige „Ergänzungsenergie“  $E_s$ .

Zur anschaulichen Darstellung der drei Energiewerte zeichnen wir (als Zustandslinie!) die Fußinhaltslinie der Fläche „Erfassbare Wasserenergie“  $E_e$  an die Fußtangente der Belastungsinhaltslinie hin, ferner ebenso die Inhaltslinie  $E_n$  der durch senkrechte Reduktion gewonnenen Fläche (Abb. 51 rechts).

Wir überzeugen uns im Hinblick auf das Dauerbild leicht von der Richtigkeit folgender Aussagen:

1. Strecke  $a-b$  = mittlere für Pflichterzeugung nutzbare Wasserleistung  $E_n = MN_n$  und  $MN_n : MN_1 = \overline{MN}_n$  = Flußnutzungsgrad (vgl. S. 27).

2. Strecke  $b-c$  = Abfallwasserenergie (meist Nachtkraft)  $\frac{MN_a}{MN_1} = \overline{MN}_a$  = Flußabfallgrad  $[\overline{MN}_a + \overline{MN}_u$  (s. oben) =  $\overline{MN}_{f+}$  = Flußfreilaufgrad!]

3. Strecke  $b-d$  = für Pflichterzeugung nötige Aushilfsenergie  $E'_{fn}$ .

4. Strecke  $d-e$  = für Pflichterzeugung oberhalb der Volleistung  $N_v$  nötige Ergänzungsenergie („Ergänzungsstrom“  $E_s$ ).

Ermittlung der Werte für das ganze Jahr. Das eben an Hand der Abb. 51 entwickelte Verfahren läuft daraus hinaus, die Basisinhaltslinien des Bedarfs mit den beiden Basisinhaltslinien des erfassbaren und des nutzbaren Dargebots an eine gemeinsame Fußtangente hinzuzeichnen. In diesem aus einer Geraden und drei Kurven bestehenden Linienbüschel haben wir in denkbar konzentriertester und aufgeschlossenster Form den energiewirtschaftlichen Gehalt der Belastungsgang- und der Dargebotsdauerlinie des einzelnen Jahresabschnittes (Monats) vor uns. Diese beiden grundlegenden Dauerlinien selbst sind daneben höchstens noch als Anschauungs-, nicht mehr als Rechenbehelf zu benutzen.

Aus dieser Erkenntnis folgt sofort die weitere, daß es Vorteile bieten muß, die 12 gleichartigen Linienbüschel  $B-J$ ,  $D-J$  und etwa auch  $D_n-J$  als Inhaltsgebirge (Prinzip der Abb. 47) aufzubauen und als „vereinigten“  $B-D-J$ -Plan im Grundriß abzubilden (vgl. Abb. 74). Die eben erwähnten, in Abb. 51 durch Strecken dargestellten Einzelwerte (Nutz-, Fehl-, Abfall-, Ergänzungsenergie) erscheinen im vereinigten  $B-D-J$ -Plan summarisch für das ganze Jahr als Flächenstreifen. Der vereinigte  $B-D-J$ -Plan wird praktisch entweder durch Übereinanderpausen oder auch durch Aufeinanderlegen des  $D-J$ - und  $B-J$ -Planes gewonnen (s. Lit. 5,5, S. 31).

Die einzelnen Flächenstreifen können in einem daneben gezeichneten „vereinigten“  $B-D$ -Inhaltssummengangplan durch Inhaltssummenganglinien nach dem Prinzip der Abb. 47 rechts dargestellt werden. (Weiteres s. S. 94.)

### 3. Tagesspeicherbetrieb.

1) Grundzüge der graphischen Behandlung bei konstanter Nutzfallhöhe.

Die Verfolgung der Speichervorgänge und der Belastungsverteilung ist auch bei Kleinspeichern in „ganz genauer“ Form nur mit Hilfe der Belastungs- und Dargebots-Summenganglinien möglich (Abb. 52). Dies gilt unbedingt dort, wo die Belastungsscheiden stark von waagrechten Geraden abweichen, ferner wo die Belastungsganglinien

<sup>1</sup> Rechnerische Ermittlung  $N_{1n} = gN_1$ ;  $N_{2n} = gN_2$ !

der einzelnen Tage einer Woche sehr verschieden und die Zuflüsse innerhalb des einzelnen Tages stark veränderlich sind (was aber alles in der Regel nicht der Fall oder wenigstens

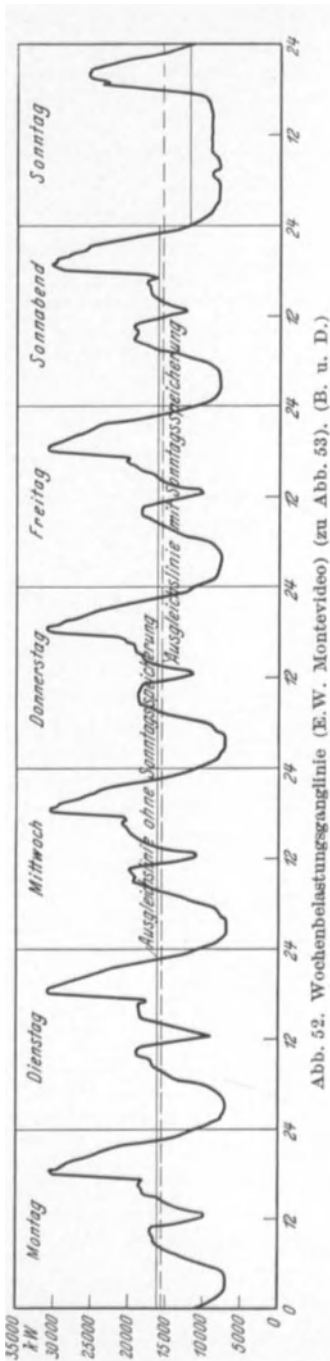


Abb. 52. Wochenbelastungsganglinie (E.W. Montevideo) (zu Abb. 53). (B. u. D.)

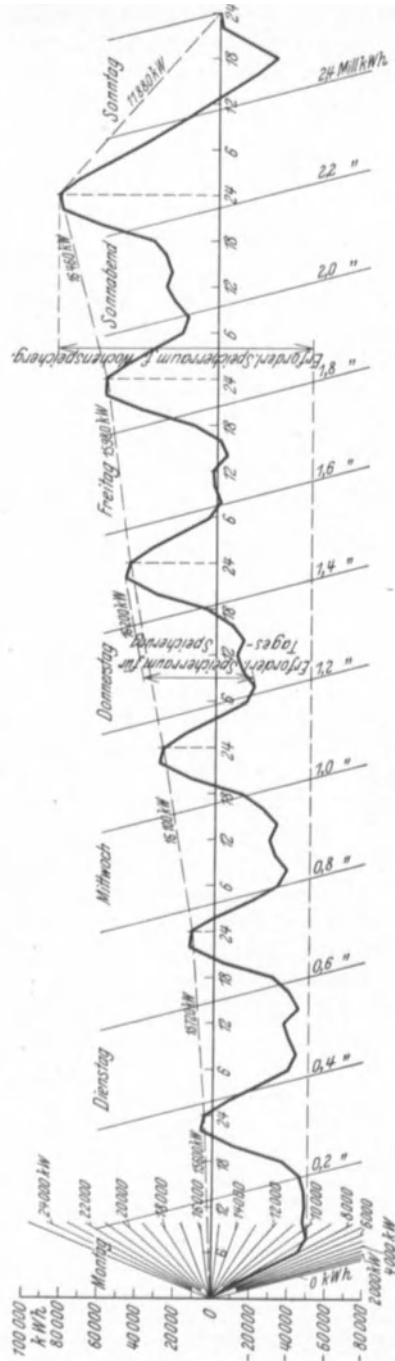


Abb. 53. Wochenbelastung, Summenganglinie in schiefen Koordinaten (zu Abb. 52). (B. u. D.)

genau genug durch die hier gemachten vereinfachenden Annahmen zu ersetzen ist. Abb. 53 veranschaulicht das Arbeiten mit der Summenganglinie; das Durcharbeiten eines ganzen Jahres nach dieser Methode würde einen großen Zeitaufwand erfordern.

Im folgenden wird gezeigt, wie man mit quartals- oder monatstypischen Dauer- und Inhaltlinien des Dargebots und Bedarfs ein genügend genaues

Ergebnis weit einfacher erzielen kann. Folgende nur annäherungsweise zutreffenden Voraussetzungen werden dabei gemacht:

1. Zuflußwassermenge über je 24 Stunden annähernd konstant,
2. Belastungsgang aller Werkzeuge eines Monats annähernd gleich,
3. Belastungsscheiden = waagerechte Gerade über je 24 Stunden.

Dem Nachteil, daß diese Voraussetzungen in der Wirklichkeit nicht vollkommen erfüllt werden, steht der Vorteil gegenüber, daß man in den Zuflußdauerlinien den vieljährigen Durchschnitt des Dargebots erfassen kann, statt

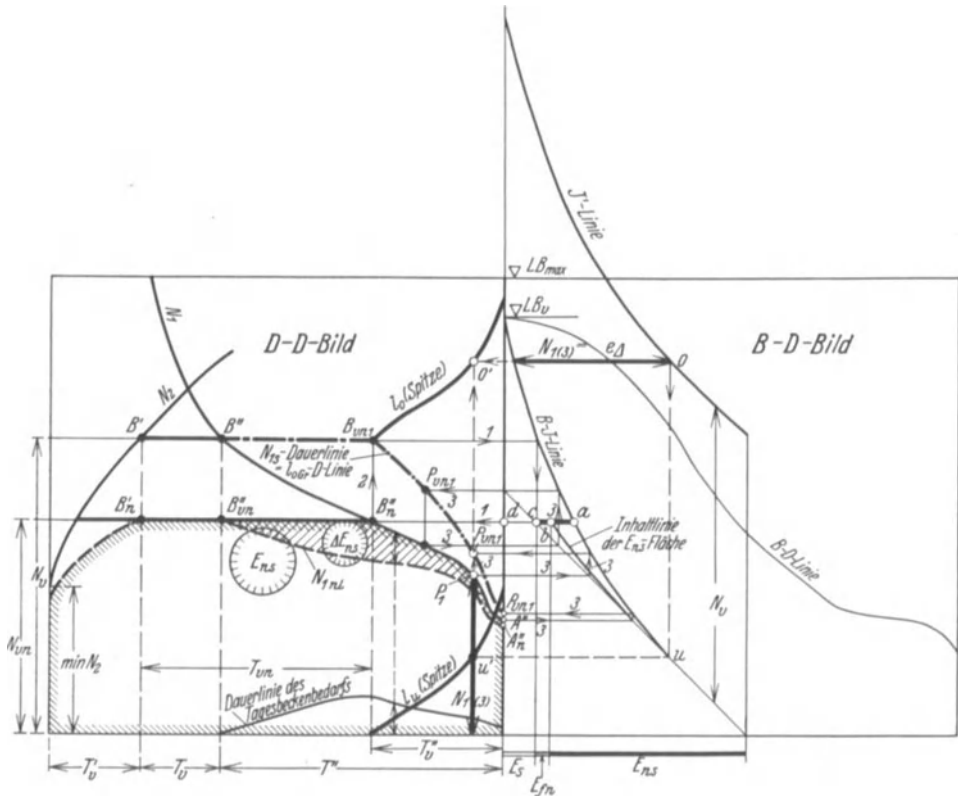


Abb. 54. Einfluß eines Kleinspeichers auf Energienutzung und Leistungseinsatz eines Laufwasserkraftwerkes bei veränderlichem Pflichtbedarf (Dauerbild).

sich mit Zugrundelegung eines einzelnen bestenfalls „mittleren“ Jahres behelfen zu müssen.

Der einzuschlagende Rechnungs- und Darstellungsgang ist in Abb. 54 für eine „Verbundwerksgruppe“, bestehend aus Großspeicherwerk oder Wärmekraftaushilfs- einerseits, Kleinspeicherwerk andererseits, angedeutet. Zunächst bestimmt man nach dem Verfahren der senkrechten Reduktion (s. oben) für den angenommenen Ausbau ( $N_v$ ) die größte voll nutzbare Tageswasserleistung des Kleinspeicherwerkes  $\max N_1 = N_{vn}$  durch den von  $B''$  ausgehenden Pfeilzug „1“ Ergebnis: Punkt  $B'_n$ . Dann durch den Pfeil „2“ den Punkt  $B_{vn1}$ . Ferner in ähnlicher Weise einige Punkte  $P_{vn1}$  (von  $P_1$  aus, Pfeile „3“). Sie bestimmen die Dauerlinie der oberen Lastscheiden der in Grundkraft eingesetzten verfügbaren Leistung „ $J_{0Gr}$ “.

Die bei Speicherung im ganzen nutzbare Energie ist durch die randschraffierte Fläche  $E_{ns}$  dargestellt. Zum Vergleich ist auch die bei Laufbetrieb sich ergebende Dauerlinie  $N_{1nL}$  eingezeichnet.

Der vollschraffierte Zwickel  $B'_{vn} - B'_n - A'' - A'_n = \Delta E_{ns}$  stellt den Energiegewinn (Einsparung von Freiwasser) durch den Speicherbetrieb dar. Er kann bei finanzwirtschaftlichen Untersuchungen über die Nützlichkeit des Speichers (und gegebenenfalls auch über seine optimale Größe) unmittelbar verwendet werden. Hierbei ist aber gemäß S. 34 auch noch die durch den Speicher ermöglichte Erhöhung der Ständigkeit des Leistungsdargebots zu berücksichtigen. Der Verlauf der „gespeicherten“ Leistungsdauerlinie ( $N_{1s}$ ) lehrt, daß gegenüber der natürlichen ( $N_1$ ) wohl ein erheblicher Gewinn an Tagen mit höherem Leistungsdargebot eingetreten ist ( $= T_{vn} - T_v$ ); aber das wirkt sich finanzwirtschaftlich nicht voll aus, solange noch andere Tage mit Leistungsmangel („rechts“ von  $B_{vn1}$ !) vorhanden sind. (Die maßgebende Leistungsverbesserung besteht in Abb. 54 nur in der Hebung des Punktes  $A''_n$  nach  $P_{vn1}$ ).

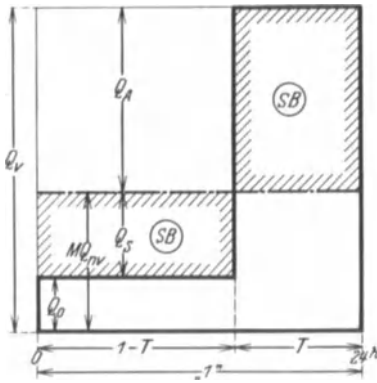


Abb. 55. Beckenbedarf eines Kleinspeichers (schematisch).

Dem kann aber nach S. 34 durch teilweise oder gänzliche Verlegung der Speicherarbeit in Mittel- oder Spitzkraft abgeholfen werden. Die Untersuchung dieser Möglichkeit benützt die um  $N_v$  „gehobene“ Energieinhaltslinie  $J'$  (vgl. Abb. 45). Man paßt (Abb. 54) einige verfügbare Tagesleistungen  $N_1$  als Energiewerte  $e_\Delta$  zwischen die  $J$ - und die  $J'$ -Linie ein. Die hierdurch im Belastungsdiagramm festgelegten oberen und unteren Lastscheiden (Punkte  $o$  und  $u$ ) werden in das Leistungsdauerbild (links) zurückübertragen und ergeben (Punkte  $o'$  und  $u'$ ) die Lastscheidendauerlinien  $l_o$  und  $l_u$ . [Daneben ist aber auf der „Hochwasserseite“ des Leistungsdauerbildes die kleinste verfügbare Leistung  $\min N_2$  im Auge zu behalten, da sie (weil nicht durch Wassermangel bedingt) durch Tagesspeicherung nicht verbessert werden kann!] Bei dieser Einordnung des Kleinspeicherwerks in das Belastungsdiagramm ergibt sich jeweils zugleich der „Beckenbedarf“ „SB“ als Abschnitt „ $s_u$ “  $= a - c$  an der Talinhaltslinie (S. 53). Auch er kann durch eine Dauerlinie dargestellt werden (Abb. 54). Das gleiche gilt für sonstige etwa interessierende abgeleitete Werte, wie Ausnutzungsziffern ( $b$ ) usw.; vgl. hierzu später S. 70 und Abb. 59–62.

Die nutzbare Wasserenergie  $E_{ns}$  kann nach graphischer Festlegung der Umrisse der (randschraffierten) Dauerfläche in derselben Weise bestimmt werden, wie die erfaßbare Energie für ein Laufwerk mit ständig voller Belastung (Abb. 74 und 51). Nur muß  $E_{ns}$  an der z. B. aufgezeichneten Basisinhaltslinie in Höhe der vollnutzbaren Leistung  $N_{vn}$  (statt in Höhe der verfügbaren Vollleistung  $N_v$ !) abgelesen werden.

Die Aushilfsenergie  $E_{fn}$  und Ergänzungenergie  $E_s$  ergeben sich danach in der durch Abb. 51 und S. 63 erläuterten Weise.

## 2) Numerische Ermittlung des Beckenbedarfs.

Um numerische Entwicklung zu ermöglichen, muß man schematisierte stufenförmige Belastungsganglinien zugrunde legen. Wir beschränken die Erläuterung auf den einfachsten Fall (Abb. 55) einer „rechteckigen“ Belastung mit der Grundseite  $T =$  tägliche Betriebsdauer (Tagesbruchteil) und der Höhe  $Q_v =$  Vollwassermenge ( $m^3/sek$ ) je nachdem: mit oder ohne eine 24stündig durchgehende (ständige) Belastung in Höhe  $Q_0$  ( $m^3/sek$ ). Weiter benutzen wir folgende Beziehungen und Bezeichnungen:

$1 - T =$  tägliche Auffülldauer,

$MQ_{nv} =$  erforderlicher mittlerer Tageszufluß ( $m^3/sek$ ) für volle Deckungsmöglichkeit des vorgeschriebenen Belastungsdiagramms,

$SB$  = Beckenbedarf (in  $\frac{\text{m}^3}{\text{sek}} \cdot \text{Tagen}$ ).

$$Q_s = MQ_{nv} - Q_0 = \text{„Fluktuierende“, zu speichernde Wassermenge.} \quad (46)$$

Es gilt:

$$MQ_{nv} - Q_0 = (Q_v - Q_0) T \quad (47)$$

$$T = \frac{MQ_{nv} - Q_0}{Q_v - Q_0} \quad (47a)$$

$$SB = Q_s (1 - T) = (MQ_{nv} - Q_0) \cdot (1 - T). \quad (48)$$

Aus (47) und (48) folgt:

$$SB = (Q_v - Q_0) T (1 - T). \quad (49)$$

Durch Elimination von  $T$  ergibt sich aus (49):

$$SB = \frac{(MQ_{nv} - Q_0) \cdot (Q_v - MQ_{nv})}{Q_v - Q_0}. \quad (50)$$

Dies wird ein Maximum für  $MQ_{nv} = \frac{Q_0 + Q_v}{2}$ , woraus:

$$SB_{\max} = \frac{(Q_v - Q_0)^2}{4(Q_v - Q_0)} = \frac{Q_v - Q_0}{4}.$$

Aus (47a) und (50) ergibt sich die zu  $S_{\max}$  gehörige Spitzenbetriebsdauer:

$$T^* = \frac{1}{2} (= 12 \text{ Stunden}).$$

Hieraus folgt z. B. für  $\frac{Q_0}{Q_v} = 0,3 \quad 0,2 \quad 0,1 \quad 0,0$

$$\frac{SB_{\max}}{Q_v} = 0,175 \quad 0,20 \quad 0,225 \quad 0,25.$$

Der Vergleich mit wirklichen Belastungsganglinien von gemischten Netzen zeigt, daß die ständigen Belastungen ( $Q_0$ ) sich meist zwischen 0,15 und 0,3 bewegen und die Beckenbedarfszahlen (nach den Talinhaltslinien) dabei nahe an den obigen Werten liegen. Für rohe Überschläge kann man daher mit

$$SB_{\max} = \frac{1}{6} \text{ bis } \frac{1}{5} Q_v \cdot 86400 = \text{rd. } 15000 Q_v \text{ (in m}^3\text{) rechnen.}$$

### 3) Einfluß der Spiegelschwankungen im Speicherbetrieb auf Fallhöhe und Gesamtwirkungsgrad.

a) Die mittlere tägliche Absenkung  $\Delta h_{om}$  des **OW**. Sie kann aus der Beckeninhaltschaulinie (Abb. 65) als Funktion der jeweils erforderlichen Speicherung  $SB$  („Speicherbedarf“) entnommen werden. Für Kleinspeicher gilt meist genau genug, wenn  $O_m$  die (voraus geschätzte) mittlere Spiegelfläche zur gesamten Absenkung  $\Delta h_o$  bezeichnet:

$$\Delta h_{om} = \frac{SB}{2 \cdot O_m}. \quad (51)$$

Nachdem  $SB$  als Funktion der Belastungsverhältnisse und der verfügbaren Wassermenge  $Q_1$  nach S. 66f. ermittelt ist, wird die Dauerlinie der mittleren Absenkungen  $\Delta h_{om}$  als „Abzug“ unter der Fallhöhendauerlinie aufgetragen.

b) Die größte zulässige Absenkung des **WO**. Die formelmäßige Untersuchung hat zu berücksichtigen, daß in praxi oft auch das Stauziel als Optimum zu bestimmen sein wird. Bei so erweiterter Fragestellung untersucht man der Reihe nach mehrere Stauziele. Für irgendein solches sucht man dann das ihm zugeordnete optimale Absenkziel. Dieses ist nach Abb. 56 durch die Forderung bestimmt, daß die gesamte nutzbare Jahresenergie ein Höchstwert werden muß. Mit der Absenkung wächst bei festgehaltenem Stauziel der Speichernutzraum und damit die nutzbare Wassermenge. Zugleich aber nimmt die mittlere wirksame Fallhöhe ab. Aus dem Zusammenwirken beider Vorgänge ergibt

sich das Bestehen eines optimalen Absenkzieles. Nach Durchführung aller Einzeluntersuchungen vergleicht man dann die einzelnen angenommenen Stauziele mit ihren zugeordneten optimalen Absenkzielen und Stauräumen nach den volks- und privatwirtschaftlichen Kriterien des Kap. 6, um den wirtschaftlichsten Beckenausbau zu finden. Bei Großspeichern muß man sich dabei der S. 86f. entwickelten wasserwirtschaftlichen Hilfsmittel bedienen, bei Kleinspeichern derjenigen von S. 63, bei beiden kann leiten die hierunter abzuleitende Formel für:

Das optimale Absenkziel bei gegebenem Stauziel.

Dieses kann meist ohne Rücksicht auf Kostenzusammenhänge rein wasserenergiewirtschaftlich bestimmt werden.

Es bezeichne (Abb. 57) (s. auch NWK, S. 525):

$Q_1$  die mittlere verfügbare Tages- oder bei Großspeichern: Dekaden- oder Monats-Wassermenge (bei Kleinspeicherwerken ist  $Q_{vn}$  als maßgebendes  $Q_1$

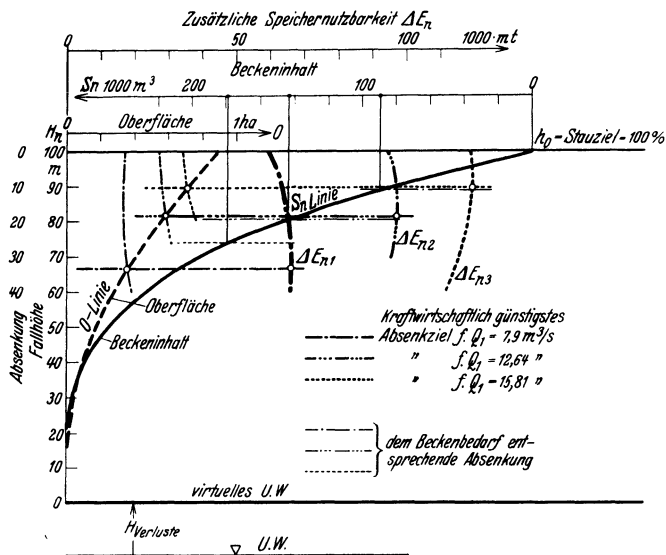


Abb. 56. Ermittlung des optimalen Absenkzieles (vgl. Abb. 57). (Verf.)

anzusehen, da bei kleineren Wassermengen der Speicher nicht bis zum Absenkziel beansprucht wird),

$t_A, t_S$  die täglichen Zeitabschnitte der Beckenentleerung und -füllung,

$h_u$  ein angenommenes Absenkziel,

$O_u$  die dabei vorhandene Spiegelfläche,

$H_{nu}$  die dabei vorhandene Nutzfallhöhe,

$\Delta h_u$  eine kleine Tieferlegung des Absenkzieles,

$\Delta h$  die entsprechenden (im Betriebsablauf veränderlichen) Tieferlegungen der Wasserspiegelganlinie.

Dann ist

$$\Delta S_n = O_u \cdot \Delta h_u \tag{52}$$

die Vergrößerung des Nutzraumes,

$$\Delta \Delta E_S = H_{nu} O_u \cdot \Delta h_u \cdot T_S \tag{53}$$

der Energiegewinn (in mt) durch die mögliche Mehrspeicherung in den Tagen mit voller Beanspruchung des Speichers, deren jährliche Zahl =  $T_S$ .



$$\Delta \Delta E_H = 86\,400 Q_1 \Delta h_u \int_0^{T=1} \frac{Q}{Q_1} \frac{\Delta h}{\Delta h_u} \cdot dT \quad (54a)$$

ist der Energieverlust durch Verstärkung der Absenkungen bei einfacher Tages-  
speicherung. Das z. B. an Hand eines *B-D-J-Planes* (S. 94) zu lösende Zeit-  
integral kann man mit mehr oder minder guter Annäherung (jede Spiegel-  
ganglinie durch zwei Gerade ersetzt) schreiben:

$$\Delta \Delta E_H \approx 86\,400 \frac{\Delta h_u}{2} Q_1 T_S. \quad (54b)$$

Das optimale Absenkziel ist bestimmt durch:

$$\Delta \Delta E_S - \Delta \Delta E_H = 0, \quad (55)$$

oder genau nach Gleichung (54 a)

$$\frac{H_{nu} O_u T_S}{86\,400 Q_1} = \int_0^{T=1} \frac{Q}{Q_1} \frac{\Delta h}{\Delta h_u} dT \quad (56)$$

angenähert nach Gleichung (54 b)

$$\frac{2 H_{nu} O_u}{86\,400 Q_1} = 1. \quad (57)$$

Dies kann man auch schreiben:

$$O_{u\,opt} = 43\,200 \frac{Q_1}{H_{nu}}. \quad (58)$$

In dieser Form besagt die Gleichung, daß der abgesenkte Spiegel den obigen Grenzwert: „halbe verfügbare Wasserfülle durch kleinste Fallhöhe“ nicht unterschreiten darf. Wenn die verfügbare Wasserfülle (z. B. bei einem Tages-speicherwerk) tageweise schwankt, sagt die Gleichung auch aus, daß der Speicherbetrieb bei gegebenen Speicherabmessungen nicht über eine durch obige Gleichung und das Beckenkennbild bestimmte Grenzwasserführung

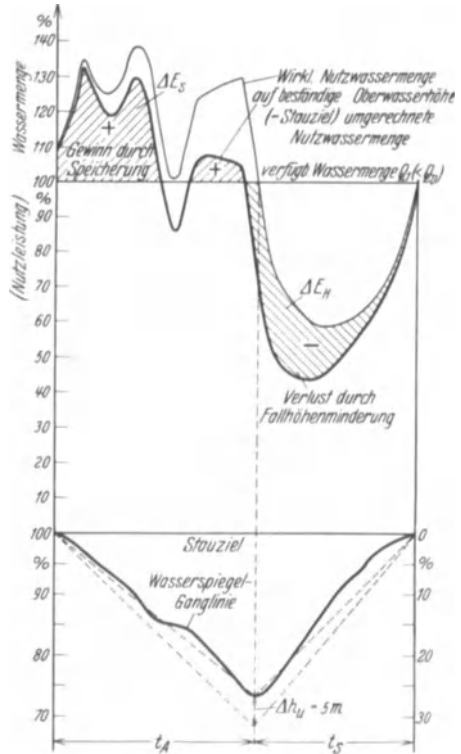


Abb. 57. Tagesspeicherung, Spiegelsenkung und wirklicher Energiegewinn (+ und -) gegenüber Laufbetrieb (NWK).

$$Q_1 = \frac{H_{nu} O_u}{43\,200} \quad (59)$$

hinaus mit Vorteil durchgeführt werden kann.

Der Quotient  $\frac{O_u \cdot H_{nu}}{43\,200 Q_1}$ , der mindestens gleich 1 sein muß, ist ein Maßstab dafür, wie weit ein Speicher und sein Betrieb über diesem Grenzwert liegt und kann als Speicherraumgütegrad bezeichnet werden.

c) **Integration des Fallhöhenverlustes im OW und UW bei Speicherbetrieb.** Das „Schwellen“ des Unterwassers beim Vorhandensein eines Ausgleichbeckens (S. 34) ist genau so zu behandeln wie das Abmahlen des OW.

Beim Fehlen eines Ausgleichbeckens dagegen liegen die Verhältnisse anders. Hier rührt das Schwellen des UW von der „Belastung“ des Vorflutprofils durch die „geschwellte“ Wassermenge her. Das dabei eintretende Schwellungsmaß  $\Delta h_u$  des UW läßt sich unmittelbar aus der für voll gehaltenes Stauziel gezeichneten Fallhöhendauerlinie gemäß Abb. 58 entnehmen.

Für die bei ausgesprochenen Spitzenzusatzwerken gut zutreffende einfache Annahme: Verwandlung des 24stündigen Zulaufs  $Q_1$  in einen  $T$ -stündig-gleichmäßigen in Höhe von  $Q_v =$  Vollwassermenge, ergibt sich nämlich  $\Delta h_u$  einfach durch Ziehen der Waagrechten in Höhe  $H_{nv}$ . Daraus folgt die Fallhöhe:

$$H_n^{(s)} = H_n - (\Delta h_0 - \Delta h_u) = H_{nv} - \Delta h_0$$

( $\Delta h_u$  ist negativ!).

Die mittlere Tagesleistung ist annähernd:

$$N_1^{(s)} = e Q_1 H_n^{(s)} = e Q_1 [H_n - (\Delta h_0 - \Delta h_u)] = N_1 - e Q_1 (\Delta h_0 - \Delta h_u). \quad (60)$$

Der Energieverlust durch den Schwellbetrieb gegenüber 24stündigem Laufbetrieb ergibt sich graphisch durch Aufzeichnen der beiden Dauerlinien  $N_1$  und  $N_1^{(s)}$  oder (mit größerer Rechengenauigkeit) durch Berechnen der Unterschiede:

$$\Delta E^{(s)} = \int e Q_1 (\Delta h_0 - \Delta h_u) dT = e \int (Q_1 \Delta h_0 - Q_1 \Delta h_u) dT = \Delta E_0 + \Delta E_u. \quad (61)$$

Der „Unterwasserverlust“  $\Delta E_u = -e Q_1 \Delta h_u$  läßt sich noch folgendermaßen entwickeln:  
 $-\Delta h_u = H_n - H_{nv}$ , daneben:  $Q_1 = Q_v - Q_f$   
 (Abb. 58).

Daher:

$$-e Q_1 \Delta h_u = e Q_1 H_n - e H_{nv} Q_v + e H_{nv} Q_f = N_1 - N_v + e H_{nv} Q_f = -N_f + e H_{nv} Q_f. \quad (62)$$

Daher ist der  $UW$ -Energieverlust  $\Delta E_u$  gleich dem Unterschied der entsprechenden Integralflächen:

$$\Delta E_u = e H_{nv} F'_Q - E'_f \quad (63)$$

( $F'_Q =$  Wassermengenfehlfläche  $= \int Q_f dT$ ,  
 $E'_f =$  Energiefehlfläche  $= \int N_f dT$ ).

c) **Ausbau-Einflußlinien für Lauf- und Kleinspeicherwerke.**

1. Laufwerke bei gleichmäßiger Belastung.

1) Allgemeines.

Hier ist die Benutzungsdauer in allen Höhengschichten dieselbe und gleich  $T_{B_0} \ll 1$ ; so ergibt sich die nutzbare Jahres-Energie einfach aus der erfaßbaren mit:

$$E_n = T_{B_0} \cdot E_e. \quad (64)$$

Der diesem  $E_n$  entsprechende Flußnutzungsgrad  $\overline{MQ}_n = \frac{MQ_n}{MQ_1}$  und der Werknutzungsgrad  $\overline{MQ}_{n/v} = \frac{MQ_n}{Q_v}$  sind dabei dem Fluß- und Werkerfaßbarkeitsgrad verhältnismäßig, weshalb die Bestimmung der beiden Erfaßbarkeitswerte genügt.

2) Erfaßbarkeit bei unveränderlicher Fallhöhe  $H_0$ .

Die Leistungsdauerlinie  $N_1 (= e H_0 Q_1)$  und die Waagrechte  $N_v (= e H_0 Q_v)$  bilden allein (ohne absteigenden Ast  $N_2$ , Abb. 50 und 51) das Leistungsdauerbild. Einem beliebigen  $N_v$ -( $Q_v$ -)Wert (Abb. 59) entspricht eine erfaßbare Jahresenergie  $E_e$  und eine Jahresfülle  $V_e = \frac{E_e}{e \cdot H_0}$  oder auch eine mittlere erfaßbare Nutzleistung  $M N_e = \frac{E_e}{1}$  und mittlere erfaßbare Wassermenge  $M Q_e = \frac{V_e}{1 \cdot 31,5 \cdot 10^6}$ .

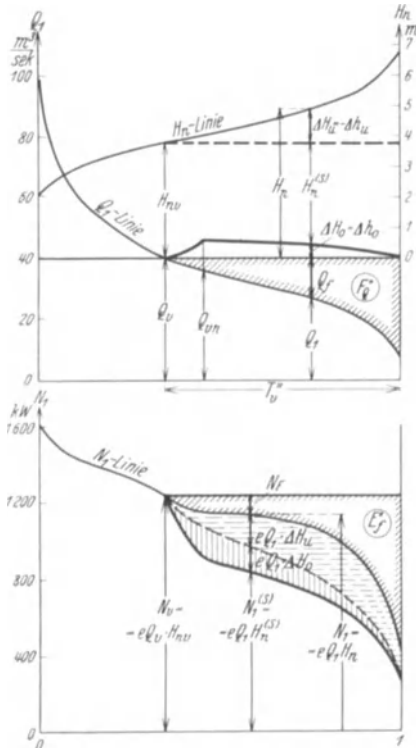


Abb. 58. Ermittlung der Energieverluste infolge der Fallhöhenverluste im OW und UW bei Speicherbetrieb (Dauerbild). (Verf.)

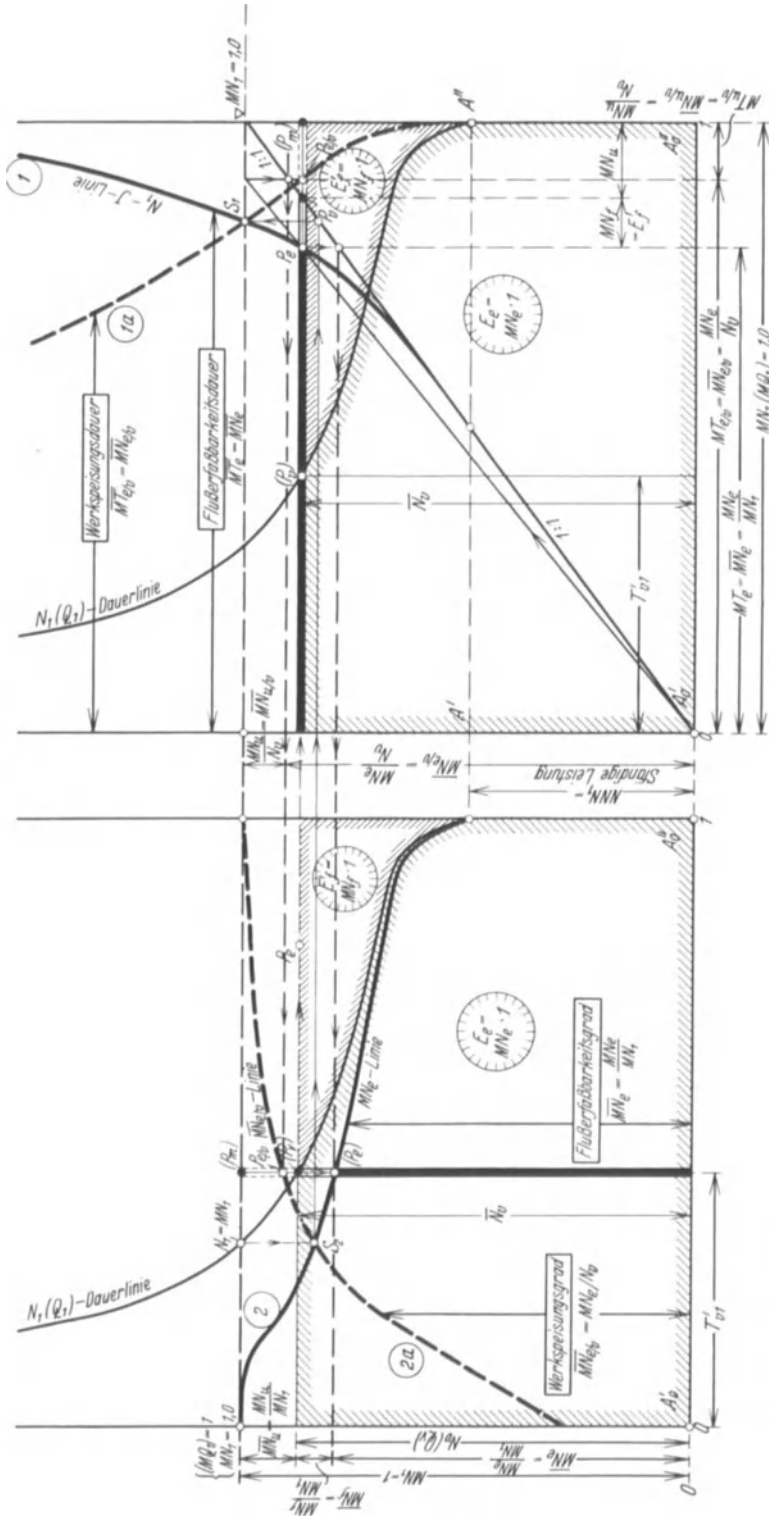


Abb. 59. Ausbau - Einflußlinien der Werkspeisung und Flußfassung für Lauf- und Kleinspeicherwerke bei gleichmäßiger Belastung und unveränderlicher Fallhöhe  $H_0$ . (Vert.)

Maß aller dieser Größen ist die in Abb. 59 randschraffierte Fläche.

Die Einflußlinie  $E_e = (MN_e) = f(N_v)$  kann in folgenden zwei grundsätzlich verschiedenen Formen entwickelt werden:

$\alpha$ ) *Direkt* als Funktion von  $N_v$  ( $Q_v$ ) durch Auftragen der Basisinhaltslinie zur  $N_1$ -( $Q_1$ -)Dauerlinie, ähnlich wie in Abb. 50 und 51 die Linie  $E_e^*$ .

Die nur im Falle unveränderlicher Fallhöhe und Belastungsform mit einer Zustandsinhaltslinie identische, sonst ihr nur äußerlich ähnliche Einflußlinie nennen wir „waagerechte Einflußlinie“. Man beachte, daß jede waagerechte Strecke in Dauer- und Inhaltslinien, also auch  $MN_e$ , als Zeitwert, hier also als mittlere, auf  $MN_1$  ( $MQ_1$ ) bezogene Erfassbarkeitsdauer  $MT_e$  gedeutet werden kann!

$\beta$ ) *Indirekt* kann  $MN_e$  (ähnlich wie schon in Abb. 51) durch senkrecht aufgetragen über der zu  $N_v$  gehörigen Unterschreitungsdauer  $T'_{v1}$ , also analytisch in der Form  $MN_e = g(T'_{v1})$  dargestellt werden. Die so entstehende, einer Dauerlinie gewöhnlicher Art nur äußerlich ähnelnde Linie 2 (Abb. 59) nennen wir „senkrechte Einflußlinie“.

$\gamma$ ) *Eigenschaften der beiden Einflußlinien* (man beachte die gleiche Beschriftung entsprechender Punkte beider Linien in Abb. 59 und die Unterscheidung der auf die Linie 2 bezüglichen Angaben im Text durch Einklammerung!):

1. Die waagerechte Einflußlinie „1“ (senkrechte Einflußlinie „2“) schneidet im rechten Winkel die (in Abb. 59 über den Bildrand hinausgefallene) Waagerechte in Höhe  $HHN_1$  — (linken Bildrand = 1 Jahr) im Abstände  $l = MN_1$  = mittlere verfügbare Leistung von der Nullachse.

2. Die waagerechte Einflußlinie „1“ (senkrechte Einflußlinie „2“) berührt die Fußtangente „1:1“ (die  $N_1$ -Dauerlinie) in Höhe der kleinsten verfügbaren Leistung  $NN_1$ .

3. Der Abstand  $P_e P_v$  der Einflußlinie und der Fußtangente ( $N_1$ -Dauerlinie) stellt die mittlere Fehlwasserleistung  $MN_f = E'_f$  (entsprechend dem Flächenzwickel ( $P_v$ ) ( $P_m$ )  $A''$ ) dar.

4. Der Abstand  $P_v$  ( $P_m$ ) [( $P_m$ ) entspricht der mittleren verfügbaren Flußwasserleistung(-menge)  $MN_1$  ( $MQ_1$ )] stellt die unerfaßbare Flußwasserleistung(-menge)  $MN_u$  ( $MQ_u$ ) dar.

Auf einen Maßstab  $MN_1 = 1$  bezogen, stellen die Linien 1 und 2 ohne weiteres die Einflußlinien der Flußerfaßbarkeit dar.

Hiernach lassen sich auch die entsprechenden zwei Einflußlinien des Werkspeisungsgrades  $\overline{MN}_{e/v} = MN_e : N_v$  ohne weiteres ermitteln (Linien 1a und 2a in Abb. 59!).

### 3) Erfassbarkeit bei veränderlicher Fallhöhe.

**Erstes Verfahren** (Abb. 60):  $\alpha$ ) *Ohne Berücksichtigung der beschränkten Aufnahmefähigkeit der Generatoren.* Zuerst wird die Dauerlinie  $N_1 = e Q_1 H_n$  aufgetragen und auf ihr ein beliebiger Punkt  $C$  als „Ausbaupunkt“  $C$  (Überschreitungsdauer  $T'_c$ ) ins Auge gefaßt. Wenn weiterhin im Bereich  $T'_c$  die Fallhöhe den für  $C$  gültigen Wert  $H_{n0}$  beibehielte, würde die erfassbare Energie ( $E_{e1}$ ) durch die randschraffierte Fläche  $A'_o A'_c C A''$  bestimmt sein; die Einflußlinie dieser Energiefläche kann genau wie im vorstehenden Abschnitt b gezeigt, als Basisinhaltslinie zur  $N_1$ -Dauerlinie ermittelt werden (Punktreihe  $P'_e$ ).

In Wirklichkeit nimmt aber im Bereich  $T'_c$  die Fallhöhe und mit ihr verhältnisgleich die Nutzleistung  $N_2 = e Q_v H_n$  ab<sup>1</sup>. Die wirklich erfassbare Energie  $E_e$  ist daher kleiner als  $E_{e1}$ , und zwar um die „Fehlenergie“  $E'_f = 1 \cdot MN_f$ ,

\* Die Basisinhaltslinie ist jetzt (Abb. 59) von links nach rechts steigend aufgetragen, weil dies im folgenden besondere Vorteile bieten wird.

<sup>1</sup> Die weitere Abstufung  $N_{2r}$  nach Unterschreitung der Turbinen-Konstruktionsfallhöhe (S. 17) wird hier zur Abkürzung der Anleitung vernachlässigt.





Die Ordinaten dieser Linie sind um den Inhalt des „Rückstaufehlzwickels“  $A' A'_C C = E'_f$  größer als die wirklich erfaßbare Energie  $E_e = MN_e \cdot 1$ . Die Werte  $E'_f$  erhalten wir nach Gleichung (67) aus den Fehlzwickeln  $A'_H A'_{HC} C_H = F'_H$  der Fallhöhendauerlinie. Die Einflußwerte  $F'_H$  erhält man ähnlich wie die „rechtsseitigen“ Leistungsfehlzwickel  $E'_f$ .

Man berechnet die Werte  $MH_n \cdot 1 = \text{Fläche } A'_0 A'_H C_H A'_{HC} A'_0$  und trägt sie unter  $C$  auf zur senkrechten Einflußlinie  $MH_n$ . Die gesuchten Einflußwerte  $F'_H$  werden senkrecht über dem wandernden „Ausbaupunkt“  $C$  als Abstand  $C_H C_{Hn}$  der  $H_n$ - und der  $MH_n$ -Linie abgegriffen.

Die Energiefehlzwickel sind dann:

$$E'_f = e Q_v F'_H$$

oder als mittlere Fehlleistungen:

$$MN'_f = e Q_v MH_f.$$

Ausgerechnet und von der  $MN_{e1}$ -Linie nach unten abgesetzt, ergeben sie die Punkte  $P_C$  und damit die gesuchte Linie der mittleren wirklich erfaßbaren Leistung  $MN_e$ .

Wenn die von den Stromerzeugern aufnehmbare Volleistung  $N_v$  kleiner ist als die hydraulisch erfaßbare  $N_{v1}$  (Abb. 61), so ist die Fallhöhenmangelfläche  $F'_{HB}$  senkrecht über

$B'$  abzugreifen und  $E'_{fB} = e \cdot \frac{N_v}{H_v} \cdot F'_{HB}$  von der Einflußlinie für  $MN_{e1}$  senkrecht unter

dem Punkt  $B''$  abzusetzen als Strecke  $P_{B1} P_B$ . Hierzu muß wieder zunächst die Generatornutzungsdauer  $T_v = f(N_v)$  gegeben sein, worauf man leicht zu jedem Punkt  $B''$  der Reihe nach bestimmt (Pfeile!): Punkt  $B'$ ,  $B'_{Hn}$ ,  $B'_H$  und damit Fläche:  $F'_{HB} = B'_H B'_{Hn}$ . Punkt  $P_B$  ist ein Punkt der gesuchten senkrechten Einflußlinie  $E_a = MN_a = \text{Fläche } (A'_0 A' B' B'' A'' A'_0)$ .

## 2. Lauf- und Kleinspeicherwerke bei zeitveränderlicher Belastung.

### 1) Allgemeines.

Grundsätzlich muß hier mit quartals- oder monatstypischen Dargebots- und Belastungsdauerlinien gearbeitet werden. Die in diesen gewonnenen Ergebnisse sind schließlich numerisch durch Addition oder besser graphisch-übersichtlich durch Zusammenbau zu Dauer-, Inhalts- und Einflußplänen (S. 49, 53) in einer das ganze Betriebsjahr umfassenden Plandarstellung zusammenzufassen. Im folgenden wird nur für einen solchen Zeitunterabschnitt (Monat) die Ermittlung der Einflußlinien gezeigt, und zwar, der Kürze halber, nur der „waagerechten“ (entsprechend den Linien  $I$  in Abb. 59).

Im allgemeinen Falle wird die Netzvolleistung  $LB_v$  (Vollbedarf) größer sein als die Werksvolleistung  $N_v$ . Von den äußeren kraftwirtschaftlichen Vorbedingungen wird es ferner abhängen, ob man  $LB_v$  als „Festwert“ oder als etwa mit  $N_v$  im festen Verhältnis stehenden „Relativwert“ zu behandeln hat. Beide Fälle werden im nachstehenden berücksichtigt.

### 2) Erfaß- und Nutzbarkeit bei unveränderlicher Fallhöhe $H_0$ ; ( $N_v = e H_0 Q_v$ ).

a)  $LB_v = \text{Festwert}$ . 1. Laufwerk. Wir zeichnen (Abb. 62) die gegebene Dauerlinie (= „D“) des Dargebots ( $N_1$  oder  $Q_1$ ) und die Inhaltlinien (= „J“) je für Belastung „B“ und Dargebot „D“ (=  $N_1$  oder  $Q_1$ ) nebeneinander. Zunächst liefert die S. 63 und in Abb. 51 erläuterte Konstruktion (Pfeile  $I$ , Abb. 62) die Dauerlinie der mittleren nutzbaren Tageswasserleistung  $N_{1nL}$ \*. Diese Zustandslinie ist im Falle „ $H_n$  und  $LB_v = \text{Festwerte}$ “ zugleich „senkrechte Einflußlinie“ der nutzbaren Volleistung  $N_{vn}$ .

Die Einflußlinien der nutzbaren Wasserenergie  $E_{nL} = 1 \cdot MT_{nL} = 1 \cdot MN_{nL}$  (je nachdem „waagerechte“ oder „senkrechte“ Einflußlinie gewünscht wird) lassen sich infolgedessen aus der  $N_{1nL}$ -Dauerlinie ableiten, wobei ähnlich wie auf S. 72 mehrere Verfahren möglich sind:

\* Index  $L$  für Laufwerk!

Verfahren I mit waagerechter Einflußlinie  $MT_{nL}$ . Statt nach den Gleichungen (43—45) (S. 62) zu rechnen, gehen wir zur Abwechslung von der  $N_{1nL}$ -Dauerlinie aus, indem wir zu ihr die Basisinhaltslinie zeichnen. Diese Zustandslinie wandeln wir in der durch die Doppelpfeile in Abb. 62 angedeuteten Weise um zur waagerechten Energie-Einflußlinie  $MT_{nL}$  [jeder Punkt der  $N_{1nL}$ - $J$ -Linie wird senkrecht um die (veränderliche!) Differenz  $N_v - N_{vn} = (1 - g) \cdot N_v$  gehoben!]. Die entstehende Linie (1) entspricht der Linie (1) in Abb. 59.

Verfahren II mit senkrechter Einflußlinie  $MN_{1nL}$ . Wir ermitteln zur  $N_{1nL}$ -Dauerlinie die Mittelwerte  $MN_{1nL}$  und tragen sie zu einer Dauerlinie (2) (über  $T'_{v1}$  als Abszisse) analog der Linie (2) in Abb. 59 auf.

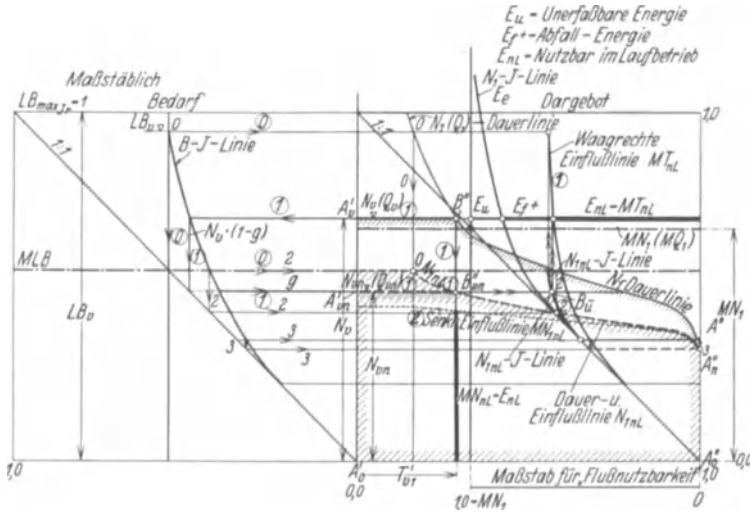


Abb. 62. Erfäß- und Nutzbarkeit eines Laufwerkes bei zeitveränderlicher Belastung ( $LB_v = \text{Konst.}$ ) und unveränderlicher Fallhöhe  $H_0$ . (Verf.)

Die Kurven der Werkspeisungsdauer (1a) und des Werkspeisungsgrades (2a) werden aus den Linien 1 und 2 der Abb. 62 in entsprechend derselben Weise abgeleitet wie in Abb. 59.

2. Kleinspeicherwerk (Abb. 63 und 54). Im Gegensatz zu Abb. 62 ist in Abb. 63 die  $B$ - $J$ -Linie mit der  $D$ - $J$ -( $N_1$ - $J$ -)Linie an eine gemeinsame Fußtangente angetragen. Dieses raumsparende Verfahren bietet vor allem den grundsätzlichen Vorteil, alle maßgebenden Energiewerte unmittelbar als waagerechte Streckenabschnitte zwischen den verschiedenen  $J$ -Linien ablesen zu lassen. Die Dauerlinien werden nach Aufzeichnung der  $J$ -Linien an sich nicht mehr gebraucht, höchstens zur Veranschaulichung!

Die waagerechte Einflußlinie (1S) der bei Speicherung nutzbarer Wasserenergie ( $E_{ns}$ ) wird folgendermaßen erhalten: Für eine beliebige Vollleistung  $N_v$  (Punkt  $B''$ ) wird die zur Tagesdeckung erforderliche mittlere Tagesleistung  $N_{rn}$  durch den Pfeilzug  $B''-d-d_n$  konstruiert. Der Punkt  $e_n$  — auf gleicher Höhe mit  $d_n$  auf der Dargebots-Inhaltslinie ( $N_1$ - $J$ -Linie) gelegen — gibt mit seiner Abszisse  $MT_{ns} = E_{ns}$  die unter der Höhe  $N_{vn}$  verfügbare und hier somit auch nutzbare Wasserenergie an. Senkrechte Hebung des Punktes  $e_n$  auf die Höhe  $N_v$  liefert einen Punkt „e“ der waagerechten Einflußlinie der bei Speicherung nutzbarer Wasserenergie  $E_{ns}$ . Zum Vergleich ist in Abb. 63 aus Abb. 62 die dort für Laufbetrieb abgeleitete waagerechte Einflußlinie  $E_{nL}$  eingetragen. Der waagerechte Abstand beider Einflußlinien gibt maßstäblich anschaulich den Energiegewinn durch Übergang zur Speicherung.



Weiter konstruieren wir in Abb. 63 (ähnlich wie in Abb. 54) durch den Zug  $d_n - B''_n$  (auf der  $N_1$ -Dauerlinie!)  $-g$  (auf der Höhe  $N_v$ !) die Dauerlinie der bei Speicherbetrieb verfügbaren Volleistung  $N_{1s}$ . Der waagerechte Abstand der  $N_1$ - und  $N_{1s}$ -Dauerlinie ist die durch die Speicherung erzielte Verlängerung der Dargebotsdauer der Leistung, deren Ständigkeit durch den Kleinspeicher erhöht wird!

Das  $J$ -Linienbündel der Abb. 63 läßt ohne weiteres noch die folgenden Energiewerte ablesen:

Strecke  $d_n e_n = E_{fn} =$  durch Aushilfe zu deckende Fehlenergie (= Fläche  $A'' B''_n A''_v n$ ),

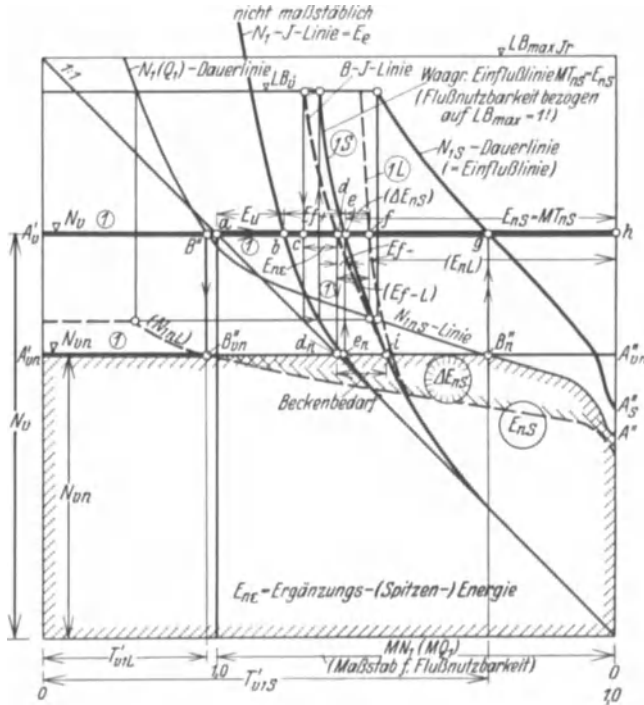


Abb. 63. Erfäß- und Nutzbarkeit eines Kleinspeicherwerkes bei zeitveränderlicher Belastung ( $LB_v = \text{Konst.}$ ) und unveränderlicher Fallhöhe  $H_v$ . (Verf.)

Strecke  $eb = E_{f+} =$  Freiwasserenergie (Abfallenergie) (= Fläche  $B''_n A'_v n A'_r B''$ ),

Strecke  $ba = E_u =$  Unerfaßbare Wasserenergie (Fläche der Dauerlinie  $N_1$  über  $A'_v B''$ ).

Die senkrechte Einflußlinie, die grundsätzlich nach Abb. 59 aus der waagerechten abzuleiten wäre, ist in Abb. 63 nicht dargestellt.

b)  $N_v = k \cdot LB_v$  ( $k = \text{Festwert}$ ). Hier vereinfacht sich die Behandlung, weil in jedem Monat sich (aus der  $B$ - $J$ -Linie) feste Verhältniszahlen  $N_{1n} : N_v$  ergeben. Danach wird man die Konstruktion entsprechend dem Vorausgeschickten unschwer durchführen können.

### 3) Erfäß- und Nutzbarkeit bei veränderlicher Fallhöhe.

Allgemeines. Wir ermitteln nach Anleitung auf S. 62 und in Abb. 51 die nutzbare Wasserenergie als Unterschied der ideellen Volleistungsnutzenergie (Rechteck unter  $A'_v n A''_v n$ ) und der beiden Fehlenergiezwickel  $E'_{fn}$  und  $E''_{fn}$ .

Die Auswertung der Niederwasserfehlzwickel  $E'_{fn}$  kann genau nach einem der zunächst für unveränderliche Fallhöhe im vorigen Abschnitt entwickelten



Werte  $(T_D \cdot T_B)_{1,0} - (T_B T_D)_{0,9} \dots$  usw. und trägt sie zur reduzierten  $N_2$ -Dauerlinie auf. Der Inhalt von deren Fehlfläche ist der gesuchte Wert  $E'_{fn}$  der „nutzbaren Fehlenergie“ für Volleistung  $N_{vx}$ . Er kann als Einflußwert waagrecht in Höhe  $N_{vx}$  aufgetragen werden. Wiederholung des Verfahrens führt zur Einflußlinie.

### 3. Der Wasser- und Energiehaushaltsplan.

(Großspeicherwerke.)

#### a) Allgemeines.

Als Wasser- und Energiehaushaltsplan bezeichnen wir eine systematische Zusammenstellung der grundlegenden Summenganglinien (Abb. 48) von Energiebedarf und Wasserdargebot mit den daraus abzuleitenden Ganglinien von Wasserbedarf, Energiedargebot, Speicherinhalt, Spiegelstand und Fallhöhe, Nutz-, Frei-, Fehl-, Aushilfs-, Ergänzungsenergien und -leistungen. Praktische Anwendung findet der Wasser- und Energiehaushaltsplan in erster Linie bei Planung und Betriebsführung der Großspeicher, Seeregulierungen und davon abhängigen Kraftwerke (vgl. auch S. 29).

Die Durcharbeitung eines Wasserkrafthaushaltsplanes verlangt neben der Kenntnis (oder Annahme) des Wassermengendargebots- und Energiebedarfsanges noch des Beckenschaubildes (Abb. 65) und der Beziehung zwischen Spiegelstand und Auslaßwassermenge (zwangsläufige Beziehung bei unveränderlichen Auslaßöffnungen!) oder bei Werkspeichern: der Beziehung zwischen Spiegelstand und Nutzfallhöhe.

Am einfachsten gestaltet sich die Bearbeitung dort, wo an Stelle der tatsächlich wechselnden Nutzfallhöhen die mittlere wirksame Nutzfallhöhe zugrunde gelegt werden kann. Dies ist ohne zu großen Fehler noch zulässig für ein Verhältnis  $\frac{\min H_n}{\max H_n}$  von  $\frac{2}{3}$  in vorläufigen und von  $\frac{4}{5}$  in endgültigen Haushaltsplänen; naturgemäß liegen diese Bedingungen am ehesten bei Hochdruckwerken mit größerer Umleitungsfallhöhe und bei Fernspeichern vor.

#### b) Fallhöhenverhältnisse bei Speicherwerken.

Bei einem den Speicherstau als Fallhöhe mitausnutzenden Kraftwerk bestehen folgende Beziehungen (s. Abb. 65)

$$1. \text{ Nutzfallhöhe } H_n = H_{un} + H_s, \quad (70)$$

$$\begin{aligned} H_{un} &= \text{nutzbare Umleitungsfallhöhe} \\ &= H_u - \Sigma H_w \quad (H_w = \text{Widerstandshöhe}), \\ H_s &= \text{Staufallhöhe.} \end{aligned}$$

$$2. \text{ Spiegelfläche } O = f_1(H_s). \quad (71)$$

Die Beziehung  $f_1(H_s)$  ist gegeben durch die Lage des Stauwerks und die Topographie des Beckengeländes im „Beckenschaubild“.

3. Speichernutzraum (vgl. S. 29).

$$S_n = g(H_s) = \int_{h_u}^{h_o=H_s} O \cdot dh. \quad (72)$$

$$4. \text{ Speichernutzenergie } E_s = f_2(H_n), \quad .$$

$$\begin{aligned} &= \gamma \int_{h_u}^{h_o} (H_{un} + H_s) \cdot dS, \\ &= \gamma H_{un} S_n + \gamma \int_{h_u}^{h_o} H_s dS. \end{aligned} \quad (73)$$

Das letzte Integral (die „reine Stauenergie“ des Speichers) kann gedeutet werden als statisches Moment der „Fläche“ über der  $O$ -Linie und auch als

Inhalt der Fläche unter der  $S$ -Linie. Daher ist die hier durch waagerechte Addition zu bildende Inhaltslinie dieser Fläche zugleich Schaulinie der Speicherenergie (= Schaubild  $E_s$  in Abb. 65).

### 5. Mittlere wirksame Speicherfallhöhe.

Einer Absenkung des Beckenspiegels um  $\Delta H_s = h_2 - h_1$  entspricht eine Wasserentnahme  $\Delta S$  und eine Energieentnahme  $\Delta E_s$ . Der Quotient

$$\frac{\Delta E_s}{\Delta S} = M H_s \quad (74)$$

ist die „mittlere“ bei dieser Absenkung (ohne weiteren Zulauf!) „wirksame Staufallhöhe“. Dieser entspricht die „mittlere wirksame Spiegelhöhe“  $M h_0 =$  Höhe des Schwerpunktes des Teilbeckeninhalts  $\Delta S$  zwischen den Spiegelhöhen

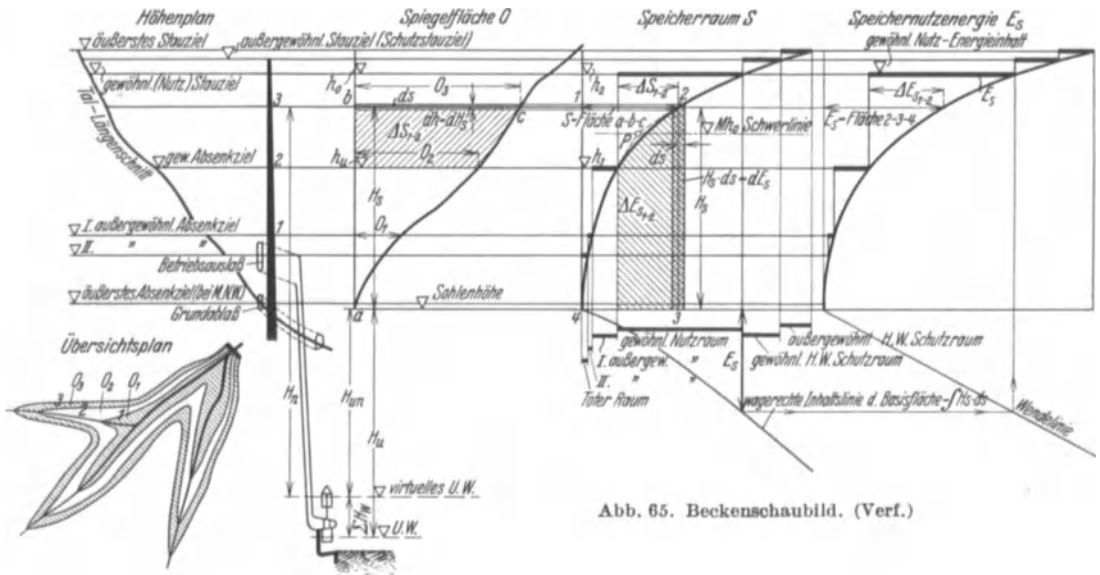


Abb. 65. Beckenschaubild. (Verf.)

$h_2$  und  $h_1$  und auch der Ausgleichlinie der Basisfläche der  $S$ -Linie. Diese wird durch den Schnittpunkt  $P$  der Endtangente der Inhaltslinie für beliebige Absenkungsgrenzen schnell ermittelt (Schaubild  $S$ , Abb. 65).

Wird zugleich mit der Speicherentnahme  $\Delta S$  noch ein Zufluß  $Q_1$  zur Energieerzeugung verwendet, so wird die Gesamtenergieerzeugung (über die Staufallhöhe allein!):

$$\Delta E_1 = \Delta E_s + \int_1^2 Q_1 H_s dT. \quad (75)$$

Die mittlere wirksame Staufallhöhe des gesamten Nutzwassers ( $V_1 = \Delta S + \int_1^2 Q_1 dT$ ) berechnet sich hierbei für eine volle „Haushaltsperiode“ zu:

$$M H_1 = \frac{\Delta E_s + \int_1^2 Q_1 H_s dT}{\Delta S + \int_1^2 Q_1 dT}. \quad (76)$$

Dieser Wert ist im allgemeinen von  $M H_s$  (Speicherarbeit allein) verschieden und genau nur bestimmbar durch schrittweise Auswertung des Wasserhaushaltsplans nach dem S. 86f. angegebenen Verfahren.

Bei verhältnismäßig großer Umleitungsfallhöhe (vgl. S. 79) ist es indes meist ohne wesentlichen Fehler erlaubt  $M H_1 = M H_s =$  Schwerpunkthöhe des

Beckennutzraums zu setzen <sup>1</sup>, was unter bestimmten Bedingungen sogar genau zutrifft, z. B. bei folgenden Voraussetzungen:

1. Bedarfswassermenge  $QB$  im Jahreslauf unveränderlich.
2. Verfügbare Zuflußmenge  $Q_1$  im einen Halbjahr unveränderlich gleich  $(1 + m) QB$ , im andern =  $(1 - m) QB$  (wobei  $m < 1$ ).
3. Speichernutzraum  $S_n \stackrel{=}{=} \frac{1}{2} \cdot m QB$  (d. h. mindestens zum Ausgleich bei Voraussetzung 1 und 2 ausreichend!).

Beweis:

Die Differentialgleichung der Spiegelganglinie [s. Gleichung (25) S. 31] schreibt sich danach:

$$O \cdot dH_s = (Q_1 - QB) dT = \mp m QB dT = \pm \text{Const} \cdot dT \quad (77)$$

und integriert:

$$\text{Const} \cdot T = \pm \int O dH_s = \pm S_n = \text{dem jeweils beanspruchten Beckeninhalte!} \quad (78)$$

Hiernach besteht die Ganglinie von  $H_s$  aus zwei symmetrischen Ästen, deren jeder geometrisch ähnlich der Beckeninhalts-Schaulinie ( $S$  in Abb. 65) ist!

Bei dem vorausgesetzten vollkommenen Ausgleich vereinfacht sich Gleichung (76) für die volle Periode  $T$  zu:

$$MH_1 = \frac{\int Q_1 H_s dT}{\int Q_1 dT} = \frac{QB(1 \pm m) \int H_s dT}{QB(1 \pm m) T} = \frac{\int H_s dT}{T},$$

nach Gleichung (77) ist:

$$\text{Const} \cdot dT = dS;$$

daher auch:

$$MH_1 = \frac{\int H_s dS}{S},$$

d. h. = Schwerpunkthöhe des Beckeninhalts, wie oben behauptet.

Schwankt entgegen obigen Voraussetzungen, aber meist entsprechend der Wirklichkeit, die Bedarfswassermenge  $QB$  gegen- oder gleichläufig zu  $Q_1$ , so erleidet die Spiegelganglinie eine Verzerrung gegenüber der eben behandelten Idealform. Die mittlere wirksame Spiegelhöhe wird dadurch aber doch erst dann wesentlich geändert, wenn das Kraftwerk nur geringe Umleitungsfallhöhe hat. Dann ist  $QB$  stark vom Spiegelstand und vom Zufluß- und Bedarfsgang des einzelnen Jahres abhängig und, wie leicht einzusehen, muß jedenfalls die mittlere wirksame Spiegelhöhe mehr oder minder tief unter den Beckenschwerpunkt sinken (weil die kleineren Fallhöhen mit mehr Wasser bei gleicher Leistung „belastet“ sind). Wegen genauer Berechnung s. S. 86.

### c) Zuständliche Wasserhaushaltspläne bei unveränderlicher Nutzfallhöhe.

1. Speicherwerk im Einzelbetrieb bei Unabhängigkeit des Aufbrauchs vom Spiegelstand. Der Wasserhaushaltsplan für Deckung von Pflichtbedarf ergibt sich gemäß Abschnitt A 7 (S. 56 f.) durch Aufzeichnung der Dargebots- und der Bedarfssummenganglinie; das Verfahren bedarf keiner weiteren Erläuterung.

Empfängt der Speicher einen Teil seines Zuflusses durch Beileitungen aus „fremden“ Einzugsgebieten, so ist zunächst in besonderer Untersuchung die zweckmäßige Überleitungsvollwassermenge  $FQ_v$  für jede Beileitung festzustellen. Hierzu kann man sich oft genau genug der Dauerlinie und Spitzeninhaltslinie für den Zufluß  $FQ_1$  des jeweiligen Fremdgebietes bedienen (Abb. 113). Bei größerer Zahl der Beileitungen verwendet man vorteilhaft eine Spendendauerlinie ( $Fq_1$ ), die oft für alle „beizuleitenden“ Gebiete genau genug einheitlich gilt. Der wirtschaftlich vorteilhafteste Beileitungsausbau ist annähernd erreicht, wenn die „zusätzlichen“ Ausbaurkosten des „letzten“ Sekundenliters der Beileitungsvolleistung eben dem Kapitalwert der aus ihm gewonnenen nutzbaren Mehrerzeugung von Energie gleichkommen (vgl. S. 148).

<sup>1</sup> Dies wurde in der Literatur zwar schon früher empfohlen, aber nicht begründet.

Eine genauere Betrachtung muß zu den Mehrkosten der Beileitung des „letzten Sekundenliters“ auch noch diejenigen seiner Aufspeicherung in dem entsprechend zu vergrößerten Speicher hinzufügen (wodurch augenscheinlich die Höhe der wirtschaftlichsten Beileitungswassermenge gedrückt wird!). Dabei wird die Benutzung der Wassermengensummenganglinie des „beizuleitenden“ Fremdgebietes nötig oder mindestens: monatlich gesonderter Dauerlinien. Die wirtschaftliche Überleitungswassermenge fällt um so größer aus, je kürzer die Umleitung, je geringer ihr lfdm.-Preis, je höher der Verkaufswert der Energie und die Nutzfallhöhe der vom Speicher abhängigen Werke ist. In der Regel liegt opt.  $Fq$  weit über  $Mq$ .

Nach Festsetzung der einzelnen Beileitungsvollwassermengen  $FQ_v$  schneidet man in den Ganglinien (oder Ganglisten) der Abflußmengen  $FQ_1$  der einzelnen Fremdgebiete die das zugehörige  $FQ_v$  übersteigenden Zuflußspitzen ab und ermittelt die „geköpften“ oder erfaßbaren Zuflußmengen  $FQ_e$ . Diese zu den unverkürzten, gleichzeitig „verfügbaren“ Werten  $E Q_1$  des vom Speicher unmittelbar erfaßten „Eigengebietes“ addiert, ergeben den gesamten verfügbaren Zufluß  $Q_1 = E Q_1 + \sum F Q_e$ . Diese Werte werden in bekannter Weise zur Summenganglinie aufgetragen und diese bildet die Grundlage des Wasserhaushaltsplans, für den Speicher mit Beileitungen.

**2. Großspeicherwerke im Verbundbetrieb mit Lauf- und Wärmekraftwerken.** Zur Erläuterung genügt es, zunächst nur ein Werk jeder Klasse, im ganzen also drei Werke, im Verbundbetrieb den „Netzbedarf“ versorgend anzunehmen.

Die Vollwassermenge  $Q_v^L$  des Laufwerks (ohne oder mit Tagesspeicher) wird als bereits bestimmt angenommen (andernfalls mehrere vergleichende Untersuchungen der nachfolgend beschriebenen Art mit jeweils anderem  $Q_v^L$  oder Näherungsverfahren!).

Zunächst ermittelt man auf Grund der gegebenen Belastungsverhältnisse (abschnittstypische Tagesgang- und Energieinhaltslinien) in der Gangliste der verfügbaren Laufwerkswassermengen  $Q_1^L$  die erfaß- und nutzbaren täglichen (oder wöchentlich gemittelten) Wassermengen  $M Q_n^L$  (wobei man rechnerisch die Laufenergie durchweg in Grundkraft eingesetzt annimmt, auch wenn das Laufwerk etwa einen Kleinspeicher besitzt). Von diesen Werten bildet man Dekaden- oder Monats-, kurzweg Abschnittssummen „ $V_n^L$ “.

Diese „reduziert“ man auf die mittlere wirksame Fallhöhe  $M H_n^S$  des Großspeicherwerks mit

$$V_{n \text{ red}}^L = V_n^L \cdot \frac{M H_n^L}{M H_n^S}.$$

Unabhängig hiervon hat man daneben die Abschnittssummen des Netzbedarfs  $V B^N$  zu bilden (und zwar gleichfalls in Wassermengeneinheiten, reduziert auf die Speicherwerksfallhöhe!).

Nach diesen Vorbereitungen kann man auf zwei verschiedenen Wegen weiterschreiten:

1. Elementarer Weg: Man bildet abschnittsweise die Überschüsse des Netzbedarfs gegenüber dem nutzbaren Laufwerksdargebot:

$$V B^N - V_{n \text{ red}}^L = V B^{\text{Rest}}.$$

Diese stellen die vom Großspeicherwerk (und etwaigen Wärmekraftwerken) allein noch zu deckende „Restbelastung“ dar; sie werden fortlaufend addiert und zur „Restbedarfssummenganglinie“  $\sum V B^{\text{Rest}}$  aufgetragen.

Gesondert wird daneben die Speicherwerkszuflußsummenganglinie ( $\sum V_1^S$ ) aufgetragen. Beide Summenganglinien können dann in üblicher Weise benutzt werden, um den jeweiligen Beckenbedarf und den Zuflußüberschuß und -mangel des Großspeicherwerks (Wärmeenergiebedarf) festzustellen.



$MQ_{\text{red}}^L$  die mittlere reduzierte Wassermenge eines der einzelnen Laufwerke  
 $MQ_{\text{red}}^S$  diejenige eines der Speicherwerke und  $S_{n \text{ red}}$  den reduzierten nutzbaren  
 Beckeninhalte eines Großspeicherwerks bezeichnet, so ist der Speicherverbund-  
 ausbaugrad:

$$T_{s \text{ total}} = \frac{\sum S_{n \text{ red}}}{\sum MQ_{\text{red}}^L + \sum MQ_{\text{red}}^S} \quad (79)$$

Dagegen ist der Speichereinzelausbaugrad beziehentlich:

$$T_{s1} = \frac{S_{n1}}{MQ_1^S}; \quad T_{s2} = \frac{S_{n2}}{MQ_2^S} \text{ usw.}$$

Hat man nun anderweitig<sup>1</sup> festgestellt, daß zur Deckung eines Bedarfs  $B_1$   
 von gleicher Form wie der Verbundnetzbedarf mit einem bestimmten mittleren  
 Mangelgrad (z. B. 5%) ein Speicherausbaugrad  $T_{sx}$  erforderlich ist, so kann man  
 mit guter Annäherung von vornherein sagen, daß im Verbundbetrieb von  $g$   
 Großspeicherwerken mit  $l$  Laufwerken die Summe der erforderlichen reduzierten  
 Speichernutzräume sich aus der Bedingung

$$T_{s \text{ total}} = T_{sx}$$

bestimmt, somit zu:

$$\sum S_{n \text{ red}} = T_{sx} (\sum MQ_{\text{red}}^L + \sum MQ_{\text{red}}^S) \quad (80)$$

Man kann auf Grund dieser Beziehung die einmal für ein  
 einzelnes Speicherwerk ermittelten Beziehungen zwischen Spei-  
 cherausbaugrad und Energieausbeute<sup>2</sup> mindestens für näherungs-  
 weise Vorermittlungen auch auf Verbundbetriebe und Speicher-  
 gruppen anwenden!

**3. Darstellung der Untersuchungsergebnisse.** Nach Durchführung der be-  
 schriebenen Arbeiten in den Summenganglinien empfiehlt es sich, der größeren  
 Anschaulichkeit halber, die kennzeichnenden Ergebnisse: Belastungsver-  
 teilung, Speicherinhalts- und Spiegelbewegung usw. in einfachen Jahressang-  
 linien und auch in typischen Tagesbelastungsganglinien übersichtlich  
 darzustellen. In allgemein-methodischer Beziehung hat man dabei die auf S. 56  
 entwickelten geometrischen Zusammenhänge zwischen Summenganglinie und  
 Ganglinie rückwärts zu benutzen (Darstellung im „Bilanzplan“ s. S. 91f.).

Hinsichtlich der Belastungsverteilung auf Grund-, Mittel- und Spitzen-  
 last wird man auch nach der erfolgten Energieverteilung oft noch reich-  
 liche Freiheit in bezug auf die Leistungsverteilung im Tagesdiagramm  
 vorfinden. Man verfährt dann nach den in den Kapiteln 6 und 7 (S. 110, 118)  
 entwickelten Grundsätzen.

#### d) Wasserhaushalts-Fahrpläne.

Im Gegensatz zum Arbeiten mit den gegebenen Abflußdaten einer langen  
 zurückliegenden Jahresreihe muß der praktische Betrieb mit einer mehr oder  
 minder großen Unübersichtlichkeit des Abflußganges der jeweils bevorstehenden  
 Betriebsmonate und -jahre rechnen. Er muß daher, um die den Abnehmern  
 gegenüber eingegangenen Leistungs- und Arbeitsgarantien einhalten zu können,  
 die Bewirtschaftung des jeweiligen Speicherinhaltes und -zuflusses mit einer  
 gewissen Vorsicht führen. Diese Vorsicht darf aber auch nicht beliebig gesteigert  
 werden, weil dann leicht die Ausnutzung des Gesamtwasser- und Energie-  
 dargebots zu sehr verschlechtert würde. Den richtigen Mittelweg mit einer  
 gewissen Zwangsläufigkeit dem Betriebsleiter anzugeben ist die Aufgabe des  
 „Fahrplans“. Dieser muß schon im Projekt aufgestellt und auch gleich zum

<sup>1</sup> Z. B. an Hand von Ausbeuteeinflußlinien (vgl. S. 94 und Abb. 88).

<sup>2</sup> Z. B. auch die diese Beziehungen darstellenden Ausbeuteeinflußlinien (S. 94).



endgültigen Nachweis der voraussichtlichen praktisch erreichbaren Energie- und Leistungsgrößen benutzt werden. Zur Erläuterung nehmen wir den Fall, daß das Speicherwerk im Verbundbetrieb mit anderen Anlagen, z. B. Dampfkraftwerken arbeitet und daß wegen Knappheit des Speichers eine gewisse Unständigkeit der Energiedarbietung verbleibt. Dabei wird dann die Speicherkraft

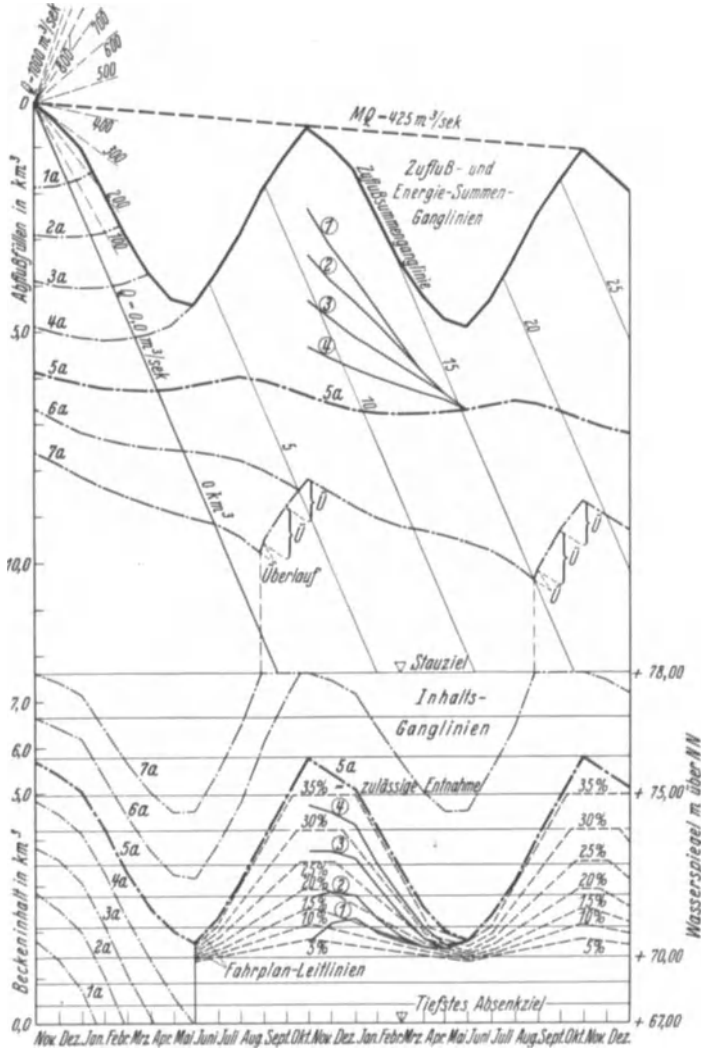


Abb. 67. Wasserhaushaltsplan mit Fahrplanleitlinien und verschiedener Bewirtschaftung. (Verf.)

im „normalen“ Betrieb einen Teil der Grundkraft decken und im „Mangelbetrieb“ in zunehmendem Maße zum Spitzenbetrieb übergehen, damit die Leistung der Maschinen wenigstens voll einsetzbar bleibt (vgl. S. 34). Hier gibt dann der Fahrplan in Zeiten beginnenden Wassermangels rechtzeitig Beginn und Grad einer notwendigen Einschränkung des Wasserverbrauchs an. Die Entnahme aus dem Staubecken kann dann i. d. R. so rechtzeitig gedrosselt werden, daß der Speicher selbst über die größten Mangelzeiten hinweg hilft.

Grundlagen des Fahrplanes sind letzten Endes die Betriebserfahrungen. Bei der Projektierung derartiger Kraftanlagen können diese „Erfahrungen“ zunächst aus dem Wasserhaushaltsplan vergangener Jahre abgeleitet werden.

Zunächst ist aus der Zeit des größten Mangels der zur erforderlichen Mindestenergiedeckung unbedingt erforderliche, geringste Speicher zu ermitteln. Für diese Zeit werden der Wasserkraft entsprechend der insgesamt verfügbaren Leistung die höchsten Spitzen mit dem geringsten Arbeitsinhalt zugeteilt. Diese Feststellung eines „Not-speicherinhalts“ stellt bereits die primitivste Art der Anlage eines Fahrplans dar. Denn dadurch wird eine bestimmte Leistung, allerdings bei geringster Arbeit, sichergestellt. Soll für gleichen Leistungseinsatz eine größere Arbeit gewährleistet werden, was sich aus den Bedingungen des Verbundbetriebes als erwünscht ergeben kann, so sind die zur Sicherstellung dieser Arbeitsgrößen erforderlichen (größeren) Speicherinhalte zu bestimmen. Bei Mitteldruckanlagen wird man außerdem bemüht sein (vgl. S. 41), das Staubecken vor der alljährlichen Trockenzeit möglichst gefüllt zu halten, um eine größere Nutzfallhöhe zur Verfügung zu haben und hierdurch Betriebswasser zu sparen. Andererseits wird man das Becken rechtzeitig absenken in oder vor einer Jahreszeit, wo ein stärkerer Zufluß gemäß den jährlichen Regenperioden regelmäßig zu erwarten ist. Abb. 67 stellt den Betrieb dar, wie er sich für eine Mitteldruckanlage in einem Jahr mittleren Zuflusses *mit* und *ohne* Fahrplan ergibt. Besonders hervorzuheben ist die Entnahmelinie *5a*. Sie gibt den Beckeninhalte vor einer beginnenden Trockenperiode an, der bei normalem Zufluß und normaler Betriebsweise weder einen Mangel noch einen Verlust durch Überlauf ergibt. Bei Beckenwasserständen oberhalb dieser Inhaltlinie *5a* findet keine Einschränkung des Betriebes statt, da diese nur den Verlust vergrößern würde. Sinkt der Wasserspiegel aber unter diese Grenzlinie, so tritt im „normalen“ Jahr unbedingt ein Mangel ein, wenn nicht rechtzeitig eine Betriebseinschränkung stattfindet. Dies zeigen deutlich die Beckeninhaltsganglinien *1a—4a*. Andererseits zeigen die Linien 1 bis 4, wie trotz gleichen Zuflußmangels nicht nur die Leistung des Kraftwerks, sondern auch eine bestimmte Arbeit gewährleistet ist, wenn der Fahrplan benutzt wird. Außerdem kann am Ende der Trockenperiode sofort mit dem normalen Betrieb begonnen werden.

Ein derartiger Fahrplan kann naturgemäß in einzelnen Jahren zu einem gewissen Wasser- und Energieverlust führen, wenn z. B. der *HW*-Zufluß früher und in stärkerem Maße einsetzt, als auf Grund der Erfahrungen vergangener Jahre erwartet werden konnte. Jedoch wird dieser Verlust wohl meist bei weitem aufgewogen durch den Nutzen, der sich für die Anlage aus der Vermehrung der höherwertigen ständigen Leistung und Arbeit ergibt (vgl. S. 42).

#### *e) Zuständlicher Wasserhaushaltsplan bei Abhängigkeit des Aufbrauchs vom Spiegelstand.*

**1. Einzelnes Speicherwerk mit willkürlichem Wasserhaushalt.** Bei nicht allzustarker Fallhöhenchwankung genügt vielleicht schon eine Verfeinerung der Berechnung auf Grund vorweg angenommener mittlerer wirksamer Fallhöhe dahin, daß man statt eines durch die ganze Untersuchung einheitlich durchgehenden  $H_n$ -Wertes Jahr für Jahr einen anderen nach Maßgabe der Größe und Höhenlage des in jedem einzelnen Jahr beanspruchten Beckeninhalts zugrunde legt. Diese individuellen mittleren Jahresfallhöhen können durch eine flüchtige Vorermittlung mit einheitlich angenommener Nutzfallhöhe gefunden werden.

Die genaue, schrittweise Berücksichtigung größerer Fallhöhenchwankungen kann in folgender Weise durchgeführt werden. Als gegeben sind anzunehmen:

1. Die Summenganglinie von  $V_1 =$  verfügbarer Zufluß (z. B. Tage mal  $\text{m}^3/\text{sek}$ ) und die Ganglinie (oder eine Liste der Werte) von  $EB = MLB =$  erforderliche mittlere Leistung (kW) je Zeitabschnitt, z. B. je Monat.
2. Die Speicherinhaltslinie  $J_n = f(h_0)$  oder umgekehrt  $h_0 = g(J_n)$  (Abb. 65).

3. Die Fließfallhöhen =  $H_w$  entweder als Konstante oder als Funktion von  $VB$  (genauer von  $MQB = \frac{MLB}{e H_n}$ ). (Wegen summarischer Berechnung von  $\Sigma H_w$  s. S. 179.)

4. Die Unterwasserhöhe des Kraftwerks  $h_w$ , aus der sich durch Antragen der Fließfallhöhen die „virtuelle  $UW$ -Höhe“ ergibt.

Danach läßt sich für jeden Abschnittsmittelwert  $MLB$  die Nutzfallhöhe  $H_n$  als Funktion von lediglich  $h_0$  und letzten Endes von  $J$  feststellen. Hierbei genügt es,  $h_0$  und  $J$  als Mittelwerte des betrachteten (je nach Bedarf kleiner zu wählenden) Zeitabschnittes einzuführen.

In Abb. 68a ist angenommen, daß die Wasserbedarfssummenganglinie von links her bis zum Punkt  $A_B$  bereits ermittelt sei.

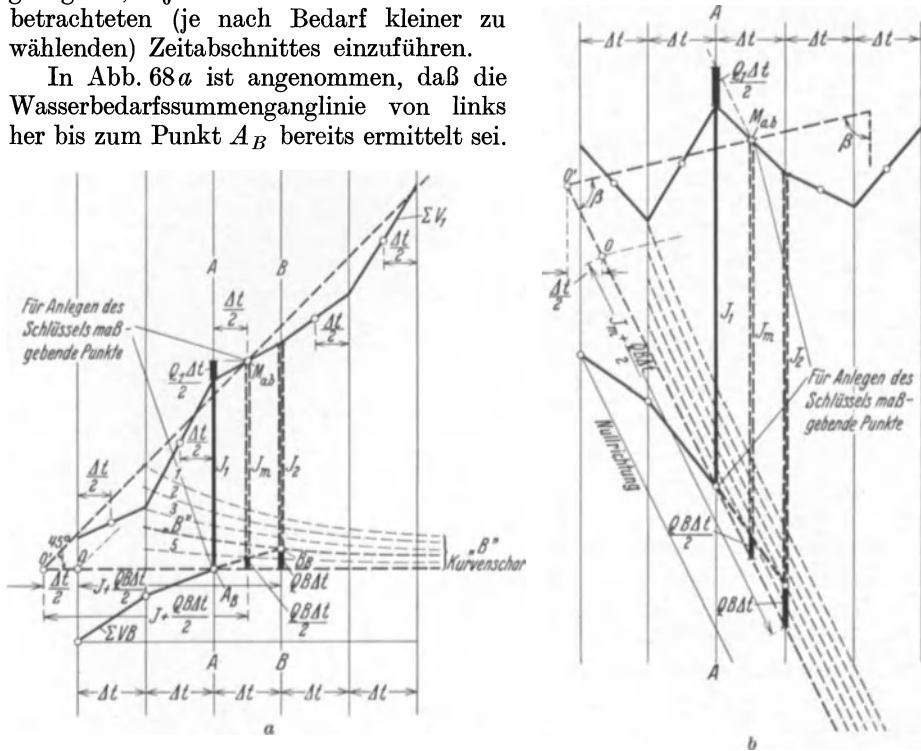


Abb. 68. Wasserhaushaltsplan bei stark schwankender Fallhöhe. a In rechtwinkligen, b in schiefwinkligen Koordinaten.

Zur Bestimmung des nächsten Punktes  $B_B$  führen dann folgende Überlegungen und Hilfskonstruktionen <sup>1</sup>:

Im Zeitabschnitt  $AB$  wächst die Dargebots- (= Zufluß-) Summe um  $V_1 = Q_1 \cdot \Delta t$ , die Wasserbedarfssumme um den — zunächst unbekanntem — Betrag  $VB = QB \cdot \Delta t$ . Dieser ist eine Funktion des mittleren Leistungsbedarfs  $MLB$ , sowie der mittleren Fallhöhe  $H_n$  und damit auch des mittleren Speicherinhalts  $J_m$  des Zeitabschnittes  $AB$ , gemäß:

$$QB = \frac{MLB}{e H_n} = \frac{MLB}{ef(J_m)} \quad (81)$$

Außer dieser energetischen Beziehung besteht zwischen  $QB$  und  $J_m$  noch eine andere, volumetrische, sich aus dem Wasserhaushaltsplan ergebende. Wir lesen sie aus Abb. 68a ab mit:

$$J_1 + \frac{Q_1 \cdot \Delta t}{2} - \frac{QB \cdot \Delta t}{2} = J_m \quad (82)$$

<sup>1</sup> Aus einem Grundgedanken aus Horst: „Über die wirtschaftliche Ausbaugröße von Talsperrenkraftwerken und Wasserwirtschaftspläne“, Dissertation Hannover 1927, entwickelt.

Zur Lösung dieser beiden gleichzeitig zu erfüllenden Bedingungsgleichungen zeichnen wir auf Pauspapier die nach Gleichung (81) für einen beliebig angenommenen Wert  $MLB$  (kW) leicht zu berechnenden Werte

$$QB \cdot \Delta t = MLB \cdot \Delta t \cdot \frac{1}{ef(J)}$$

als Ordinate über den Werten  $J + \frac{QB \cdot \Delta t}{2}$  als Abszissen auf, wodurch eine Schlüsselkurve „B“ entsteht, und verzeichnen noch eine Wendelinie 1:1 vom Nullpunkt 0 aus um  $\frac{\Delta t}{2}$  nach links verschoben.

Legen wir das Schlüsselblatt jetzt achsenparallel so auf den Wasserhaushaltsplan, daß die Schenkel des  $45^\circ$ -Winkels die Summe des bekannten Anfangsbeckeninhalts  $J_1$  und des halben Zuflusses  $\frac{Q_1 \cdot \Delta t}{2}$  einschließen (letzterer ist in der Mitte des Zeitabschnittes im voraus durch einen Punkt  $M_{ab}$  auf der Zuflußsummenganglinie zu kennzeichnen), so kann die dem mittleren Inhalt  $J_m$  und damit der mittleren Nutzfallhöhe entsprechende, erforderliche Entnahmemenge  $QB \Delta t$  im Schnittpunkt  $B_B$  der zuständigen Schlüsselkurve  $B$  mit der Endvertikalen  $B-B$  des Zeitabschnittes durchgestochen werden. Damit ist der Endbeckeninhalt  $J_2$  des betrachteten Zeitabschnittes ermittelt.

Dem Wechsel der Energiebedarfswerte  $MLB$  trägt man durch Konstruktion einer Hilfskurvenschar  $B_{1, 2, 3} \dots$  Rechnung, wobei man die  $MLB$ -Werte passend (etwa 0,1 zu 0,1 des Jahresdurchschnitts  $MB$  oder auch: unmittelbar entsprechend den 12 gegebenen Monatsmittelwerten der Bedarfsganglinie) abstuft.

In der angegebenen Weise ermittelt man, unter Beachtung und entsprechender Berücksichtigung etwa durch Schnitt mit der Zuflußsummenganglinie sich anzeigender Füllung oder Entleerung des Speichernutzraumes, Punkt für Punkt die Wasserbedarfsummenganglinie  $\Sigma VB$ .

Bei Anwendung schiefer Koordinaten für die Summenganglinien bleibt die Konstruktion grundsätzlich dieselbe.

An Stelle des Winkels von  $45^\circ$  tritt ein gleichschenkliges Dreieck (senkrechte Ordinate und schiefe Abszisse als Schenkel), s. Abb. 68b, wo der Wasserhaushaltsplan im doppelten Wassermengenmaßstab gezeichnet ist. Auch hier wird der Schlüssel so verschoben, daß die Schenkel des Kathetenwinkels  $\beta$  die Summe des Anfangsbeckeninhalts  $J_1$  und des halben Abschnittszuflusses  $\frac{Q_1 \cdot \Delta t}{2}$  einschließen. Letzterer ist auch hier in der Mitte des Zeitraumes zu kennzeichnen.

Verluste durch Verdunstung und Versickerung aus dem Staubecken können als zusätzliche „Entnahmen“ im Schlüssel, z. B. als Funktion des Beckeninhaltes, mit dargestellt werden. Sollen jedoch Schwankungen der Verdunstungshöhe nach den Jahreszeiten berücksichtigt werden, so müßten diesen entsprechend jahrzeitlich verschiedene Schlüssel gezeichnet werden.

**2. Speicher mit zwangsläufigem Wasserhaushalt. Seeretention.** Wenn der Auslaß des Nutz- oder Freiwassers aus dem Speicher nicht durch bediente Abschlußorgane, sondern nur durch die Druckhöhe an freien Auslaßröhren, -rinnen oder Überfällen reguliert wird, ist der Wasserhaushalt „zwangsläufig“. Der Spiegel- und Abflußgang regelt sich dann nach der grundlegenden Differentialgleichung (25) (S. 31) und nach der „Leistungsgleichung“ der Abflußorgane, die sich auf Grund hydraulischer Berechnungen in Form einer „Abflußmengen einflußlinie“ (Schlüsselkurve)

$$Q_a = f(h_0) \tag{83}$$

darstellen läßt (Abb. 69).

Von den mannigfaltigen „Retentionerscheinungen“ sind für uns die wichtigsten:

1. Umformung einer Hochwasserwelle durch einen Speicher mit freiem Aus- oder Überlauf.
2. Umformung einer durch Schwellbetrieb (S. 34) erzeugten Abflußwelle durch einen breiten Unterlauf („natürlicher Ausgleichvorgang“).
3. Jahresausgleichswirkung eines natürlichen Sees und Einfluß geplanter Änderungen an seinem Auslauf.

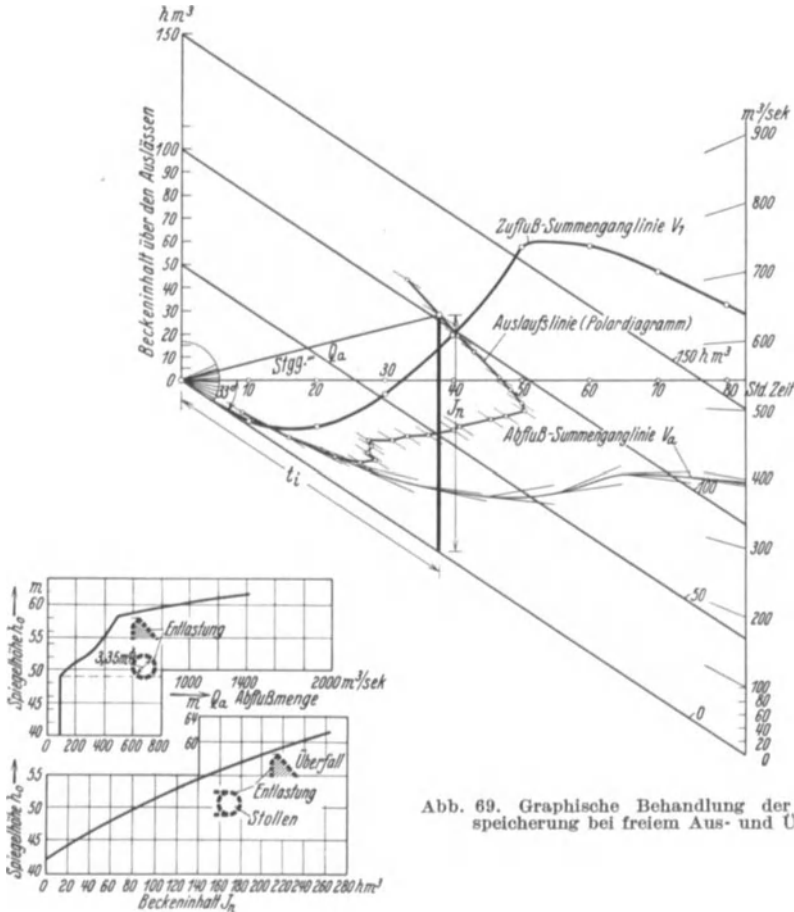


Abb. 69. Graphische Behandlung der Hochwasserspeicherung bei freiem Aus- und Überlauf.

In der Absicht, die Untersuchung wieder mit Summenganglinien zu führen [aufbauend auf diejenige des Zuflusses ( $V_1$ )] verschmelzen wir die Ablaßmengen-einflußlinie  $Q_a = f(h_0)$  mit der Beckeninhaltslinie  $J_n = g(h_0)$  (Abb. 69) folgendermaßen zu einer einheitlichen Hilfskurve:

Wir bilden die Quotienten

$$\frac{J_n = g(h_0)}{Q_a = f(h_0)} = t_i = \text{„ideelle Auslaufzeit“} \tag{84}$$

und tragen sie als Abszissen zu den zugehörigen Werten  $J_n$  in den Maßstäben der  $V_1$ -Summenganglinie zur „Auslauflinie“ auf (Abb. 69). Ein beliebiger Strahl vom Nullpunkt dieser Auftragung nach einem Punkt der Auslauflinie gibt dann gemäß Konstruktion die zugeordnete Auslaufwassermenge  $Q_a = \frac{J_n}{t_i}$  im Neigungsmaßstab der Summenganglinie an.

Infolgedessen kann man mit dem auf die Summenganglinie verschieblich aufgelegten (durchsichtigen) Auslaufschaubild in einfacher Weise (s. Abb. 69) die Abflußsummenganglinie Stück um Stück konstruieren<sup>1</sup>.

Erweiterung. Die Auslaufschaulinie kann auch zur Lösung der Aufgaben des vorigen Abschnittes (S. 86f.) dienen. Man konstruiert dazu einfach für jeden Wert  $MLB_x$  einer abgestuften Reihe von Energiebedarfswerten  $MLB_{1, 2, 3 \dots}$

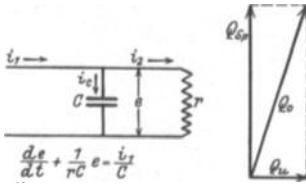


Abb. 70. Elektrischer Stromkreis. Analogie mit Retentionsgleichung nach Fransen und entsprechendes Vektordiagramm (Ljungdahl).

je eine besondere Auslauflinie und benutzt bei der Anwendung immer gerade diejenige Kurve der Schar, die dem aus der Energiebedarfssummenganglinie abzulesenden Bedarfswert  $MLB$  des untersuchten Zeitabschnitts entspricht.

Untersuchung der Ausgleichwirkung im Schwellbetrieb. Unter vereinfachenden Voraussetzungen kann man auf numerisch-analytischem Wege die Abflußverhältnisse selbst bei unregelmäßig gestaltetem Flußbett mit guter Annäherung an wirklich beobachtete Erscheinungen erfassen<sup>2</sup>.

Man ersetzt dazu die Tagesbelastungsganglinie näherungsweise durch eine einfache oder zusammengesetzte Sinuslinie und nimmt, um die allgemeine Differentialgleichung der Retention integrieren zu können, als Gleichung der Unterwasserschlüsselkurve eine lineare an:

$$Q_u = a + b h_u. \quad (85)$$

Die allgemeine Retentionsgleichung [s. oben Gleichung (83)] schreibt sich dann:

$$Q_0 dt = Q_u dt + O dh_u = (a + b h_u) dt + O dh_u \quad (86)$$

$Q_0$  = Abfluß vom Schwellwerk ins Unterwasser;  $Q_u$  = Abfluß aus der betrachteten Unterwasserstrecke (etwa auch Ausgleichbecken);  $O$  = Spiegelfläche des Unterwassers;  $h_u, dh_u$  = Unterwasserstand und -änderung.

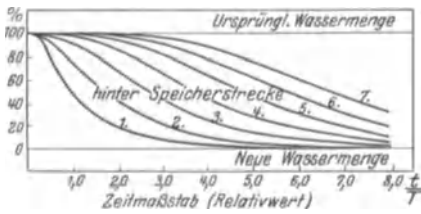


Abb. 71. Zeitgang der  $Q$ -Schwankung in einer Speicherkette bei plötzlicher Abflußänderung am oberen Speicher I (Ljungdahl).

Aus Gleichung (86) folgt:

$$\frac{dh_u}{dt} + \frac{b h_u}{O} = \frac{Q_0 - a}{O}. \quad (87)$$

Diese Differentialgleichung stimmt formal mit derjenigen eines elektrischen Stromkreises mit Widerstand  $r$  und Kondensator  $C$  nach Abb. 70<sup>3</sup> überein. Daher kann das vorliegende hydraulische Problem nach der Wechselstromtheorie und mit Vektoranalyse behandelt werden. Für sinusförmigen Zeitgang von  $Q_0$  ist die Lösung der Differentialgleichung:

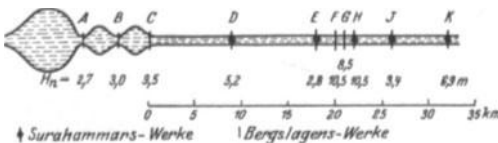


Abb. 72. Übersichtsschema des unteren Kolbäcksan (Ljungdahl).

$$h_u = \frac{Q_0}{\sqrt{b^2 + (\omega O)^2}}; \quad Q_u = b h_u; \quad Q_{\text{Speich}} = \omega O h_u,$$

worin  $\omega = 2 \pi \nu$  und  $\nu$  = Frequenz.

Der Gedankengang ist auch auf den Fall anwendbar, daß statt konzentrierter Becken lediglich längere normalbreite Stromstrecken zwischen den Werken vorhanden sind und ausgleichend wirken (Abb. 71)<sup>4</sup> und endlich auch sehr vorteilhaft auf kombinierte Fälle (Abb. 72)<sup>5</sup>.

Näheres und praktische Beispiele s. Literatur Nord. Wasserkräfte, S. 527f.

<sup>1</sup> Die Ableitung dieses Verfahrens ist angeregt durch die Arbeit von R. A. Hill: Engng. News Rec. 26. 4. 1928.

<sup>2</sup> Nach Ljungdahl und Fransen: Vgl. Lit. Nord. Wasserkräfte, S. 527f.

<sup>3</sup> Nord. Wasserkräfte, Abb. 567, S. 527. <sup>4</sup> Nord. Wasserkräfte, Abb. 568.

<sup>5</sup> Nord. Wasserkräfte, Abb. 569.

f) *Ausbau-Einflußwerte.*

1. **Einfache Wasserhaushaltsbilanz.** Durch Zusammenstellung der beiden geschlossen durchgehenden Summenganglinien von Dargebot ( $Q_1, V_1$ ) und Bedarf ( $Q_B, V_B$ ) entsteht (Abb. 48) zwar bereits eine Darstellung, aus der sich unter alleiniger Benutzung des Zirkels alles Wissenswerte entnehmen läßt und in der auch Varianten übersichtlich durchkonstruiert werden können. Die Darstellung gewinnt aber wesentlich an Durchsichtigkeit, wenn wir die Bedarfssummenganglinie (die wir Beispiels und Kürze halber als starre Pflichtbedarfslinie voraussetzen wollen, was sie keineswegs immer zu sein braucht) von Haushaltsperiode zu Haushaltsperiode (d. h. von Wechsellpunkt  $T_1$  zu Wechsellpunkt  $T_2$ )

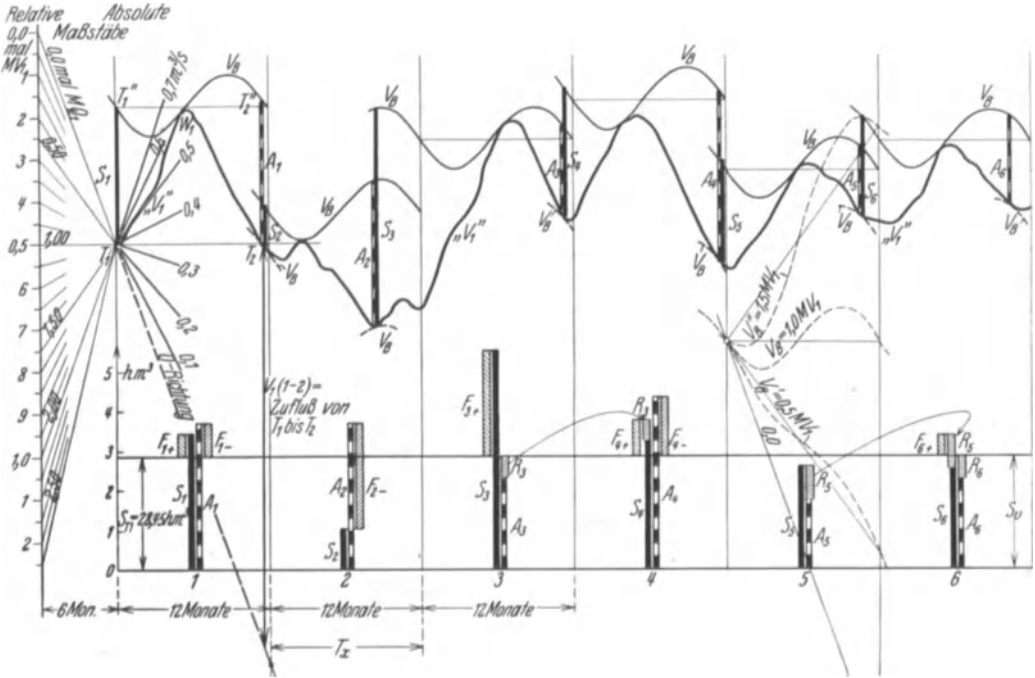


Abb. 73. Oben: Wasserkraft-Haushaltsplan in Summenganglinien. Unten: Bilanzplan. (Verf.)  
 (Beide Pläne entsprechen im Abschnitt  $T_z$  maßstäblich den Ganglinien der Abb. 17.)  
 Berichtigung: Statt  $V_B$  lies  $V_B$ .

(Abb. 73) abrechnen und die einzelnen (bei gleichbleibender Bedarfsform: kongruenten) Kurvenstücke „ $V_B$ “ berührend an jeden „oberen“ Wechsellpunkt „ $W$ “ zeichnen (wir könnten ebensogut von den unteren Wechsellpunkten „ $T$ “ ausgehen).

Wir übersehen dann sofort die Größenverhältnisse der verfügbaren Speicherrfüllungen  $S$  und -aufbräuche  $A$  und könnten nach Wahl eines Speichernutzraumes  $S_n$ , wie in Abb. 73 angedeutet, die jeweiligen wirklich möglichen Speicherrfüllungs-, Freiwasser-  $F_+$  und Fehlbrträge  $F_-$ , Anfangs- und Endinhalte ( $J_a, R$ ) usw. ermitteln. Noch einfacher gestaltet sich diese Arbeit, wenn wir (ähnlich wie früher in Abb. 21, S. 31) die Strecken  $S$  und  $A$  aus der Summenganglinie entnehmen und (unabhängig vom genauen Zeitmaßstab nur in richtiger Reihenfolge) darunter von einer waagerechten Achse aus auftragen zum

**Bilanzplan.** Wenn wir in diesem eine zweite Waagrechte in Höhe des Maßes für den Speichernutzraum  $S_n$  über der Grundlinie ziehen, gelangen wir durch einfache Farbmarkierung der dabei entstandenen verschiedenartigen Ordinatenabschnitte leicht zu einer äußerst übersichtlichen Darstellung aller kennzeichnenden Einzelheiten des Wasserhaushalts. Lediglich das Übertragen der nach manchen

Haushaltsperioden verbleibenden Restinhalte (z. B.  $R_3$  und  $R_5$  in Abb. 73) erfordert noch Zirkelanwendung.

Der Einfluß einer Änderung der Grundwerte  $VB$  (Wasser- oder Energiebedarf) und  $S_n$  (Speichernutzraum) läßt sich hier gut abschätzen und durch Zeichnen mehrerer Bilanzpläne auch rasch genau feststellen. Statt die Bedarfslinien  $VB$  fest zur Dargebotssummenlinie hinzuzeichnen, ist es oft vorteilhafter, eine Periode von „ $VB$ “ auf ein Pauspapierblatt zu zeichnen (in Abb. 73 im Jahr „5“ durch gestrichelte Linien angedeutet) und von Wechsellpunkt zu Wechsellpunkt zu verschieben, nachdem jeweils die Strecken  $R$  und  $A$  abgegriffen und in den Bilanzplan übertragen sind. Die Gesamtbeträge (zur Bildung von Durchschnittsbeträgen) des Fehlwassers, Freiwassers, des Nutzwassers usw. erhält man am einfachsten durch Addieren mit dem Zirkel aus dem Bilanzplan heraus. Diese zeichnerische Behandlung im Bilanzplan (Abb. 73) entspricht einer fortlaufenden Anwendung der Teilintegralgleichungen (29) und (32) S. 32.

**2. Speicherausbeutelinen.** Das Arbeiten mit varierten Summenganglinien und Bilanzplänen, obwohl schon weit vorteilhafter als das mit Ganglinien, ist für viele Aufgaben, namentlich für Vorstudien, wirtschaftlich vergleichende Vorentwürfe u. dgl. immer noch zu zeitraubend. Die große Zahl der veränderlichen, in die Untersuchung einzubeziehenden wasserkraftwirtschaftlichen Grundwerte erschwert den Überblick und ruft nach einer noch weiter konzentrierten Darstellung — sozusagen einem zahlenmäßigen Ausdruck der inneren Gesetzmäßigkeiten des Dargebots- und Bedarfsverlaufes.

Als wichtigste Grundwerte vergleichender wasserkraftwirtschaftlicher Entwürfe sind nach allem die folgenden anzusehen [wobei wir uns der Einfachheit halber zunächst vorstellen, daß nur eine einzige Speicherkraftanlage mit einem Aushilfswerk (Wärme- oder anderen Speicherkraftwerk) zusammen den Netzbedarf zu befriedigen habe]:

1. Die mittlere zu deckende Netzleistung (Energiebedarf, erforderliche Gesamterzeugung):  $MLB$ .

1a. Die größte auftretende Netzleistung (Spitze):  $\max LB$ .

2. Die mittlere Wassernutzleistung:  $MN_n$ .

2a. Die größte verlangte Wassernutzleistung:  $\max N$ .

3. Die durchschnittlich fehlende Energie:  $MLB - MN_n = MN_{f-}$ .

4. Der größte während einer einzelnen zusammenhängenden Mangelperiode (z. B. eines Trockenjahres) auftretende Fehlbetrag an mittlerer Leistung (Energie):  $\max MN_{f-}$ .

4a. Der größte auftretende Fehlbetrag an Nutzleistung:  $\max N_{f-}$ .

5. Die vorhandene (ausgebaute) Speichernutzenergie (Speichernutzinhalt)  $E_n^S = MN_n^S$  (oder  $S_n$ ).

6. Die durchschnittliche nicht nutzbare verfügbare Wasserleistung („Freilauf“) =  $MN_1 - MN_n = MN_{f+}$ .

Von den Größen unter 1a, 2a, 4a ist  $\max LB$  (1a) unmittelbar bestimmt durch  $MLB$  auf Grund der Form der Belastungsgang- und -dauerlinien. Die Größe  $\max N$  (2a) ist gleich  $\max LB$  (1a) zu setzen, wenn in nassen Jahren die Aushilfskraftanlage<sup>1</sup> vollkommen unbenutzt bleiben soll. Wird die Aushilfskraftanlage<sup>1</sup> dagegen auch in nassen Jahren mit einer gegenüber 4a verminderten Höchstleistung  $N_f$  zur Leistungsaushilfe = „Spitzenergänzung“ herangezogen, so ist  $\max N$  nur =  $\max LB - N_f$ . [Hierbei ist zu prüfen, ob die absolut größte Netzspitze ( $\max LB$ ) jahreszeitlich überhaupt in die „kritische“ Trockenperiode fallen kann, oder durch eine jahreszeitlich richtig liegende kleinere Spitze  $\max LB$  maßgebend zu ersetzen ist!]

$\max L_{f-}$ , die höchste Einsatzleistung der Aushilfsanlage<sup>2</sup> in Trockenjahren, ist auf Grund wirtschaftlicher, ziemlich unabhängig daneben zu führender

<sup>1</sup> Oder der Fremdstromanschluß.    <sup>2</sup> Oder des Fremdstromanschlusses.



Erwägungen zu bestimmen. Praktische obere Grenze dafür ist  $\max N_{f-}$  (4a) (bei voller Deckung der Pflichtbedarfspitzen); diese Leistungsgrenze wird ihrerseits bestimmt (auf Grund der Form der Belastungsganglinien) durch die in den trockensten Jahren bei zur Neige gehendem Speicherinhalt geforderte Gesamtaushilfsenergie  $\max MN_{f-}$  (4) dieser „maßgebenden Betriebsperiode“ und durch deren Betriebstage- und -stundenzahl, die aus der Form der täglichen Belastungslinien (vgl. S. 20f.) zu ermitteln sind. In der maßgebenden Betriebsperiode, wo wirtschaftlicher Weise anzustreben ist, möglichst viel Energie mit einer möglichst kleinen Leistung zu erzeugen, arbeite die Aushilfsanlage <sup>1</sup> grundsätzlich „in Grundkraft“, in den wasserreichen Jahren dagegen, wenn überhaupt, „in Spitzen“. Bei Mitarbeit von Wasserkraftwerken neben dem Großspeicher- und dem Wärmekraftaushilfswerk muß natürlich in erster Linie restlose Ausnutzung der verfügbaren Laufwerksenergie angestrebt werden. Bei vorübergehend stärkerer Wasserführung des Laufwerks muß dieses entsprechend bevorzugt in Grundkraft eingesetzt werden.

Endlich läßt sich  $MN_n$  (Z. 2.) durch  $MLB$  und  $MN_{f-}$  (Z. 1. und 3.) ausdrücken:

$$MN_n = MLB - |MN_{f-}|. \tag{88}$$

Sieht man zwecks möglicher Vereinfachung zunächst von der Berücksichtigung der vorerwähnten Nebenabhängigkeiten („Spitzenergänzung“) ab, so bleiben als maßgebende Grundveränderliche übrig die Größen:

Z. 1.	2.	3.	5.
$MLB$	$MN_n = MLB -  MN_{f-} $	$MN_{f-}$	$MN_n^s$ (oder $S_n$ ).

Von diesen beziehen wir Z. 1., 2., 5. auf die mittlere verfügbare Jahresleistung  $MN_1 = eMH \cdot MQ_1$  und kennzeichnen die erhaltenen „Bezugswerte“ (Dezimalbrüche) durch Überstreichen. Die Größen Z. 3. dagegen beziehen wir aus Zweckmäßigkeitsgründen nicht auf  $MN_1$ , sondern auf  $MLB$  als Einheit und überstreichen es doppelt. So erhalten wir folgende neuen Hauptveränderlichen:

Z. 1.	2.	3.	5.
$\overline{MLB}$	$\overline{MN}_n$	$\overline{\overline{MN}}_{f-}$	$\overline{MN}_n^s(\overline{S}_n)$
$= \frac{MLB}{MN_1}$	$= \frac{MN_n}{MN_1}$	$= \frac{MN_{f-}}{MLB}$	$= \frac{eMH_n S_n}{1 \cdot MN_1} \left( \frac{S_n}{1 \cdot MQ_1} \right)$ .

Wir wählen von diesen  $\overline{MLB}$  als unabhängige Grundveränderliche und  $\overline{MN}_{f-}$  als stufenweise veränderlichen „Festwert“ (Parameter). Dann verbleibt als abhängige, durch ein Schaubild darzustellende Veränderliche  $\overline{MN}_n^s(\overline{S}_n)$ .

Die übrige Größe,  $\overline{MN}_n$ , ist nämlich bestimmt durch Gleichung (88)

$$\overline{MN}_n = \frac{MN_n}{MN_1} = \frac{MLB - |MN_{f-}|}{MN_1} = \frac{MLB}{MN_1} - \frac{|MN_{f-}|}{MLB} \cdot \frac{MLB}{MN_1} = \overline{MLB} - |\overline{\overline{MN}}_{f-}| \cdot \overline{MLB} = \overline{MLB} (1 - |\overline{\overline{MN}}_{f-}|)$$

$$\overline{MN}_n = \overline{MLB} (1 - |\overline{\overline{MN}}_{f-}|). \tag{89}$$

Nach Feststellung der maßgebenden Grundveränderlichen stellen wir jetzt für einen bestimmten Speicherausbaugrad  $\overline{S}_n^*$  ( $\overline{MN}_n^s$ ) und einen bestimmten Netzbedarf (= Netzausbau)  $\overline{MLB}$  den Bilanzplan nach S. 91 und Abb. 73 auf. Diesem entnehmen wir die in erster Linie gesuchten mittleren Mangelwerte ( $\overline{MN}_{f-}$ ) und tragen sie in eine Hilfsliste oder ein Hilfsschaubild  $\overline{MN}_{f-} = f(\overline{MLB}, \overline{S}_n)$  ein. Diese Arbeit wiederholen wir unter Festhaltung des Wertes  $\overline{MLB}$  noch

<sup>1</sup> Oder der Fremdstromanschluß.

\* Wurde früher  $T_s$  genannt (s. S. 29).

mehrmals für eine Reihe von  $x$  Werten  $\overline{MN}_n^S$  ( $\bar{S}_n$ ), zweckmäßig abgestuft zu:  $\overline{MN}_n^S = 0,1; 0,2; 0,3; \dots 1,0; 1,1 \dots$ . So erhalten wir i. g.  $x$  verschiedene mittlere Fehlbeiträge  $\overline{MN}_{f-}$ . Dann wählen wir einen andern Netzbedarf  $\overline{MLB}$ , zweckmäßig aus einer abgestuften Reihe von  $y$  Werten  $\overline{MLB} = 0,1; 0,2; \dots 1,0; \dots 1,5 \dots$  und ermitteln in der oben beschriebenen Weise weitere  $x$  Werte von  $\overline{MN}_{f-}$ . Nach Durchführung des ganzen Verfahrens für alle  $y$  Werte  $\overline{MLB}$  haben wir  $x \cdot y$  Mangelwerte  $\overline{MN}_{f-}$  in Form einer Liste oder Kurvenschar vorliegen. Diese benutzen wir schließlich zur Entwicklung eines Schaubildes mit Abszisse  $= \overline{MLB}$ ; Ordinate  $\bar{S}_n$  ( $\overline{MN}_n^S$ ) und Kurven gleichen mittleren Leistungsmangels  $\overline{MN}_{f-}$  (Abb. 88). Diese sind die gesuchten „Ausbeutelinien“ (Einflußlinien).

Von den oben zurückgestellten Nebenveränderlichen kann noch die Wertereihe  $\max \overline{MN}_{f-}$  (Z. 4., maßgebend auch für  $\max N_{f-}$ , Z. 4a) in einer zweiten Kurvenschar, auch im gleichen Netz, dargestellt werden.

Der Verlauf der Ausbeutelinien ist (bei Zugrundelegung einer durchgehend gleichen Fallhöhe  $MH_{n_0}$  lediglich von der Form des Abfluß- und Belastungsganges abhängig, nicht von den absoluten Werten von  $MQ_1$  (Zufluß) und  $MLB$  (Bedarf). Daher kann die Kurvenschar, einmal ermittelt, für alle hydrographisch und energiewirtschaftlich genügend ähnlichen Gebiete ohne Rücksicht auf die Unterschiede der Ausbaustrecke, der Gebietsgröße und mittleren Spende benutzt werden!

Für ein bestimmtes Projekt kann die Abhängigkeit der mittleren wirksamen Fallhöhe vom Speicherausbaugrad und den örtlichen Beckenschaulinien leicht berücksichtigt werden; man reduziert dazu die Abszissen der Schnittpunkte aller Ausbeutelinien mit der einem Speicherausbaugrad  $\bar{S}_{n_x}$  entsprechenden Waagrechten im Verhältnis  $\frac{MH_{n_0}}{MH_{n_x}}$ ! Hierin bezeichnet  $MH_{n_x}$  die zum Speicherausbau  $S_{n_x}$  gehörige mittlere wirksame Fallhöhe,  $MH_{n_0}$  eine andere fest (als Bezugsgrundlage) angenommene.

Einzel-Jahresausbeutelinien. Wenn man nach vorherbeschriebener Ermittlung aller  $\overline{MN}_{f-}$ -Werte die zu einem Wertepaar ( $\overline{MLB}$ ,  $\bar{S}_n$ ) gehörigen nicht zum Durchschnitt zusammenzieht, sondern Jahr für Jahr getrennt zu einem Diagramm beschriebener Art (Abb. 88) zusammenträgt, so erhält man ebenso viele Ausbeutelinien als Untersuchungsjahre zur Verfügung stehen. Unter diesen interessieren am meisten die besonders wasserarmen und wasserreichen Jahre, und unter den Ausbeutelinien ist die Nullmangellinie (reiner Wasserkrafthaushalt ohne Aushilfe) von besonderem Interesse, weshalb diese für die zwei ärmsten Jahre in zusammenfassenden Hydrographien oft auch allein dargestellt wird.

#### 4. Der Bedarfs- und Dargebots-Inhaltsplan.

##### (B-D-J-Plan.)

(Laufwerke, Klein- und Großspeicherwerke.)

So übersichtlich und bequem zu handhaben Wasserhaushalts- und Bilanzplan sind, so lassen sie doch den unmittelbaren Einblick in die Belastungsverteilung des Tageslaufs (Grundkraft- und Spitzendeckung) vermissen. Eine Darstellung, die auch dieses leistet, erhalten wir durch Zusammenstellung der monatlichen Energieinhaltslinien (S. 48, Abb. 46) und Abbildung derselben im Inhaltsplan (S. 53, Abb. 47), und zwar gleichzeitig für Bedarf (Belastung) und Dargebot (Wasserleistung).

Zur Erläuterung der sehr vielseitig ausgestaltbaren Methode wählen wir den einfachen Fall, daß ein auf 60% der Jahresnetzspitze ausgebautes Laufwerk

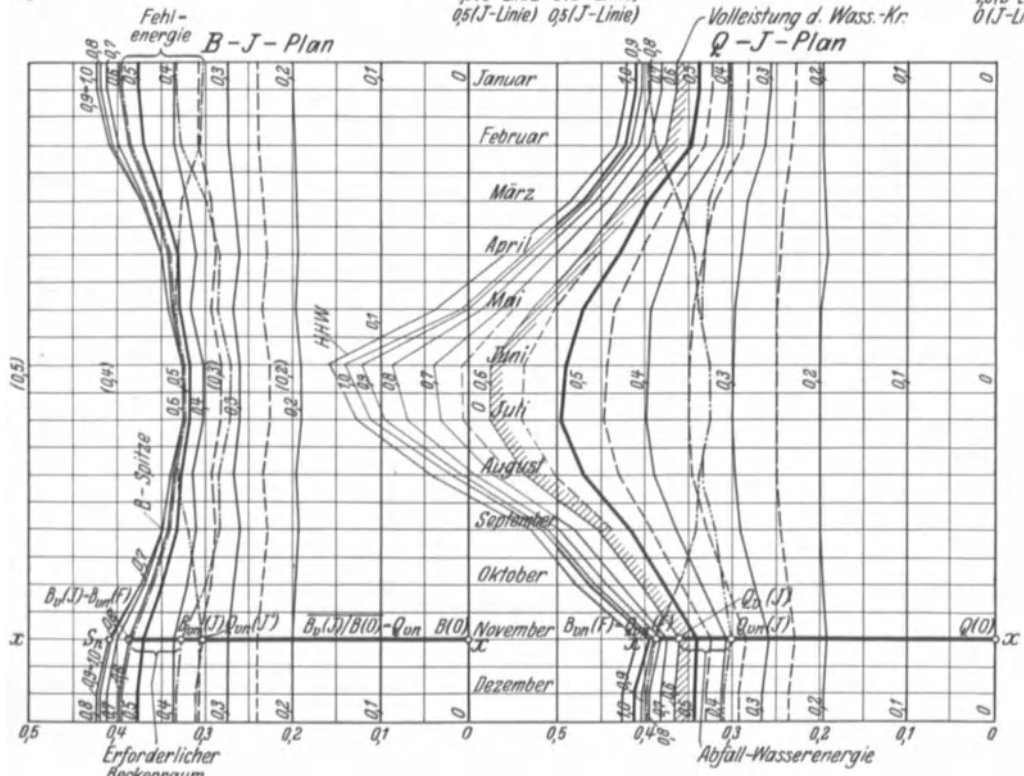
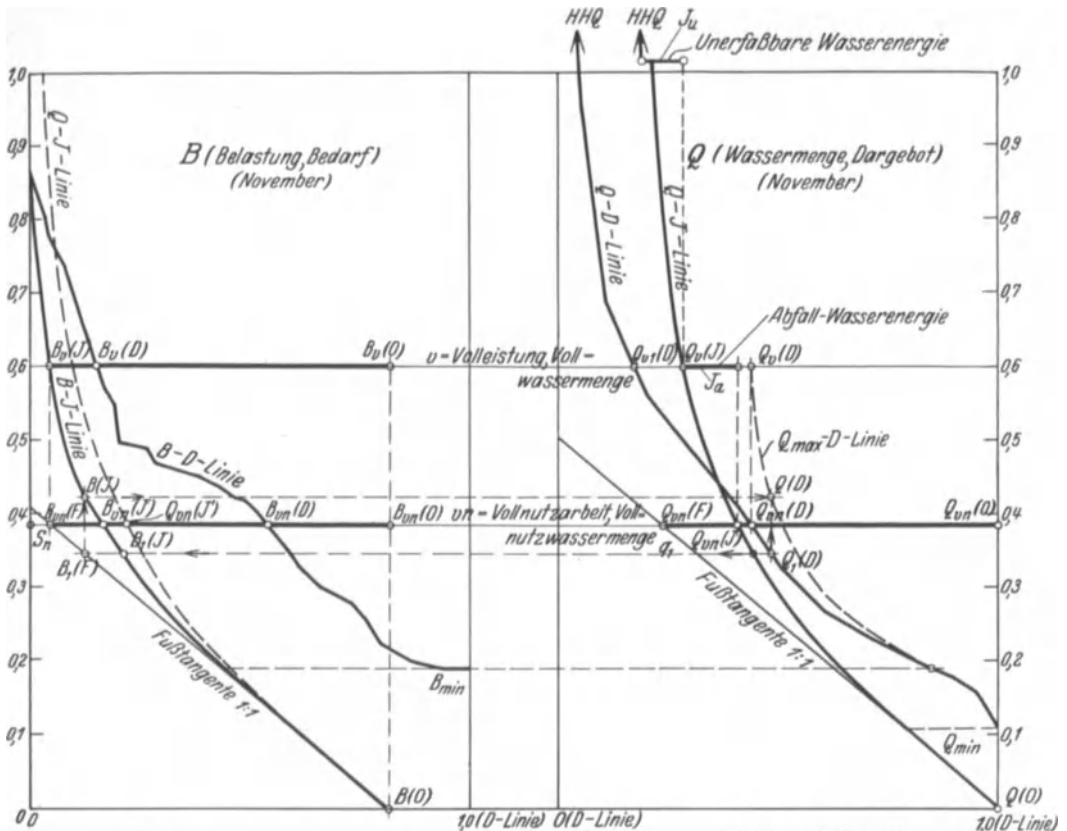


Abb. 74. Unten: B-D-J-Plan. Oben: B-D-J-Linien (zur Erläuterung) des B-D-J-Planes. (B. u. D.)

mit Kleinspeicher im Verbundbetrieb mit einem Großspeicher- oder Wärmekraftwerk arbeite. Dabei beschränken wir uns der Kürze halber darauf, die Kleinspeicherenergie ganz in Grundkraft unterzubringen.

Nur zur Erläuterung ist in Abb. 74 über jedem der beiden Inhaltspläne<sup>1</sup> eine einzelne Belastungs- bzw. Dargebots-Inhaltlinie herausgezeichnet.

Die Eigenschaften der Inhaltlinie (vgl. S. 50) begründen die folgenden Feststellungen:

Strecke  $B_v(J) - B_v(0) = B_{vn}(F) - B_{vn}(0)$  = zur Vollbelastung des Kleinspeicherwerks erforderliche und ausreichende Tageswassermenge  $Q_{vn}$ .

Strecke  $Q_{vn}(J) - Q_{vn}(0)$  (in Höhe  $Q_{vn}$ ) = nutzbare Wasserenergie des Kleinspeicherwerks.

Strecke  $Q_{vn}(F) - Q_{vn}(J) = B_{vn}(F) - Q_{vn}(J)$  = Fehlbetrag der nutzbaren Kleinspeicherenergie gegenüber dem Bedarf, also erforderliche Aushilfsenergie (unterhalb der Belastungsscheide 0,6).

Strecke  $S_n - B_{vn}(F)$  = Energiebedarf oberhalb der Belastungsscheide 0,6 (Spitzen- oder Ergänzungsenergie) vom Großspeicher- oder Wärmekraftwerk zu decken.

Strecke  $S_n - Q_{vn}(J)$  = insgesamt vom Großspeicher- oder Wärmekraftwerk zu liefernde Energie.

Strecke  $B_{vn}(F) - B_{vn}(J)$  = größter Tagesbeckenbedarf des Kleinspeicherwerks.

Strecke  $J_a$  = Abfallenergie des Kleinspeicherwerks.

Strecke  $J_u$  = unerfaßbare Wasserenergie des Kleinspeicherwerks (oberhalb Ausbaugrenze 0,6).

Gestrichelte Linie  $Q_v(D) - Q(D) - Q_{\min}$  = Dauerlinie der täglich erreichbaren Höchstleistung des Kleinspeicherwerks im Grundkraftbetrieb (in Spitzenbetrieb wäre dies  $Q_{\max}$  durchweg gleich 0,6 der Netzspitze!).

Alle im vorstehenden für einen Monat in dessen typischen Dargebots- und Bedarfs-Inhaltlinien angedeuteten Ermittlungen lassen sich nun auch unmittelbar, ohne Benutzung der Inhaltlinien, im  $B$ - $J$ - und  $Q$ - $J$ -Plan darunter für alle 12 Monate durchführen, wie durch Einschreiben der entsprechenden Punkte für November erläutert. Und entsprechend wie die  $B$ - und  $D$ -Inhaltlinie in Abb. 74 links oben an eine gemeinsame Fußtangente hingezeichnet wurden, kann man auch die Netze der beiden Inhaltspläne zur Deckung bringen. Das bedeutet, daß man im Raum die zwei Fußtangentenebenen der dargestellten zwei Inhaltsgebirge zur Deckung bringt! — was in Abb. 74 nur der Deutlichkeit der Erklärung zuliebe nicht vollständig getan ist (vgl. Bedarf und Dargebot, Abb. 32). Statt dessen sind hier nur die rechts im  $D$ - $J$ -Plan ermittelten Punkte  $Q_{vn}(J)$  in den  $B$ - $J$ -Plan links übertragen.

Man erhält im „vereinigten“<sup>2</sup>  $B$ - $D$ - $J$ -Plan die oben für „November“ in den  $J$ -Linien nachgewiesenen Monatsenergiestrecken jetzt als Jahresenergieflächen! (Die begrenzenden Linien sind „Ganglinien“!)

Trägt man nun noch die Ganglinie  $I$  der mittleren Monatszuflußmengen des Großspeicherwerks, und zwar von der linken Begrenzungskurve ( $III$ ) des  $B$ - $J$ -Plans als Grundlinie aus nach rechts, so hat man den rohen Wasserhaushaltsplan des Großspeicherwerks in den zwei Ganglinien:

$$I = \text{Dargebot}, \quad II = \text{Bedarf}.$$

Bis hierher ist das Verfahren unbeeinflusst davon, ob man „durchschnittliche“ Inhaltspläne für  $n$ -Jahre oder individuelle, Jahr um Jahr nebeneinander, verwendet. Den Wasserhaushaltsplan des Großspeicherwerkes dagegen kann man

<sup>1</sup> Die Inhaltspläne sind im Gegensatz zu Abb. 47 nicht „nach den Spitzen“, sondern „nach den Fußpunkten ausgerichtet“ gezeichnet, weil die Kleinspeicherkraft in Grundkraft und nicht in Spitzenkraft untergebracht werden soll.

<sup>2</sup> D. h. im gleichen Netz aufgezeichneten ...



beeinflußten Unterlieger und der geplanten Großanlage aufgestellt und verglichen werden. Es gibt aber auch Fälle, die in Dauerplänen untersucht werden können, was wesentlich geringeren Arbeitsaufwand erfordert. Die Elemente zu beiden Verfahren sind weiter vorne in diesem Kapitel zu finden. Hier sollen nur noch einige besonders für den Aufgabenkreis dieses Unterabschnittes geeignete neue Darstellungsweisen angedeutet werden.

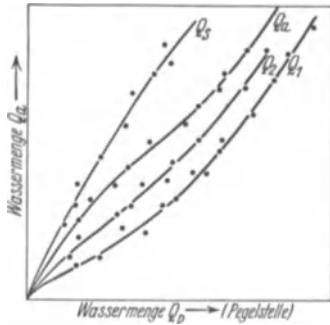


Abb. 76. Gleichwertigkeitslinien. (Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1923.)

wassermenge ( $Q_{v1}, \dots$ ) usw. gleichfalls eingetragen; ebenso die geplante Großanlage ( $W_s$ ).

**Tal-Gleichwertigkeitsschaubild.** Daneben trägt man auf Grund der verfügbaren Beobachtungsergebnisse die Linien gleichwertiger Wassermengen (bei Beharrungszustand) für alle beachtenswerten Talwegpunkte auf (Abb. 76).

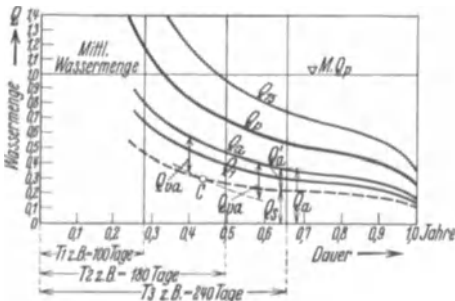


Abb. 77. Tal-Wassermengendauerbild mit Bestimmung des maßgebenden Ausbaupunktes C (Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1923, H. 12) für ein Unterliegerwerk  $W_a$  eine Umleitung von  $W_s$  aus.

Zuflußmenge  $Q_a$  einer Stelle  $W_a$  größer ist als deren Vollwassermenge  $Q_{va}$  (links von Punkt C!), eine nachteilige Beeinflussung, selbst durch völlige Zurückhaltung des erfaßten Zuflusses der Großanlage  $Q_s$  ausgeschlossen ist. An solchen Tagen dürfte also z. B. ein mit  $W_s$  verbundenes Ausgleichbecken versagen, ohne daß  $W_a$  durch die Ungleichförmigkeit des Beitrages  $Q_s$  zur Gesamtmenge  $Q_a$  Schaden erlitte (es sei denn durch  $UW$ -Rückstau infolge Ablassens starker Schwalle!). Weitere Schlüsse müssen der Anwendung überlassen bleiben<sup>1</sup>. Hier sei nur noch eine oft zulässige Vereinfachung der Darstellung am Beispiel des Ablösungsplanes für ein Talsperren-Umleitungskraftwerk  $W_s$  ausgeführt.

**Wasserwirtschaftlicher Tallängenschnitt.** Den einfachen, Talwegsohle und kennzeichnende Wasserspiegel für  $NNQ, MQ, \dots$  enthaltenden Längenschnitt eines Flusses mit seinen Nebenflüssen ergänzt man (Abb. 75) durch Eintragung der Ortsfunktionslinien von Einzugsgebiet  $F$ , Spenden  $NNq, Mq, \dots$  und Wassermengen  $NNQ, MQ, Q_{25}$  usw.

Spenden- und Wassermengenmaßstab können außer in absoluten Werten ( $m^3/sek$ ) auch noch in Verhältniswerten, bezogen auf  $MQ$  eines bestimmten Pegelortes ( $P$ ) aufgezeichnet werden. Bestehende Stauwerke ( $W_1, W_2, \dots W_a \dots$ ), Ab- und Zuleitungen für die verschiedensten Nutzungszwecke werden nach Lage, Höhe, Voll-

**Tal-Dauerplan.** Auf gleichen Grundlagen trägt man für dieselben Talwegpunkte die Wassermengendauerlinien (Abb. 77) auf (gegebenenfalls in nach Jahreszeiten getrennten Plänen). Durch den Eintrag der Dauerlinie „ $Q_s$ “\* für den Ort der geplanten Großanlage ( $W_s$ ) wird jede  $Q_a$ \*-Ordinate der Unterliegerdauerlinien in die dem erfaßten Einzugsgebiet der Großanlage  $F_s$  und eine dem unerfaßten Gebiet  $F_a - F_s = F'_a$  entsprechende Teilwassermenge  $Q'_a = Q_a - Q_s$  zerlegt. Diese Darstellung zeigt unter anderem, daß solange die von  $W_s$  nicht erfaßte

\* Der einfacheren Schreibweise zuliebe lassen wir hier den Index <sub>1</sub> (z. B.  $Q_{1s}$ ) der „verfügbaren“ Wassermenge fortan weg.

<sup>1</sup> Vgl. auch Lit. 5,4. (Ludin, Betriebs- und Ausbaupläne. Z. Bauwes. 1917.)

**Vereinfachter Talablösungsdauerplan**<sup>1</sup>. Die Methode gründet sich auf die oft genügend genau zutreffende Annahme, daß die Wassermengendauerlinien zweier beliebiger Punkte (z. B.  $W^*$ ,  $P$ ) des Talweges (Abb. 77) geometrisch ähnlich, also das Zahlenverhältnis zwischen je zwei gleich lang dauernden Wassermengen  $Q:Q_P=g$  über den ganzen Bereich der Wasserführung hin unveränderlich sei. Wir nennen  $g$  Gleichwertziffer des Ortes  $W$ . Die Annahme erlaubt es, der Form nach für alle Talwegsorte ein und dieselbe Dauerlinie (nämlich die von  $P$ ) zugrunde zu legen, die als für das ganze Tal bezeichnend: Talwasserdauerlinie heiße. Für jeden Talort wäre dabei statt einer eigenen Dauerlinie ein eigener Wassermengenmaßstab aufzutragen. Einfacher ist es aber, auch nur einen einzigen Höhenmaßstab, eingeteilt nach Bruchteilen von  $MQ_P$ , der mittleren Wassermenge des Pegelortes zu benutzen (Abb. 77) und nach Bedarf mit den  $g$ -Werten Umrechnungen vorzunehmen. Eine Ordinate der Talwasserdauerlinie, an diesem ( $\overline{MQ_P}$ ) Maßstab abgelesen, nennen wir als auf  $MQ_P$  bezogene Verhältniszahl: „Wassergröße“ im Gegensatz zur absolut, in  $m^3/\text{sek}$  auszudrückenden Wassermenge ( $Q_P$ ). [Ähnlich können die Spendenwerte ( $g$ ) behandelt werden.] Die Wassergröße  $\overline{Q}_x$  hat für eine bestimmte Überschreitungsdauer  $T_x$  unter der gemachten Voraussetzung denselben Wert an allen Orten des Tales!

Kennt man die mittlere Wassermenge eines beliebigen Talwegsortes  $MQ$ , so kann man daraus die Gleichwertziffer  $g = \frac{MQ}{MQ_P}$  berechnen. Danach berechnet sich jede andere Wassermenge  $Q_x$  beliebiger Dauer  $T_x$  nach Entnahme der Wassergröße  $\overline{Q}_x = \overline{Q}_{P_x}$  aus der Talwasserdauerlinie mit:

$$Q_x = \overline{Q}_x \cdot MQ = g \overline{Q}_{P_x} MQ_P. \quad (90)$$

Wir betrachten jetzt die Wirkung der Erstellung des hier als Großspeicher angenommenen Stauwerkes  $W_s$  mit anschließender Umleitung über die Talstrecke  $W_s - W_{15}$ . Einem in der umgangenen Strecke liegenden Werk  $W$  wird ein Teil des Einzugsgebietes und damit der Zuflußwassermengen „verbaut“. [Das „ursprüngliche“ Einzugsgebiet (die „ursprüngliche“ Zuflußwassermenge) des Werkes  $W$  wird um das „verbaute“ Einzugsgebiet (die „verbaute“ Wassermenge) der Sperrstelle  $W_s$  „verkürzt“.] Das Verhältnis des „verbauten“ Einzugsgebietes (der „verbauten“ Zuflußwassermenge) zum ursprünglichen Einzugsgebiet (zur ursprünglichen Zuflußwassermenge) des Werkes  $W$  nennen wir „Verbauungsgrad  $s$ “:

$$s = \frac{MQ_s}{MQ}. \quad (91)$$

Im wasserwirtschaftlichen Längenschnitt liefert eine Waagerechte in Höhe  $MQ_s$  als Abzug von der  $MQ$ -Linie für alle Talwegspunkte die „verkürzten“ (d. h. verbleibenden) mittleren Wassermengen  $MQ' = MQ - MQ_s$ . Weiter liefert eine in punktierten Linien der Abb. 75 angedeutete Konstruktion die zugeordneten Verbauungsgrade ( $s$ ) und ihre Schaulinie.

Die Verhältniszahl  $\frac{MQ'}{MQ} = k$  nennen wir Verkürzungsgrad. Nach vorstehendem ist:

$$k = 1 - s. \quad (92)$$

Alle  $k$ -Werte der Strecke sind daher zwischen einer Waagerechten in Höhe 1,0 und der Schaulinie der Verbauungsgrade  $s$  abzugreifen.

Bei der vorausgesetzten Verhältnisgleichheit aller gleichdauernden Wassermengen zweier beliebiger Punkte sind auch alle entsprechenden „verkürzten“

<sup>1</sup> Vgl. Ludin: Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. v. 25. Sept. 1923 15. Jg. Nr. 12.

\* Von hier ab bleibt der Ortsindex  $a$  der Einfachheit halber weg.





Zwischen den Ordinaten der (gezeichnet nur gedachten) verkürzten Tal-dauerlinie  $Q'_P$  und den gleichdauernden der unverkürzten  $Q_P$  besteht nach früherem die Beziehung:

$$Q'_P : Q_P = Q' : Q = k \quad (94)$$

(Verkürzungsgrad von  $W$ ).

Ebenso gilt  $Q_v : Q_{vP} = g$  (Gleichwertziffer).

Die der ursprünglich nutzbaren Werks-Wasserfülle  $f$  zugeordnete des Pegel-ortes  $f_P = \text{Fläche (1 2 3 4 5)}$  ist durch die Einflußlinie  $MT_P$  gegeben mit:

$$f_P = Q_{vP} \cdot MT_P. \quad (95)$$

Die zugeordnete verkürzte Wasserfülle  $f'_P = f_P - \Delta f_P = (1 2 3' 4' 5)$  wird folgendermaßen gefunden:

Durch den Schnittpunkt  $3'$  der (gedachten) verkürzten Dauerlinie  $Q'_P$  mit der Waagrechten  $(2 3) = Q_{vP} = \text{Vollwassermenge des Werkes } W$ , zieht man eine Senkrechte bis zum Schnitt  $3''$  mit der unverkürzten Talwasserdauerlinie  $Q_P$ . Die dadurch bestimmte „Ersatz-Vollwassermenge“  $Q'_{vP}$  ist (wegen der angenommenen durchgehenden geometrischen Ähnlichkeiten) gleich  $\frac{1}{k} Q_{vP} = \frac{1}{gk} Q_v$ . Aus demselben Grunde ist die zu  $Q'_{vP}$  gehörige nutzbare Wasserfläche  $f'_P (= 1 7 3'' 4 5)$  einfach eine im Verhältnis  $Q : Q' = \frac{1}{k}$  vergrößerte Darstellung der gesuchten Fläche  $f_P$  oder umgekehrt ist:  $f'_P = k \cdot f_P$ . Der Wert  $f'_P$  ist aber ohne weiteres auf der Waagrechten  $3'' 6''$  an der Nutzbarkeitsdauerlinie als  $MT'_P$  zu entnehmen und, wie leicht einzusehen, ist  $MT'_P = MT' = f'_P : Q'_{vP}$ . Man hat also für die Verlustfläche:  $\Delta f_P = (1 2 3 4 5) - (1 2 3' 4' 5)$  die Beziehung:

$$\Delta f_P = MT_P \cdot Q_{vP} - k \cdot MT'_P \cdot Q'_{vP}. \quad (96)$$

Da aber nach obigem  $Q'_{vP} = \frac{Q_{vP}}{k}$ , so folgt:

$$\Delta f_P = (MT_P - MT'_P) \cdot Q_{vP} = \Delta MT_P \cdot \overline{Q}_v \cdot MQ_P \quad (97)$$

oder in bezogenen Werten:

$$\overline{\Delta f_P} = \Delta MT_P \cdot \overline{Q}_v.$$

Die entsprechende Energieverkürzung des Werkes  $W$  selbst ist, mit  $\eta = \text{Wirkungsgrad}$ ,  $H = \text{mittlere Nutzfallhöhe}$  und  $T_n = \text{jährliche Betriebsdauer (in Jahresbruchteilen) des Werkes } W$ :

$$\Delta E = \frac{\eta}{0,102} \cdot H \cdot T_n \cdot 8760 \cdot g \cdot \overline{\Delta f_P} \cdot MQ_P \left( \frac{\text{kWh}}{\text{Jr}} \right). \quad (98)$$

**Ergebnis.** Auf Grund dieser Beziehung findet man an Hand allein der Talwasserdauerlinie  $Q_P$  und Tal-Werknutzbarkeitslinie  $MT_P$  (Abb. 78) die Wasser- und Energieverluste eines beliebigen Werkes  $W$  bei beliebiger Speicherlage  $W_s$  ohne Zeichnen weiterer Linien rasch in folgender Weise.

Man entnimmt dem wasserwirtschaftlichen Längenschnitt (Abb. 75) den Verkürzungsgrad  $k = 1 - s = \frac{Q - Q_s}{Q} = \frac{g - g_s}{g}$  sowie die Gleichwertziffer  $g = \frac{Q}{Q_P}$  und berechnet  $Q'_{vP} = \frac{Q_v}{g \cdot k}$ . Durch Eintragung dieses Wertes in die Talwasserdauerlinie (Abb. 78) wird der Punkt  $3''$  und durch Ziehen der Waagrechten  $3'' 6''$  und der Senkrechten in  $6''$  der Punkt  $6'$  erhalten. Der Abschnitt  $6 6' = \Delta MT_P$  ist in obige Gleichung (97) und (98) einzuführen. Die für die einzelnen Werke  $W$  erhaltenen Werte  $\overline{\Delta f} = \overline{\Delta f_P}$  und  $\Delta E$  kann man als Einzelordinaten im wasserwirtschaftlichen Längenschnitt auftragen.

Tabelle 2. Beispiel zur

Ord. Ziff.	Art	Nutzfallhöhe m $H$	Wir- kungs- grad $\eta$	Nut- zungs- dauer Jahre $T_n$	Voll- wasser- menge m <sup>3</sup> /sek $Q_v$	Urspr. mittlere Wm. m <sup>3</sup> /sek $MQ$	Ausbaugrad = Vollwasser Größe $\bar{Q}_v$
$W_s$	Entwurf Großspeicher	—	—	1,00	—	0,54	—
$P$	Bezugspegel- ort	—	—	—	—	3,00	—
$W_a$ (z. B.)	Triebwerk Oberschlächt. W.-Rad	6,00	0,70	$\frac{3500}{8760} =$ $= 0,40$	0,72	1,20	0,60

**Ablösungsschaubild.** Man kann aber noch einen Schritt weiter gehen und ein neues Schaubild von allgemeinerer Anwendbarkeit herstellen, das die Beziehung zwischen Verkürzungsgrad  $k$ , Vollwassergröße  $\bar{Q}_v$  und Nutzverlustwassergröße  $\Delta f$  wiedergibt, zunächst also keine Rücksicht auf die tatsächliche Lage des Verbauungsortes  $W_s$  und der einzelnen abzulösenden Werke nimmt:

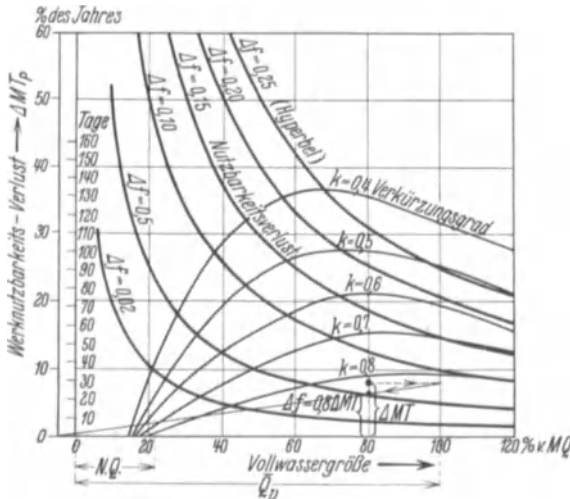


Abb. 79. Ablösungsschaubild. (Verf.)

Man wählt abgestufte Vollwassergrößen  $\bar{Q}_v = 0,4 - 0,6 - \dots - 1,2$  (mal  $MQ_P$ ) und ebenso eine Reihe abgestufter Werte  $k$  des Verkürzungsgrades. Mit diesen führt man in paarweiser Verbindung ( $\bar{Q}_v, k$ ) die Ermittlung der Werte  $\Delta MT$  nach vorstehender Anleitung durch und trägt die so erhaltenen Wertetripel ( $\bar{Q}_v, k, \Delta MT$ ) gemäß Abb. 79 auf. Es entsteht eine Schar von  $k$ -Kurven. Hält man jetzt in der Gleichung  $\Delta f = \bar{Q}_v \Delta MT$  einen beliebigen Wert  $\Delta f = \text{Konstante}$  fest, so stellt die Gleichung eine Hyperbel im Koordinatensystem der Abb. 79 dar.

Für eine abgestufte Reihe von Werten  $\Delta f$  läßt sich demnach eine Hyperbelschar zeichnen (bei Anwendung logarithmischer Maßstäbe für  $\bar{Q}_v$  und  $\Delta MT$  eine Schar paralleler Geraden!) Jedem einzelnen Werk  $W_a$  entspricht bei gegebenem Verbauungsort  $W_s$  ein bestimmter Punkt dieses Schaubildes. Dieser Punkt ist bestimmt durch die Vollwassergröße des Werkes:

$$\bar{Q}_{va} = \frac{Q_{va}}{MQ_{va}} = \frac{Q_{va}}{g_a MQ_P} \text{ und durch den Verkürzungsgrad } k_a = \frac{g_a - g_s}{g_a} .$$

Das Ablösungsschaubild gilt, unter Voraussetzung der Verhältnisgleichheit gleichwertiger Wassermengen innerhalb der jeweils betrachteten Gewässerstrecke, ganz allgemein für alle Gewässer, deren Dauerlinie der zur Aufstellung benutzten (Abb. 78) geometrisch ähnlich ist!

## Berechnung der Ablösungsansprüche.

Verbauungsgrad $s$	Verkürzungsgrad $k$	Gleichw. Ziffer $g$	W-Nutzbar- keitendauer ursprüngliche $MT$ verkürzte $MT'$	Zufluß- verkürzung $\frac{\Delta f_P}{\Delta P}$ (Gl. 97)	Nutzenergie-Verkürzung $\Delta E$ kWh/Jr (Gl. 98)
			Unterschied $\Delta MT$		
1,00	0,00	0,18	—	—	—
0,18	0,82	1,00	—	—	—
0,40	0,60	0,40	0,883 0,678 0,205	0,123	$\frac{0,70}{0,102} \cdot 6,00 \cdot 3500 \cdot 0,40 \cdot 0,123 \cdot 3,00 =$ $= 21300 \text{ kWh/Jr.}$

## 6. Kapitel: Finanzhaushalts- und wirtschaftliche Ausbaulehre von Wasserkraftunternehmungen.

### A. Wirtschaftliche Eigenschaften von WKA.

#### 1. Daseinsberechtigung.

Wasserkraftausbau ist nicht Selbstzweck — manche Fehlinvestitionen rechtfertigen diese vielleicht selbstverständlich und überflüssig erscheinende Feststellung — er soll vielmehr in volkswirtschaftlich verantwortbarer Weise der Befriedigung vorhandenen oder in absehbarer Frist zu erwartenden Energiebedarfs dienen. Da hierfür in der Regel auch noch andere Energieträger, in erster Linie Brennstoffe zur Verfügung stehen, somit das Wasser hier nicht unersetzlich ist (im Gegensatz z. B. zur Trinkwasserversorgung und zur Bodenbewässerung), hat die Wasserkraft in der Regel ihre Lebensfähigkeit im Wettbewerb mit anderen Energiequellen und Versorgungsmöglichkeiten zu beweisen. Die nach außen am meisten in Erscheinung tretende Form ist:

##### a) Der Wettbewerb der Energiequellen.

Er wirkt sich praktisch in erster Linie schon im Projektstadium „ideell“ aus, kann aber auch als Wettbewerb zwischen bestehenden Anlagen oder Stromverteilungsnetzen sehr reale Bedeutung gewinnen (das meist vorhandene Netzbaumonopol läßt es allerdings selten so weit kommen).

Neben diesem Wettbewerb der Energiequellen bei gegebener Energieform (z. B. Elektrizität) kommen auch noch zwei andere Formen des Wettbewerbs vor, nämlich:

##### b) Wettbewerb der Energieform

(noch bei Voraussetzung öffentlicher Energieversorgung), z. B. „Gas gegen Elektrizität“;

##### c) Wettbewerb der Versorgungsform

Kleinselbstversorgung mit privateigenen Wasser- oder Wärmekraft-Kleinanlagen gegen zentrale Versorgung, Gemeindezentralen gegen Landesversorgungen u. a. m.

Kriterien der Wettbewerbsfähigkeit. Die wirtschaftliche Wettbewerbsfähigkeit eines Unternehmers ist allgemein abhängig von

- a) persönlichen,
- b) sachlichen Verhältnissen.

Im Rahmen dieses Buches können nur die sachlichen Verhältnisse gewürdigt werden.

2. Die wichtigsten sachlichen Kriterien der Wettbewerbsfähigkeit eines Wasserkraftunternehmens sind:

*a) Preiswürdigkeit.*

Voll den Bedürfnissen entsprechende Betriebssicherheit und Leistungsfähigkeit (und zwar hinsichtlich Quantität wie Qualität).

*b) Preislage.*

Der niedrigere Preis der nutzbar gelieferten Leistungs- oder Energieeinheit entscheidet unter sonst gleichen Verhältnissen im freien privatwirtschaftlichen Wettbewerb. Maßgebend für den Energieeinheitspreis  $\bar{p}$  sind die Gestehungskosten der Energieeinheit  $\bar{k}$  und die Ansprüche an Gewinnzuschlag  $\bar{g}$ :

$$\bar{p} = \bar{k} + \bar{g}. \quad (99)$$

*c) Gemeinnützigkeit*

(im weitesten Sinne), und zwar im einzelnen:

a) Schonung einheimischer Brennstofflager für spätere Zeiten und höherwertige Verwendungszwecke, Erhöhung des Nationalvermögens durch Ausnutzung der sonst unwiderbringlich wegfließenden Energie in Anlagen von großer Lebensdauer;

b) Verbesserung der Landes-Zahlungsbilanz durch Verminderung der Einfuhr ausländischer Energie oder Energieträger, vielleicht sogar durch Ermöglichung der Ausfuhr von Elektrizität oder besonderer Industrieerzeugnisse;

c) Stärkung der nationalwirtschaftlichen Selbständigkeit der Länder mit Brennstoffmangel;

d) Erhöhung der Versorgungssicherheit im Hinblick auf Störungsmöglichkeiten wie Streik, Krieg, Handelsblockade, Geldentwertung;

e) Förderung verkoppelter Unternehmungen namentlich auf anderen Zweigen der Wasserwirtschaft (Schifffahrt, Be- und Entwässerung, Trinkwasserversorgung, Hochwasserschutz);

f) Arbeitsbeschaffung.

Welches Gewicht den gemeinnützigen Gesichtspunkten gegenüber den privatwirtschaftlichen (Ziff. 1 und 2) zuzubilligen ist, kann nicht allgemein, vielmehr nur von Fall zu Fall entschieden werden.

Wir beschränken daher hier die nähere Betrachtung auf Ziffer 2 „Preislage“ und damit auf

## B. Kosten von Kraftanlagen.

Man unterscheidet (wie allgemein bei Betriebsanlagen):

Einmalige oder Anlagekosten (Dim.: Mark, Zeichen:  $K$ );

Laufende oder periodisch wiederkehrende Kosten, Jahreskosten (Dim.: Mark/Jahr, Zeichen  $k$ ).

Durch Beziehung beider Kostenarten auf die Volleistung oder die mittlere Jahresleistung (Jahresarbeit) erhält man bezogene oder Einheitskosten

$$\text{Dim.: } \frac{M}{kW}, \text{ Zeichen: } \bar{K}$$

$$\text{Dim.: } \frac{M}{kWh/Jr}, \text{ Zeichen: } \bar{K}$$

$$\text{Dim.: } \frac{M/Jr}{kW}, \text{ Zeichen: } \bar{k}$$

$$\text{Dim.: } \frac{Pfg}{kWh}, \text{ Zeichen: } \bar{k}.$$

## 1. Anlagekosten.

Die tatsächlichen Anlagekosten stehen erst bei einer fertiggestellten Anlage (auf Grund der Schlußabrechnung) fest. Für geplante Anlagen werden sie voraus berechnet, und zwar mit zunehmender Ausführungsreife des Projektes mit wachsenden Ansprüchen an Genauigkeit und Arbeitsaufwand durch:

Kostenschätzung — Kostenüberschlag — Kostenanschlag.

Diese Vorausberechnung unterteilt man zweckmäßig nach den nachstehend aufgezählten, wegen der charakteristischen Verschiedenheit der „Lebensdauer“ bedeutungsvollen:

**a) Verwendungskategorien.** 1. Vorarbeiten: Erkundung, hydrographische Erhebungen, Vermessung, Bodenuntersuchung, Planlegung, Entwurfsbearbeitung, Gutachten, Genehmigungsgesuche, Verhandlungen über Stromverkauf, Geldbeschaffung.

2. Genehmigungskosten (Kauf, Pacht, Gebühren).

3. Grunderwerb und Entschädigungen.

4. Bauleitung und Bauaufsicht.

5. Baukosten i. e. S. nämlich: Lohnkosten, Bau- und Werkstoffkosten, mechanische Arbeit.

Dabei sind zu unterscheiden die Baugesgegenstandsklassen:

Hochbauten: Wohngebäude, Maschinenhallen, Schalthäuser, Werkstätten.

Tiefbauten: Gründungen, Wasserbauten.

Erd- und Felsarbeiten: Kanäle, Stollen usw.

Eisenkonstruktionen.

Maschineneinrichtungen: Dampf- und Wasserturbinen, Kessel, Pumpen, Winden, Krane usw.

Elektrische Einrichtungen: Elektrische Maschinen, Schaltanlagen, Fernleitungen, Netze.

6. Allgemeine Unkosten: Gutachten, Finanzierungskosten, Abnahmeprüfungen, Berichte.

7. Unvorhergesehenes: Elementarschäden, Störungen, Ausführungserchwernisse, Projektänderungen, Streik, Preissteigerungen u. a. m.

8. Bauzinsen: Während der Bauzeit auflaufende Zinsen der in Raten, entsprechend dem Baufortschritt beanspruchten Geldmittel.

Die anteilmäßig oft sehr bedeutenden Bauzinsen sucht man durch geeignete Gestaltung des Bauprogramms möglichst zu verringern. So erzielte man durch eine bis ins einzelste gehende Mechanisierung des Baubetriebs bei neueren Anlagen überraschend kurze Gesamtbauezeiten. Z. B. wurde bei dem großen amerikanischen Kraftwerk Conowingo ( $N_r = 378\,000$  PS) die erste Maschine (54 000 PS) schon knapp 2 Jahre nach Erstellung der ersten Arbeiterbaracken in Betrieb genommen. Ferner verschiebt man innerhalb des Gesamtprogramms die Anlieferung oder Erstellung der kostspieligsten Teile möglichst gegen den Schluß der Bauzeit, vgl. Druckrohr Fully, S. 285.

Daneben empfiehlt sich aus entwurfs-, steuer- und buchtechnischen Gründen folgende

**b) Einteilung der Kostenanschläge nach Bauteilen.** I. Bei Wasserkraftanlagen: Stau- oder Wehranlagen mit Zubehör; Wasserum- und -beileitungen; Krafthaus mit Nebenanlagen; Turbinen; elektrische Betriebsmaschinen (mit Schaltanlage); Übertragungsanlagen (Umspann- und Fernleitungsanlagen); sonstige Anlagen (Wege, Grundstücke, Büro- und Wohngebäude, Brücken, Anschlußgleise); Vorarbeiten, Bauleitung (einschließlich Abnahme und Abrechnung), Bauzinsen, Entschädigungen, Wasserrechtserwerb.

II. Bei Dampfkraftanlagen: Gebäude mit Nebenanlagen (Brennstoffentladeeinrichtungen und -lager, Wasserzu- und -ableitung, Werkstätten); Antriebsmaschinen mit Kondensation, Kessel; Betriebsmaschinen mit Schaltanlagen; Übertragungsanlagen wie unter I; sonstige Anlagen wie unter I; Vorarbeiten und Bauleitung; Bauzinsen.

Tabelle 3. Kosten

Lfd. Nr.	Name der Anlage	Nähere Ortsbezeichnung	Beschreibung der Anlage	Jahr der Inbetriebnahme	$N_v$ 1000kW	$E_n$ 10 <sup>6</sup> kWh/Jr	$w_m$ %	Anlage-	
								Stauwerk	Umleitung
1.	Wettingen	Limmat-Fluß Schweiz	Laufwerk, Staukraftwerk	1933	30,—	107,— <sup>1</sup>	41	2,800 (18,1%)	1,290 (8,3%)
2.	Ryburg-Schwörstadt	Oberrhein	Laufwerk, Staukraftwerk	1930	103,—	~ 600,—	67	—	—
3.	Schreckenstein	Elbe, Tschechoslowakei	Laufwerk, Staukraftwerk	Proj.	19,5	81,— <sup>3</sup>	48	4,38 (33,7%)	2,82 <sup>2</sup> (21,7%) <sup>2</sup>
4.	Conowingo	Susquehannah USA.	Wochenspeicherwerk, Staukraftwerk	1928	252,— <sup>4</sup>	1150,—	53	47,1 (21,6%)	—
5.	Albulawerk	Graubünden Schweiz	Hochdruckstollenwerk mit Tagesspeicher	1910	17,5	—	—	0,66 (11,1%)	3,22 (54%)
6.	Amsteg	St. Gotthard Schweiz	Hochdruckstollenwerk mit Tagesspeicher	1924	63,—	100,—	18,4	—	—
7.	Wäggitawerk	Schweiz	Überjahrespeicher 2 Stufen	1925	114,—	110,—	11,1	17,8 (27,3%)	13,85 (21,3%)
8.	Hooversperre	Coloradostrom USA.	Talsperrenkraftwerk (Bewässg., Trinkwasser u. Elektr. Erz.)	Im Bau	740,—	3900,—	61	297,— <sup>5</sup> (56,5%)	—

<sup>1</sup> Die technisch mögliche Energieerzeugung beträgt im Jahresmittel  $130 \cdot 10^6$  kWh, in der voranschlag. <sup>2</sup> Technisch mögliche Erzeugung 101 kWh. <sup>3</sup> Nur erster Ausbau. <sup>4</sup> Wo der Jahres sind die Kosten der Spalten (14) bis (16).

Durch zweckmäßige Gliederung der Kostenanschläge lassen sich beide Einteilungen (nach Verwendungskategorien und Bauteilen) leicht gleichzeitig durchführen.

In Tabelle 3 sind die Kosten einiger typischer Anlagen zusammengestellt.

## 2. Einheitsanlagekosten.

I. Leistungseinheitsanlagekosten. In bezug auf die Einheit der Vollleistung  $N_v$  (kW) ist

$$\bar{K} = \frac{K}{N_v} \quad (\text{Dim.: Mark/kW}).$$

II. Arbeitseinheitsanlagekosten: In bezug auf die Einheit der mittleren nutzbaren Jahreserzeugung  $E_n$  ist

$$\bar{\bar{K}} = \frac{K}{E_n} \quad \left( \text{Dim.: M} \frac{\text{kWh}}{\text{Jr}} \right).$$

III. Die Beziehung zwischen beiden Größen ist gegeben durch:

$$\frac{\bar{\bar{K}}}{\bar{K}} = \frac{E_n}{N_v} = \frac{8760 MN}{N_v} = 8760 w_m \quad (\text{vgl. S. 20}).$$

## 3. Laufende oder Jahreskosten.

a) Übersichtsweise Ermittlung. Es ist bei Wasserkraftanlagen näherungsweise zulässig, die Jahreskosten  $k$  aus den Anlagekosten auf Grund eines Erfahrungsprozentsatzes „ $j$ “ zu berechnen mit

$$k = j \cdot K.$$

$j$  ist bei 6% Durchschnittsverzinsung etwa = 0,095, seine Zusammensetzung ergibt sich aus Abschnitt b).

Dann sind die Gesteungskosten der erzeugbaren kWh

$$\bar{k} = \frac{k}{E_n} = j \cdot \frac{K}{E_n} = j \bar{\bar{K}}.$$

typischer Wasserkraftanlagen.

kosten in 10 <sup>6</sup> RM									$\bar{K} = \frac{K}{N_v}$	$\bar{K} = \frac{K}{E_n}$	$j$	$\bar{k} = j \cdot \bar{K}$
Kraft- haus	Tur- binen	Elektr. Anlage	Sonst. Anlagen	Vor- arb. Baultg.	Konzess. Ent- schäd.	Bau- zinsen	Unvor- herge- sehenes	Ge- samt- kosten	RM	RM	%	Pfg/kWh
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
2,180 (13,8%)	2,200 (14,2%)	1,13 (7,3%)	0,46 (2,97%)	3,0 (19,4%)	1,39 (9,0%)	0,95 (6,1%)	15,5 <sup>2</sup>	515,—	0,145	10	1,45	
—	—	—	—	—	—	—	48,—	466,—	0,08	12	0,96	
—	1,65 (12,7%)	1,75 (3,4%)	0,66 (5,1%)	0,50 (3,85%)	0,90 (6,9%)	0,38 (2,9%)	13,— <sup>2</sup>	665,—	0,16	8	1,28	
36,8 (16,8%)	12,8 (5,85%)	26,9 (2,2%)	41,1 (18,75%)	—	21,5 (9,8%)	32,9 <sup>7</sup> (15,0%)	—	870,—	0,19	(10) <sup>8</sup>	1,90	
0,48 (8,1%)	0,40 (6,7%)	0,42 (7,05%)	0,33 (5,55%)	0,15 (2,5%)	0,30 (5,0%)	—	5,96 (100%)	341,—	—	—	—	
—	—	—	—	—	—	—	40,—	635,—	0,40	7,52	3,01	
4,01 (6,77%)	8,82 (13,6%)	—	1,02 (1,57%)	3,98 (6,05%)	6,00 (9,25%)	9,27 (14,25%)	—	570,—	0,59	8,7	5,14	
—	160,— <sup>6</sup> (30,5%)	Zinsen u. allg. Unkosten:				68,— (13%)	—	~ 525,— (100%)	710,—	0,134	(10) <sup>8</sup>	1,84

Tabelle ist immer die im Jahresmittel verkaufbare Energie aufgeführt. <sup>2</sup> Kosten nach Kostenkostenprozentsatz nicht ermittelt werden konnte, wurde 10% zugrunde gelegt. <sup>6</sup> Eingerechnet <sup>7</sup> Zuzüglich der Kosten Spalte (15). <sup>8</sup> Mit Krafthaus.

b) Zergliederung der Jahreskosten. Die verschiedenartigen Bestandteile der Jahreskosten lassen sich in folgende zwei Hauptgruppen zusammenfassen:

I. Indirekte Jahreskosten oder Kapitalkosten. 1. Verzinsung des Anlagekapitals, 2. Tilgung des Anlagekapitals, 3. Erneuerungsrücklagen, 4. Sicherungsrücklagen (Reserven).

II. Direkte Jahreskosten oder Betriebsführungskosten. 5. Allgemeine Geschäftskosten (Steuern, Versicherungen, Kosten der Zentralverwaltung), 6. Gehälter und Löhne, 7. Unterhaltung und Ausbesserung, 8. Betriebsstoffe, 9. Hilfsstoffe.

III. Erläuternde Bemerkungen. 1. Verzinsung. Man rechnet in Vorschlägen und Vergleichsrechnungen oft mit einem einheitlichen Zinssatz  $\zeta$  auf das ganze erforderliche Anlagekapital. Dieser ist dann aber z. B. bei Aktiengesellschaftsform des Unternehmens als Durchschnittswert aus dem (niedrigeren) Obligationenzinsfuß und der (meist höher anzusetzenden) Aktiengrunddividende zu berechnen unter Berücksichtigung des voraussichtlichen Aufbringungsverhältnisses (in der Regel Aktienkapital = 30 bis 50% des Gesamtkapitals und der Ausgabekurse). Ergibt sich beim Energieverkauf dann noch ein Überschuß der Bruttoeinnahme über die Gesamtjahreskosten:  $e - k = g$  (Gewinn), so kann dieser zur Ausschüttung einer Superdividende, zu verstärkter Tilgung, zu erhöhten Sicherheitsrücklagen verwandt oder in Erweiterungs- und Neubauten als Eigenkapital angelegt werden.

2. Tilgung ist nur selten unbedingt nötig, z. B. wenn Verleihungsbedingungen den entschädigungslosen Heimfall der Wasserkraftanlage an den Staat verlangen oder wenn mit vollständiger Verlandung des Staubeckens gerechnet werden muß. Sonst ausgeübt, ist sie eine reine Finanzmaßnahme, die auf Ansammlung nicht ausgeschütteter Gewinne hinausläuft (allerdings auch aus Sicherheitsgründen geboten sein kann).

3. Erneuerungsrücklage. Die zur Neubeschaffung abgenutzter Maschinen und sonstiger Anlageteile nötigen Geldbeträge müssen nach Ablauf der Lebensdauer dieser Teile bereitliegen. Zur Aufbringung dienen jährliche Rücklagen,

die, unter Umständen erst nach Verstreichen der ersten, oft wirtschaftlich schwierigen „Anlaufjahre“ des Unternehmens, am besten in jährlich gleicher Höhe („Abschreibung vom Neuwert“) ausgeschieden werden.

Zu 2. und 3.: Ist  $n$  die Tilgungsfrist oder die Lebensdauer,  $\zeta_R$  der Rücklagezinsfuß (zu unterscheiden vom übrigen Wert  $\zeta$  unter Ziffer 1!),  $K$  der Neuwert,  $K_a$  der Altwert der Anlage, so berechnet sich der Rücklagesatz  $\rho$  als Bruchteil des Neuwertes aus:

$$\rho = \frac{K - K_a}{K} \cdot \frac{\zeta_R}{(1 + \zeta_R)^n - 1} = \frac{K - K_a}{K} \cdot \psi. \tag{100}$$

Die Werte  $\psi$  können einem logarithmischen Schaubild gemäß Abb. 80 entnommen werden. Die vorsichtig niedrig zu schätzende Lebensdauer  $n$  kann an Hand nachstehender Liste bestimmt werden.

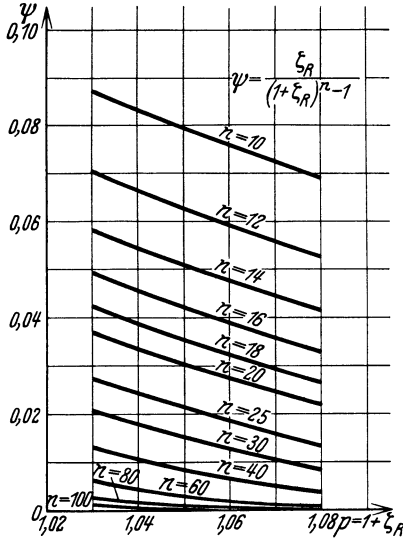


Abb. 80. Logarithmisches Schaubild zur Ermittlung des Rücklagesatzes.

Lebensdauer  $n$  für Dampf- und Wasserkraftanlagen.      Jahre

Erd- und Wasserbauten . . . . .	50—100
Gebäude . . . . .	40— 50
Dampfkessel . . . . .	8— 15
Dampfmaschinen, Pumpen, Rohr-	
leitungen . . . . .	20
Dampfturbinen . . . . .	8— 12
Wasserturbinen (je nach Fallhöhen-,	
Wasser- und Betriebsverhältnissen) . .	10— 20
Gleichstromerzeuger und -motoren . .	20
Drehstromerzeuger und -motoren . . .	25
Umspanner . . . . .	20
Akkumulatoren . . . . .	10
Luftleitungsnetze . . . . .	15
Eiserne Masten . . . . .	25
Tannenmasten, nicht imprägniert . . .	5
Tannenmasten, imprägniert . . . . .	15
Lärchenmasten, nicht imprägniert. . .	10— 12
Kabelnetze . . . . .	20
Schaltanlagen, Apparate, Zähler. . . .	10

6. Gehälter und Löhne. Maßgebend die ortsüblichen Gehalts- und Lohnsätze, die tägliche Betriebsstundenzahl (bei Wasserkraftspeicherwerken unter Umständen weniger als 24 Stunden!), gesetzlich zulässige Schichtdauer und die wöchentliche Arbeitszeit und die nach Bau- und Betriebsverhältnissen erforderliche Belegschaftsstärke. Diese richtet sich im wesentlichen nach der Gliederung der Anlage (Zahl der Maschinen, Art und Größe der Bauanlagen). Als Anhalt können folgende Zahlen gelten:

- a) *Wasserkraftanlagen:*
    - a) Krafthaus (einschließlich Werkstatt) für jeden Maschinensatz  $\frac{2}{3}$  bis  $\frac{4}{3}$  Kopf/Schicht.
    - b) Stauwerk  $\frac{1}{3}$  bis 2,0 Kopf/Schicht (je nach Einrichtung und Ausdehnung).
    - c) Umleitungen 0—1 Kopf/Schicht.
    - d) Wasserschloß  $\frac{1}{3}$  bis 1 Kopf/Schicht.
- Bei außerordentlichem Bedarf (Hochwasser, Eisgang) wird vorübergehende Verstärkung nach Bedarf im Taglohn eingestellt.
- β) *Dampfkraftanlagen.* Für jeden Maschinensatz 1,5 bis 3 Kopf/Schicht, für jeden Kessel  $\frac{2}{3}$  bis  $\frac{5}{3}$  Kopf/Schicht; beides einschließlich Hilfsmannschaft in Brennstoff- und Asche- sowie Werkstattbetrieben.
  - γ) *Schalt- und Umspannanlagen.* Je Anlage 1 Kopf/Schicht + auf jeden Umspanner 0,5 bis 1 Kopf/Schicht.

Zu a) bis γ) kommen noch Aufsichtsorgane, Gruppenführer, Meister, Betriebsingenieure und -leiter.



Bei dem amerikanischen Großkraftwerk Conowingo ( $N_v = 378000$  PS) ist das Betriebspersonal nur 44 Kopf stark gegen 225 Kopf bei einem gleichwertigen Dampfkraftwerk. Die Anlagekosten je kW sind ungefähr die doppelten eines modernen Dampfwerkes (aber einschließlich der 220 kV-Fernleitung nach Philadelphia) bei Abgabe in gleicher Spannung wie beim Dampfkraftwerk.

7. Unterhaltung und Ausbesserung. Die anteiligen Aufwendungen für Löhne, Werk-, Baustoffe und Sonstiges belaufen sich erfahrungsgemäß für Wasserkraftanlagen auf 0,5 bis 1,0%, für Wärmekraftanlagen auf 1 bis 1,5% des Anlageuertes.

8. und 9. Betriebs- und Hilfsstoffe. Bei Wasserkraftanlagen kommen, da das Betriebswasser nur ausnahmsweise unmittelbar dem Verbrauch nach bezahlt werden muß (bei einigen Talsperrenanlagen), hierunter nur die vergleichsweise sehr geringen und vom Belastungsverlauf fast unabhängigen Aufwendungen für Putz- und Schmiermittel in Frage (5 bis 10<sup>0</sup>/<sub>100</sub> des Neuwertes der Maschinen).

Bei Wärmekraftanlagen ist der Aufwand für Brennstoffe von ausschlaggebender Bedeutung. Der arbeitsbezogene Brennstoffverbrauch ist nach Betriebsstatistiken bei Werken mit der üblichen Unterteilung der Maschinen- und Kesselanlage ziemlich wenig abhängig von der Belastungsform, dagegen stark von der mittleren Belastungsdauer, d. h. der Werksausnutzungsziffer  $w_m$  bzw. bei einer gegebenen Werksgröße von der nutzbar erzeugten Energie  $E_n$ , und zwar annähernd nach einem linearen Gesetz (Abb. 81):

$$k_B = k_{B_0} + \bar{q}_B E_n \tag{101}$$

Diesem Kostengesetz entspricht der bekannte Grundgebührentarif für den Verkauf elektrischer Energien.

Wegen  $E_n = 8760 w_m N_v$  (vgl. S. 106) gilt daher in bezug auf 1 kW der Werksvolleistung  $N_v$  auch:

$$\bar{k}_B = \frac{k_{B_0}}{N_v} + \bar{q}_B 8760 w_m \tag{102}$$

(NB.!  $8760 w_m = MT_w =$  mittlere Werksbenutzungsdauer in h!)<sup>1</sup>.

Die Festwerte  $k_{B_0}$  und  $\bar{q}_B$  hängen außer vom Wärmeeinheitspreis, der Maschinen- und Kesselkonstruktion und der Bedienungsgüte auch von der Maschinen-, Kessel- und Werksgröße ab (größere Einheiten haben höheren Wirkungsgrad).

Die auf die Energieeinheit bezogenen Brennstoffkosten ergeben sich rechnerisch durch Division in  $E_n$  (oder  $w_m$ ):

$$\bar{k}_B = \frac{k_{B_0}}{8760 N_v w_m} + \bar{q}_B \tag{103}$$

und graphisch in Abb. 81 als Neigungstangente eines Strahls nach dem jeweils maßgebenden „Betriebspunkt“.

Trägt man diese Neigungstangenten als Ordinaten auf, so entstehen gemäß vorstehender Gleichung (103) Hyperbeln (Abb. 82).

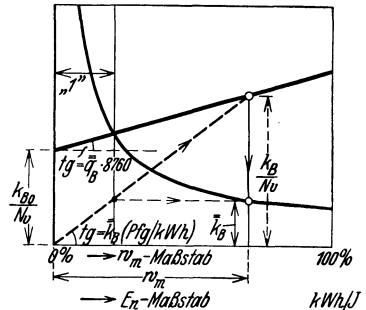


Abb. 81. Abhängigkeit der Energieeinheitskosten von der Werksausnutzungsziffer  $w_m$ .

<sup>1</sup> Klingenberg rechnet (Bau großer Elektrizitätswerke 1926, S. 21) für Werke mit mehreren Einheiten mit dem Quotienten „Werksausnutzungsziffer durch Betriebszeitfaktor“ und setzt letzteren gleich „Summe der Maschinenstunden durch 8760 mal Zahl der Maschinen“. Hierbei werden aber die An- und Durchheizkosten der Kessel nicht erfaßt, müssen daher besonders berechnet werden. In obiger Gleichung (102) sind sie näherungsweise mit-erfaßt. Zur genaueren Berechnung vgl. auch Weingärtner: Berechnung des Wärmeverbrauchs von Kraftwerken. Diss. Hannover 1931 und Elektrotechn. Z. 1932 S. 311.

Die Aufwendungen für Hilfsstoffe (Kühl- und Speisewasser, Putz- und Schmiermittel) sind bei Wärmekraftanlagen gleich 2 bis 5% der Brennstoffkosten zu setzen.

**4. Die gesamten Jahreskosten als Funktion der Belastungsverhältnisse.**

Addition der einzelnen Kostenbestandteile liefert die Gesamtjahreskosten  $k = k_0 + \bar{q}_B E_n$  und in bezug auf 1 kW der Werksvolleistung  $N_v$  auch

$$k = \frac{k_0}{N_v} + \bar{q}_B \cdot 8760 w_m^* \tag{104}$$

Graphische Auftragung dieser Funktion ergibt für Wärmekraftanlagen steigende Geraden, für Wasserkraftanlagen mit nur ständiger (etwa durch Speicher ständig gemachter) Leistung ( $\bar{q}_B \approx 0!$ ) annähernd Waagrechte (Abb. 82). (Wasserkraftanlagen mit auch unständigen Leistungen s. S. 42.)

Abb. 83 veranschaulicht diese Verhältnisse. Dabei ist angenommen, daß die Laufwasserkraft mit Ausbau ihres Tagspeichers auch höher in Wassermenge und Leistung

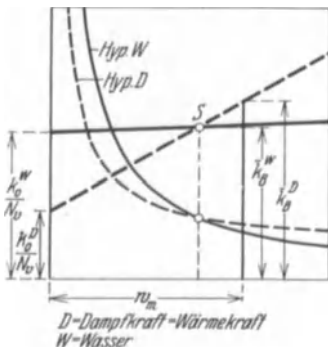


Abb. 82. Einheitskosten für Dampf- und Wasserkraft in Abhängigkeit von der Ausnutzungsziffer  $w_m$ .

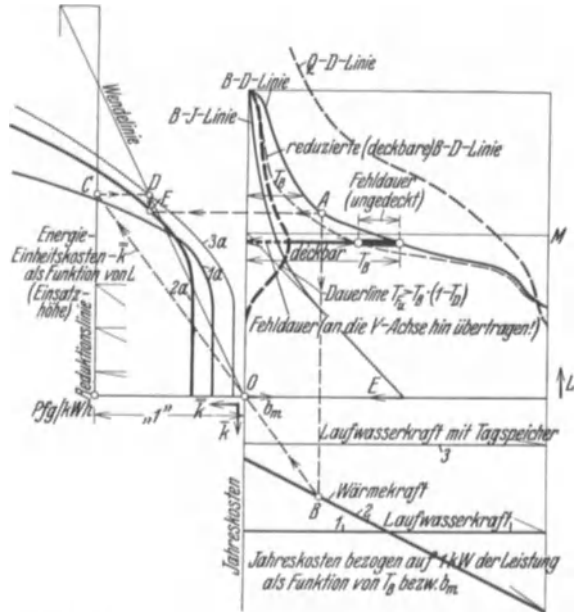


Abb. 83. Ermäßigung der Leistungseinheitskosten durch Ausbau eines Tagspeichers. — Energieeinheitskosten als Funktion der Einsatzhöhe. (Verf.)

ausgebaut werden könne, so daß die auf 1 kW der Volleistung bezogenen Kosten sich stark ermäßigen, entsprechend dem senkrechten Abstand der Kostenlinien 1 und 3. In der Abbildung ist auch eine graphische Berechnung der Energieeinheitskosten einer bestimmten Leistungshöhen-schicht (Punkt E) aus den Jahreskosten derselben Schicht (Punkt B) mit Hilfe der Dauerlinie des Bedarfs angegeben. Ferner ist die Möglichkeit angedeutet, die Unständigkeit des Bedarfs mit Hilfe der Dauerlinie des Dargebots (Q) und der damit reduzierten (deckbaren) Bedarfsdauerlinie zu berücksichtigen. (Nicht berücksichtigt sind dabei die Kosten etwa nötiger Aushilfsenergie.)

Folgerungen für die Belastungsverteilung. Die Ausnutzungsdauer der verschiedenen Höhengschichten einer Netzbelastung ist nach Ausweis der Belastungsgang- und Dauerlinien sehr verschieden (Abb. 40)<sup>1</sup>. Denkt man sich zur Vereinfachung die Gesamtbelastung eines Netzes auf zunächst nur zwei Werke,, U“ (= unteres=I) und „O“ (= oberes=II) verteilt, so wird das untere

\*  $k_0$  umfaßt  $k_{B0}$  aus Gleichung (102) und dazu die „festen“ sonstigen Jahreskosten (Kapitalkosten u. a.).

<sup>1</sup> Wegen der linearen Form der Gleichung darf mit durchschnittlichen B-D-Linien fürs Jahr gerechnet werden. Nur bei feineren Untersuchungen muß der Belastungsgang mit Rücksicht auf An- und Abschalten von Maschinen und Kesseln sowie Durchheizen berücksichtigt werden. Das Ergebnis weicht in der Regel von dem der oben angegebenen Näherungsrechnung nur um wenige Prozente ab (vgl. Anhang).

[gleiche Reserveziffer  $r$  (S. 22) vorausgesetzt] immer stärker ausgenutzt. Dies wird noch anschaulicher, wenn man die mittlere Belastungsdauer von Werk  $O$  und  $U$  für verschiedene Lagen der Belastungsscheide berechnet und gemäß Abb. 42 als Abszisse  $b_{mo}$  und  $b_{mu}$  in Funktion der Höhe der „Belastungsscheide“ aufträgt.

Wird dabei (entsprechend der bisherigen Behandlung in der Literatur) zunächst die ungenau zutreffende Annahme gemacht, daß die für jedes Werk auf 1 kW der Volleistung bezogenen Anlage- und Jahreskosten von seiner Vollleistung unabhängig seien, so ist die wirtschaftlich günstigste Belastungsaufteilung einfach zu bestimmen:

Die Jahreskosten des Verbundbetriebes sind

$$k = k_I + k_{II} = k_I N_I + \bar{k}_{II} N_{II}. \quad (105)$$

Bei Höherlegung der Belastungsscheide um  $\Delta N_I = -\Delta N_{II}$  ändern sich diese Jahreskosten um:

$$\Delta k = (\Delta \bar{k}_I - \Delta \bar{k}_{II}) \Delta N_I. \quad (106)$$

Dabei übernimmt Werk I den vorher von Werk II gedeckten Energiestreifen

$$\Delta E_n = T_G \cdot \Delta N_I, \quad (107)$$

worin  $T_G$  die Benützungsdauer in der Höhe der Belastungsscheide darstellt.

Die Gesamtjahreskosten  $k$  werden ein Kleinstwert, wenn die Änderung  $\Delta k = 0$  wird. Dazu muß nach Gleichung (106) sein

$$\Delta \bar{k}_I = \Delta \bar{k}_{II}. \quad (108)$$

Diese Gleichung wird durch die Ordinate des Schnittpunktes  $S$  der auf 1 kW bezogenen Jahreskostenlinien gemäß Abb. 82 erfüllt. Die zugehörige Höhe  $N_I^*$  der Belastungsscheide findet man in der Belastungsdauerlinie über der Abszisse  $w_n^* = T_G^*$ . [Letztere Gleichung gilt allerdings genau nur, wenn beide Werke dieselbe Reserveziffer  $r$  (S. 22) haben.]

In Wirklichkeit muß, da die Kosten auch von den Ausbaugrößen beider Anlagen abhängen, die Betrachtung weiter ausgebaut werden, wenn das Ergebnis absolute Geltung haben soll, dies geschieht auf S. 118.

Nur den grundsätzlichen Schluß darf man schon auf Grund der vorstehenden, nicht genau zutreffenden Voraussetzung ziehen:

Die Anlage mit dem niedrigeren Betriebskostenbeiwert und höheren spezifischen Baukapitalbedarf (die „kapitalintensivere“ Anlage) muß in die Zone der stärkeren Ausnutzung eingesetzt werden<sup>1</sup>.

Dieser Satz gilt unbedingt nur für Wärmekraftanlagen. Z. B. eine billige (alte, abgeschriebene!) Anlage mit geringerem Wirkungsgrad kann im Bereich geringer Ausnutzung der technisch höherwertigen aber teureren Anlage vorzuziehen sein (Grundlastwerke und Spitzenwerke!). Für Wasserkraftanlagen gilt der obige Satz dagegen nicht unbedingt, nämlich nur für Laufwerke. Bei Werken mit — wenn auch nur kleinem — Speicher dagegen wird man bestrebt sein, die einmal ausgebaute Werksleistung dem entsprechend jeweiligen Bedarf entsprechend voll einzusetzen, auch wenn die gerade verfügbare Wassermenge dabei kein 24stündiges Durcharbeiten erlaubt. Dies führt dazu, daß unständige aber kleinspeicherfähige Wasserkräfte abwechselnd in Grund-, Mittel- und Spitzenkraft eingesetzt werden müssen. Für solche Wasserkraftanlagen gilt dann nicht mehr unbedingt der Satz, daß ihre Erzeugungseinheitskosten mit abnehmender Werksausnutzungsziffer steigen; vielmehr kann das Gegenteil

<sup>1</sup> Man beachte dabei den zum Teil großen Unterschied der Lebensdauer, die bei Wasserkraftanlagen fast durchweg erheblich niedrigere Erneuerungssätze bedingt als bei Wärmekraftanlagen. Der spezifische Kapitalbedarf ist daher an den laufenden Kosten, nicht an den einmaligen Anlagekosten zu beurteilen!

eintreten, nämlich dann, wenn die Ausbaueinheitskosten mit zunehmender Vollwassermenge stark sinken. Darauf wird im folgenden Kapitel zurückzukommen sein.

## 7. Kapitel: Einfluß der Ausbaugröße auf die Wirtschaftlichkeit.

Während wir bisher lediglich die Belastungsverhältnisse als veränderlich, die Ausbauf orm und Ausbaugröße aber als unveränderlich betrachtet haben, wollen wir jetzt vor allem die Ausbaugröße (bei gegeben gedachter Ausbauf orm) als veränderlich annehmen und die Wirkung ihrer Veränderungen auf die Kosten untersuchen mit dem Ziel: die praktisch sehr wichtige Frage nach der wirtschaftlich günstigsten Ausbaugröße zu beantworten.

### 1. Grundbegriffe und Fragestellung.

Unter äußerer oder Gesamtausbauf orm einer Wasserkraftanlage wollen wir ihre Gesamtanordnung, bestimmt durch die Aufteilung und Gliederung der Ausbaustrecke (S. 3 und Abb. 3) verstehen. Unter innerer oder Einzelausbauf orm dagegen die Festlegung der Grundabmessungen und -formen der Bauwerke und Maschinen verstehen.

Als Maß der Ausbaugröße einer Wasserkraftanlage aber wählen wir zweckmäßig ihre verfüg- und nutzbare Jahresenergie. Schon die Aufgabe an einer, zunächst ohne scharfe Abgrenzung gegebenen, Flußstrecke eine Wasserkraftanlage von bestimmter Jahresenergie zu planen, ist nicht eindeutig. Denn nicht nur die Vollwassermenge ( $Q_v$ , und damit die mittlere verfügbare und nutzbare Wassermenge, S. 26) ist frei wählbar, sondern auch die Gesamtfallhöhe  $H$  (d. h. die Länge und örtliche Lage der Ausbaustrecke, S. 14).

Wir führen für diese allgemeineren Betrachtungen an Stelle der Vollwassermenge ihr Verhältnis zur mittleren verfügbaren Wassermenge als Ausbaugrad<sup>1</sup> ein (vgl. S. 26). Ebenso wollen wir statt von Länge der Ausbaustrecke (oder von Gesamtfallhöhe) von Ausbaumfang sprechen. Dann können wir sagen, daß bei gegebener Gesamtausbauf orm einer Wasserkraftanlage erst mit Festsetzung:

1. der Lage eines kennzeichnenden Punktes der Ausbaustrecke (zweckmäßig der Wasserfassungsstelle),
2. des Ausbaumfanges (Gesamtfallhöhe) und
3. des Ausbaugrades (Vollwassermenge und -leistung)

die Ausbaugröße einer Wasserkraftanlage bestimmt ist; diese letztere ist somit „Funktion“ der genannten drei mehr oder minder frei wählbaren Bestimmungsstücke. Zieht man noch in Betracht, daß im praktischen Falle oft noch die Wahl zwischen verschiedenen Flüssen offen stehen kann, so hat man noch eine vierte „Grundveränderliche“. (Von Wahlmöglichkeiten in bezug auf Beileitungen und Speicher soll zunächst abgesehen werden.)

Bei der Planung einer Wasserkraftanlage, die nach S. 103 immer von einem mehr oder minder sicher gegebenen Energiebedarf auszugehen hat, sieht sich der Ingenieur daher zunächst vor die Aufgabe gestellt, einerseits die vorteilhafteste Ausbaugröße als Ganzes, d. h. die auszubauende Jahresenergie zu bestimmen, andererseits zu entscheiden, durch welche Kombination der genannten drei (oder vier!) Grundvariablen (Lage, Umfang, Grad) er diese Ausbaugröße „am vorteilhaftesten“ aufzubringen vermag.

<sup>1</sup> Bei Niederdruckanlagen wäre mit Rücksicht auf die Fallhöschwankungen das Verhältnis von  $N_v$  zu  $MN_1$  zu setzen! Bisher wurde in der Literatur die Bezeichnung Ausbaugröße enger, nämlich im Sinne des Ausbaugrades verwendet, auch in Ludin: Die Wasserkräfte 1913.

Unter den für diese Entscheidung grundlegenden Gesichtspunkten politischer, rechtlicher, verkehrs-, elektrizitäts-, wasserwirtschaftlicher, flußbautechnischer, geldwirtschaftlicher Natur werden die letztgenannten in der Regel die wichtigste, oft die entscheidende Rolle spielen. Wir wollen sie allein daher im folgenden näher betrachten, uns dabei aber für die Anwendung der von Fall zu Fall zu beurteilenden Bedeutung der andern, nur erwähnten, Gesichtspunkte stets bewußt bleiben.

Wir werden die Zusammenhänge am klarsten übersehen, wenn wir den Einfluß jedes einzelnen der drei Hauptfaktoren: Ausbaulage, -umfang, -grad getrennt betrachten. Dieses analytische Vorgehen kann auch als Anleitung für die im praktischen Fall durchzuführenden vergleichenden Untersuchungen dienen. Indem wir vom Engeren ins Weitere gehen, betrachten wir zunächst den Einfluß des Ausbaugrades, dann den des Ausbaumfanges und zuletzt den der Ausbaulage und der Ausbauf orm auf die Energieeinheitskosten. Hierbei ist naturgemäß jeweils zunächst getrennt der Einfluß auf die Energieausbeute und auf die Anlage- und Jahreskosten zu untersuchen.

## 2. Einfluß des Ausbaugrades.

Wir denken uns die Ausbaustrecke in einem bestimmten Flußlauf völlig festgelegt, ebenso die allgemeine Ausbauf orm, d. h. die innere Aufteilung (gemäß Abb. 3) und die allgemeine Form der einzelnen Bauteile. Wir nehmen ferner die Größe des Speichers (sofern ein solcher überhaupt vorzusehen ist) als unveränderlich an. Energieausbeute und alle Kosten sind dann — bei gegebenen (oder anzunehmenden) Bedarfsverhältnissen — eindeutig feststellbare Funktionen des Ausbaugrades.

### a) Die Energieausbeute als Funktion des Ausbaugrades.

Zur Vereinfachung behandeln wir die Fallhöhe zunächst als zeitlich unveränderlich (Anlagen mit stark schwankender Fallhöhe vgl. S. 72, 77 und 86). Dann ist die Volleistung durch die Vollwassermenge eindeutig bestimmt und umgekehrt.

Den Energiebedarf nehmen wir als der Form nach gegeben an. Seine Größe ist dann durch Angabe des mittleren Leistungsbedarfs  $MLB$  oder der Jahresnetzspitze  $HLB_{\text{Jahr}}$  bestimmt.

Wir haben uns dann noch im Einzelfall je nach den gegebenen Bedingungen für eine der folgenden Hauptmöglichkeiten zu entscheiden:

1. Die Bedarfsgröße (Jahresspitze  $HLB_{\text{Jahr}}$ ) ist jeweils gleich der im Lauf der Untersuchung ins Auge gefaßten Volleistung  $N_v$ .

2. Die Bedarfsgröße ist fest, größer als  $N_v$ , und die veränderlich gedachte Volleistung des untersuchten Werkes „wächst in den Bedarf hinein“, dessen jeweiliger Rest durch ein Ergänzungswerk gedeckt wird.

Für jeden dieser beiden Fälle gilt (jedoch mit Unterschied im Grade) allgemein zunächst das folgende:

Mit wachsendem Ausbaugrad  $\left(\bar{Q}_v = \frac{Q_v}{MQ_1}\right)$  (S. 26) wird der Werkspeisungsgrad  $\overline{MQ_{elv}} = \frac{MQ_e}{Q_v}$  und Flußnutzungsgrad  $\overline{MQ_n} = \frac{MQ_n}{MQ_1}$  sich um so mehr zunehmend vom Idealwert „1“ bzw. „ $bm$ “ entfernen, je unständiger „nach oben zu“ einerseits die erfaßbare Wassermenge, andererseits die Belastung wird.

Veranschaulicht werden die Unständigkeitsverhältnisse durch die Ganglinien von  $D$  (Dargebot) und  $B$  (Bedarf) (Abb. 52). Die rechnerischen Untersuchungen aber werden zweckmäßiger an Hand von Dauerlinien oder Summenganglinien geführt, wie in Kapitel 5 näher gezeigt (vgl. besonders S. 70).

In jedem Fall kann man für jede Art von Werk das Ergebnis aller wie immer angestellten Berechnungen in der allgemein gültigen Form der Abb. 84 durch eine Energieausbeute-Einflußlinie darstellen.

Hiernach ist die erfaßbare Energie und, bei gegebenen Belastungsverhältnissen auch die nutzbare ( $E_n = MN_n$ ), sowie die fehlende ( $E_{f-}$ ) und etwaige Spitzenergänzungsenergie im allgemeinen eine Funktion der Volleistung  $N_v$ .



Abb. 84. Energieausbeute-Einflußlinie.

**b) Anlage-, Jahres- und Einheitskosten von Wasserkraftanlagen als Funktion des Ausbau- und Nutzbarkeitsgrades.**

**1. Grundsätzliches über Kostenfunktionen.**

Erfahrung und theoretische Überlegung<sup>1</sup> lassen es geradezu als eine in weiten Grenzen gültige allgemeine Regel erscheinen, daß eine technische Anlage „X“ (= Kanal, Krafthaus, Maschine, Fernleitung) bei gegebener Ausbaumform und gegebenem Ausbaumumfang verhältnismäßig um so billiger wird, je höher ihre Volleistung gewählt wird.

Hiernach sind auch die Anlagekosten  $K_x$  eines beliebigen mit  $N_v$  veränderlichen Teils einer Wasserkraftanlage eine Funktion von  $N_v$ , praktisch natürlich mehr oder minder stetig und nach obigem dadurch ausgezeichnet, daß die zeichnerische Darstellung eine meist nach unten konkave Kurve (Abb. 85, Linie I) ergibt. Ein Fahrstrahl nach einem wandernden Punkt  $P_x$  bestimmt durch seine Neigungstangente die Einheitskosten

$$\text{tg } \alpha = \bar{K}_x = \frac{K_x}{N_{vx}}, \quad (109)$$

während die Sehne oder, im Grenzfall die Berührende den „bezogenen Kostenzuwachs“

$$\text{tg } \beta = \Delta \bar{K}_x = \frac{\Delta K_x}{\Delta N_v} \approx \frac{dK_x}{dN_v} \quad (110)$$

bestimmt, der mit wachsendem  $N_v$  abnimmt und immer kleiner als der zugehörige Einheitskostenwert ist:

$$\Delta \bar{K}_x < k_x. \quad (111)$$

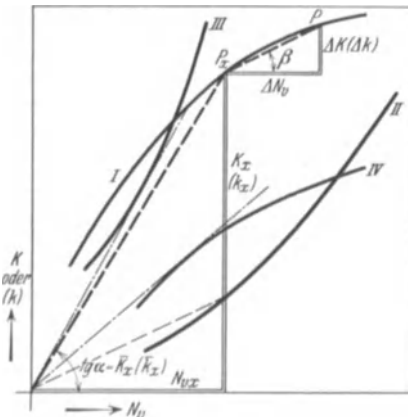


Abb. 85. Verbilligende (I), verteuernde (II) und wechselnd verbilligende und verteuernde Kostenfunktionen (III u. IV).

Wir nennen die durch solche Kurven dargestellten Kostenfunktionen „verbilligend“, dagegen solche nach Kurvenform II „verteuernd“. Es sind auch Kostenfunktionen denkbar, die in einem gewissen Bereich verbilligend, im übrigen verteuernd sind (Kurve III und IV). Sie sind durch einen Mindest- oder Höchstwert der Einheitskosten  $\bar{K}$  gekennzeichnet, der durch den berührenden Fahrstrahl festgelegt ist.

Durch Aufrechnung aller Einzelposten des Kostenanschlages einer Wasserkraftanlage entsteht die Gesamtkostenfunktion und -kurve (Abb. 86):

$$\Sigma K_x = K = f(N_v). \quad (112)$$

<sup>1</sup> Vgl. z. B. Ludin: Diss. 1910; Kummer: „Wachstumsgesetze und spezifische Drehzahlen der Maschinen“. Schweiz. Bauztg. Bd. 89 (1927) S. 207.

Genau so, und mit wenigstens grundsätzlich gleichem Ergebnis, wie eben für die Anlagekosten ( $K$ ) erhalten, kann man auch für die Jahreskosten ( $k$ ) Kostenfunktionen aufstellen.

Die Gesamtkostenlinien werden im allgemeinen besonders stark verbilligend sein, weil wichtige Teilkosten (Vorarbeiten, Baueinrichtung, Wehranlage, Gründungen, Lohn- und allgemeine Geschäftskosten) vom Ausbaugrad ganz oder fast unabhängig sind.

Dagegen bringt die mit wachsendem Ausbaugrad zunehmende Unständigkeit des Wasserkraftgebots ein stark „verteuernd“ wirkendes Glied in die Kostenfunktion hinein.

Entweder nämlich müssen zunehmende Aushilfsleistungen und -energien bereitgestellt und eingerechnet werden, um vollwertige ständige Kraft zu erhalten, nur dann ist  $MN$  (die Gesamtenergie) verhältnismäßig  $N_v$ , so daß es keinen Unterschied ausmacht, ob wir die Einheitskosten auf  $N_v$  oder  $MN$  beziehen (Abb. 86). Oder aber es muß (bei Abwesenheit einer Mangelaus-hilfe) die Abnahme der Energieausbeute und des Energie-wertes unmittelbar berücksichtigt werden. Hierzu müssen wir die Einheitskosten auf  $E_n = MN_n$  (die nutzbare Wasserarbeit allein) statt auf die Volleistung  $N_v$  beziehen, was mit Hilfe der Ausbeutelinie (Abb. 84) als Verwandlungslinie geschehen kann (Abb. 86). Bei Anpassungswirtschaft (S. 23), z. B. Versorgung einer Aluminiumfabrik mit zum Teil unständiger Kraft, berechnet man die Gesteungskosten des Enderzeugnisses (1 t Alum.) als Funktion der Volleistung  $N_v$ , indem man sich mit der Wasserkraftanlage auch die Fabrik wachsend denkt.

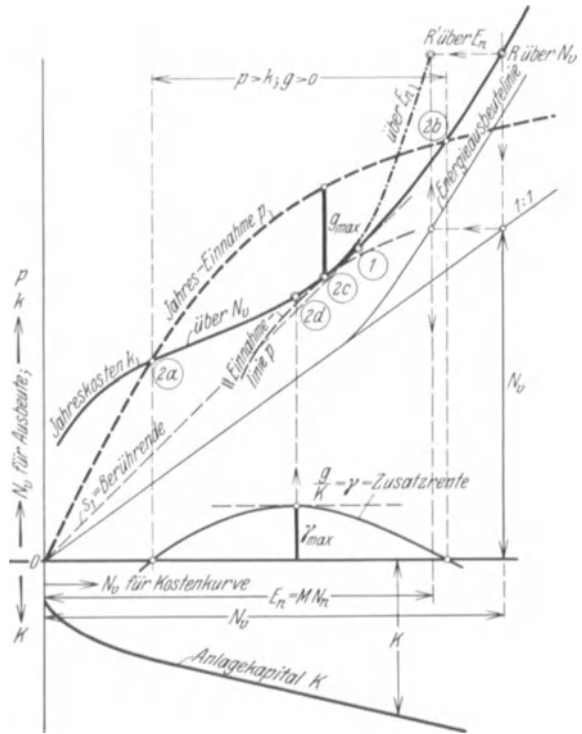


Abb. 86. Kostenlinien zur Bestimmung des günstigsten Ausbaugrades. (Verf.)

Ein zweiter auf „verteuernde“ Ausbildung der Gesamtkostenlinie hinwirkender Einfluß kann von der Bedarfsseite her kommen: z. B. dann, wenn der Bedarf nach Form und Höhe gegeben und von der untersuchten Wasserkraft „I“ im Verbundbetrieb mit anderen Kraftquellen „II“ — deren Zahl oder Ausbaugröße vielleicht auch erst festzustellen sein soll — zu decken ist. Ist hierbei die Wasserkraft „I“ den Verhältnissen nach als Grundkraftwerk einzusetzen, so „wächst“ sie mit zunehmender Ausbaugröße in zunehmend schlechter ausnutzende Bedarfsschichten hinein; es sinkt also bei Abwesenheit eines Speichers ihr Fluß- und Werknutzungsgrad. (Da bei nicht speicherfähiger Ausbauf orm nach obigem auch die Dargebotsdauer mit steigender Ausbaugröße sinkt, ist die Abnahme des Werknutzungsgrades um so stärker!)

Nach diesen allgemeinen Ausführungen, an Hand deren die sehr verschiedenartig auftretenden praktischen Aufgaben angemessen zu behandeln

sind, entwickeln wir die wirtschaftlichen Grundsätze für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit des Ausbaugrades von Wasserkraftausbauten in Verbindung mit einer Anleitung zur Anlage und Durchführung des Rechnungsverfahrens an zwei etwas schematisierten Hauptfällen: Einzelwerk und Verbundbetrieb.

## 2. Wirtschaftliche Grundsätze für Bestimmung optimaler Ausbaugrade.

a) **Erster Hauptfall: Einzelne Wasserkraftanlage.** 1. Der berührende Fahrstrahl ( $s_1$ ) an die Kostenlinie bestimmt den Ausbau auf wohlfeilste Energie (Punkt  $I$  in Abb. 86). Dieser ist indes selten von entscheidender Bedeutung; wichtiger sind vielmehr andere Größen, die sich durch Vergleich der Jahreskosten mit den erzielbaren Jahreseinnahmen ergeben.

2. Der erzielbare Durchschnittspreis (ab Werk oder Verteilstation usw.!) ist als Funktion von  $MN_n$  und über die Ausbeuteeinflußlinie auch von  $N_v$  gegeben (oder ermittelbar) zu denken. Er wird im allgemeinen mit gesuchter Vermehrung des Absatzes  $MN_n$  abnehmen, besonders stark dann, wenn die Ausnutzung in die Zone der unständigen Kraftdarbietung eintritt und nicht durch Bereitstellung von Aushilfsenergie oder Großspeicherung die Veredelung in ständige Energie herbeigeführt wird.

Jedenfalls ist demnach die Jahreseinnahme  $\left(\frac{M}{Jr}\right)$

$$p = f(MN_n), \text{ z. B.} \quad (113)$$

$$p = \bar{p} \cdot MN_n \cdot 8760 \text{ (Gerade!) oder}$$

$$p' = f(N_v, MN_n), \text{ z. B.}$$

$$p' = \bar{p}_L \cdot N_v + \bar{p}_E MN_n, \quad (114)$$

ähnlich den Jahreskosten irgendwie durch eine „Einnahmelinie“ darstellbar.

Gleichung (113) entspricht der Form nach dem sog. reinen Benutzungsgebührentarif, Gleichung (114) dem sog. Benutzungsgebührentarif mit Grundtaxe ( $\bar{p}_L = M$  je kW der beanspruchten Höchstleistung;  $\bar{p}_E = M$  je kWh der für Abnahme erzeugten Energie).

Bei Abnahme der gesamten Werksenergie durch einen Großabnehmer wird der vereinbarte Tarif unmittelbar eine der Gleichungen (113) und (114) bestimmen. Bei Abgabe an vielerlei Abnehmer (durch ein Netz) können diese Gleichungen oft nach anderweitigen Erfahrungen summarisch angeschrieben werden. Sonst müssen die Beträge  $p$  durch einen Einnahmeanschlag unter Berücksichtigung des Umfangs der verschiedenen Abnehmerklassen und der ihnen eigentümlichen Werte von Anschlußgröße, Benutzungsdauer, Beitrag zur Netzspitze (Gleichzeitigkeitsziffer) usw. nach oft sehr verschiedenen Einzeltarifen veranschlagt werden.

Die Einnahmelinie muß die „Kostenlinie“ überschneiden, wenn überhaupt die in die  $k$ -Werte eingerechnete Durchschnittsverzinsung (S. 107, 119) erreichbar sein soll. Dabei gibt es dann noch vier ausgezeichnete Ausbaugrade, entsprechend den Punkten  $2a$ ,  $2b$ ,  $2c$ ,  $2d$  in Abb. 86. Diese sind:

2a) Der kleinste eben „voll zinstragende“ Ausbau auf geringsten Kapitalkaufwand und geringstes Absatzrisiko.

2b) Der größte eben noch voll zinstragende Ausbau mit weitestgehender Ausnutzung der Wasserkraft: Ausbau auf Höchstenergieausbeute.

2c) Der Ausbau mittlerer Größe auf Höchstwert des Bruttogewinns (praktisch unwichtig!).

2d) Der Ausbau auf Höchstreute (Superdividende). Zur Ermittlung von Punkt  $2d$  muß noch das Anlagekapital  $K$  (bei einer A.G. das Aktienkapital  $K_A = a \cdot K$ ) als Funktion von  $N_v$  oder  $MN_n$  aufgetragen und mit den zugehörigen Werten  $g$  (Bruttogewinn) verglichen werden.



## Mathematische Behandlung.

(Für Ausbau auf wohlfeilste Energie, Punkt I, durchgeführt.)

Oft kann man für einen begrenzten Bereich des Ausbaugrades die Kostenlinien nach Abb. 85 durch Gerade ersetzen, so daß die Gesamtjahreskosten einfach geschrieben werden können:

$$k = k_0 + \bar{q} N_v (+ \bar{a} E_A + \bar{b} N_A). \quad (115)$$

Das eingeklammerte Glied stellt die Kosten des Bezugs von Aushilfsenergie dar, die nötig ist, wenn nur Pflichtstrom erzeugt werden darf;  $E_A$  ist die Aushilfsenergie,  $N_A$  die erforderliche Aushilfsleistung. Aus Gleichung (115) folgen die Einheitskosten der Erzeugung mit:

$$\bar{k} = \frac{k}{E_n} = \frac{k_0}{E_n} + \bar{q} \frac{N_v}{E_n} + \left( \bar{a} \frac{E_A}{E_n} + \bar{b} \frac{N_A}{E_n} \right). \quad (116)$$

Diese Einheitskosten werden zum Kleinstwert für:

$$0 = \frac{d\bar{k}}{dE_n} = \frac{E_n \frac{dk}{dE_n} - k}{E_n^2}. \quad (117)$$

Hiernach ist Bedingung für Auftreten eines Kleinstwertes:

$$\frac{dk}{dE_n} = \frac{k}{E_n} = \bar{k}. \quad (118)$$

Die linke Seite ist nach Gleichung (115) entwickelbar, daher:

$$\bar{q} \frac{dN_v}{dE_n} + \bar{a} \frac{dE_A}{dE_n} + \bar{b} \frac{dN_A}{dE_n} = \frac{k_0 + \bar{q} N_v + \bar{a} E_A + \bar{b} N_A}{E_n}$$

oder umgestellt:

$$\bar{q} \left\{ \frac{dN_v}{dE_n} - \frac{N_v}{E_n} \right\} + \bar{a} \left\{ \frac{dE_A}{dE_n} - \frac{E_A}{E_n} \right\} + \bar{b} \left\{ \frac{dN_A}{dE_n} - \frac{N_A}{E_n} \right\} = \frac{k_0}{E_n}. \quad (119)$$

Die  $\{ \dots \}$ -Ausdrücke sind Ausbaufunktionen und gemäß Abb. 84 der Ausbeutelnie zu entnehmen, wie folgt:

$$\left. \begin{aligned} \frac{dN_v}{dE_n} &= \cotg \beta; & \frac{N_v}{E_n} &= \cotg \alpha; \\ E_A &= N_v - E_n (= E_{f-}); & N_A &= N_v - N_{\min} \\ \frac{E_A}{E_n} &= \cotg \alpha - 1; & \frac{N_A}{E_n} &= \cotg \alpha - \frac{N_{\min}}{E_n} \\ \frac{dE_A}{dE_n} &= \cotg \beta - 1; & \frac{dN_A}{dE_n} &= \cotg \beta \end{aligned} \right\} \quad (120)$$

Nach Einsetzen dieser Ausdrücke in Gleichung (119) und Umstellung erhält man:

$$E_n (\cotg \beta - \cotg \alpha) = \frac{k_0 - \bar{b} N_{\min}}{\bar{q} + \bar{a} + \bar{b}}. \quad (121)$$

Diese grundlegende Gleichung für die Unbekannte  $N_v = E_n \cotg \alpha$  löst man leicht graphisch, indem man (vgl. Abb. 84) im Ausbeuteschaubild die aus den Kostenfestwerten zu berechnende Strecke  $N_{\Delta} = \frac{k_0 - \bar{b} N_{\min}}{\bar{q} + \bar{a} + \bar{b}}$  vom Nullpunkt nach unten absetzt und aus dem

so erhaltenen Punkt  $F$  die Berührende an die Ausbeutelnie (Punkt  $P^*$ ) zieht (andere, allgemeine Form s. S. 124).

Für die vier anderen wirtschaftlichen Beurteilungsgesichtspunkte (S. 116) sind ähnliche Ableitungen möglich.

**b) Zweiter Hauptfall: Verbundbetrieb.** 1. Der Unterfall  $a$ , daß die Netzspitze  $HLB_{\text{Jahr}}$  als (lineare) Funktion des Ausbaugrades ( $N_v$  oder  $E_n = MN_n$ ) eines zu entwerfenden Wasserkraftwerkes anzunehmen ist, wird grundsätzlich ebenso behandelt, wie Hauptfall I (S. 116).

2. Der Unterfall  $b$  dagegen, daß die Netzspitze und der Netzbedarf  $EB$  als Festwerte anzunehmen sind und die günstigste Austeilung auf zwei erst zu

entwerfende Werke (oder Werksgruppen<sup>1</sup>) zu bestimmen ist, verlangt besondere Behandlung. Diese wird dadurch vereinfacht, daß der Nenner des Ausdrucks für die Energieeinheitskosten  $\bar{k} = \frac{k}{EB}$ , der Gesamtbedarf  $EB$ , hier fest gegeben ist. Es genügt daher, den Zähler: die Gesamtjahreskosten  $k$  zu betrachten.  $k$  stellt sich dar als Summe der Jahreskosten des untersuchten  $WK$ -Werkes:  $k_I$  und der Jahreskosten aller übrigen Anlagen des Verbundbetriebes:  $k_{II}$ . (Hier darf im Gegensatz zu S. 111 nicht mit den auf 1 kW bezogenen Jahreskosten  $\bar{k}_I, \bar{k}_{II}$  gerechnet werden!) Auch die letzteren Kosten werden sich im allgemeinen als Funktion des Ausbaugrades des untersuchten  $WK$ -Werkes angeben lassen,

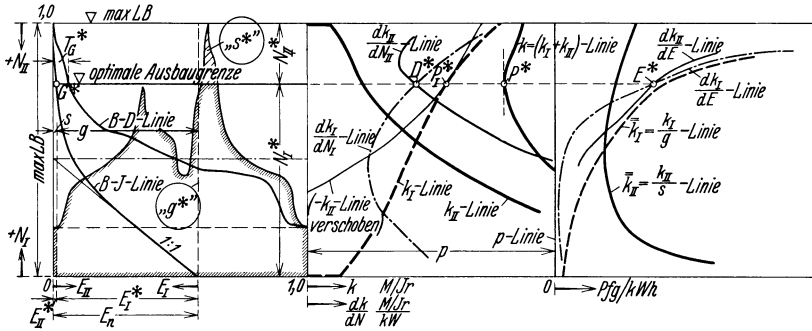


Abb. 87. Wirtschaftlichste Ausbaugrenze im Verbundbetrieb zweier Werke. (Verf.)

da für die beiderseitigen Volleistungen und Jahreserzeugungen nach obiger Annahme feste Beziehungen bestehen, nämlich:

$$N_I + N_{II} = HLB_{\text{Jahr}} \cdot (1 + r)$$

( $r$  = Reserveziffer, S. 22!)

$$E_{nI} + E_{nII} = EB.$$

Infolgedessen müssen mit dem Wachsen des Ausbaugrades und der Jahreskosten unserer Wasserkraft ( $I$ ) gleichzeitig Ausbaugrad, Energieerzeugung und Jahreskosten des anderen mitarbeitenden Werkes ( $II$ ), ebenso deren Summe, abnehmen<sup>2</sup>. Hierbei ist  $k_I$  nicht nur vom Ausbaugrad ( $N_I$ ), sondern durch diesen auch von der Werksausnutzungsziffer (Belastungsdauerlinie!) abhängig; ebenso entsprechend  $k_{II}$ .

Die Verhältnisse werden durch zunächst getrennte Auftragung der (Anlage- und) Jahreskostenlinien der beiden Werke ( $I$  und  $II$ ) über  $N_I$ , der Volleistung des einen der untersuchten Werke übersichtlich (Abb. 87)<sup>3</sup>.

Die Gesamtkosten erreichen ihren Kleinstwert, wenn

$$\frac{dk}{dN_I} = \frac{dk_I}{dN_I} + \frac{dk_{II}}{dN_I} = \frac{dk_I}{dN_I} - \frac{dk_{II}}{dN_{II}} = 0 \tag{122}$$

(wegen  $dN_{II} = -dN_I$ !).

<sup>1</sup> Die vorkommenden Werke können verschiedenster Art, z. B. auch zum Teil Wärmekraft- und Pumpspeicherwerke sein!

<sup>2</sup> Der Fall von mehr als zwei zu entwerfenden und zu variierenden Werken wird weiter unten berührt.

<sup>3</sup> Ebensogut kann die Auftragung auch über  $E_I$  vorgenommen werden! Gleichung (122)

lautet dann  $\frac{dk_I}{dE_I} - \frac{dk_{II}}{dE_{II}} = 0$  (Abb. 87 rechts)! Welches Werk dabei „oben“ oder abwechselnd oben und unten einzusetzen ist, wird man meist leicht nach den S. 85, 93 und 111 gegebenen Richtlinien beurteilen können. Im Zweifelsfall entscheidet eine Wiederholung der folgenden Untersuchung mit vertauschten Lagen der Werke.

Diese Bestimmungsgleichung für die optimale Ausbaugrenze löst man (Abb. 87), indem man ein Spiegelbild der  $k_{II}$ -Linie mit der  $k_I$ -Linie zur Berührung bringt (Punkt  $P_I^*$ ) oder, indem man die Differentialkurven beider Kostenlinien  $k_I$  und  $k_{II}$  aufträgt und zum Schnitt bringt ( $D^*$ ), oder endlich einfach durch Auftragen der Summen  $k = k_I + k_{II}$  (Punkt  $P^*$ ).

Man beachte die Allgemeingültigkeit der hier entgegengesetzten geometrischen Beziehung zwischen „zusammengesetzten“ Kostenlinien aus zwei Elementen (anderes Beispiel S. 136, Abb. 96)!

Verbundausbauten mit mehr als zwei im allgemeinen  $n$  Werken sind unter sachgemäßer Anwendung der bisher gewonnenen Erkenntnisse zu studieren, wobei man sich folgende Bemerkungen zunutze machen kann:

Entweder variiert man abwechselnd die Ausbaugrade von nur zwei Werken und vergleicht die dabei erhaltenen  $\frac{n(n-1)}{2}$  Kostenlinien.

Oder man kann die Werke in Gruppen von nach Wasserdargebot, Ausbaumform und Ausbaukosten ähnlichen Werken einteilen und jede Gruppe wie ein Werk behandeln.

Meist wird sich der Ausbau Werk nach Werk über längere Zeit erstrecken. Dann sind die abschließenden Bemerkungen S. 128 zu beachten.

**c) Praktische Gesichtspunkte.** Praktisch berechnet man die Kostenwerte zunächst auf Grund eines Durchschnittszinses gleich dem erreichbaren niedrigsten Anleihezinsfuß. Je nach der wirtschaftlichen Einstellung des Unternehmers (bzw. der kontrollierenden und für die Verleihung des Nutzungsrechtes zuständigen Staatsregierung) wird man dann meist zu einer Vermittlungslösung zwischen den vier oben angedeuteten Wirtschaftsgrundsätzen gelangen.

In unentwickelten Volkswirtschaften wird sich ein niedriger Ausbau auf nur ständige Leistung (oder wenig darüber), der die verteuernenden Kosten der Aushilfe vermeidet, manchmal rechtfertigen lassen. Bei hoch entwickelter Wirtschaft dagegen, wo zugleich die Aushilfskraft in der Regel leicht und zu vorteilhaften Bedingungen zu beschaffen ist, wird der volkswirtschaftlich sehr wichtige Anspruch auf möglichst weitgehende Ausnutzung der natürlichen Energiequellen stark in den Vordergrund zu stellen sein.

### *c) Die Ausbaufolge bei Kostenfunktionen von zwei und mehr unabhängigen Veränderlichen.*

1. Beim Auftreten bedeutender Fallhöhenschwankungen (Niederdruckwerke) hat man auch nach Annahme einer Volleistung  $N_v$  noch in gewissen Grenzen freie Wahlmöglichkeit für die Vollwassermenge  $Q_v$ . Die Anlage-, Jahres- und Energieeinheitskosten sind dann eine Funktion:

$$\left. \begin{array}{l} K = \\ k = \\ \bar{k} = \end{array} \right\} f(N_v, Q_v).$$

Eine solche Funktion läßt sich auf Grund vergleichender Planung und Veranschlagung graphisch durch eine „Kostenfläche“ darstellen, die durch Höhenlinien als „Kostenplan“ abgebildet und im Sinne der Ausführungen S. 45 weiter verwertet werden kann. Auch analytische Entwicklungen sind möglich<sup>1</sup>.

2. Bei Speicherwerken tritt zu der Volleistung  $N_v$  noch die Speichergröße  $S_n$  als unabhängige Veränderliche, so daß bei genügend unveränderlicher Fallhöhe (S. 160), die Kosten als Funktion:

$$\left. \begin{array}{l} K = \\ k = \\ \bar{k} = \end{array} \right\} f(N_v, S_n) \text{ erscheinen und wieder}$$

durch einen Kostenplan graphisch darstellbar sind.

<sup>1</sup> Vgl. Lit. Ludin: Wasserkräfte Bd. 1.

Diese Behandlungsweise ist vor allem bei Großspeichern wichtig; der Energie-mangel- und Kostenberechnung dient dabei der Ausbeuteplan, Darstellung der nun gleichfalls dreidimensionalen Beziehung

$$E_n = f(N_v, S_n) \text{ (vgl. S. 93).}$$

Meist ist mit guter Näherung eine lineare Kostengleichung aufzustellen:

$$k = k_0 + \bar{q}_L \overline{MLB} + \bar{q}_s S_n + \bar{p}_A \overline{MN}_{f-}. \quad (123)$$

Hierin ist nach S. 93  $\overline{MLB}$  = Festwert mal  $N_v$  statt  $N_v$  eingeführt.

Aus Gleichung (123) folgt:

$$\bar{k} = \frac{k}{\overline{MLB}}.$$

Das Einheitskostenminimum ist bezeichnet durch:

$$\frac{d\bar{k}}{d(\overline{MLB})} = 0$$

oder nach Gleichung (123)

$$\frac{k_0 + \bar{q}_L \overline{MLB} + \bar{q}_s S_n + \bar{p}_A \overline{MN}_{f-}}{\overline{MLB}} = \bar{q}_L \cdot 1 + \bar{q}_s \cdot \frac{\partial S_n}{\partial \overline{MLB}} + \bar{p}_A \overline{MN}_{f-} \cdot 1.$$

Hierbei ist  $\overline{MN}_{f-} = \frac{MN_{f-}}{\overline{MLB}}$  (S. 93) (als veränderlicher Parameter) als Festwert zu behandeln.

Umstellung liefert:

$$\frac{k_0}{\bar{q}_s} + S_n = \overline{MLB} \cdot \frac{\partial S_n}{\partial \overline{MLB}}. \quad (124)$$

Diese Gleichung läßt sich für die einzelnen Parameter zeichnerisch nach Anleitung der Abb. 88 im Ausbeuteschaubild (Abb. 73) lösen.

Zum Schluß ermittelt man auf Grund Gleichung (123) eine Kostenlinie  $\bar{k}_{\text{opt}} = f(\overline{MLB})$ , indem man die  $k$ -Werte nach Gleichung (123) für einzelne Ausbaupunkte auf der optimalen Trajektorie berechnet und über dem zugehörigen  $\overline{MLB}$  aufträgt.

#### d) Einfluß und wirtschaftliche Untersuchung der Tagesspeicherung.

Der S. 109 geführte Nachweis starker Abhängigkeit der Energieeinheitskosten (Abb. 81 und 82) von der Ausnutzungsziffer gewinnt besondere Bedeutung beim Ausbau eines im Verbundbetrieb, besonders mit Wärmekraftwerken, arbeitenden Wasserkraftwerkes mit Kleinspeicher.

Der Speicher befähigt ein solches Werk in gewissem Bereich zur Übernahme unständiger Belastung ohne die große Schmälerung des Flußnutzungsgrades, wie sie beim reinen Laufwerk eintreten würde. Der erwähnte Bereich ist nach oben durch die Vollnutzwassermenge  $Q_{vn}$  (Abb. 54, S. 65) begrenzt. Alle Wasserführungen unter  $Q_{vn}$  können restlos ausgenutzt und zugleich kann die Werksarbeit zum Einsatz der vollen Maschinenleistung  $N_v$  in höhere Zonen des Belastungsbildes verlegt werden. Dadurch wird ein doppelter Vorteil erreicht:

1. Mitarbeitende Wärmekraftwerke (oder andere Laufkraftwerke) können nun an Stelle des Kleinspeicherwerkes in tiefere Zonen eingesetzt werden, wo sie wesentlich höheren Wirkungsgrad (oder stärkere Ausnutzung der fließenden Welle) und daher kleinere Erzeugungseinheitskosten erzielen.

2. Die Summe der Volleistungen aller anderen Wärme- und sonstigen Kraftwerke braucht nicht so groß zu werden, wie wenn die untersuchte Kleinspeicherwasserkraft nicht regulierbar und daher in die Leistungsbilanz nur mit ihrer 24stündigen Zuflußleistung einzusetzen wäre (vgl. S. 34).

Ist daher das Speicherwerk in seinen „leistungsabhängigen“ Teilen billiger zu erweitern als die anderen Kraftwerke (dies ist bei reinen Stau- und Hochdruckkraftwerken im Vergleich mit Wärmekraftanlagen sehr ausgesprochen der Fall), so kann der Speicherwerksausbau hoch in die unständigen Wassermengen, selbst über  $MQ_1$  hinauf, wirtschaftlich vorteilhaft sein. Bei den

Berechnungen sind neu zu berücksichtigen die Kosten des mit dem Leistungsausbau gleichfalls (nach Maßgabe der Belastungsform) zunehmenden Speicherbeckenbedarfs (gegebenenfalls einschließlich desjenigen eines notwendigen Ausgleichbeckens!), oder die Abnahme der mittleren wirksamen Fallhöhe (und des Wirkungsgrades) mit stärkerer Absenkung eines bereits ausgebaut gedachten Speichers (vgl. S. 68), die Beschränkung oder Verteuerung der deckbaren Spitzenhöhe (Leistung) durch den schneller als sie wachsenden Flächeninhalt der Spitze (Energie), endlich bei Niederdruckwerken das Vorhandensein eines zweiten, durch Speicherung nicht auszugleichenden Tiefwertes der Wasserkraftleistung, nämlich bei *HW* (vgl. S. 17, 66), wodurch der möglichen Leistungsersparnis in den anderen mitarbeitenden Kraftwerken ein Ziel gesetzt wird.

Alle diese Einflüsse lassen sich leicht in den durchzuführenden Vergleichsrechnungen berücksichtigen. Dabei sind an früher entwickelten Hilfsmitteln zu benutzen: Energieinhaltslinien von Bedarf und Dargebot, Dauerlinien des Beckenbedarfs gemäß S. 65, Abb. 54, Kostenlinien ähnlich Abb. 86 und 89.

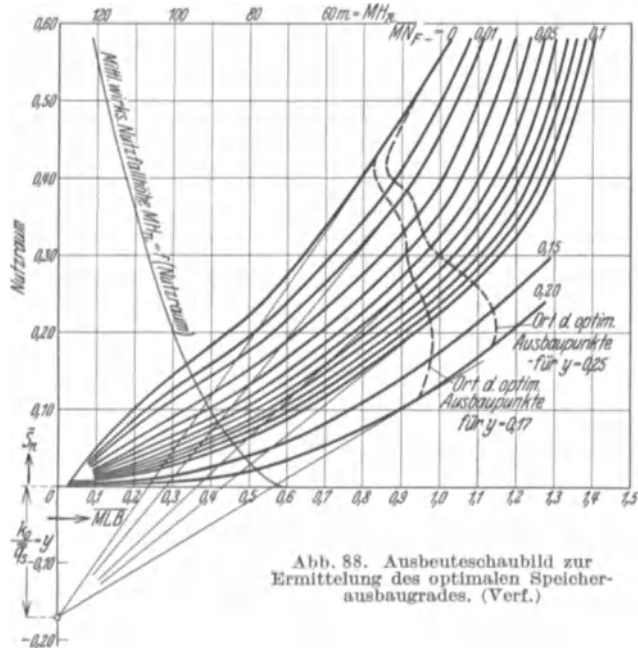
Selbstverständlich gilt alles eben Gesagte entsprechend auch für alle Speicher mit Energieumformung (Ruths-Dampfspeicher, Akkumulatoren und vor allem Pumpspeicher, vgl. S. 167). Bei diesen allen spielt in den Kostenentwicklungen die Aufladeenergie (z. B. Pumpstrom) eine wichtige Rolle. Ihre Menge ist der Nutzabgabe des Speichers (durch den Speichergesamtwirkungsgrad!) verhältnismäßig (S. 169).

Die Vergleichsrechnungen müssen, vor allem bei den in die regionalen Bedarfsschwerpunkte vorgeschobenen Speichern, die Ersparnisse an Fernleitungskosten und Energieverlusten berücksichtigen!

Dabei sind neben den rein geldwirtschaftlichen Wirkungen die erheblichen betriebstechnischen Vorteile: schnelle Betriebsbereitschaft, hohe Elastizität, Möglichkeit der Benutzung der Speichermaschinen als Phasenschieber, sachgemäß zu werten. Pumpspeicherwerke lassen sich bei Fallhöhen über 100 m je nach der Gunst der örtlichen Vorbedingungen nicht selten zu Preisen unter 300 bis 250 RM/kW, also billiger als große Dampfturbinenwerke, erstellen und sind daher, zumal wegen der Zulässigkeit niedriger Erneuerungsrücklagen, diesen als Spitzenwerke oft überlegen. Die nicht immer eintretende und keinesfalls hohe absolute Ersparnis an Wärmeeinheiten (Kohlenverbrauch) spielt gegenüber diesem Vorteil und den rein betriebstechnischen (vgl. S. 34, 111) mehr eine nachgeordnete Rolle.

### 3. Einfluß des Ausbaumfanges (der Gesamtfallhöhe).

Oft ist für einen zum Ausbau ins Auge gefaßten Flußabschnitt die Unterwasserhöhe oder die Oberwasserhöhe gegeben, z. B. infolge Auftretens zwingender



äußerer Bedingungen geographischer oder wirtschaftlich-rechtlicher Natur (Flachstrecken, Seen, Flußmündungen, geologische Abschnitte, vorhandene Wasserfassungen oder Wasserrückgabestellen).

Dann ist zu prüfen, wie groß die Ausbaustrecke (S. 3) ober- oder unterhalb dieses festliegenden Grenzspiegels und -querschnittes werden soll.

Als wirtschaftlicher Beurteilungsmaßstab hat dabei in erster Linie der erzielbare Kleinstwert der Energieeinheitskosten zu gelten (wobei man für eine erste Annäherung meist die Frage des günstigsten Ausbaugrades nach den S. 116 entwickelten Grundsätzen einheitlich bei allen Wahllösungen entschieden denken darf — vorbehaltlich nochmaliger Untersuchung nach Ermittlung des günstigsten Ausbaumfanges!).

Die Untersuchung gestaltet sich weiterhin verschieden, je nachdem gemäß den geographischen und sonstigen Bedingungen der Ausbau in Form

- a) reiner Staukraftwerke oder
- b) reiner Umleitungskraftwerke oder endlich
- c) in gemischter Form

ins Auge zu fassen ist.

**a) Günstigster Ausbaumfang bei reinen Staukraftwerken.** Die Energieausbeute „ $MN_n$ “ kann mit dieser Ausbauforn auf das überhaupt denkbare Maximum gesteigert werden [im Idealfall sogar über die im  $Q-H$ -Plan (Abb. 94) feststellbare Naturenergie hinaus], ohne daß (in gewissen Grenzen) die Einzelstufenhöhe darauf Einfluß hätte.

Fallhöhenverluste infolge von zeitlichen Schwankungen der  $UW$ -Spiegel (S. 69) oder der  $OW$ -Spiegel (infolge Speicherung) und Fließgefälle in den Haltungen können (zunehmend mit abnehmender Stufenhöhe!) die  $E$ -Ausbeute aber nachteilig beeinflussen.

Die Ausbau- und Jahreskosten „ $K$ “ und „ $k$ “ sind, wenn auch wegen naturbedingter Unstetigkeiten nicht im mathematisch strengen Sinne, eine Funktion der Anzahl, Lage und Einteilung der Werkstufen und müssen im Einzelfall durch vergleichende Kostenüberschläge ermittelt werden. In einfach gelagerten Fällen können auch einmal mathematische Entwicklungen möglich sein<sup>1</sup>.

Die nachfolgenden Betrachtungen wollen nur die grundlegenden Bedingungen der Aufgabe in schematisierter Form erläutern. Es sei dabei nachdrücklich auf die Notwendigkeit sachverständigster Würdigung der oft entscheidenden naturgeographischen äußeren Bedingungen des Geländes und Untergrundes hingewiesen!

Denken wir uns in einem Flußtal die Stelle für ein Staukraftwerk bestimmt und die Stauzielhöhe  $h_0$  (ü. M.) versuchsweise geändert, so beeinflußt das bei fest gehaltenem Ausbau- und Nutzungsgrad die mittlere Nutzleistung  $MN_n$  und die Elemente der Jahreskosten  $k$  folgendermaßen:

I. Die Nutzfallhöhe  $H_n$  ist um nur geringe Widerstandshöhen kleiner als die Stauhöhe über dem  $UW$ ; ihre zeitlichen Schwankungen werden mit zunehmender Stauhöhe vergleichsweise kleiner (die Fallhöhendauerlinie, Abb. 50b, wird selbst parallel gehoben), die mittlere wirksame Nutzfallhöhe wächst also schneller als die Stauhöhe, dasselbe gilt von der Konstruktionsfallhöhe der Turbinen. Die Energieausbeute wächst daher gleichfalls etwas schneller als die Stauhöhe.

II. Die Anlagekosten der einzelnen Werksbestandteile werden bei zunehmender Stauhöhe in sehr verschiedener Weise beeinflusst:

1. Die Mauermaße des Stauwerks (der Einfachheit halber sei hier zunächst nur an eine einheitliche Gewichtsstauwand gedacht) wächst bei gleichbleibender

<sup>1</sup> Vgl. Lit. Ludin: Diss.; Camerer: Veranschlagen von Niederdruckwasserkraften. Z. VDI 1918 S. 481 f.

Kronenlänge (annähernd zutreffend bei tief eingeschnittenem  $U$ -Tal!) mit dem Quadrat, bei rein dreieckförmigem Talquerschnitt mit dem Kubus der Stauhöhe  $H_w$  über Gründungssohle. Die Einheitspreise nehmen aber etwas ab.

2. Die Kubatur des (z. B. gemäß Abb. 522 bis 525, 532, 464 hinter die Stau-mauer angebaut gedachten) Krafthauses wird annähernd unabhängig von der Stauhöhe sein, vielleicht sogar mit wachsender Stauhöhe etwas abnehmen (weil die Maschinen für gleiches  $Q_v$  kleiner werden).

3. Die überstauten Grundflächen werden, je nach Geländeform verschieden stark, wachsen.

4. Das Gewicht und die Kostensumme der Turbinen und Stromerzeuger wird sich als eine stark verbilligende Funktion der Stauhöhe ergeben, weil Schluckfähigkeit und Drehzahl der Turbinen bei gleicher Laufradform und -größe mit

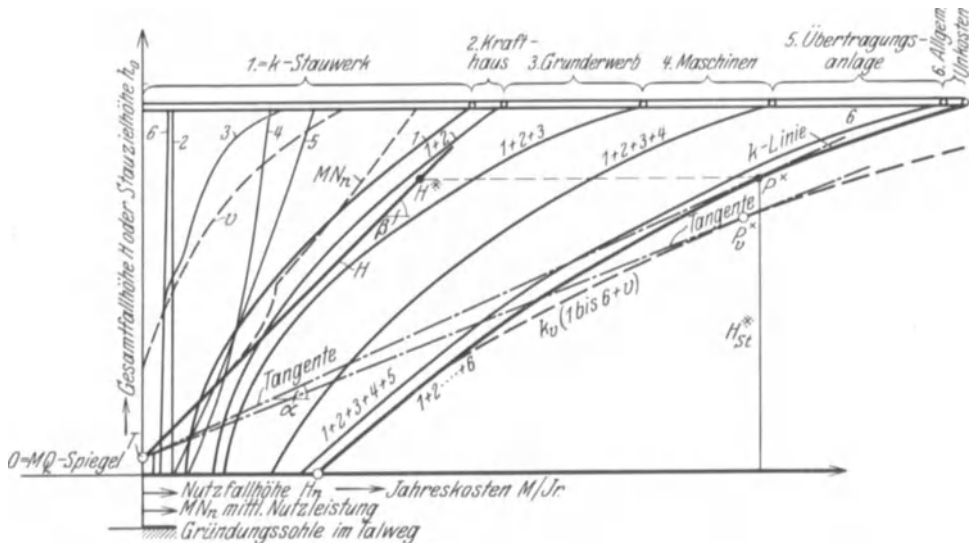


Abb. 89. Ermittlung des günstigsten Ausbaumuffanges. (Verf.)

der Konstruktionsfallhöhe zunehmen (vgl. S. 366 f.). Das Gewicht der Druckleitungen wächst, da ihre Länge und Wandstärke (S. 315) von einer gewissen Stauhöhe ab zunehmen, während ihr Durchmesser wenig abnehmen kann (S. 195), langsam mit der Stauhöhe.

5. Die Kosten der Übertragungsanlagen sind als verbilligende Funktion der Vollenistung auch eine solche der Stauhöhe.

6. Alle anderen Anlagekostenteile (vgl. S. 105) bleiben im wesentlichen unberührt! Nur Bauzinsen und vor allem Anlaufverluste „ $v$ “ können stark mit der Stauhöhe wachsen, wenn die größere Leistungsfähigkeit erst nach längerer Bedarfsentwicklung ausnutzbar wird.

III. Die Kapitaljahreskosten verhalten sich wie die entsprechenden Anlagekosten; die Lohn- und allgemeinen Verwaltungskosten des einzelnen Werkes wachsen nur wenig mit der Stauhöhe (bezogen auf die Einheit der Energieausbeute nehmen sie daher ab), ebenso die Gesamtkosten einer längeren mehrstufig auszubauenden Flußstrecke).

Die eben festgestellten Gesetzmäßigkeiten werden sich in einer auf Kostenüberschläge zu gründenden zeichnerischen Auftragung der verschiedenen Posten als Funktion der Stauhöhe, so wie in Abb. 89 grundsätzlich angedeutet, ausprägen.

Es kann danach eine optimale, den Einheitskostenkleinstwert erzeugende Stauzielhöhe  $h_0^*$  bestehen, bestimmt durch die Bedingung, daß der Schnittpunkt

$T$  der Tangenten<sup>1</sup> der in gleicher Höhe ( $h_0^*$ ) liegenden Punkte  $P^\times$  und  $H^*$  der Gesamtjahreskostenlinie  $k$  und der „mittleren“ Fallhöhenlinie  $H$  (Abb. 89) auf der  $h_0$ -Achse liegen muß.

Beweis:

Nach Auftragung ist:

$$k = f(h_0) \text{ und } H_n = \frac{MN_n}{e Q_v} = g(h_0). \quad (125)$$

Die Einheitskosten:

$$\bar{k} = \frac{k}{MN_n} = \frac{1}{e Q_v} \cdot \frac{k}{H_n} \text{ sind also } = \frac{1}{e Q_v} \frac{f(h_0)}{g(h_0)}. \quad (126)$$

Sie werden ein Kleinstwert, wenn:

$$\frac{d\bar{k}}{d(MN_n)} = \frac{d\bar{k}}{dH_n} = 0. \quad (127)$$

Nun ist nach Gleichung (126):

$$\frac{d\bar{k}}{dH_n} = \frac{H_n \frac{\partial k}{\partial H_n} - k}{H_n^2}. \quad (128)$$

Es ist aber nach Gleichung (125):

$$\frac{\partial k}{\partial H} = \frac{\partial k}{\partial h_0} \cdot \frac{dh_0}{dH}. \quad (129)$$

Dies, eingesetzt in Gleichung (128) und (127), gekürzt und umgestellt, ergibt:

$$H \frac{\partial k}{\partial h_0} = k \frac{dH_n}{dh_0}. \quad (130)$$

Im Schaubild ist aber für jede beliebige Tangente der  $k$ - bzw.  $H_n$ -Linie:

$$\frac{\partial k}{\partial h_0} = \cotg \alpha; \quad \frac{dH_n}{dh_0} = \cotg \beta.$$

Demnach läßt sich Gleichung (130) auch schreiben:

$$H_n \tg \beta = k \tg \alpha, \quad (131)$$

d. h. die Antangenten gleichhochliegender Punkte der  $K$ - und  $H$ - (bzw.  $MN_n$ -) Linie müssen sich auf der  $h_0$ -Achse schneiden, damit die zugeordneten Einheitskosten  $\bar{k}$  ein Kleinstwert werden.

Der hiermit bewiesene Satz hat allgemeinste Geltung und vielseitige Anwendbarkeit! (vgl. S. 117).

Der oben erwähnte Einfluß der mit der Werksgröße zunehmenden Anlaufzeit läßt sich, wie in Abb. 89 durch die gestrichelten Linie  $v$  und  $k_v$  gezeigt, leicht erfassen. Die Linie  $v$  stellt die zusätzlichen Jahreskosten (Zins- und Tilgungsbeträge der mit Zinseszins bis zum Tage der voraussichtlich möglichen Vollausnutzung des Werkes angesammelten Anlaufverluste) dar; Linie  $k_v$  die Gesamtjahreskosten einschließlich dieser zusätzlichen Jahreskosten. Es ist augenfällig, wie durch die Anlaufverluste die optimale Werksgröße (hier = Stauhöhe) erniedrigt wird (z. B. rückt der Kennpunkt  $P^\times$  nach  $P_v^\times$ ).

**b) Günstigster Ausbauumfang von Umleitungskraftwerken.** Wir denken uns der Vereinfachung halber die zu vergleichenden Ausbauten jeweils mit einem Fassungsstauwerk von unveränderlicher, vergleichsweise geringer Stauhöhe ausgestattet.

**I. Kanalwerke.** Wegen der inneren Ähnlichkeit der Aufgabe mit der eben unter Fall a behandelten fassen wir uns ganz kurz. Die Nutzfallhöhe  $H_n$  und mittlere nutzbare Leistung  $MN_n$  sind ebenso wie im Fall a gleichlaufende

<sup>1</sup> Im vorliegenden Falle, wo wir die  $H$ -Linie genau genug als Gerade annehmen durften, ist hiernach die Lösung besonders einfach.



Funktionen der Länge der Ausbaustrecke  $L = L_0 + L_u$  und damit der Gesamtfallhöhe  $H$ , sofern nicht der Zuwachs an Einzugsgebiet und verfügbarer Wassermenge in der Ausbaustrecke (vgl. Abb. 90) erheblich ist, ein Fall, der weiter unten gesondert betrachtet werden soll.

Die Aufstellung der Anlageteile und -kosten (S. 122 und Abb. 89) ändert sich äußerlich insofern, als die Kosten des Stauwerks vergleichsweise kleiner, weniger einflußreich und annähernd unabhängig von der Gesamtfallhöhe  $H$  werden, während dafür die Kosten der Umleitung große Abhängigkeit von  $H$  und überwiegende Bedeutung erlangen. Die Druckleitung (oder der sie etwa ersetzende Turbinenschacht, Abb. 526 bis 530), tritt gleichfalls als stärker von  $H$  abhängiges Glied in die Kostenaufstellung ein. Die übrigen Kosten zeigen grundsätzlich ähnliches Verhalten wie im Falle a.

Ob die Kostenfunktion der Umleitung verbilligenden oder verteuern den Charakter hat, hängt von den örtlichen Bedingungen ab. Eine aus Seitenkanälen bestehende Umleitung in gleichmäßig angenommenem flachem und annähernd parallel mit dem Flußspiegel geneigtem Gelände (eine nicht allzu häufig erfüllte Schematisierungsannahme!)

würde z. B. folgende Abhängigkeiten zeigen (Abb. 90).

Nehmen wir zunächst zur Vereinfachung der Betrachtung an, daß das Aufteilungsverhältnis der Längen von Zu- und Ableitung  $\frac{L_0}{L_u}$  fest-

gehalten werde<sup>1</sup> [es kann hinterher variiert und mehreren

gleichartigen Untersuchungen zugrunde gelegt werden (vgl. S. 136); es braucht ferner nicht unbedingt auf Massenausgleich längs der ganzen Umleitung abgestimmt zu werden (vgl. S. 240)]. Dann zeigt eine vergleichende Skizze (Abb. 90), daß mit wachsendem Ausbaumumfang der überwiegende Teil der Einschnitts- und Auftragsmassen in annähernd kubischem Verhältnis, die Planierungsarbeiten im quadratischen und etwaige Dichtungsarbeiten im wasserbenetzten Querschnittsumriß nur im linearen Verhältnis zunehmen werden. Die Baueinheitspreise werden sich mit zunehmender Größe der Anlage bis zu einer gewissen Grenze ermäßigen, mit zunehmender Dammhöhe und Einschnittstiefe aber, unter Umständen (Grundwasser! Schwererer Boden! Zunehmende Förderweiten!) auch erhöhen.

Im ganzen wird also die Kostenfunktion der Umleitung nur bei kleinem Ausbaumumfang verbilligend sein, mit wachsendem Ausbaumumfang aber bald stark verteuern den werden. Sie gleicht also grundsätzlich ganz der Kostenfunktion des Stauwerks im Falle a. Die Abb. 89 paßt daher grundsätzlich auch auf unseren Fall b, wenn nur dabei Linie I als Kostenlinie der Umleitung statt des Stauwerks aufgefaßt wird! Man erkennt daher, daß auch bei Kanalwerken ein optimaler Ausbaumumfang der einzelnen Stufe nachweisbar sein wird. Die bisher vernachlässigten Unstetigkeiten der geographischen Vorbedingungen (Terrassen, Geländebrücke) ändern daran grundsätzlich nichts, beeinflussen aber im Einzelfall das Ergebnis stark!

II. Hochdruckwerke. Im Gebirge kommen oft nur Druckstollen oder Hangrohre (S. 275) als Umleitung in Frage. Ihre Kosten sind dann nicht

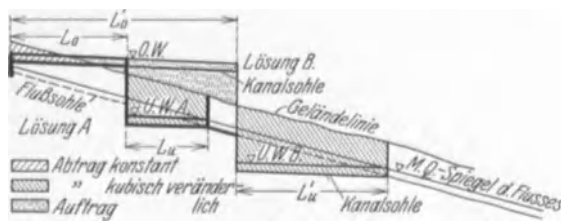


Abb. 90. Zur Ermittlung des günstigsten Ausbaumumfangs bei Umleitungskraftwerken.

<sup>1</sup> Wir könnten auch, ohne grundsätzliche Änderung des Ergebnisses und im Einzelfall vielleicht zutreffender, annehmen, daß die Grundwasser- und Untergrundverhältnisse eine in allen Wahllösungen gleiche Größttiefe des Unterkanals und damit gleiche Unterlängen  $L_u$  vorschreiben, so daß nur  $L_0$  veränderlich bleibt.

kubische, sondern näherungsweise lineare und daher meist verbilligende Funktionen der Länge der Ausbaustrecke. Dagegen tritt hier ein wichtiger Kraftwerksteil, die Fallrohrleitung (S. 196), mit einer verteuernenden Kostenfunktion auf. Denn ihr Stahlgewicht  $G_R$  ist, wenn man das Verhältnis der Fallhöhe  $H_0$  zur Länge  $l$  mit  $\sin \alpha$  bezeichnet, bei  $n$  Rohren etwa in der Form:

$$G_R = \text{Konst} \cdot n^{1/7} \cdot \sin \alpha^{5/7} \cdot l^{12/7} \quad (132)$$

anzuschreiben. Die Gesamtkosten der Druckleitungen werden beispielsweise kleiner, wenn eine gegebene Gesamtfallhöhe in mehrere Werksausbaustrecken unterteilt wird.

Grundsätzlich liegen die Verhältnisse also wiederum ähnlich wie im Falle a und b.I. Indes pflegen bei Hochdruckanlagen noch häufiger und stärker als bei Kanalwerken die im Gebirge oft besonders großen örtlichen Verschiedenheiten naturgeographischer Art die Zahl der Wahlösungen zu beschränken, so daß der zu führende wirtschaftliche Vergleich nicht mehr zu Kostenlinien, sondern nur zu einzelnen Kostenpunkten zu führen pflegt. Die inneren Zusammenhänge sind aber gleichwohl den oben nachgewiesenen ähnlich.

III. Einfluß veränderlichen Einzugsgebietes. Wir haben die Frage des günstigsten Ausbaumumfangs von Wasserkraftanlagen mit Umleitungen bisher unter der Voraussetzung des Fehlens wesentlicher Zuflüsse innerhalb der Ausbaustrecke behandelt. Lassen wir diese, z. B. im Sammelgebiet eines Flusses schlecht zutreffende Voraussetzung fallen, betrachten zunächst nur einen einstufigen Ausbau, denken uns ein festes  $UW$  gegeben und die Wasserfassung schrittweise aufwärts verschoben und setzen dabei keine künstlichen Ein- und Beileitungen des in der Ausbaustrecke seitlich zurinnenden Wassers in die Zuleitungsstrecke voraus, dann wächst die Nutzenergie nicht mehr linear mit dem Ausbaumumfang, sondern in geringerem und abnehmendem Maße. Die Linie  $H_n$  in Abb. 89 stellt daher nicht mehr genau genug die Werte  $MN_n$  dar; deren zutreffende Darstellung wird vielmehr eine Kurve sein, z. B. die in Abb. 89 fein gestrichelte Linie. Würde dagegen die Wasserfassung festgehalten und Kraftwerk und Rückgabestelle abwärts verschoben, so bliebe die verfügbare Wassermenge unverändert, und die Energie wächst linear, es sei denn, daß seitliche Zuflüsse in die Zuleitungsstrecke eingeführt würden, wobei die nutzbare Energie stärker zunähme.

#### 4. Schrittweiser Ausbauvorgang.

Der Bedarf braucht zur Entwicklung auf eine gewisse Höhe ( $MLB$ ) Zeit. Bis zu deren Ablauf ist eine auf die ganze Bedarfsgröße  $MLB$  ausgebaute Anlage nicht voll ausnutzbar. Die entstehenden Mindereinnahmen schmälern den Gewinn, manchmal sogar die angenommene Mindestverzinsung. Muß diese (wie bei Anleihezinsen z. B.) trotzdem voll ausgeschüttet werden, so müssen die zur Auffüllung erforderlichen Zuschüsse auf Anlagekosten übernommen werden, und zwar zuzüglich der in der ganzen Anlaufzeit (d. h. bis zum Zeitpunkt der planmäßigen Ausnutzung der Anlage) auflaufenden Zinseszinsen.

Eine Anlaufzeit bis zu 5 Jahren kann in der Regel für große Wasserkraftanlagen noch als normal bezeichnet werden. Man sucht sie durch Abschluß von Stromabsatzverträgen im voraus möglichst abzukürzen. Es wäre aber in vielen Fällen verfehlt, zu verlangen, daß bei Inbetriebsetzung eines neuen Werkes schon die Unterbringung der ganzen Erzeugung durch feste Verträge gesichert sein müsse. Die Erfahrung hat gelehrt, daß man — vorsichtige, verständige Abschätzung der wirtschaftlichen Entwicklungsfähigkeit des Absatzgebietes vorausgesetzt — oft ein stärkeres Wachsen des Bedarfs verzeichnen kann, als es der vor Bestehen der Anlage vorhandene Energieverbrauch errechnen ließ.

Ergibt sich die zu erwartende Anlaufzeit als zu lang (z. B. bei einer verhältnismäßig sehr großen oder an sich schon teuren Wasserkraft), so muß man

suchen, eine wirtschaftliche Ausbaumöglichkeit durch Abstufung des Ausbaues und damit der Kapitaleinlagen zu ermöglichen. Folgende Möglichkeiten kommen dafür in Betracht:

1. Unterteilung der Gesamtfallhöhe („Ausbauumfang“) durch Zerlegen in mehrere unabhängige Fallstufen (Abb. 11); Bemerkung: Immer zunächst zu studieren!

2. Unterteilung der Wassermenge (Ausbaugrad) durch Aufteilen auf mehrere unabhängige Umleitungen und Kraftwerke, z. B. auf beiden Ufern (Beispiel: Niagara).

Bemerkung: Nur in besonderen Fällen und bei sehr großem  $Q_1$  empfehlenswert.

3. Schrittweise Annäherung an die Ausnutzung der endgültigen Gesamtfallhöhe durch

a) bei Umleitungswerken: stückweises Verlängern der Umleitung mit Verlassen des jeweils vorher angelegten Kraftwerks (Beispiel: Eichholzwerk im Schluchseeprojekt, Svälgfos<sup>1</sup>).

Bemerkung: Nur ausnahmsweise vorteilhaft möglich, in der bisherigen nicht-planmäßigen Entwicklung aber nicht selten.

b) Bei Stau- und gemischten Kraftwerken: stufenweises Erhöhen des Stauwerks [Beispiele: Fiskevandsperre, Suorva, Lit. a, 11, S. 720], Entwürfe Rio Negro (Uruguay) und Marburg-Drau des Verfassers.

Bemerkung: Immer zu studieren, sehr oft mögliche und wirksamste Maßnahme; in der Regel gibt es zwei Stauwerkshöhen (auch bei Großspeicherwerken), die annähernd dieselben Energieeinheitskosten bei sehr verschiedenem Ausbauumfang ergeben.

4. Schrittweise Annäherung an die Erfassung der endgültigen Vollwassermenge durch

a) bei Umleitungswerken:

1. Erweiterung von Kanälen: Vertiefung kaum möglich, eher Verbreiterung, z. B. Beauharnoiswerk<sup>2</sup> (Abb. 98) oder Höherspannung des Wasserspiegels.

2. Bau „zweiter Kanäle“ oder „Stollen“ (Beispiel: Trollhättan, Nore, Lit. a, 11). Bemerkung: Möglichkeit durch örtliche Verhältnisse beschränkt.

b) Bei Staukraftwerken: durch Hinzufügung weiterer Maschinen- und Druckrohrsätze auf von Anfang an, aber möglichst sparsam ausgebauten Fundamenten.

Bemerkung: Sehr häufig angewandt, guter Erfolg.

c) Bei Werken mit Nebenfassungen: Schrittweiser Ausbau der Beileitungen und Nebenfassungen.

5. Verbindungen von Ziffer 1—4 sind mannigfach möglich und angewandt.

6. Bei speicherfähigen Anlagen kommt fast immer der nachträgliche, etwa auch noch abgestufte Ausbau des Speichers in Betracht.

Bei all den technischen Maßnahmen, Ziffer 1—6, wird nach Möglichkeit von provisorischen Bauweisen Gebrauch gemacht, um die an sich mit jeder Ausbaustufung unvermeidlich verbundene Verteuerung der reinen Baukostensumme (ohne Bauzinsen gerechnet!) möglichst einzuschränken.

7. Verwaltungsmaßnahmen: Zusammenfassung mehrerer Interessenten zur gemeinsamen Erstellung eines einzigen Großwerkes statt kleinerer Einzelanlagen.

Beispiel: Ryburg-Schwörstadt mit vier Unternehmern, deren jeder eine der vier Turbinen ausnutzt. —

Mit der Erreichung einer bestimmten Bedarfsgröße ist nun aber meist die Entwicklung eines Verbundbetriebunternehmens nicht abgeschlossen, und in

<sup>1</sup> Vgl. Nordische Wasserkräfte, S. 433.

<sup>2</sup> Engng. News Rec. 1930-II S. 916.

Wirklichkeit wächst sehr oft der Bedarf ständig weiter. Ebenso wächst dabei die Zahl der neu zu erstellenden und die Ausnutzung der älteren Werke, wenigstens bis zu einer gewissen, für jedes Werk anders liegenden Grenze, je nachdem es sich um Lauf-, Kleinspeicher- oder Großspeicherwerke handelt. Die Erweiterung der Ausbaulehre auf die vielen hierbei möglichen Einzelfälle überschreitet den Rahmen dieses Buches.

Als Ergebnis der angedeuteten Entwicklung zeigt sich bei jedem für wachsenden Bedarf bestimmten Kraftwerkssystem, auch bei weitgehender Abstufung doch immer das durch Abb. 91 erläuterte Bild: Bald stetig, bald sprunghaft veränderliche Überschüsse der Leistungs- und Arbeits-Dargebotslinie über die Bedarfsentwicklungslinien (Figuren a—c in Abb. 91) und entsprechende Fehl- oder Überschubeträge in der Entwicklung der Jahreskosten gegenüber derjenigen der Jahreseinnahmen (Figur d). Ein ähnliches Bild ergibt der Vergleich der Jahreskosten des Wasserkraft-Verbundsystems mit denen eines rein aus Dampfkraftwerken aufgebauten Erzeugungssystems. Aufschlußreiche wirtschaftliche Kennwerte erhält man durch Aufsummierung der jährlichen Fehl- oder Überschubeträge im Zinseszinsverfahren (Eskontierung); die Auftragung erfolgt am besten in schiefen Koordinaten (Abb. 92).

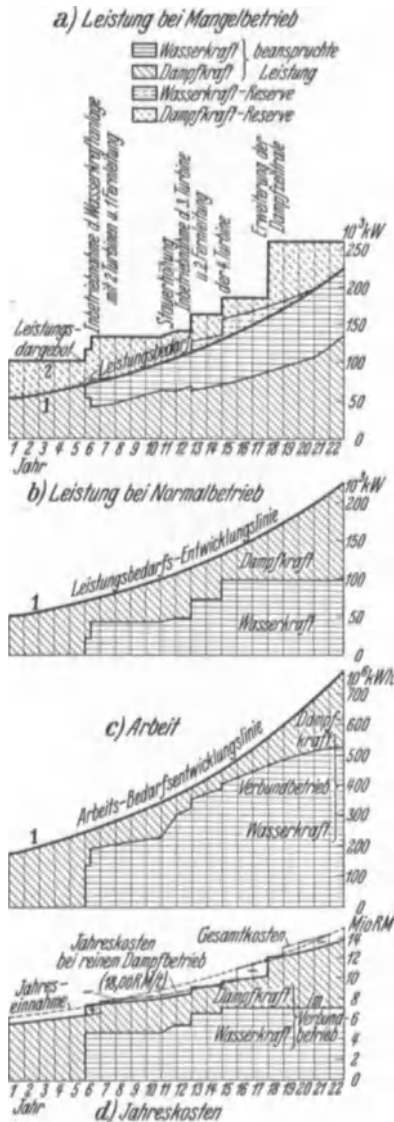


Abb. 91. Entwicklung von Bedarf, Ausbau und Jahreskosten; Vergleich eines Verbundbetriebes Wasser—Dampf mit reinem Dampftrieb. (Verf.)

werden kann. Der stufenweise Ausbau nach Wassermenge und Stauhöhe richtet sich nach dem Anwachsen des Leistungsbedarfs. Da die Turbinen der Wasserkraftanlage eine kleinere Leistung als die der vorhandenen Dampfzentrale haben, bleibt die erforderliche Leistungsreserve, solange die vorhandene Dampf- und die neue Wasserkraft zur Deckung des Leistungsbedarfs genügen, 29000 kW.

Hinsichtlich der Leistung der Wasserturbinen muß unterschieden werden zwischen der mittleren und der kleinsten Volleistung. Die mittlere Volleistung entspricht der mittleren Nutzfallhöhe, welche hier etwa durch den Schwerpunkt des zwischen dem Stauziel

### Deckung eines Energiebedarfes durch Verbundbetrieb von Dampf- und Wasserkraft (Abb. 91 und 92).

Zur Deckung des Leistungsbedarfs (Linie 1) genügt anfangs eine vorhandene Dampfzentrale von 90000 kW, die auf kurze Dauer bis auf 100000 kW überlastet werden darf. Die Betriebssicherheit verlangt, daß auch in Stunden der Höchstbelastung (z. B. Jahresspitze des Jahres 5) noch eine Reserve in Höhe der Spitzenleistung des größten Maschinensatzes vorhanden ist. Im vorliegenden Fall ist die Nennleistung des größten Maschinensatzes 25000 kW, so daß sich die Spitzenleistung bei 3% Transformatorverlust und 20% Überlastbarkeit zu rd. 29000 kW ergibt. Ende des Jahres 5 liegt das Spitzenleistungsdargebot (Linie 2 der Abb. 91a) nur um wenig mehr als 29000 kW über dem Spitzenleistungsbedarf; daher müssen die Erzeugungseinrichtungen verstärkt werden.

Dafür steht zunächst eine als Großspeicherwerk ausbaufähige Wasserkraft zur Verfügung, deren Energie durch eine rd. 260 km lange Fernleitung dem Verbrauchszentrum zugeführt

und dem ersten Absenckziel befindlichen Beckeninhalts bestimmt ist. Bei mangelndem Zufluß verarbeitet die Wasserkraftanlage den Notvorrat zwischen dem ersten und äußersten Absenckziel unter Absinken der Leistung bis auf die durch das End-Absenckziel bestimmte kleinste Vollerleistung. Da dieser Zustand hier gleichzeitig mit der Jahresbelastungsspitze auftreten kann, darf die Zunahme der gewährleistbaren Gesamtleistung bei Inbetriebnahme jeder neuen Wasserturbine nur nach der jeweiligen kleinsten Vollerleistung beurteilt werden. Bei Betriebseröffnung der Wasserkraftanlage (Anfang des Jahres 6) ist die erste Stufe in der Gesamtleistungslinie 2 nur deshalb scheinbar niedriger als die zweite, weil die Spitzenleistung der vorhandenen Dampfzentrale infolge der notwendigen Eingliederung eines Umspannwerkes nicht mehr 100 000 kW beträgt, sondern 3% weniger. Die Möglichkeit der Leistungsdeckung muß aus den angegebenen Gründen nur für den Fall des Mangelbetriebes nachgewiesen werden; bei Normalbetrieb ist dann sogar Leistungsreserve im Überfluß vorhanden. Bei Wassermangel muß die Arbeitserzeugung aus Wasserkraft möglichst eingeschränkt, aber ihre kleinste Vollerleistung möglichst voll eingesetzt werden. Daher wird sie in der Belastungsspitze eingesetzt, soweit die verfügbare Wasserfülle die dafür nötige Spitzenarbeit aufzubringen erlaubt. Im vorliegenden Fall ergab sich durch diese „Arbeitsbedingung“ die niedrigste Lastscheide zwischen Dampfgrund- und Wasserspitzenkraft im Mangelbetrieb bei 55% des Leistungsbedarfes. So erklärt es sich, daß in den Jahren 13 bis 20, teilweise auch 6 und 7, die Wasserkraft zum Teil in Leistungsreserve gestellt ist. Im Normalfall dagegen kann der Großspeicher soviel Wasserarbeit hergeben, daß es richtig ist, die mittlere Vollerleistung zur Deckung der Grundkraft in den Leistungsverteilungsplan einzusetzen (Abb. 91a), während die Dampfanlage die Spitzen und die Reservestellung allein übernehmen muß. Die gegenüber der minimalen Vollerleistung nur geringe Zunahme der mittleren Vollerleistung bei Stauerhöhung erklärt sich daraus, daß das Leistungsaufnahmevermögen der Generatoren aus technisch-wirtschaftlichen Gründen begrenzt ist.

Die Dauer von Normal- und Mangelbetrieb ergibt sich für jedes Jahr aus dem Wasserhaushaltsplan, der die tatsächlich gelieferte Normal- und Mangelarbeit von Wasser- und Dampfkraft festzustellen hat. Die Summe der vier Arbeitsbeträge muß den Jahresarbeitsbedarf des Netzes ergeben. Die Tatsache, daß die Inbetriebnahme der 3. Turbine eine größere Arbeitszunahme ergibt als diejenige der gleich starken 4. Turbine, erklärt sich aus der Form des Belastungsdauerbildes, das den „oberen“ Turbinen geringere Ausnutzung zuweist.

Aus dem Verlauf der Gesamtjahreskosten ist ersichtlich, daß die Inbetriebnahme aller vier Wasserturbinen, wie auch die Erweiterung der Dampfkraftanlage zu Ende des 17. Jahres zunächst lediglich wegen des Leistungsbedarfes erfolgt ist. Die Stauerhöhung dagegen — durch die zwar auch die Leistungszunahme im Jahre 11 gedeckt wird — geschieht zum richtigen Zeitpunkt zwecks Deckung des Arbeitsbedarfes.

Aus der Aufteilung der Gesamtjahreskosten in diejenigen der Wasserkraft und der Dampfkraft erkennt man, daß die Ergänzungsdampfenergie verhältnismäßig teuer ist.

Die sprunghafte, und damit sich auch für die nachfolgenden Jahre auswirkende Erhöhung der Gesamtjahreskosten wäre noch größer, wenn keine Wasserkraft zur Verfügung stände und sofort die Dampfanlage erweitert werden müßte.

Das Schaubild verdeutlicht die Wichtigkeit der Aufgabe: die „Übergangsverluste“ (Stufen der Ausbautenentwicklungslinie) möglichst klein zu halten. Dafür stehen neben den eben erläuterten Ausbaumaßnahmen noch folgende zur Verfügung:

1. Einwirkung auf die Bedarfsentwicklung durch Werbemaßnahmen.
2. Verzögerung der Notwendigkeit der Inangriffnahme einer neueren Ausbaustufe durch Heranziehung anderer, wirtschaftlich mehr „elastischer“ Stromquellen mit möglichst geringen festen Kosten (Dampfanlagen, auch veraltete, wenn nur abgeschriebene: Fremde Kraftwerke u. a. m.).

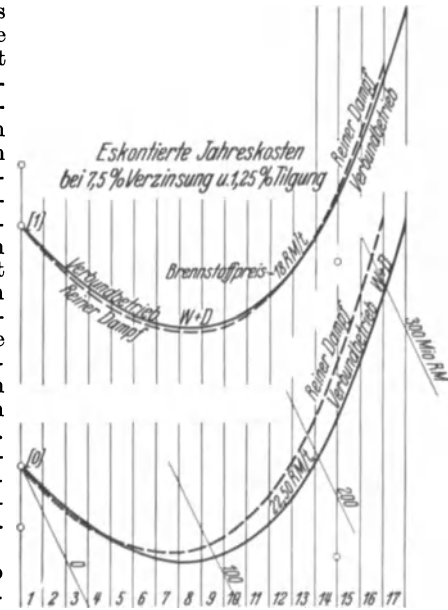


Abb. 92. Eskontierte Jahreskosten eines mit dem Bedarf entwickelten Wasser-Dampf-Verbundbetriebes in Gegenüberstellung mit denen reiner Dampfkraft für zweierlei Kohlenpreis. Die Linien für 18,0 RM/t sind aus zeichentechnischen Gründen um 80 Millionen RM nach oben parallel verschoben. (Verf.)

## 8. Kapitel: Standort- und Trassenwahl für Wasserkraftausbauten (Gesamtausbauf orm).

### A. Allgemeines.

#### 1. Grundfragen.

**Ausbaustandort.** Bei freier Wahlmöglichkeit zwischen verschiedenen Wasserkraftgebieten oder wenigstens Tälern wird man versuchen, möglichst günstige natürliche Ausbaubedingungen der Wasserkraft mit möglichst vorteilhaften natürlichen und wirtschaftlichen Energie-Absatzbedingungen zu vereinigen. In wenig erschlossenen Gebieten ist ein weiteres wahlentscheidendes Beurteilungsmoment auch das Vorhandensein genügend zuverlässiger hydrologischer Unterlagen!

Die natürlichen Ausbaubedingungen sollen nicht nur augenblicklich ausreichende, sondern auch erweiterungsfähige Wasserenergie versprechen, die genügend stetig und anpassungsfähig, womöglich auch speicherfähig und nicht zuletzt billig sein soll; die Betriebssicherheit darf nicht durch übermächtige Geschiebe- und Eisstörungen gefährdet sein. Für diese wichtigen naturbedingten Züge eines Wasserkraftgebietes sind letzten Endes entscheidend die — örtlich oft sehr verschiedenen — geologischen und morphologischen Bedingungen (diese vor allem für die Ausbaukosten) und die klimatisch-hydrologischen, welche die Größe und Stetigkeit des Energiedargebotes, somit den Bedarf an Speicherausbau oder an Aushilfs- und Ergänzungsarbeit und dadurch neben den Ausbau- auch die Betriebskosten mitbestimmen.

Hinsichtlich des Energieabsatzes, der jedenfalls genügend gesichert, entwicklungs- und wirtschaftlich tragfähig sein soll, ist zu unterscheiden zwischen vorausgegebenem oder sonstwie ortsgebundenem Bedarf (Städte, arbeits- oder rohstoffintensive Industrien, Bergwerke) und erst zu schaffendem, nicht unbedingt ortsgebundenem Bedarf (Stickstoff-, Aluminium- und anderen sog. Wasserkraftindustrien).

Der Unternehmer einer neu zu schaffenden „Wasserkraftindustrie“ hat es oft in der Hand, sich in weiten Grenzen den Standort seines Wasserkraftausbaues frei zu wählen. So wandern große energieintensive Betriebe nach den Stätten billigster Ausbaumöglichkeiten, wo das Zusammentreffen reicher Abflußspenden mit starken Gefällen eine große, auf die Gebietsflächeneinheit oder Flußlängeneinheit bezogene Energiedichte  $\left(\frac{\text{kW}}{\text{km}^2}, \frac{\text{kW}}{\text{km}}\right)$  darbietet, wie z. B. im Alpengebiet.

Aber dieses Vorgehen hat seine wirtschaftlichen Grenzen in den mit der Entlegenheit wachsenden Schwierigkeiten und Kosten nicht nur des Ausbaues, sondern noch mehr des Rohstoffbezuges und Warenversandes. Die Verkehrslage ist also bei Wasserkraftindustrien sehr wesentlich mitentscheidend, und das läßt dann Gebiete, wie z. B. die norwegische Fjordküste<sup>1</sup> oder das durch Eisenbahn und Schifffahrtsstraße gut erschlossene Rheintal oberhalb Basel als Wasserkraftgebiet besonders anziehend erscheinen. Auch die Verbindung von Wasserkraftnutzung und Flußkanalisierung verdankt es z. B. diesem Zusammenhang, daß sie selbst bei nicht erstklassigen wasserkrafttechnischen Ausbaubedingungen, gesamtwirtschaftlich betrachtet, vorteilhafte Ausbaumöglichkeiten bieten kann. Einigermaßen gute Verkehrslage ist übrigens auch ganz allgemein für Wasserkraftausbauten jeder Bestimmung mit Rücksicht auf die Bauausführung äußerst wichtig. Je weniger kultiviert noch ein Gebiet ist, um so mehr wird der Ausbau großer Wasserkräfte zunächst die von der Natur gut zugänglichen größeren Flüsse und in diesen die von bestehenden oder am

<sup>1</sup> Vgl. Nordische Wasserkräfte, S. 3.

leichtesten zu schaffenden Verkehrswegen und Siedlungen berührten Strecken unter sonst gleichen Bedingungen bevorzugen.

Bei den weniger oder gar nicht freizügigen Stromverbrauchern andererseits ist die Entscheidung zu fällen zwischen Naherzeugung in Wärmekraft- oder ortsnahen Mittel- und Kleinwasserkraftwerken und Fernstrombezug aus naturbevorzugten Großwasserkraftgebieten. Dabei treten die Kosten und Energieverluste der elektrischen Stromfernleitung als wichtiges neues Kostenglied in die Betrachtungen ein, auch wird das Moment der Versorgungssicherheit die Bereitstellung von Reserven (Wärmekraft, Speicher) nahe dem Versorgungsschwerpunkt oder Eingliederung in ein leistungsfähiges Landesnetz verlangen. Je größer dabei die Energiedichte (örtlich und zeitlich!) im Erzeugungsgebiet einerseits und im Verbrauchsgebiet andererseits, um so größer wird die mit wirtschaftlichem Nutzen überbrückbare Entfernung (z. B. Verbindung der österreichischen und süddeutschen Wasserkräfte mit dem rheinisch-westfälischen Industriegebiet, viele stadteigene Fernwerke, z. B. München—Leitzach—Isar; Zürich—Albula u. a. m., viele Landesnetze). Aber auch kleine und mittlere und von Natur vielleicht weniger bevorzugte Wasserkräfte können bei vorurteilsfreier wirtschaftlich-technischer Würdigung sehr wohl als ausnutzungswürdig erkannt werden, zumal wenn sie in ihrer naturgemäßen flächenhaften Verteilung sich günstig in das Bedarfsgebiet eingliedern und in angemessener sparsamer Form ausgebaut werden (bedienungslose Ein- oder Zweimaschinenwerke. Die<sup>1</sup> Anschauung von der unbedingten Überlegenheit der Großnetzfernversorgung aus wenigen Riesenzentralen ist neuerdings schon für Wärmekraft nicht mehr unbestritten<sup>2</sup>, für Wasserkraft war sie von Anfang an irrig, weil sie von der unzutreffenden Voraussetzung ausging, daß die Einheitskosten von Kleinwasserkraftanlagen allgemein sehr viel höher seien als die von Großwasserkraftanlagen! Die beste Lösung ist in vielen Fällen eine Vereinigung beider Ausbaumöglichkeiten.

Ausbaustrecke. Innerhalb eines nun näher ins Auge gefaßten Flußtales oder Talabschnittes ergeben sich in der Regel noch sehr verschiedene Möglichkeiten in der Auswahl und Baugliederung der auszubauenden Fallstrecke (Näheres S. 136f.). Die hierüber anzustellende Untersuchung muß parallel mit derjenigen des vorteilhaftesten Ausbaumuffanges, und in weiterer Linie auch Ausbaugrades geführt werden. Und zwar muß dabei auch wesentlich an die Bedürfnisse der Zukunft gedacht werden. Außerachtlassung dieser, namentlich im Gemeininteresse wichtigen Forderung, führt, wie Beispiele beweisen, leicht zu Stückelausbau (Raubbau): es wird zur Befriedigung eines kurzfristig bemessenen Bedarfs ein besonders gefällreiches oder sonst sehr günstig auszubauendes Stück aus dem Flußlauf herausgeschnitten und dadurch ein vielleicht bald nötig werdender Großausbau erschwert. Daher ist zu fordern, daß vor Festlegung eines nicht gerade ausgesprochen provisorischen Einzelausbaues ein Generalausbauplan für einen reichlich umfassend zu bemessenden Flußabschnitt oder sogar, namentlich im Sammelgebiet das ganze Gewässernetz aufgestellt wird, in den jeder Einzelausbau sich nachweislich vorteilhaft eingliedern lassen muß.

## 2. Methodische Hilfsmittel der Trassierung.

Die Aufgabe für ein Gewässernetz oder einen einzelnen Flußlauf einen Generalausbauplan und darin die einzelnen Streckenausbauten zu entwerfen, verlangt eine klare Übersicht über den Bestand an verfügbarer Wasserkraft und seine gebietsweise Verteilung, ferner im engeren die Möglichkeit vielseitigen Vergleichs zahlreicher Wahllösungen mit verschiedener Abgrenzung und Unterteilung der Ausbaustrecken unter ständiger Berücksichtigung einer großen

<sup>1</sup> (Wesentlich auf Klingenberg zurückgehende.)

<sup>2</sup> Vgl. Schraeder in Elektrotechn. Z. 1931 Heft 42

Mannigfaltigkeit gegebener, geophysikalischer und soziologischer, wirtschaftlich-rechtlicher, verkehrstechnischer Verhältnisse. Folgende sind die wichtigsten nach Bedarf darzustellenden und unter Umständen in parallel benutzten Spezialkarten, -schnitten usw. zu studierenden

### Trassierungsbedingungen.

#### a) Geophysikalische Bedingungen.

Grundrißform und Höhengliederung des Flußnetzes; Gestaltung und geologischer Bau des Geländes und Flußtals; Vorkommen günstiger Stau- und Sperrstellen, Überleitungsmöglichkeiten, Beckenräume, Hänge oder Terrassen für Kanalführungen, natürlicher Abtreppungen für Ausbildung der Werkstufen, und immer nebenher der örtlich wechselnden vorhandenen und verfügbaren

Wassermengen, unter Umständen auch der Hochwasser-, Eis- und Geschiebeverhältnisse.

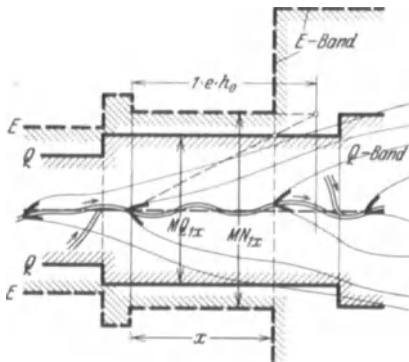


Abb. 93. Wassermengen- und Energiebänder.

#### b) Soziologische Bedingungen.

Kulturarten, Bodenwert, Besiedelungszustand und -möglichkeiten, Verkehrsverhältnisse, vorhandene und mögliche Geländeenutzungen anderer Art, die teils hinderlich, teils förderlich sein können: alte Triebwerke, Wässerungs-, Fischereirechte, die abzulösen; vorhandene oder mögliche Schifffahrts- und Flößereianlagen, die in den Entwurf einzubeziehen sein können; vorhandene natürliche oder künstliche Wasserspeicher, die ohne weiteres zu benutzen oder zu vergrößern sind; vorhandene oder geplante Straßen, Eisenbahnen, Häfen, Siedlungen usw., denen Raum gegeben werden muß.

Die meisten dieser gegebenen örtlichen Bedingungen wird man in einer topographischen Karte von zweckentsprechendem Maßstab übersichtlich dargestellt finden oder darstellen können. Dabei bedient man sich kräftiger Sonderzeichen und Farben; letzterer, u. a. namentlich auch im gebirgigen Sammelgebiet, zur Hervorhebung einiger einheitlichen Höhenstufen (je nachdem der 20-, 50-, 100-m-Schichtlinien) und der Haupt- und Nebenwasserscheiden. In dem Gewässernetz selbst gibt man die Wasserspiegelhöhen für  $MQ$  punktweise von 1 zu 1 bis 50 zu 50 m Höhenunterschied (je nach Gefälle) durch grellfarbige Querstriche oder Haken an (Abb. 93).

Besondere Wichtigkeit kommt der Darstellung der Wasserführung und der vorhandenen und verfügbaren Gesamtenergie zu. Hierfür stehen zur Verfügung verschiedene

### Verfahren.

a) **Wasserkraftkarten (Band- und Punktdarstellungen).** I. Wassermengenbänder. An allen hydrographisch ausgezeichneten Punkten des Gewässernetzes (Talgabeln, Meßstellen, ausgezeichneten Sperrstellen usw.) trägt man in der topographischen Übersichtskarte (oder auf einem Deckblatt über derselben) die vorher ermittelten vorhandenen (und etwa auch die verfügbaren, S. 25) mittleren Wassermengen  $MQ$  (etwa auch  $MNQ$ ,  $GQ$  und andere Dauerwerte) in einem Streckenmaßstab quer zur Flußachse auf, wie Abb. 93 veranschaulicht. Durch Verbindung der Endpunkte und farbige Tönung der so entstehenden Wassermengenbänder erhält man eine sehr übersichtliche Darstellung der Wassermengengliederung des Flußnetzes.



In Verbindung mit den oben erwähnten Höhenhaken, deren örtliche Häufung z. B. das Vorliegen von stärkerem Gefälle anzeigt, kann man aus dieser Darstellung schon rein anschaulich Schlüsse über die Verteilung der vorhandenen Energie ziehen.

II. Energiebänder. Ist  $h_0$  der feste Höhenabstand zweier benachbarter Höhenhäkchen und  $x$  ihr (wechselnder) Grundrißabstand, so ist das örtliche verglichene Rinngefälle

$$J_x = \frac{h_0}{x}, \tag{133}$$

also ist, mit  $MQ_{1x}$  = örtlich verfügbare mittlere Wassermenge, auch:

$$\overline{MN}_{1x} = e h_0 \frac{MQ_{1x}}{x} = e J_x MQ_{1x} \tag{134}$$

die kilometrisch verfügbare mittlere Leistung im betreffenden Flußabschnitt.

Berechnet oder konstruiert man (vgl. Abb. 93) von Ort zu Ort im Gewässernetz diese Einheitsenergiewerte und trägt man sie wieder im zugehörigen Flußpunkt senkrecht zur Flußachse als Strecke auf, so entsteht das sehr übersichtliche Kartenbild der Energiebänder.

Die Breite des Energiebandes gibt die kilometrische „Energiedichte“ an; der Flächeninhalt eines Bandabschnittes die Gesamtenergie der zugehörigen Flußstrecke. Die etwa schon ausgebauten Energien können dabei gesondert mit angegeben werden.

$MQ_1$ - und  $MN_1$ -Bänder können bei einiger Übung schon als Hilfsmittel bei der Einzelaufteilung eines Flusses in Ausbaustrecken genügen. Vor allem eignen sie sich aber ihrer Natur nach zur umfassenden Darstellung der Wasserkraftverteilung in größeren Gebieten. Sie ermöglichen damit z. B. von vorne herein die, natürlich günstiger auszunutzenden, Gebiete besonders großer Wasserkraftdichte von den weniger dichten und wirtschaftlichen mit einem Blick zu unterscheiden.

III. Punktdarstellungen. Sind die Untersuchungen schon bis zu einer, wenn auch nur vorläufigen, Aufteilung in Ausbaustrecken gediehen, so kann man sich damit begnügen, für jede Ausbaustrecke deren obere und untere Grenze in den Banddarstellungen kräftig hervorzuheben. Man kann aber auch weiter gehen, und die vorhandene, verfügbare und vielleicht sogar die nutzbare Wassermenge und -energie sowie die Volleistung jeder einzelnen Anlage in Form von Kreisen, oder anderen regelmäßigen Figuren angeben, deren Inhalt der darzustellenden Größe verhältnismäßig ist. Da dabei z. B. ein Kreisdurchmesser  $D = \text{Konstante} \cdot \sqrt{MN_1}$  wird, gibt man einen Parabelmaßstab der dargestellten Größen bei.

Durch verschiedene Form der Zeichen kann man Lauf-, Klein- und Großspeicherwerke, durch verschiedene Färbung etwa den Verwendungszweck (allgemeine Versorgung, Bahnbetrieb, Großindustrie usw.), die Besitzverhältnisse u. a. m. unterscheiden.

Für die nähere Untersuchung einzelner ausgewählter Flußnetze und -strecken eignen sich dann vorzugsweise die nachfolgenden Hilfsmittel.

b) Höhenpläne. I. Der Wassermengenhöhenplan ( $Q$ - $H$ -Plan). Aus dem Längenschnitt des Flußnetzes (Abb. 94, rechts) übertragen wir alle hydrographisch und ausbautechnisch ausgezeichneten Horizonte in einen besonderen Plan und tragen von einer dem Hauptfluß zugeordneten senkrechten Achse aus zunächst die halben verfügbaren mittleren (oder auch andere kennzeichnende) Wassermengen  $\frac{MQ_1}{2}$  (oder z. B.  $MQ_{50\%}$ ) als Doppelabzissen nach rechts und links auf den zutreffenden Horizonten auf. Für jeden Nebenfluß erster Ordnung

errichten wir dann gleichfalls eine senkrechte Achse in geographisch richtiger Lage rechts oder links von der Hauptflußachse und richten es so ein, daß auf dem Mündungshorizont die aufzutragenden Wassermengestrecken sich lückenlos an die Wassermengen des Hauptflusses anreihen. Entsprechend verfahren wir mit den Nebenflüssen höherer Ordnung. Die aufgetragenen Punkte verbinden wir durch einen mehr oder minder stetigen Linienzug zum Schaubild der Wassermengen-Höhengliederung<sup>1</sup>. Dieser „*Q-H-Plan*“ hat die wertvolle Eigenschaft, daß jedes kleinste Flächenteilchen

$$\left. \begin{aligned} df_x &= MQ_x \cdot dH \\ \text{oder auch: } df_y &= H_y \cdot dMQ_x \end{aligned} \right\} \quad (135)$$

Darstellung und Maß einer Teilenergie-  
menge  $dMN_1$  ist. Infolgedessen stellen  
auch beliebige größere Flächenteile Ener-  
gien  $E_{a,b} \dots$  dar. Weiter entsprechen  
daher auch den Energien beliebig im  
Längenschnitt angenommener Ausba-  
strecken und selbst zusammengesetzter  
Ausbauten im *Q-H-Plan* leicht feststellbare  
Flächen.

In der Geländekarte skizzierte Wahl-  
lösungen für den Ausbau einer bestimmten  
Flußstrecke können daher im *Q-H-Plan*  
schon „nach Augenmaß“ auf ihre Energie-  
ausbeute vergleichend abgeschätzt werden.

Zur Erleichterung der anzustellenden  
genauen Vergleiche zeichnet man noch die  
Inhaltslinien (S. 49) der Energieflächen  
der einzelnen Täler (Abb. 94, Mitte) auf  
und benutzt sie sinngemäß.

Beim Eintragen einer Ausbaustufe in  
den *Q-H-Plan* ist zu beachten, daß mit  
Wahl eines Fassungs-horizontes auch die  
verfügbare Wassermenge bestimmt ist und  
somit die Umgrenzungslinien der „Aus-  
bauenergie“ als senkrechte Gerade  
zu zeichnen sind.

Die beiderseits abfallenden schmalen  
Dreiecke (zwischen  $Q_{\text{Natur}}$ - und  $Q_{\text{Ausbau}}$ -  
Linien) sind „nicht-erfaßbare Energie“,  
entsprechend den durch den Ausbau nicht  
erfaßbaren, unterhalb der gewählten  
Wasserfassung zufließenden Wassermengen.

Durch Anordnung von Hangbeleitungen oder Einleitungen in eine vielleicht an dem einen Talhang geplante Zuleitung (z. B. Oberkanal, vgl. S. 154) kann ein mehr oder minder großer Teil dieser sonst für die betreffende Stufe verlorengehenden Energien erfaßt werden. Dies kann im *Q-H-Plan* leicht übersichtlich dargestellt (und auch daraufhin wirtschaftlich studiert) werden!

<sup>1</sup> Erstmals in der bis hierher beschriebenen Grundform angewandt von Holz in Bericht über die Wasserverhältnisse der Provinz Pommern. 1902.

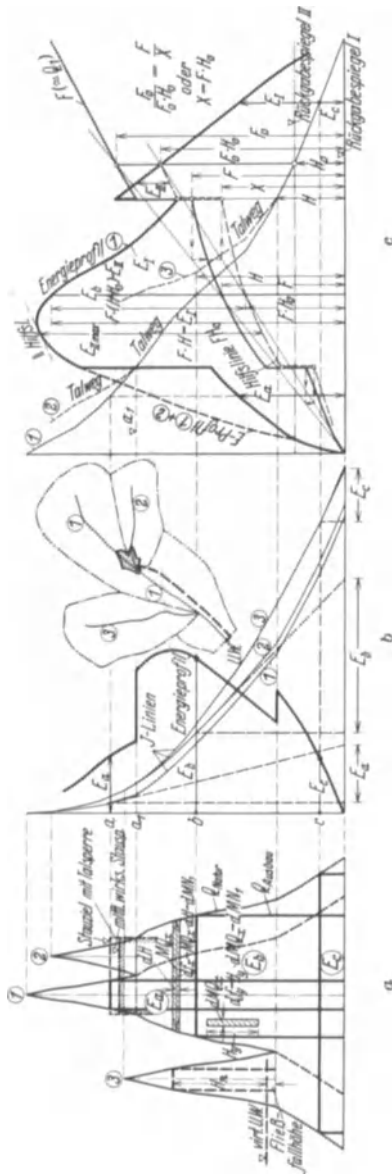


Abb. 94. a *Q-H-Plan*. b *Q-H-Plan* und Übersichtskarte. c Wasserwirtschaftlicher Längenschnitt.

Umgekehrt wird durch Anordnung eines hohen Stauwerkes an der Fassungsstelle deren „Energiehorizont“ künstlich gehoben (z. B. von  $\alpha_1$  auf  $a$ ), und der  $Q$ - $H$ -Plan zeigt anschaulich, wie dadurch die verfügbare Energie über die von Natur vorhandene hinaus vermehrt wird. Bei Speicherstauen wird man dabei neben Stau- und Absenkeziel vor allem die mittlere wirksame Stauffallhöhe (S. 80) eintragen, um die Fallhöhenverluste infolge des Speicherbetriebes (S. 86) anschaulich und auswertbar zu machen.

Ähnlich wird man beim Eintragen von Umleitungskraftwerken den Fallhöhenverlust in den Umleitungen (wenn auch nur schätzungsweise) berücksichtigen. Dies geschieht, indem man neben den wirklichen Endhorizonten der Ausbaustrecken noch die „virtuellen“ (S. 16) einzeichnet.

Bei alledem sind auch noch (für feinere Untersuchungen) die Verluste darstellbar, die an verfügbare und nutzbare Energie bedingt werden durch Überlauf (Unerfaßbarkeit) infolge der mit dem Ausbau verbundenen Begrenzung der Schluckfähigkeit und Leistung und des Fehlens oder der Unzulänglichkeit von Speichern.

Bei Darstellung der betrachteten Wahllösungen wird man sich in  $Q$ - $H$ -Plan,  $Q$ - $H$ -Inhaltsplan und Übersichtskarte einheitlich verschiedener Farben und Zeichen bedienen.

II. Der wasserwirtschaftliche Längenschnitt. Grundlage. Die Grundform ist S. 98 beschrieben. Für die hier behandelten Aufgaben ist zu ergänzen, daß man die gesamte neue Planung mit ihren verschiedenen Wahllösungen (verschiedene Farben!) einträgt und dann weiterhin das

Energieprofil. Denkt man sich (Abb. 94 rechts) die Rückgabestelle (und damit die  $UW$ -Höhe) einer einzelnen Wasserkraftanlage festgelegt, aber die Fassungsstelle mit der  $OW$ -Höhe veränderlich, so ist, namentlich im Sammelgebiet eines Flusses, auch die verfügbare Wassermenge  $Q_1$  veränderlich, und zwar gegenläufig zur Gesamtfallhöhe  $H$ . Die verfügbaren Leistungen  $N_1 = e Q_1 H$  können daher unter Umständen für eine bestimmte  $OW$ -Höhe einen Höchstwert erreichen. Die Auftragung der Werte  $Q_1 \cdot H$  als Funktion der Lage des oberen Endes der jeweiligen Ausbaustrecke: das Energieprofil, gibt über diese Verhältnisse anschaulichen Aufschluß. Zu jedem angenommenen Rückgabespiegel (z. B.  $I$ ,  $II$  Abb. 94 rechts) läßt sich ein eigenes Energielängenprofil zeichnen, das u. a. bei mehrstufigen Flußausbauten zu benutzen ist. [Nach Auftragung eines Energieprofils ( $I$  in Abb. 94) können die Ordinaten jedes anderen ( $II$ ) auch zeichnerisch daraus abgeleitet werden.]

Bei der Aufzeichnung der Energieprofile lassen sich auch etwa mögliche Beileitungen aus Seitentälern unschwer berücksichtigen (Abb. 94).

Die rein wasserwirtschaftlich günstigste Höhenlage eines Flußfernspeichers ist durch die Abszisse des höchstens Punktes desjenigen Energieprofils gegeben, das dem untersten Ende des für Ausbau überhaupt in Frage kommenden Flußabschnittes zugeordnet ist. Die betreffende Ordinate stellt die größte durch einen einzigen Speicher in dem ganzen Flußabschnitt bereitstellbare Speicherenergie dar. Der dabei notwendige Speicherinhalt ist nach den Richtlinien der Kapitel 4 und 5 gesondert zu bestimmen. Da der Speicherbedarf für gleiche Ausgleichwirkung um so kleiner wird, je weiter flußaufwärts das Becken angeordnet wird, so liegt (unter sonst gleichen geophysikalischen und wirtschaftlichen Verhältnissen) der Punkt der billigsten Speicherenergie flußaufwärts von dem der größten. Durch eine weitere Einflußlinie der Kosten der Speicherenergie als Funktion des Speicherortes ließen sich diese Verhältnisse auch im wasserwirtschaftlichen Längenschnitt darstellen; doch schließen die örtlichen, in der Regel einzelne Talpunkte bevorzugen den Einflüsse meist eine so weitgehende funktionelle Betrachtung aus.



die gesamten Jahreskosten nicht mehr ändert. Auf Erdmassenausgleich braucht dabei nicht unbedingt Wert gelegt werden (vgl. S. 240). Andere bautechnische Gesichtspunkte wie: Zuverlässigkeit der Kanalführung im Auftrag, Eignung der Aushubmassen des Unterkanals zur Dammbildung, Grundwasserhöhe, gute Verkehrslage des Kraftwerkes, Ansprüche an Bereitstellung von Speicherraum im Ober- und Unterkanal (Ausgleichbecken!) sind wohl zu beachten.

Bei gleichen Untergrundverhältnissen und durchgehend gleichem Kanalgefälle (also unveränderlicher Nutzfallhöhe) ändern sich weder die Kraftwerkskosten noch die Energieausbeute. Die wirtschaftlich günstigste Krafthauslage ist dann einfach dort zu suchen, wo die örtlichen Baukosten von 1 lfdm. Kanal im Ober- und Unterwasser gleich sind. Oft ist die Lösung durch Eigentümlichkeiten der Geländebildung oder der Eigentumsgrenzen vorgezeichnet, u. a. wenn eine Terrasse, die in günstiger Höhe den Oberkanal eine längere Strecke gleichlaufend dem Fluß geführt hat, plötzlich zurückspringt oder absetzt oder wenn ein mit zu erfassender Seitenfluß gekreuzt wird u. a. m.

Einteilung der Ausbaustrecke. Verschiebung des Stauwerkes flußabwärts ist (bei festgehaltenem Stauende!) gleichbedeutend mit Wehrerhöhung ( $\Delta H_w$  Abb. 95), Kanalverkürzung ( $\Delta L$ ) und Hebung ( $\Delta H_n$ ) des Umleitungsoberswassers zugunsten der Nutzfallhöhe und Energieausbeute. Unter Vernachlässigung der damit verbundenen, im allgemeinen geringen Änderung der Kosten des Kraftwerkes kann man den anzustellenden wirtschaftlichen Vergleich auf die (gegenläufigen) Jahreskosten-

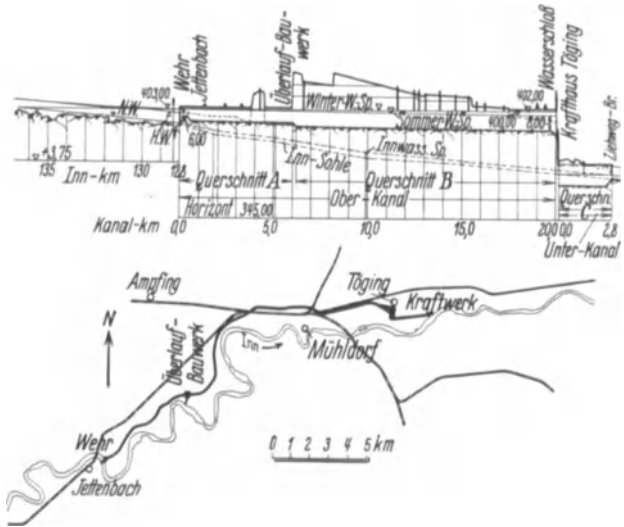


Abb. 97. Innwerk Töging (Längenschnitt und Lageplan) (Bayer. Staatsmin. d. I. 1926; vgl. Abb. 172 u. 214).

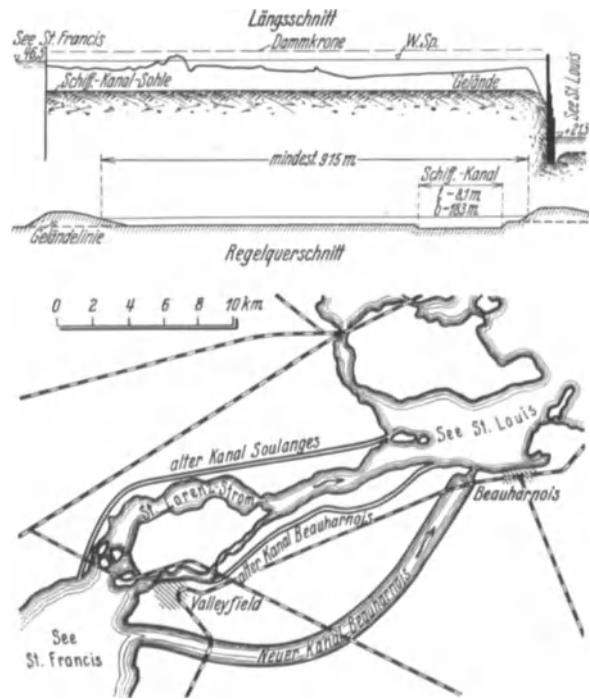


Abb. 98. Beauharnois (Längenschnitt und Lageplan). (Verw.)

änderungen von Stauwerk und Kanal (jeweils unter Einbezug der Grunderwerbskosten!) und die einer Kostenersparnis gleichwertige Mehreinnahme aus nutzbarer Energieausbeute beschränken. Die wirtschaftlich günstigste Wehrhöhe ist erreicht, wenn die algebraische Summe dieser drei Posten Null wird.

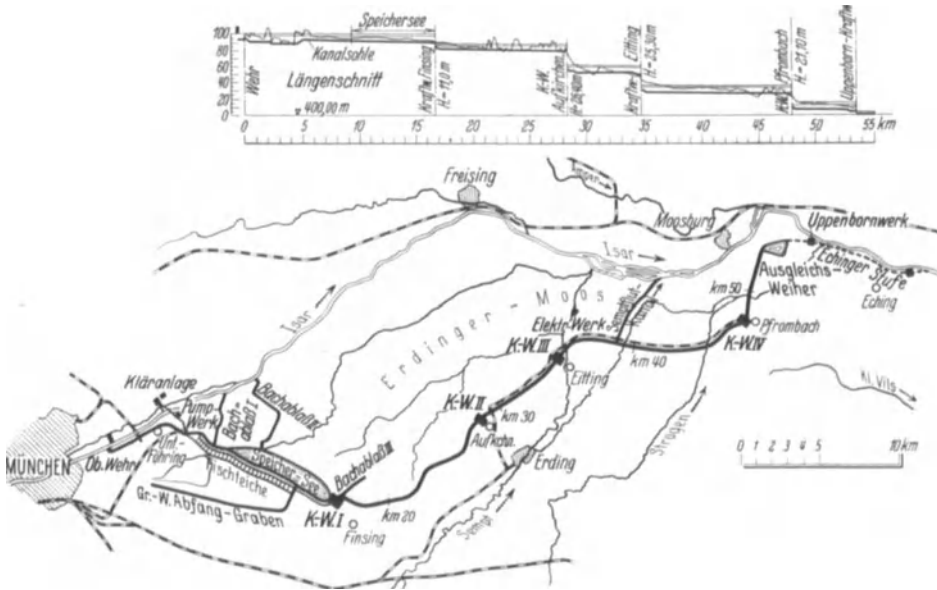


Abb. 99. Mittlere Isar (Längenschnitt und Lageplan). (Verw.)

Bei hinreichend stetigen örtlichen Verhältnissen ist Auftragung von Kostenlinien nach Abb. 96 möglich, die nach dem Grundsatz der Abb. 87 zur Lösung führt. Ergibt diese Untersuchung, was möglich ist, zwei optimale Wehrstellen ( $P_1^*$  und  $P_2^*$ ), so wird man aus betriebstechnischen oder betriebswirtschaftlichen Gründen das Stauwerk möglichst hoch (bei flachem Kurvenverlauf sogar über die Grenze des Optimums hinaus) und die Umleitung möglichst kurz machen — im Grenzfall ganz verschwinden lassen und ein reines Staukraftwerk bauen.



Abb. 100. Chippawa, Lageplan. (Schweiz. Bautzg.)

Die angedeuteten, stets sehr gründlich zu erwägenden, nicht immer unmittelbar im Kostenvergleich erfassbaren Wirkungen der verschiedenen Ausbauförmungen sind in Kürze folgende:

Umleitungen jeder Art (von Stollen in einwandfreiem Gebirge abgesehen) machen mehr Ansprüche an Unterhaltung und Betriebsüberwachung als Stauhaltungen, namentlich bei schwierigeren Sinkstoff-, Geschiebe- und Eisverhältnissen (vgl. Sachverzeichnis und S. 454f.), hohe Kanaldämme können immerhin schwache Stellen haben („Kanalbruch“) und sind im Kriegsfall mehr verletzbar. Versickerung kann Wasserverluste und Anliegerschäden erzeugen; allerdings kann das auch in Stauhaltungen eintreten.

In weiten, flachen Tälern mit hohem Grundwert (Siedlungen, Verkehrslinien), wo die zulässigen Stauhöhen von der Natur beschränkt sind, können Umleitungen vorteilhafter als reine Staue sein, weil sie dann stärkere Gefällzusammenfassung, größere Einzelausbaustrrecken erreichen lassen, was für Bau

und Betrieb wirtschaftliche und technische Vorteile mit sich bringen kann. Die Betriebsvorteile dürfen indes, u. a. wegen der Möglichkeit der Anwendung bedienungsloser Kraftwerke, nicht überschätzt werden (Beispiel Innwerk, Abb. 97; Beauharnois, Abb. 98; Mittlere Isar, Abb. 99).

Voraussetzung für Absolutwirtschaftlichkeit eines Kanalwerkes ist allerdings ein nicht zu geringes Flußgefälle, damit der auf die Längeneinheit der Umleitung entfallende Gewinn an nutzbarer Fallhöhe in einem angemessenen Verhältnis zu den kilometrischen Baukosten und damit der Energiepreis in den durch Marktverhältnisse gegebenen Grenzen bleibt. Bei Flußgefällen unter 1 m/km wird diese Bedingung schon seltener erfüllt werden. Kanalwerke sind fast immer recht teure Anlagen.

Starke Gefällwechsel des Flusses können entscheidenden Einfluß auf die Ausbauf orm gewinnen. So werden z. B. lange und hohe Stromschnellen oft sehr vorteilhaft durch Seitenkanäle umgangen, die von mäßig hohen, auf den „Nacken“ der Stromschnelle gesetzten Wehren abzweigen (Imatra, Trollhättan). Kürzere Stromschnellen dagegen werden oft besser von unten her eingestaut, vielleicht nach Bettregulierung durch Aussprengung des zu engen und rauen Felsbettes oberhalb der *MNW*-Linie (Laufenburg/Oberrhein). Ähnliche Beachtung wie gefällreiche Strecken verlangen größere Flußwindungen, die bei nicht zu gefällschwachen



Abb. 101. Übersichtsplan des Ausbaues der Alz abwärts Tacherting. (Bayer. Staatsmin. d. I. 1926.)

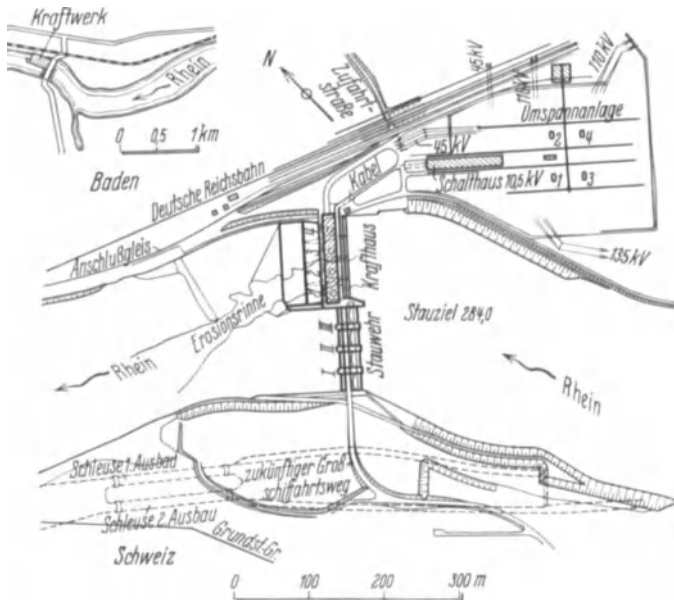


Abb. 102. Ryburg-Schwörstadt. Übersichts-lageplan. (Vgl. Abb. 439 und 494.)

Flüssen zum „Abschneiden“ herausfordern; hierbei können dann auch kostspieligere Bauweisen (Stollen, tiefe Einschnitte) tragbar sein (vgl. Abb. 2 unten).

Manchmal können Nebenflüsse mit Vorteil in die Umleitung einbezogen werden, sei es als Teil der Zuleitung, auch unter Umkehr der natürlichen Fließrichtung (Abb. 100, Chippawa), sei es als Ableitung nach Kreuzung der

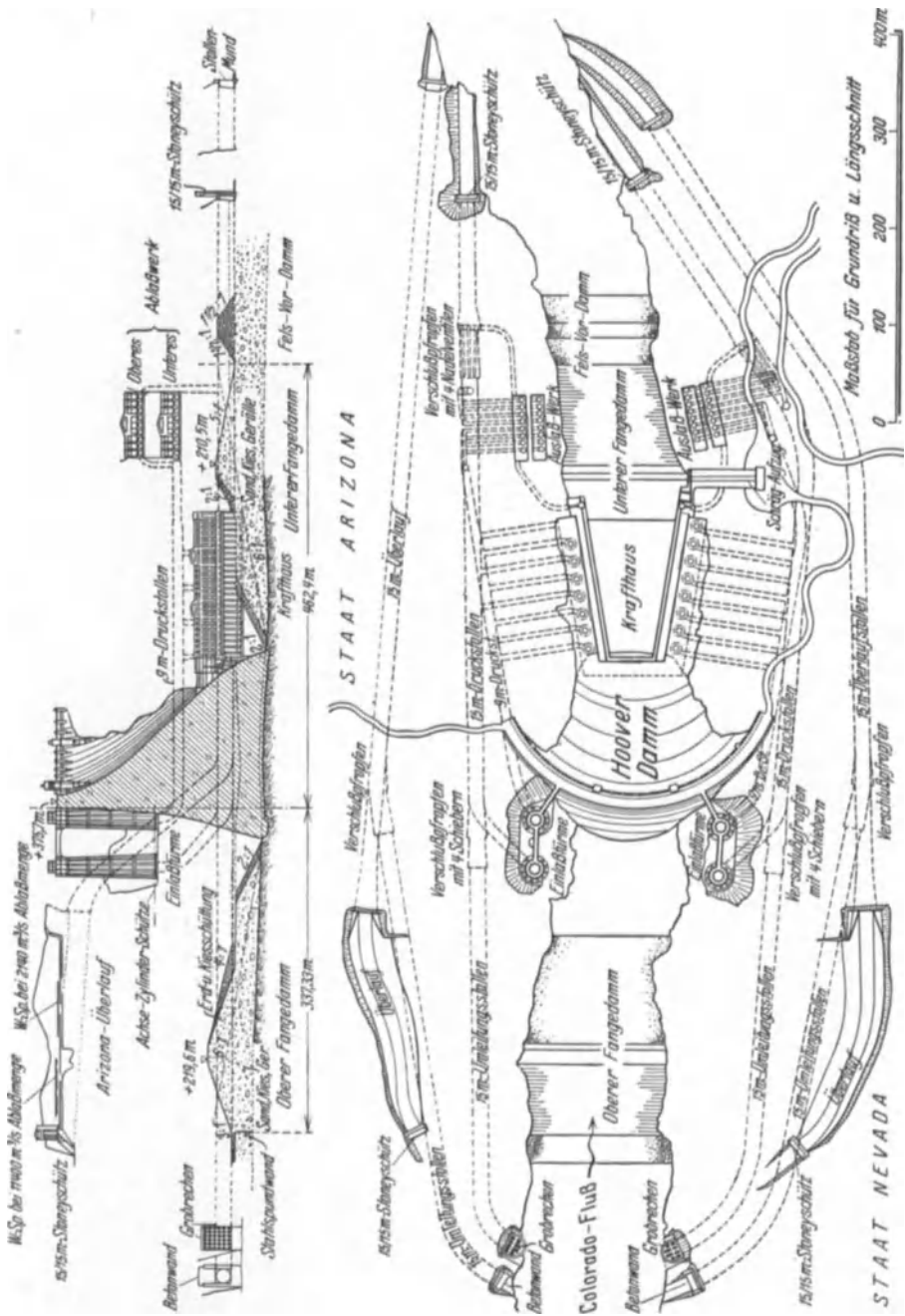


Abb. 103. Hooversperre, Grundriß und Längsschnitt. (Verw. 1932.)

Wasserscheide zwischen Haupt- und Nebenfluß durch den Oberkanal (Abb. 101, Alzwerk). Neben den Gefälls- und Grundrißverhältnissen spielen natürlich die Gründungsverhältnisse des Stauwerkes einerseits und die geotechnischen Baubedingungen des Kanals eine oft entscheidende Rolle. Schwierige Gründungs-



verhältnisse (z. B. Talverschüttungen) können auch bei sonst für Errichtung hoher Staue sehr günstig gestalteten Tälern zur Anlage von Umleitungswerken mit beschränkten Wehrhöhen nötigen und umgekehrt.

Hat Großschiffahrt Anspruch auf den Fluß, so werden Kanalwerke durch die dann notwendige Beschränkung der Fließgeschwindigkeit im Kanal (S. 431) in der Regel sehr kostspielig. Die Ausführung getrennter Kanäle für Werkbetrieb und Schiffahrt kann vorteilhaft sein, besonders wenn bei großer Werkwassermenge die Fließgeschwindigkeit den Verhältnissen nach an sich hoch gewählt werden darf (Trollhättanwerk, Felskanal  $v = 2,2$  m/sek). Die früher vorgeschlagene Ausbildung eines einheitlichen Kanals mit

„Doppelprofil“ ist dagegen jedenfalls nicht empfehlenswert (aus hydraulischen Gründen). Auf Stauhaltungen findet die Schiffahrt in der Regel ein weit besseres,

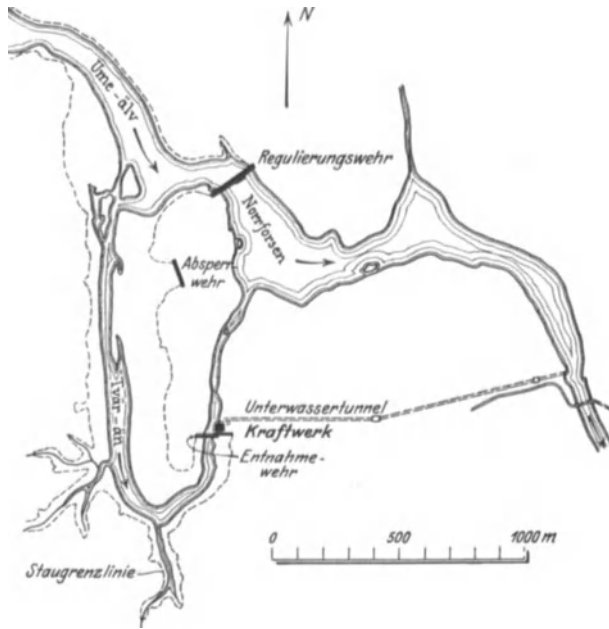


Abb. 104. Norrforsen, Übersichtsplan. (Schwed. WK-Verw.)

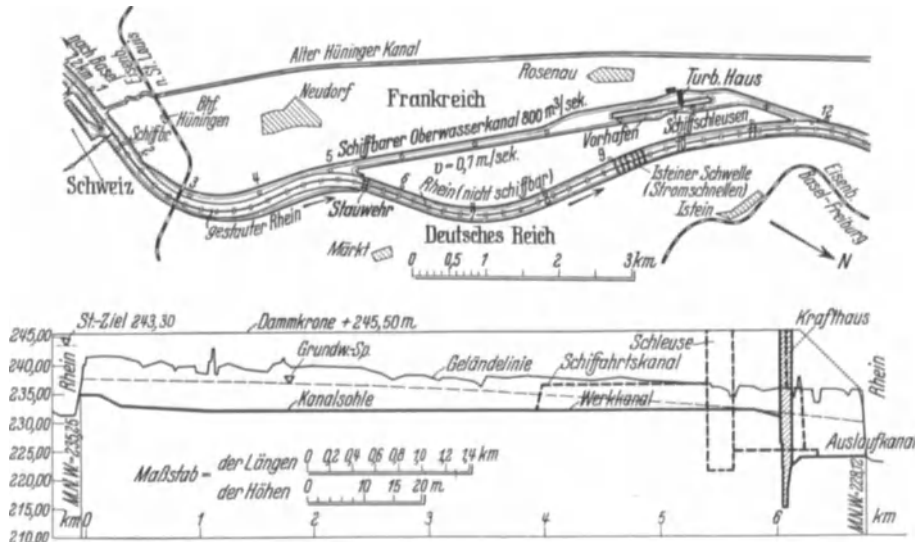


Abb. 105. Kembs, Lageplan und Längsschnitt.

durch Ruhe, Breite und Tiefe ausgezeichnetes Fahrwasser. Sehr nachteilig ist an gemischten Kraft-Schiffahrtskanälen noch die notwendig einseitige Bevorzugung eines Ufers und die mit Grundwassersenkung verbundene Verödung des natürlichen Flußbettes, das die verfügbaren Restwassermengen in der Regel nur

ungenügend füllen können. Unter anderem sind daher an Grenzflüssen lang durchgehende Umleitungen in der Regel unmöglich.

Die einzige Ausnahme ist für den Rhein von Straßburg bis zum Bodensee durch den Versailler Vertrag vorgesehen, der den beiden linksrheinischen Uferstaaten Frankreich und Schweiz das Recht gab, fast die gesamte Wassermenge des Rheins auf dem linken Ufer umzuleiten. Die Schweiz hat auf dieses von ihr nicht angestrebte Recht alsbald verzichtet, während Frankreich die Stau-Umleitungsstufe Kembs (Abb. 105) ausgebaut hat als Kopfstück eines geplanten bis Straßburg durchgehenden — wirtschaftlich ganz unvorteilhaften — Stufenkanals<sup>1</sup>. Selbst das für die Vollschieffbarkeit der Isteiner Stromschnellen unentbehrliche Kembser Werk wäre vermutlich technisch-wirtschaftlich wesentlich

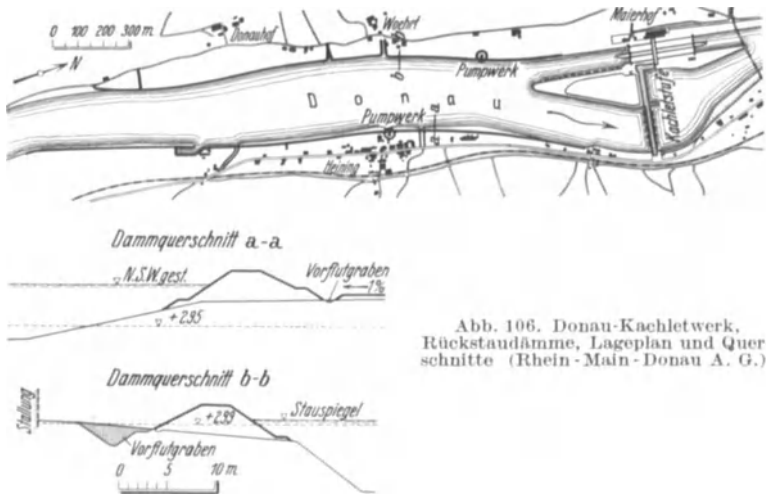


Abb. 106. Donau-Kachletwerk, Rückstaudämme, Lageplan und Querschnitte (Rhein-Main-Donau A. G.).

vorteilhafter als Staukraftwerk mit Wehr auf der soliden Grundlage der Isteiner Kalkbarre gebaut worden.

Reine Stauungen erlauben überall dort die erwünschte starke Gefällszusammenlegung in baulich und betrieblich einfachsten und wirtschaftlich vorteilhaften Anlagen, wo die Untergrundverhältnisse nicht ungewöhnlich ungünstig sind und die Stauwirkung auf Kulturflächen, Siedlungen und Verkehrslinien nicht zu umfangreich ausfallen.

Zu niedriges Ufergelände läßt sich oft durch Anordnung von flankierenden Rückstaudämmen (Abb. 106 und Bd. III, 9) staufrei halten, wobei dahinter liegende Vorflutgräben, Binnenzuflüsse und Druck- oder Qualmwasser ins Unterwasser des Wehres oder auch (z. B. durch unbediente, schwimmergesteuerte Schöpfwerke) in die Stauhaltung entwässern. Auf diese Art sind z. B. am Donaukachlet (Abb. 106), Klingnau (Abb. 107 a/b) Imatra, verhältnismäßig hohe Staukraftanlagen vorteilhaft ermöglicht worden. Aufhöhung der tiefliegenden Geländeflächen kommt bei kleineren, besonders wertvollen Grundstücken und bei großer Durchlässigkeit des Dammuntergrundes in Frage<sup>2</sup>.

Die Geschiebeführung wird durch Anlage eines Kraftwerkes jedenfalls gestört, aber in sehr verschiedenem Maß je nach Ausbaugröße und Ausbauform. Umleitungen vermindern die Schlepparbeit des Flusses durch den Wasserentzug, Stauanlagen durch Verminderung des Gefälles in der Haltung. Sehr starke Geschiebebelastung eines Flusses kann unter Umständen die zulässige Stauhöhe

<sup>1</sup> Vgl. u. a. Ch. Béliard: Le Grand Canal d'Alsace. Paris 1926. — Rümelin: Der Staffelflußbau. Als Manuskript vervielfältigt 1920.

<sup>2</sup> *Spichra* (Mitteldeutschland).

oder die Lebensdauer höher gestauter Becken begrenzen oder andererseits eingreifende Bettregulierungen in der durch Umleitungen umgange nen Flußstrecke nötig machen. Diesen Bedingungen und ihrem Einfluß auf Bau- und Betriebskosten ist bei der Festlegung der Ausbauf orm sorgfältig Rechnung zu tragen (vgl. auch S. 197f., Bd. III, 9 und Bd. III, 3 „Flußbau“).

Die Grundlinien des Kostenvergleichs zweier Wahllösungen, wie sie für Kling nau studiert und oben (S. 137) allgemein analysiert wurden, lassen sich bei reinen Parallelkanälen oft durch die Überlegung anschaulich machen (vgl. auch Abb. 96), daß bei gleichem Kraftwerkstauziel die Rückstau-dämme der Stauanlage nicht wesentlich umfangreicher werden als die Dämme des Kanals, der daneben noch überschüssigen Aushub, vielleicht sogar in Felsen, verlangt.

Weiter sprechen noch wichtige Gesichtspunkte des Betriebs, der Wasser- und Energiewirtschaft stark zugunsten der Stauung. Verschiebung des Wehrs gegen das

Großwerk (Abb. 95) vermehrt (zunehmend!) den für Schwell- oder sogar Kraftspeicherbetrieb nutzbaren Stauraum und erhöht dadurch (S. 42) den Energie wert, unter Umständen auch die Energiemenge stark. Die wertvolle Durchlaufspeicherung des Flußlaufwerkes (S. 35) ist am besten bei Aneinanderreihung von reinen Staukraftwerken (nach Rümelin Staffelflußbau genannt) durchführbar. Gleichzeitig wird durch diese Ausbauf orm (z. B. nach nordischen Erfahrungen) die Sicherheit vor Grundeisstörungen ganz wesentlich erhöht. Der für den Unterlieger sehr unangenehme Schwellverzug (entsprechend der Mehrfließzeit des am Wehr in den Fluß abgegebenen Überwassers bis zur Unterkanalmündung (bei fehlendem Überfall am Kraftwerk!) wird vermindert. Die Fallhöhen ausbeute wird mit zunehmender Stauhöhe und abnehmender Umleitungslänge besser.

In ausbauwirtschaftlicher Beziehung ist es ein wichtiger Vorzug der reinen Staukraftwerke, daß sie leichter schrittweise zu erweitern sind als Umleitungskraftwerke (zweierlei Erweiterungsfähigkeit: durch Stauerhöhung und durch Vermehrung der Maschinenzahl oder -stärke, S. 127!). Der wirtschaftlich zulässige Ausbaugrad von Staukraftwerken ist ohnedies höher als der von Umleitungskraftwerken, die durch den wassermengenabhängigen Kostenzuwachs der teuren Kanäle belastet sind.

Über Einzelheiten der Ausbauf orm von Staukraftwerken, Stellung des Kraftwerkes zum Wehr (Abb. 498 und 499) und zu Schiffsahrtsanlagen

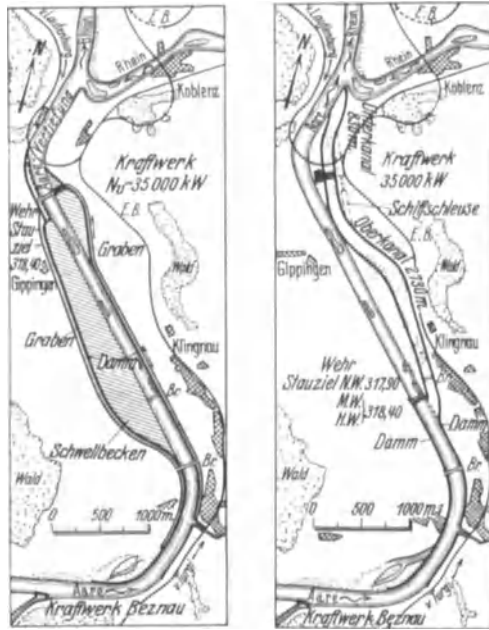


Abb. 107. Klingnau, Lagepläne, Vergleichsentwürfe. (Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1932.)



Abb. 108. Hangtrasse und Taltrasse. (Verf.)

(Abb. 504, 502), Ausführung mit oder ohne (Abb. 495) Kraftwerksbucht, Inselwerke (Abb. 496 und 497) vgl. Kapitel 19 und Bd. III, 9.

Zusammenfassend ist für größere Flüsse das reine Staukraftwerk mit möglichst großer (aber rationell bemessener!) Einzelstufenhöhe als die (mit naturbedingten Ausnahmen!) finanz-, wasser-, energie- und betriebswirtschaftlich überlegene Ausbaumform zu bezeichnen. Die Praxis hat das auch schon lange erkannt (Oberrhein, Main, USA. u. a.).

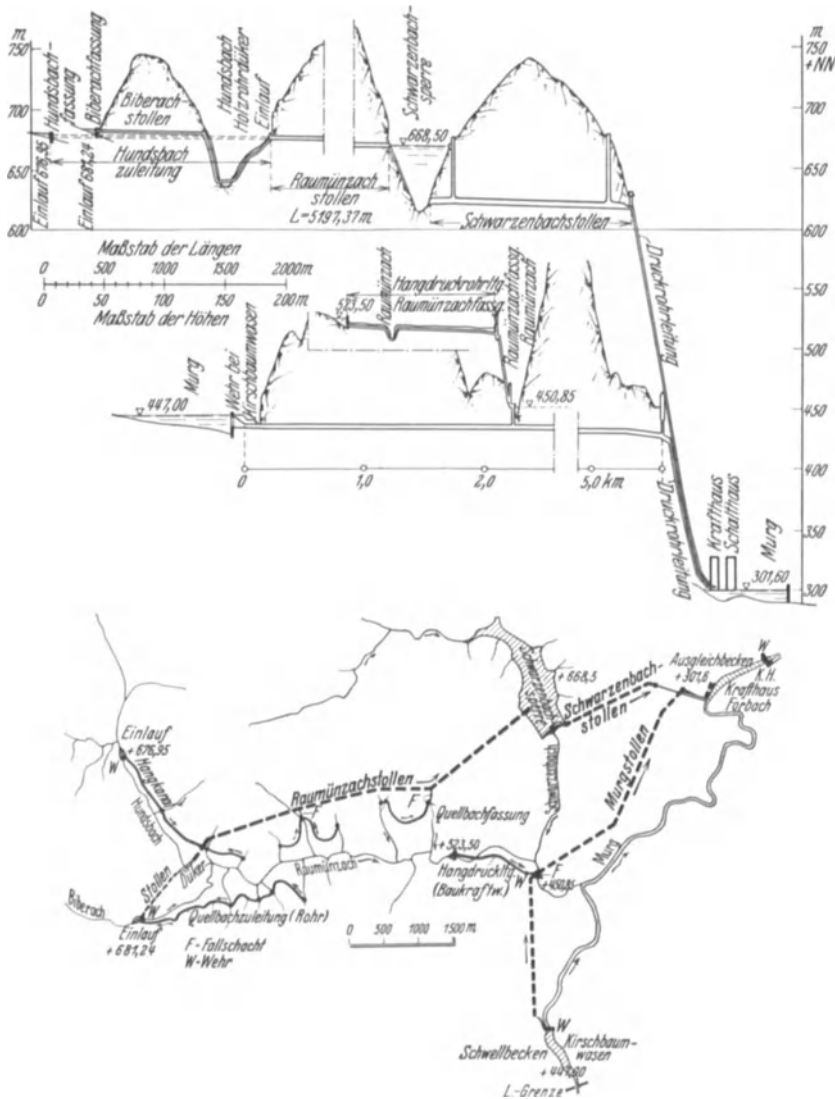


Abb. 109. Murg-Schwarzenbach-Werk, Höhen- und Übersichtsplan (Verw.).

### 3. Hochdruckanlagen.

In kleineren oder gefällreicheren Flüssen, etwa mit Gefällen über 5 m/km, sind die Vorbedingungen für die Schaffung überwiegender Umleitungskraftwerke günstiger, zumal wenn hochaufragende, das Tal begleitende Hänge durch Stollen oder Hangrohrleitungen von wenigen km Länge große Fallhöhen (über 100 m) zusammenzufassen erlauben (Abb. 108, Fall „a“). Bei Flußläufen auf großen Schuttkegeln oder geneigtem Tafelland ohne begleitende Terrassen oder Hänge

kann statt dessen wohl die Sonderform des Umleitungswerkes mit „Talrohr“ (Abb. 108, Fall „b“ und S. 275) eine vorteilhafte Lösung bieten.

Stauwerke der bei Niederdruckanlagen verwendeten Art und Größenordnung kommen auch bei Hochdruckwerken vor und dienen dann in erster Linie den Zwecken der Wasserfassung, Wasserreinigung und Schwellbecken- (Kleinspeicher-) Bildung, der Zweck der Fallhöhenbildung tritt hier zurück. Nur, wo, bei vorteilhaften örtlichen Bedingungen, ein wertvoller Großspeicher durch Stauung gebildet werden kann, werden im allgemeinen hohe Stauwerke („Talsperren“) im natürlichen Gebiet der Hochdruckanlagen wirtschaftlich ausbauwürdig sein. Dabei wird auch hier oft noch durch Umleitung, also in der gemischten Ausbauform, eine größere Gesamtfallhöhe zusammengefaßt werden müssen, damit sich die großen Stauwerkskosten sofort auf eine genügend große Energieausbeute verteilen (Abb. 109). (Beispielsweise liegt im Badischen Schwarzwald die hierdurch bedingte untere Fallhöhengrenze wirtschaftlicher Großspeicherwerke etwa bei 250 bis 300 m.) Manchmal wird das Wasser auch vom Einlaufbauwerk des Staubeckens aus entgegen dem natürlichen Gefälle des Flusses durch die Wasserscheide in ein anderes Einzugsgebiet geleitet. Nur sehr selten sind die geophysikalischen Bedingungen so günstig, daß reine Staukraftwerke mit Fallhöhen über 30 bis 40 m wirtschaftlich ausbauwürdig werden. Durch zusätzliche Ausnutzungsmöglichkeiten der dabei geschaffenen Großspeicher, z. B. Fernausgleich zugunsten vieler Unterliegerkraftwerke und etwa noch des Hochwasserschutzes, der Schifffahrt, Landeskultur, Nutzwasserversorgung kann indes die Wirtschaftlichkeit solcher „Talsperrenkraftwerke“ verbessert werden, wenn auch praktisch, wegen der — früher manchmal übersehenen — Erhöhung des Speicherraumbedarfes nicht in so hohem Maße, wie man auf den ersten Blick anzunehmen versucht sein kann.

## C. Wasserkraftsysteme (Gliederung von Wasserkraftausbauten im Sammelgebiet).

### 1. Kennzeichnende Grundaufgaben.

Unter Sammelgebiet verstehen wir einerseits ein gebirgisches, durch Nebenflüsse und Nebenwasserscheiden stark gegliedertes, seitliches Einzugsgebiet großer Flüsse (Abb. 114) und andererseits das an den Oberlauf nach aufwärts anschließende Quellgebiet, wo oft eine eigentliche Hauptader nicht mehr klar ausgeprägt ist (Abb. 110). Die Quellgebiete von kleineren Gebirgsflüssen können als Sammelgebiete zweiter Ordnung bezeichnet werden, sie kommen für Großwasserkraftnutzung in der Regel nicht in Betracht, können aber für engeren Bezirksbedarf wertvolle Kleinwasserkräfte enthalten.

Während im einheitlichen Hauptfluß — Ober- und Mittellauf — die Wasserenergie einer Linie nach verdichtet ist, bietet sie sich in Sammelgebieten in Form von mehr oder minder gleichmäßig flächenhaft ausgebreiteten Liniennetzen dar, deren einzelne Stränge oft nur mäßige Energiedichte trotz starker Fallhöhen aufweisen. Diese geringere Energiedichte der Einzeladern und die, oft sehr viel größeren Schwierigkeiten der Zugänglichmachung der Baustellen weisen im allgemeinen daraufhin, durch den Ausbau eine künstliche Zusammenfassung der von Natur verstreuten Energie auf eine oder wenige große Ausbaulinien anzustreben. Dies wird erreicht durch Beileitungen, Querverbindungen der über das Gewässernetz in angemessenen Höhenlagen verteilten Wasserfassungen und Speicher, wobei Neben- und selbst Hauptwasserscheiden mit Hanganleitungen oder Wasserscheidenunterfahrungen (Stollen, Einschnittskanäle) oder überquerungen (Pumpwerkleitungen) überwunden werden.

Ein weiteres Kennzeichen der — meist gebirgigen — Sammelgebiete ist die größere Ungleichmäßigkeit ihres Abfluvorganges und das starke Bedürfnis

nach Speicherung, für welche wiederum den natürlichen Verhältnissen nach, die geophysikalischen Bedingungen besonders günstig sein können (vgl. S. 147).

Zusammenfassung der verzettelten Einzuleinzugsgebiete und weitgehende Abflußangleichung an die Bedarfserfordernisse sind demnach die hervorstechenden Kennzeichen des systematischen Wasserkraftausbaues im Sammelgebiet. Daher ist von vorneherein klar, daß die Forderung nach einem einheitlichen Gesamtausbauplan hier besondere Bedeutung hat. Der Ausbau vollzieht sich hier in mehr oder minder weit ausgreifenden Wasserkraftsystemen (Abb. 109, 114 und 4), die sich in einzelne hintereinandergeschaltete Stufen mit ihren Bei- und Umleitungen, Groß- und Kleinspeichern untergliedern. Die geophysikalischen Bedingungen, insbesondere Grundrißform von Einzugsgebiet und Gewässernetz und geologischer Gebirgsbau mit den von Ort zu Ort und von Gegend zu Gegend außerordentlich großen Verschiedenheiten bedingen natürlich von Fall zu Fall sehr verschiedenartige Ausbauförmungen. Dennoch lassen sich auch hierfür einige wichtige, ziemlich allgemein durchgehende

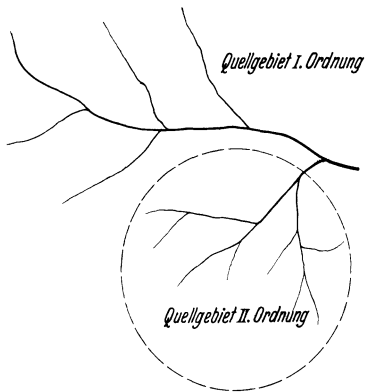


Abb. 110. Quellgebiete.

Richtlinien feststellen, deren systematische Beherrschung bei Neuentwürfen die in Form des Studiums von Wahlösungen zu organisierende Planungsarbeit sehr vereinfachen und verbessern kann:

## 2. Verteilung, Zweck, Größenbestimmung und Einschaltung der Speicher.

Man wird in der Regel für das ganze System einen möglichst weit den Erfordernissen des Bedarfs entsprechenden Jahres- oder sogar Überjahresausgleich (S. 28 und 33) des Abflusses anstreben, wobei den besonderen Bedürfnissen, z. B. von Landesnetzen, nach überregulierten und Jahreszeitspeichern zum Ausgleich der

unständigen Laufwasserkräfte an den Stammflüssen und nach Pumpspeichern zur Aufnahme der Überschußenergie solcher Wasserkräfte besonders Rechnung zu tragen ist. Kraftstufen des Sammelgebietes, die wegen schwieriger örtlicher Verhältnisse keine Großspeicher erhalten können, sollen mindestens Kleinspeicher erhalten, wobei der Grundsatz der Durchlaufspeicherung im weitesten Maße zu wahren ist (vgl. S. 35).

Der Festlegung des Speicherausbauplanes hat eine systematische umfassende Feststellung und Erforschung aller natürlichen Speichermöglichkeiten des zu bearbeitenden Gebietes voranzugehen. Die morphologischen Eigenschaften der Becken (Abb. 65) und die geologischen (Baugrund, Beckendichtigkeit, Baustoffbeschaffung) sind gründlich zu studieren und übersichtlich darzustellen; ebenso die widerstrebenden Grundeigentums- und Nutzungsbedingungen, die bei der Knappheit des Kultur- und Siedlungsgeländes im Gebirge oft sehr ernstliche Beachtung und weitgehende Maßnahmen, wie z. B. Umsiedelungen, erfordern.

Die im Gebirge oft sehr ausgedehnte und wichtige Forstwirtschaft läßt oft eine vollständige Aussiedlung der spärlichen Bevölkerung nicht zu, deren unentbehrliche Wiesengründe gerade die morphologisch und geologisch besten Becken unangreifbar machen können. Andere wichtige, oft widerstrebende Belange sind die der örtlichen Wasserwirtschaft und des Heimatschutzes.

Höhenlage. Die ideale Höhenlage eines einzelnen Speichers (dessen Speichervermögen in Energieeinheiten und nicht allein in Raumeinheiten zu bewerten ist!), bestimmt der Scheitelpunkt des zu entwerfenden Energieprofils (Abb. 94). Als Unterwasser kann dabei meist die Einmündung in den vergleichs-

weise gefällschwachen Stammfluß gerechnet werden, zumal bis zu diesem hin die aufeinanderfolgenden Kraftstufen in der Regel eine restlose Ausnutzung der durch den Speicher gebotenen Abflußverbesserung gewährleisten.

Die wirklich ausführbare Lage dieses meist als „Hauptspeicher“ zu bewertenden und als Großspeicher zu bemessenden Beckens, das auch als „Speicherkette“ auszubilden sein kann, wird aber daneben entscheidend durch geophysikalische Bedingungen (Baugrund, Sperrstellen, Beckenlagen) beeinflusst. Finden sich günstige Lagen für ausführbare Becken erst wesentlich höher als der ideale Speicherhorizont des Energieprofils, so kann deren oft kleines natürliches Einzugsgebiet zu sehr im Mißverhältnis zum reichlichen Speicherraumdargebot und dem Bedarf des Netzes an Speicherenergie stehen. Solche, namentlich in Horstgebirgen nicht selten anzutreffenden „problematischen“, Speicherlagen müssen nach Möglichkeit durch Erfassung benachbarter genügend hoch liegender Einzugsgebiete mittels Beileitungen, nötigenfalls, wenn die Einzugsgebiete tiefer liegen, mittels Pumpleitungen, verbessert werden [Beispiele: Schluchseewerk im Schwarzwald<sup>1</sup>, Lac de Fully, Schweiz<sup>2</sup> (150 m Förder- bei 1650 m Fallhöhe), viele norwegische Hochdruckanlagen].



Abb. 111. Zerlegung des Gesamtspeicherraumes in „Stammsspeicher“ und „Spitzenweiher“.

Umgekehrt herrscht in den tieferen Lagen der Sammelgebiete, wo die Flüsse in engen, steilen Erosionstälern zu liegen pflegen, oft Mangel an verfügbarem Beckenraum im Vergleich zum reichlicheren Zufluß.

Verteilung und Größenbemessung der Speicher. In den einzelnen Kraftstufen unterhalb des oder der Hauptspeicher sind allerdings weitere Großspeicher nur nach Maßgabe des hinzutretenden, vom oberen Speicher unerfaßten Einzugsgebietes und Zuflusses nötig. Dabei erlaubt außerdem die Möglichkeit des hydroelektrischen Ausgleiches (S. 39) innerhalb des Speichersystems ab- und zuzugeben. Man wird also etwa in einer Kraftstufe oder -ader besonders günstige Beckenmöglichkeiten zu stärkerem Speicherausbau benutzen, um, darauf gestützt, in anderen Stufen oder Adern mit von Natur ungünstigeren Beckenlagen, sich auf einen geringeren Speicherausbaugrad bis herab zu reiner Tagesspeicherung, zu beschränken.

Einschaltung der Speicher. Liegen andererseits in den leistungsabhängigen Ausbauerweiterungskosten der einzelnen Kraftstufen große Verschiedenheiten vor, z. B. infolge sehr verschiedener Fallhöhen (absolut oder je km Umleitungslänge!), so wird man den Ausbaugrad dieser Stufen entsprechend verschieden bemessen. So werden die leistungsbilligsten Werke etwa als 2- bis 4-Stundenwerke (Spitzenwerke, also hoch!), die teureren als 8- bis 10- und die leistungsteuersten als 12- bis 16-Stundenwerke (also relativ klein) bemessen unter entsprechender Einspannung des Ausgleichvermögens der an den einzelnen Stufen ohnedies nötigen Zwischenspeicher zum Ausgleich der ungleichförmigen Wasserverarbeitung.

Unter einigermaßen günstigen örtlichen Bedingungen lassen sich aber die leistungsabhängigen Erweiterungskosten von Speicherwerken auch bei längeren Oberwasserleitungen zwischen Speicher und Kraftwerk dadurch senken, daß der Speicher teilweise oder ganz an das Wasserschloß hinabgerückt wird (Abb. 111).

Solche Zerlegung des Gesamtspeicherraumes in einen „Stammsspeicher“ vor der Fassung und einen „Spitzenweiher“ am Kraftwerkseinlaß erlaubt starke Erhöhung der Werksvollwassermenge ohne gleichzeitige Erweiterung der langen Zuleitung, deren Ausnutzungsgrad durch diese Anordnung sehr gesteigert wird.

<sup>1</sup> Bautechn. 1930 S. 260.

<sup>2</sup> Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1921 Heft 24/25.

Die Gesamtbelastung der Kraftstufe wird (Abb. 112) hierbei in einen Stamm- und einen Spitzenkraftabschnitt unterteilt, deren Belastungsziffer um so mehr verschieden ist, je schlanker die Spitzen sind. Es leuchtet ein, daß, zumal bei großer Zahl der täglichen Einzelspitzen (elektrischer Bahnbetrieb!), die Aufteilung des Speicherraumes selbst bei hohem Raumeinheitspreis des vorgeschobenen Spitzenbeckens wirtschaftlich sehr vorteilhaft sein kann.

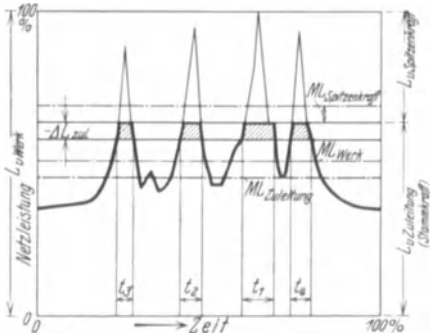


Abb. 112. Vorteilhafteste Aufteilung zwischen „Stamm“- und „Spitzenkraft“.

Hinzu kommt der betriebstechnische Vorteil der Bereitstellung einer Störungsreserve an Betriebswasser in möglichster Nähe des Kraftwerkes.

Konstruktiv werden vorgeschobene Kleinspeicher als erweiterte Vorbecken bei Freispiegelzuleitungen oder als erweiterte Schacht- oder Stollenwasserschlosser bei Druckstollen ausgebildet. Weitere Möglichkeiten hat Verfasser in Z. ges. Wasserwirtsch. 1911 und in Die Wasserkräfte 1913, S. 188 entwickelt.

Dasselbst ist auch die nachstehende Formel für Ermittlung der wirtschaftlich vorteilhaftesten Aufteilung zwischen Stamm- und Spitzenkraft (auf Grund Abb. 112 leicht einzusehen) abgeleitet:

$$\frac{L_z \bar{k}_z}{v_z} - \left\{ t_1 \bar{k}_s + \bar{k} T_v \frac{e \Delta H}{5000} (t_1 + t_2 + \dots + t_n) \right\} = 0 \quad (136)$$

$L_z$  = Länge der Zuleitung zum Spitzenweier.

$v_z$  = Zulässige Fließgeschwindigkeit in der Zuleitung.

$\bar{k}_z$  = Jahreskostenzuwachs der Zuleitung bei Vergrößerung des benetzten Querschnitts um  $1 \text{ m}^2$ ,

$\bar{k}_s$  = Jahreskostenzuwachs des Spitzenweihers bei Erweiterung um  $1 \text{ m}^3$  [kann gleichzeitig der Stammspeicher um dasselbe Maß verkleinert werden, so ist dessen Jahreskostenzuwachs  $\bar{k}_{st}$  abzuziehen und statt  $\bar{k}_s$  oben  $(\bar{k}_s - \bar{k}_{st})$  einzusetzen!].

$\bar{k}$  = Verkaufspreis (ab Kraftwerk) der erzeugten kWh.

$\Delta H$  = Fallverlust, der durch den Spitzenweierbetrieb hervorgerufen wird (mittlere Absenkung).

$T_v$  = Zahl der Tage im Jahr, an denen (im Mittel)  $\Delta H$  auftritt.

$e$  = Leistungsbeiwert (vgl. S. 6).

$t_1, t_2, \dots, t_n$  = Überschreitungsdauern der einzelnen Spitzen (Abb. 112).

$t'_1$  = Überschreitungsdauer der für die Bemessung des Spitzenweihers maßgebenden (breitesten) Spitze. Hierbei ist Wiederauffüllungsmöglichkeit von Spitze zu Spitze vorausgesetzt. Falls diese fehlt, ist die Beziehung zwischen erforderlichem Nutzinhalt des Spitzenweihers und Höhe der Lastscheide  $L_v$  zulässig durch Auswertung des Lastbildes festzustellen (vgl. Kapitel 5) und ein entsprechend berechtigtes  $t'_1$  oben einzuführen.

Gleichung (136) wird am einfachsten durch Probieren auf Grund der maßgebenden Belastungsganglinie gelöst. Näheres und Rechenbeispiel s. Literatur Ludin: Wasserkräfte 1913 S. 190f.

Ähnliche Möglichkeiten und Aufgaben ergeben sich bei (z. B. flußabwärts gelegenen) Speichern, deren Speisung allein oder zusätzlich durch „Beileitung“ erfolgen muß. Eine solche wird in der Regel nicht auf  $HHQ$  des beizuleitenden Gewässers ausgebaut werden können, vielmehr müssen die äußersten Hochwasserspitzen „abgeschnitten“ werden (Abb. 113). Der dadurch entstehende Wasser- und Energieverlust muß in ein wirtschaftlich optimales Verhältnis zu den Abmessungen und Kosten der Beileitung gesetzt werden. Dabei ist noch zu beachten, daß durch Abschneiden der  $HW$ -Spitzen auch am erforderlichen Nutzraum des durch Beileitung gespeisten Speichers eingespart wird, was genau nur durch vergleichende Wasserhaushaltspläne, genügend genau aber oft auch durch naheliegende Näherungen erfaßt werden kann. Hiernach wird man leicht



nachstehende Formel für den optimalen Ausbaugrad der Beileitung verstehen, bei deren Ableitung der Speicherausbaugrad als annähernd gegeben angenommen ist.

$$\bar{p}_z \cdot \Delta Q_v + \bar{p}_s \cdot T_s \cdot \Delta V + \bar{p}_L \cdot \Delta N_v \leq \bar{p}_{zul} \cdot \Delta V \cdot e \cdot MH_n$$

woraus mit  $\Delta N_v = \frac{\Delta E_n}{MT_n} = \frac{e \cdot MH_n \cdot \Delta V}{MT_n}$  folgt:

$$\frac{\Delta V}{\Delta Q_v} \geq \frac{\bar{p}_z}{\bar{p}_{zul} \cdot e \cdot MH_n - \bar{p}_s T_s - \bar{p}_L \frac{e \cdot MH_n}{MT_n}} \quad (136a)$$

Darin bedeuten:

- $\bar{p}_z$  = bezogener Jahreskostenzuwachs der Zuleitung (M/Jahr je m<sup>3</sup>/sek),
- $\bar{p}_s$  = bezogener Jahreskostenzuwachs des Speichers (M/Jahr je m<sup>3</sup>),
- $\bar{p}_L$  = bezogener Jahreskostenzuwachs des Krafthauses mit Maschinen (M/Jahr je kW),
- $\bar{p}_{zul}$  = Zulässiger Erzeugungspreis ab Werk.

Die Lösung der Gleichung (136a) ist möglich an Hand der Dauerlinie, da  $\frac{\Delta V}{\Delta Q_v} = T$  (Abb.113).

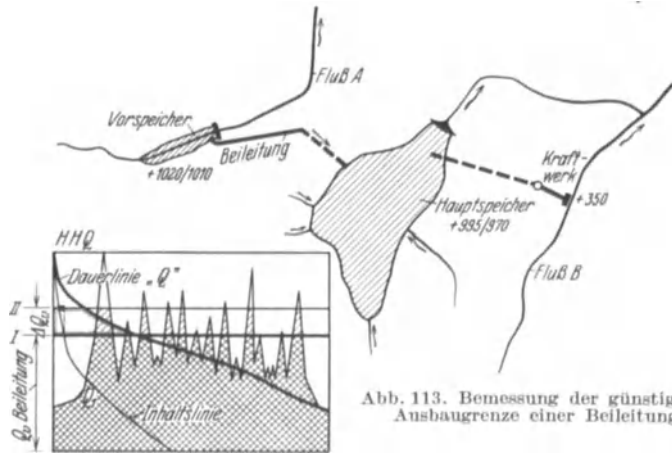


Abb. 113. Bemessung der günstigsten Ausbaugrenze einer Beileitung.

Auch hier lassen sich die Verhältnisse wasser- und finanzwirtschaftlich durch Aufteilung des Speicherraumes verbessern.

„Vorspeicher“ an der Fassung der beizuleitenden Gewässer können in den oft sehr „unruhigen“ Gebirgsgewässern auch bei beschränktem Speicherausbaugrad den Umfang der unerfaßbaren Hochwasserspitzen stark beschränken und durch ihre Ausgleichwirkung die Fortleitung des weitgehend erfaßten Hochwassers zum „Hauptspeicher“ in einem verhältnismäßig „niedrig“ ausgebauten Beileitungsgerinne ermöglichen. [Ausführungsbeispiel: Raumünzachbeileitung zur Schwarzenbachsperre (Abb. 109) (Z. ges. Wasserwirtsch. 1920 S. 122).]

Je nach dem wirtschaftlichen „Gütegrad“<sup>1</sup> der einzelnen in Frage kommenden Beckenlagen wird man hierbei den insgesamt erforderlichen Speicherraum auf Vor-, etwaige Zwischen- und Haupt- oder Sammelspeicher in verschiedenen Ausbaugraden verteilen.

In konstruktiver Hinsicht wird man im Sinne der Kostenbeschränkung darauf bedacht sein, die langen Beileitungen als Freispiegelgerinne oder -stollen auszubilden, was durch Ausstattung der einzelnen Vorspeicher mit selbsttätig oder von Hand (durch Laufwärter) verstellten Ablaßschiebern ermöglicht werden kann.

### 3. Zusammenfassung der Einzugsgebiete.

Die Zusammenfassung der in den Hochlagen der Gebirge oft sehr kleinen Einzugsgebiete kann entweder mit Freispiegelleitungen (Gräben und Röhren),

<sup>1</sup> Verhältnis des erforderlichen Stauwerksinhalts zum Beckennutzinhalt, vgl. Bd. III/9.

die mit meist schwachem Gefälle den natürlichen Hanglinien folgen, in offenen Einschnitten oder unterirdischen Freispiegel- oder Druckleitungen (Stollen) erfolgen. Oft wird es vorteilhaft sein, die Fassungen der beizuleitenden Bäche als Klein- oder Großspeicher auszubilden, je nach Gunst der Örtlichkeit. Dann ist zu überlegen, ob diese „Vorspeicher“ auf gleiche Stauzielhöhe mit dem oder den Hauptspeichern des Systems, denen sie ihr Wasser abgeben sollen, zu legen sind oder höher oder tiefer (Abb. 4). „Ausspiegelnde Anordnung“ (zu kommunizierenden Becken) kann Betriebsvorteile (der Bequemlichkeit) und Wasserhaushaltsvorteile (der gegenseitigen Vertretung der einzelnen Becken bei ungleichmäßigem Zufluß in den verschiedenen Gebieten) für sich haben. Diese Vorteile werden aber oft überschätzt. Wenn die örtlichen Verhältnisse nennenswerte Kostenersparnisse oder sonstige Vorteile daraus erwarten lassen, kann man ruhig die Vorspeicher mehr oder minder hoch über dem Sammelspeicher anordnen. Ergeben sich dabei größere Zwischenfallhöhen, so kann deren Ausnutzung in besonderen „Nebenkraftanlagen“ oder „Nebenturbinen“ in einem ohnedies an Sammelspeicher oder Ausbauhauptlinie anzulegenden Kraftwerk vorteilhaft sein oder mindestens später ernstlich in Frage kommen.

In unwirtlichen Hochlagen des Gebirges verzichtet man dagegen oft auf Ausnutzung der Zwischenfallhöhen und läßt das aus Vorspeichern oder benachbarten Hauptbecken beigeleitete Wasser „wild“ im natürlichen Bachbett oberhalb des Hauptsammelspeichers in diesen herabrinnen, oder man legt mehr oder minder befestigte Sturz- oder Schußrinnen auf dem überronnenen Hange an.

Tiefer als die zum Hauptsammelbecken führenden Beileitungen wird man die Vorspeicher nur notgedrungen anlegen, z. B. wenn oberhalb keine guten Beckenlagen nachweisbar sind oder wenn ein wesentlicher Gewinn an erfaßtem Einzugsgebiet mit der Tieferlegung verbunden ist, usw. Wo das in diesem Falle unentbehrliche Pumpwerk anzulegen ist, ob schon in der Nähe des Vorspeichers, im Zuge oder am Ende der Beileitungen, ist nach den örtlichen Verhältnissen zu entscheiden. Der dem Verlustgrad (vgl. S. 393) des elektrisch zu betreibenden Pumpwerkes entsprechende Energieverlust belastet die Wirtschaftlichkeit einer solchen Tiefbeileitung naturgemäß um so mehr, je größer die im Pumpenbetrieb zu überwindende Förderhöhe gegenüber der vom Hauptsammelbecken beherrschten gesamten nutzbaren Fallhöhe (also bis zum Stammfluß) ist.

Bei dem hohen Wert, den in hohen Gebirgslagen jeder sl Zufluß und jeder m<sup>3</sup> Speicherraum besitzt, kommt nicht nur die Beileitung kleinster, wenige qkm großer Einzugsgebiete, sondern auch die einzelner Quellen und Grundwasser- austritte in Frage. Die Beileitung ist zu diesem Zweck außer mit Bachfassungen (vgl. S. 211) nach Bedarf mit Quelfassungen und Sickersträngen zu verbinden. Die auch schon vorgeschlagene Einleitung des noch gar nicht zu Quell- oder Schichtwasseradern versunkenen Oberflächenabflusses dagegen wird in der Regel an bau- und betriebstechnischen Schwierigkeiten (Vereisung, Verschüttung, Verschlammung) scheitern.

Bei Talsperren nimmt die Lösung der Zusammenfassung der Einzugsgebiete oft die Form der Beileitung des vorgelagerten Hangeinzugsgebietes (Abb. 109) an (Beispiel: Raumünzach-Schwarzenbachwerk, Badischer Schwarzwald)<sup>1</sup>.

Die weitgehende Zusammenfassung der Hochgebiete ganzer Gebirgsstöcke findet oft erhebliche Schwierigkeiten in dem wasserrechtlich begründeten Widerspruch der landwirtschaftlichen oder gewerblichen Anlieger der tieferen Flußstrecken. Je höher an sich die Zusammenfassung der Quellgebiete dieser Gewässer stattfinden kann, und je weiter flußabwärts gleichzeitig die widerstrebenden Nutzungsgebiete liegen, um so eher wird ein Ausgleich möglich sein, weil die von der Zusammenfassung erfaßten Hochgebiete verhältnismäßig sehr

<sup>1</sup> Erstmals vorgeschlagen vom Verfasser: Z. ges. Wasserwirtsch. 1911 S. 314; vgl. auch Die Wasserkräfte 1913 S. 145.

klein, der Verkürzungsgrad (vgl. S. 99) der Wassernutzungen in den Tiefstrecken daher sehr gering sein kann. In allgemein technisch-wirtschaftlicher Beziehung sind die Bedingungen für optimale Ausgestaltung von Wasserkraftsystemen mit ausgedehnter Gebietszusammenfassung kurz folgendermaßen auszudrücken:

Die Zusatzkosten der Beleitungen nebst Vorspeichern und Anteil an den entsprechend zu vergrößernden Hauptspeichern sind eine verteuernde Funktion der Reichweite der Zusammenfassung, also auch der zusammengefaßten Wassermengen.

Die Kosten der Kraftanlagen (Umleitungen, Kraftwerke, Übertragungsanlagen) sind eine verbilligende Funktion der Zusammenfassungsreichweite, mit der die Werks- und Maschinengrößen zunehmen.

Demnach hat in der Regel die Zusammenfassung der Einzugsgebiete erstens eine optimale Reichweite (Minimum der Einheitskosten) und zweitens eine relative obere Grenze der Wirtschaftlichkeit, gegeben durch die Wettbewerbskosten der als Gegenlösung denkbaren einzelnen Talkraftsysteme, deren Kraftanlagen zwar wegen geringerer Einzelwassermengen höhere Einheitskosten haben können, dafür aber nicht durch die hohen Kosten sehr weitreichender Beleitungen belastet sind. Im Einzelfalle muß vergleichende Veranschlagung und eingehende Würdigung der wasser-, forst- und allgemeinwirtschaftlichen Gesichtspunkte entscheiden. Besondere Aufmerksamkeit ist dabei der Forderung der schrittweisen Ausbauentwicklung (im Anschluß an das Bedarfswachstum) zu schenken, die im Falle der „Zusammenfassung“ nicht selten schwieriger zu erfüllen sein wird (vgl. S. 127).

#### 4. Führung der Kraftstufentrasse.

Querzusammenfassung mehrerer Täler. Das folgende gilt hauptsächlich für die Verhältnisse seitlicher Sammelgebiete eines großen Stammflusses (Abb. 114):

Erste Grundfrage für die allgemeine Linienführung ist hier, ob man gleichlaufende Einzeltaltrassen oder zusammenfassende Quertrassen, Wasserüberleitungen wählen soll.

Allgemeine Vorteile der gleichlaufenden Einzeltalentwicklung sind im wesentlichen: Vermeidung aller schwerwiegenden Eingriffe in die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse der Unterläufe und der langen Überleitungsstollen durch die Bergriedel zwischen benachbarten Tälern.

Allgemeine Vorteile der Zusammenfassung der Abflüsse verschiedener Täler durch Wasserüberleitungen sind demgegenüber:

Verminderung der Gesamtzahl der Fallstufen und Kraftwerke und daraus entspringend:

Gewinnung größerer Nutzwassermengen für jede Stufe, daher verhältnismäßig billigere Triebwasserleitungen und Kraftwerke, geringere Bedienungskosten, einfachere Betriebsführung und Aufsicht.

Verringerung der Zahl der Kraftwerke auf ein technisch und wirtschaftlich vorteilhaftes Minimum ist ein wichtiger Leitgedanke, der aber nicht zur Außerachtlassung manchmal naturgegebener, auf eine stärkere Verteilung der Kraft-erzeugung hinweisender Leitlinien oder Hindernisse ausarten darf. Vielfach kann eine gruppenweise Zusammenfassung (Abb. 114a) oder sogar der Einzeltalausbau der für sich allein vielleicht schon ansehnlichen Seitenflüsse vorteilhafter als zu weit ausgreifende Querzusammenfassung auf eine einzige Hauptausbauader sein. Man muß sich klar machen, daß der km-Preis eines Wasserstollens (150000 RM/km und höher) das 10- bis 30fache des km-Preises der an seiner Stelle zur Verbindung getrennter Talkraftwerke nötigen Hochspannungsleitungen beträgt. Diese Spanne wird durch die Verbilligung der zusammengelegten Kraftwerke und Betriebsersparnisse nicht so leicht ausgeglichen.

Unter günstigen Verhältnissen, vor allem bei nicht zu großer Breite der trennenden Riedel zwischen Paralleltälern kann aber tatsächlich die Zusammenfassung der Wassermengen durch eine in geeigneter Höhe auszusuchende Querverbindungsstrasse auf eine gleichfalls nach den örtlichen Verhältnissen sorgfältig auszusuchende Hauptlängstrasse (Abb. 114b) die beste Lösung sein. Auf

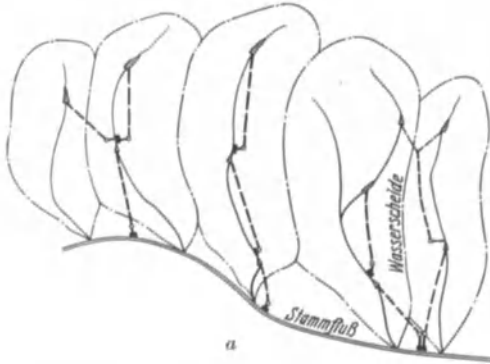


Abb. 114a u. b. a Seitliches Sammelgebiet mit Einzelausbauten.  
b Ausbau eines seitlichen Sammelgebietes mit starker Quersammenfassung.

die Ausnutzung der Fallstrecken der „Nebentäler“ unterhalb dieser Quertrasse verzichtet man dabei mindestens für längere Zeit oder sogar, z. B. im Interesse der wasserwirtschaftlichen Schonung einzelner Täler (Bewässerung, Fischerei, Heimatschutz), ganz.

Die Wahl des von der Hauptlängstrasse meist in Hangdruckstollen, bei kleineren Verhältnissen in Hangdruckleitungen, zum Abstieg zu benutzenden Tales ist in sorgfältiger Durcharbeitung der Wahlösungen zu treffen. Nicht immer ist das von Natur wasserreichste der Paralleltäler dafür das geeignetste, ein kleineres Tal kann vielleicht günstigere Stufeneinteilung, u. a. in Rücksicht des Entwicklungsganges, ermöglichen.

Die Kraftstufenlinie. Während für die Festlegung der Höhe solcher Querverbindungen vor allem die vorerwähnten Rücksichten der Energieausbeute und des zweckmäßigen Speicherausbauens ent-

scheidend sind, richtet sich die Einstufung der vom Sammelspeicher oder Hauptknotenpunkt hinab zu entwickelnden Längshaupttrasse, ebenso wie die von Einzelaltrassen, nach den morphologischen und geologischen Eigentümlichkeiten der das gewählte Tal begleitenden Hänge. Da die Kämme dieser Hänge in der Regel talabwärts absinken, so sticht eine mit schwachem Gefälle geführte Umleitungslinie notwendig an einem bestimmten Punkt ins Leere (Abb. 108, Fall a und Abb. 109). Wenn man die meist viel zu teure und betriebstechnisch (S. 279) unvorteilhafte Weiterführung der Linie in Form einer schwach geneigten Kammdruckrohrleitung vermeiden will, so muß man spätestens an diesem Punkt die Fallrohrleitung zur Entwicklung des Kraftwerkes ansetzen. Oft wird das vorteilhaft schon vorher an geologisch vorgezeichneten Grenzlinien oder morphologisch besonders ausgezeichneten Stellen geschehen. So ergibt sich mit einer gewissen (in sorgfältigen Studien aufzusuchenden) Zwangsläufigkeit die Einstufung der Hauptlängstrasse bis hinab zum Hauptsammelfluß. Das Einmünden größerer Nebenflüsse kann für diese Einteilung

scheidend sind, richtet sich die Einstufung der vom Sammelspeicher

mitentscheidend sein, da nicht nur möglichst restlose Fallhöhen-, sondern auch Wasserausnutzung anzustreben ist. Hierbei können die (S. 134) erläuterten Hilfsmittel nützliche Dienste leisten.

Fächerförmige Quellgebiete. In dem zweiten Typ eines Sammelgebietes, dem mehr oder minder fächer- oder blattförmig ausgebildeten

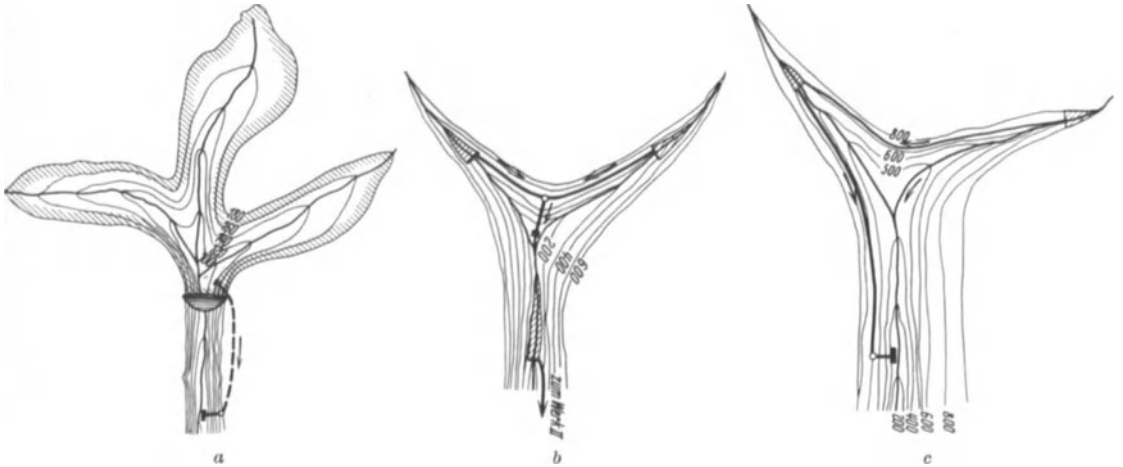


Abb. 115. Ausbau einer Talgabel (Verf.). *a* durch Einstau, *b* durch Zusammenleitung nach der Mitte (Zwieselwerk), *c* durch einseitige Zusammen- und Fortleitung.

Quellgebiet eines Gebirgsflusses sind, bei großer Ähnlichkeit der Einzelprobleme, die Verhältnisse insofern grundsätzlich anders, als im Gegensatz zum bisher behandelten Paralleltyp das Tal des Hauptflusses, wenn nicht im obersten

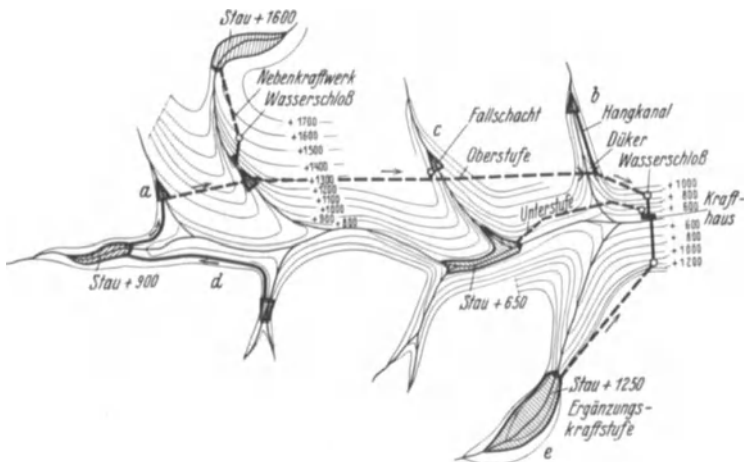


Abb. 116. Gesamttalausbau. Haupttrasse mit Nebenfassungen verschiedener Art.

Teil, so doch im mittleren und unteren Teil die naturgegebene Längstrasse und Hauptachse darstellt.

Aufgaben der Zusammenfassung ergeben sich hier regelmäßig an den einfachen oder doppelten Talgabeln (Mündungen von Nebenflüssen). Hier wird (Abb. 115) die Zusammenfassung entweder (bei günstigen örtlichen Verhältnissen und wasserwirtschaftlichem Bedürfnis) durch Einstau der Talgabel von einer unterhalb angeordneten Talsperre aus herbeigeführt (Abb. 115*a*). Oder, wenn Einstau unmöglich oder unnötig, erfolgt gabelförmige Zusammenführung der Oberwasserstollen oder -kanäle nach dem Zwiesel- oder Gabelwerk (Abb. 115*b*) sofern

beide Flüsse etwa gleich stark und Fallhöhe sowie sonstige örtliche Verhältnisse der Anlage des Kraftwerkes günstig sind. Dagegen empfiehlt sich einseitige Beileitung des Nebenbaches mit Hangleitung oder Stollen in die Fassung des Hauptbaches bei Führung von dessen Oberwasserumleitung auf dem (z. B. günstigeren und größere Fallhöhen erfassenden) abseitigen Hang

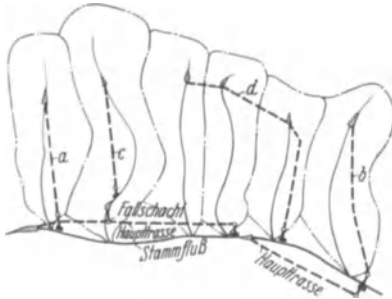


Abb. 117. Vereinigung des Ausbaues von seitlichem Sammelgebiet und Stammfluß.

(Abb. 115c und 116). Kleine Seitenbäche, die von den lang durchgehenden Umleitungen der Haupttrasse überquert oder unterfahren werden, können gefaßt und durch offene Kreuzung des Stauteiches (Abb. 116a) Flachbeileitung (b) oder Fallschacht (c) in die Hauptleitung einbezogen werden. Auf die Erfassung der Bäche des gegenüberliegenden Hanges muß in der Regel verzichtet werden (was u. a. bei der Auswahl des Hanges für die Trasse der Hauptleitung zu berücksichtigen ist). Geeignete Seitenbäche des gegenüberliegenden Hanges können manchmal vorteilhaft „mitgenommen“

werden, z. B. im oberen Teil der Trasse (d) durch Beileitung „talauf“ oder im untersten Teil, wenn sie genügend energiereich und der Haupttalboden nicht zu breit, durch Ausbau zu einer das Hauptkrafthaus mitbenützenden Ergänzungskraftstufe (e).



Abb. 118. Beispiel umfassenden Ausbaues eines größeren Gebietes (Liro- und Mera-Ausbau). Lageplan. (En. Elett.)

Liegt die Haupttrasse (bei mäßigem Haupttalgefälle) verhältnismäßig niedrig an den an sich hohen Hängen, auf denen Seitenbäche, vielleicht in Form von hochliegenden Hängetälern, ausgebildet sind, so sind folgende Lösungen zu überlegen: man kann die Seitenbäche einzeln, sei es in Nebenkraftwerken mit UW im Talweg (Abb. 117a) oder durch Einführung in ein günstig gelegenes Hauptkraftwerk (b) ausnutzen. Ferner kann man die Seitenbäche (c) oberhalb der Drucklinie der Haupttaltrasse ausnutzen und das UW in die Hauptleitung einbeziehen. Endlich kann man in großer Höhe am Hang eine zweite Längstrasse zur Zusammenfassung einiger

solcher Hängetäler in ein entsprechend größeres Kraftwerk entwickeln (Abb. 117d). Im allgemeinen wird die letztere Lösung bei den verhältnismäßig doch schon kleineren Wassermengen der Seitenbäche und den schwierigen Bauverhältnissen weniger wirtschaftlich sein als die getrennte Ausnutzung; doch sind im Einzelfall immer Wahlösungen zu studieren.

Mehrstufige Kraftwerke. Der Grundsatz der möglichst vollkommenen Ausnutzung der Naturenergie läßt sich, wie sich eben gezeigt hat, in vielen Fällen in verschiedener Weise entweder durch eine größere Zahl von Kraftwerken mit kürzeren Um- und Fallrohrleitungen oder durch eine kleinere Zahl von

Kraftwerken unter Mehraufwand an Umleitungen und Fallrohrleitungen bei Ausbildung mehrstufiger Kraftwerke durchführen (vgl. Abb. 114). Einige der sehr vielartigen Möglichkeiten dieser Art veranschaulichen die Abb. 118, 119. Diese Ausbauform kann u. a. noch durch Eingliederung von Speicherpumpen in das Kraftwerk erweitert werden, mit besonderem Vorteil dann, wenn etwa die „Oberstufe“ des Doppelwerkes einen natürlichen Großspeicher hat, in den überschüssiges Nachtwasser der nur schwach gespeicherten oder als Laufwerk

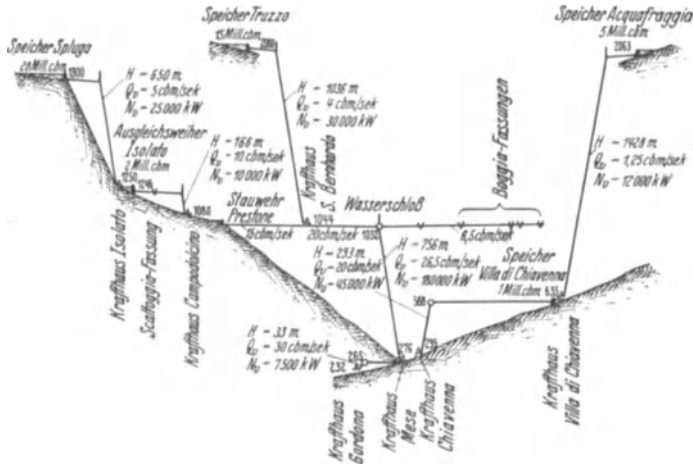


Abb. 119. Liro- und Mera-Ausbau. Höhenplan.

ausgebauten Unterstufe (durch deren eigene Überschußenergie oder durch Fremdstrom) hochgepumpt werden kann (Beispiel: Murg-Schwarzenbachwerk, Abb. 109).

## 9. Kapitel: Einzelausbauform.

### 1. Einfluß auf Gesamtwirkungsgrad und Gesamtwirtschaftlichkeit.

Nach (oder neben) dem Ausbaumfang und der Gesamtausbauforn bleiben noch verschiedene wichtige Einzelheiten der technischen Ausgestaltung festzulegen. Es sind dies: Bauweise und Abmessungen der Triebwasserleitung, Bauform und Unterteilung der Maschinenanlage, Ausbildung der Speicher und Übertragungsanlagen. Es wird sich zeigen, daß — bei an sich technisch richtiger Durchbildung dieser Teile — in der Regel noch unter entsprechendem Kostenmehraufwand Änderungen an ihnen möglich sind, welche in gewissen Grenzen den Wirkungsgrad steigern. Steigerung des Wirkungsgrades eines Anlageteiles bedeutet aber Erhöhung der Nutzleistung und nutzbaren Energie der Gesamtanlage, also auch der erreichbaren Jahreseinnahme, genauer Netto-Mehreinnahme! [Mit der Vermehrung der absetzbaren Energie durch Verringerung der Verluste können allerdings noch zusätzliche „Werbungskosten“ (im weitesten Sinne) verbunden sein, z. B. unter Umständen Vergrößerung der Maschinen- und Übertragungsleistung, geschäftliche Werbekosten verschiedener Art.] Je nachdem die erreichte Vermehrung der Jahreseinnahme die aufgewandten Mehrkosten ( $M/Jr$ ) übersteigt oder nicht erreicht, ist die Verbesserung des Wirkungsgrades geldwirtschaftlich vorteilhaft oder nachteilig. Oft wird auch ein wirtschaftlich optimaler Wirkungsgrad nachweisbar sein, gekennzeichnet dadurch, daß der „letzte“ Kostenmehraufwand gerade durch die damit erkaufte „letzte“ Wirkungsgradverbesserung geldlich aufgewogen wird.

Formelmäßig: Die Jahreskosten  $k_x \left( \frac{M}{Jr} \right)$  eines x-beliebigen Anlageteils sind irgendeine gleichläufige „Funktion“ des Teilwirkungsgrades  $\eta_x$  (Abb. 120,

Linie *a*); die Energieausbeute  $E_n$  ist dem Gesamtwirkungsgrad  $\eta = \eta_x \cdot \eta_1 \cdot \dots \cdot \eta_n = \eta_x \cdot \eta_{1-n}$  verhältnismäßig, daher können die Energieeinheitskosten  $\bar{k} = \frac{k}{E_n}$  mit wachsendem  $\eta_x$  fallen oder steigen, also auch einen Kleinstwert durchlaufen. Dieser bestimmt sich allgemeingültig aus:

$$\frac{d\bar{k}}{d\eta_x} = \frac{1}{E_n} \frac{\partial k}{\partial \eta_x} - \frac{k}{E_n^2} \cdot \frac{\partial E_n}{\partial \eta_x} = 0. \quad (137)$$

Da die nutzbare Jahresarbeit  $E_n = \eta_x \cdot \eta_{1-n} \cdot Q_v \cdot H_n \cdot MT_n$  (genauer: zeitliches Integral!), so folgt (gekürzt) (mit  $\frac{\partial k}{\partial \eta_x} = \frac{\partial k_x}{\partial \eta_x}$ ):

$$\frac{\partial k_x}{\partial \eta_x} - \frac{k}{\eta_x \eta_{1-n} \cdot Q_v \cdot H_n \cdot MT_n} \cdot \eta_{1-n} \cdot Q_v \cdot H_n \cdot MT_n = 0$$

oder:

$$\frac{\partial k_x}{\partial \eta_x} - \frac{k}{\eta_x} = 0. \quad (138)$$

Die Lösung erfolgt durch Ziehen des berührenden Fahrstrahles an die Kostenlinie („*a*“ in Abb. 120)!

Bei „verbilligender“ (abwärts gekrümmter) Form der Kostenlinie („*b*“) gibt es keinen optimalen Wirkungsgrad. Hier ist der absolut höchste technisch erreichbare Teilwirkungsgrad  $\eta_{x \max}$  zu wählen und Gleichung (138) allgemeiner zu schreiben:

$$\frac{\partial k_x}{\partial \eta_x} \leq \frac{k}{\eta_x}. \quad (139)$$

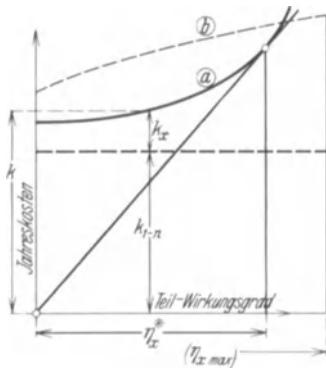


Abb. 120. Bestimmung des optimalen Wirkungsgrades eines Anlageteiles.

Eine andere Möglichkeit der Behandlung ergibt sich aus der Überlegung, daß die durch den Verlustgrad  $(1 - \eta_x)$  eines Anlageteils bedingten Energieverluste sich auf Grund des erzielbaren Verkaufspreises in Jahreseinnahmeverluste umrechnen und als Funktion des Teilwirkungsgrades  $\eta_x$ , addiert zu den Jahreskosten  $k_x$ , auftragen lassen (vgl. Abb. 158 und S. 194).

Bei allen Erwägungen über Anordnungen mit wirtschaftlich optimalem Wirkungsgrad ist aber wohl zu beachten der Unterschied zwischen konstruktiv-technischem und betriebswirtschaftlichem Wirkungsgrad. Der erstere ist durch Gleichung (4) bestimmt. Der betriebswirtschaftliche Wirkungsgrad dagegen durch Gleichung (139) vorausgesetzt, daß bei der Berechnung der Jahreskosten auch die selteneren oder häufigeren Betriebsunterbrechungen oder -störungen infolge Schadhafwerdens des betrachteten Anlageteils in Rücksicht gezogen wurden. Da, namentlich bei Maschinen, die Steigerung des konstruktiven Wirkungsgrades oft durch größere Empfindlichkeit erkauft wird, so liegt der optimale Wirkungsgrad im praktisch-betriebswirtschaftlichen Sinne in der Regel niedriger als im rein konstruktiv-technisch-wirtschaftlichen Sinne.

Bei rechnerischen Untersuchungen ist die Abhängigkeit des Wirkungsgrades von der Belastung (S. 179, 364) zu berücksichtigen, z. B. durch Einführung (geschätzter) zeitlicher Belastungsmittelwerte oder besser: integrierende Betriebsplananalyse (vgl. z. B. S. 179) ( $Q^3!$ ).

## 2. Triebwasserleitungen.

Der Wirkungsgrad von Triebwasserleitungen ist von deren Ausbauf orm in vielfacher Weise abhängig, da die den Verlustgrad bestimmenden Fließgefälle



bei gegebenen Beaufschlagungsverhältnissen noch eine Funktion der Linienführung, der Querschnittsformen, der Wandbeschaffenheit (Rauigkeit) und der Querschnittsgrößen sind. Nähere Ausführungen finden sich im konstruktiven Teil dieses Buches S. 224, 243, 259, 296, 312 u. a.

### 3. Maschinenanlage und Kraftübertragung.

a) Allgemeines. Nach Festlegung der Werksvolleistung und der Wassermengen- und Fallhöhenverhältnisse bleiben noch folgende Fragen zu entscheiden:

Anzahl und damit Größe der Einheiten — Bauart — Umlaufzahl — Konstruktionsfallhöhe — Laufradform der Turbinen — Antriebsweise — Wirkungsgrad — Abnutzbarkeit und Betriebssicherheit.

Die, nach bau- und betriebstechnischen sowie geldwirtschaftlichen Gesichtspunkten zu treffende Entscheidung dieser Fragen muß die außerordentlich mannigfaltigen und verwickelten Zusammenhänge zwischen diesen einzelnen Merkmalen wohl beachten. Die Entscheidung ist im Wege vergleichender Entwurfsbearbeitung unter steter Berücksichtigung der von Fall zu Fall oft sehr verschiedenen Vorbedingungen örtlicher, hydraulischer, kraftwirtschaftlicher, betriebstechnischer, geldwirtschaftlicher Verhältnisse zu suchen. Dabei sind im einzelnen die folgenden Richtlinien zu beachten:

b) Anzahl und Größe der Einheiten. Bei gegebener Werksvolleistung steigen die Anlagekosten mit wachsender Zahl der dabei kleiner und teurer werdenden Maschineneinheiten (S. 117). Zwar steigt bei gleicher Bauart und Laufradform einer Wasserturbine, nach Gleichung (296), ihre Umlaufzahl mit sinkender Konstruktionsleistung, und das wirkt an sich verbilligend für den anzutreibenden Stromerzeuger. Aber diese Gegenwirkung vermag die mit Zunahme der Maschinenzahl verbundene Verteuerung nur zu ermäßigen, nicht ganz aufzuheben.

Die unmittelbaren Betriebsführungskosten (Schmier- und Putzmittel, Wartung) wachsen mit der Anzahl der Einheiten, sind aber ihrer absoluten Höhe nach nicht sehr belangreich.

Der Wirkungsgrad größerer Einheiten ist gegenüber kleinen gleicher Bauart an sich bei Wasserturbinen sowie Stromerzeugern etwas höher (vgl. Abb. 121). Dieser Vorteil kann aber, namentlich bei Anlagen mit stark wechselnder Belastung überwogen werden durch den Nachteil der großen Einheiten: sich dem Belastungsverlauf nicht so gut anpassen zu können wie eine größere Anzahl kleiner Einheiten. Abb. 122 macht dies anschaulich; man sieht aus ihrem oberen Teil, daß die Linie des Gesamtwirkungsgrades sich um so länger auf größerer Höhe hält, je größer die Anzahl der Maschineneinheiten gewählt ist. Um entscheidend zu sein, müßte allerdings die Darstellung auf Grund der Betriebsplanunterlagen in eine Gang- oder Dauerlinie des Werkwirkungsgrades umgewandelt werden, wie es auf Abb. 50 a an der rechts-unteren Ecke nur vorbereitend angedeutet ist. Dabei ist zu beachten, daß die Anordnung mit wenigen großen Einheiten im Bereich der höheren Belastungen (der energie-wirtschaftlich entsprechend höheres Gewicht hat!) überlegen sein kann, die Anlage mit vielen kleinen Einheiten dagegen in dem (weniger gewichtigen) Teil der niedrigen Belastungen. Der jeweils höchste Gesamtwirkungsgrad wird nach Thomann erreicht, wenn die jeweilige Belastung auf eine möglichst kleine Zahl von Maschinen, und zwar bei Gleichheit aller Einheiten gleichmäßig verteilt wird<sup>1</sup>.

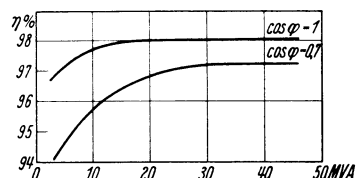


Abb. 121. Wirkungsgradbereich großer und mittlerer Drehstromerzeuger. (B. B. C. Mannheim.)

<sup>1</sup> Thomann: Schweiz. Bauztg. 30. Jan. 1926.

Während Freistrahlturbinen schon lange eine über sehr weite Belastungsbereiche sehr gleichmäßig hohe Wirkungsgradkurve aufwiesen, ist das für Niederdruckwerke neuerdings durch die Entwicklung der Kaplan turbine auch erreicht worden (vgl. S. 365 und Abb. 423).

Sehr wichtig bei der Beurteilung ist der betriebsplanmäßige Zweck der Anlage, da z. B. ein dauernd vollbelastet laufendes Werk bei wenig schwankender Flußwasserführung am vorteilhaftesten mit möglichst wenig Maschinen ausgebaut wird, während ein Regulierwerk mit großem Kleinspeicher, das lange Zeit mit geringer Belastung gefahren werden muß oder ein Laufkraftwerk an einem Gewässer mit sehr schwankender Wasserführung stärkere Unterteilung verlangt. Ebenso wesentlich ist, ob die Anlage als Alleinwerk oder nur als Glied eines umfangreichen Netzes, das vor allem auch in sich genügend Reserven bietet, ausgebaut werden soll. Im letzteren Falle wird man sich nicht scheuen, die Maschinenzahl aufs äußerste, bei nicht zu großer Vollwassermenge bis zur Einzahl zu verringern: Einmaschinenwerke! Solche können auch bei zeit-

weilig stark zurückgehender Wasserführung durchaus vorteilhaft sein, wenn es zulässig ist, sie mit Hilfe eines Schwellbeckens auch nur stundenweise (somit vollbelastbar!) als Spitzendecker einzuschalten.

Theoretisch würde manchmal das Optimum der Vorteile durch Aufstellung verschieden großer Maschinen in derselben Anlage erzielt werden können. Da aber damit praktische Nachteile, wie Mehrkosten verschiedener Herstellungsmodelle, Bereithaltung einer größeren Anzahl von Reserveteilen, auch unvollkommene Raumausnutzung des Unterbaues, verbunden sein können, ist man von dieser früher vereinzelt angewandten Anordnungsweise neuerdings ganz abgekommen.

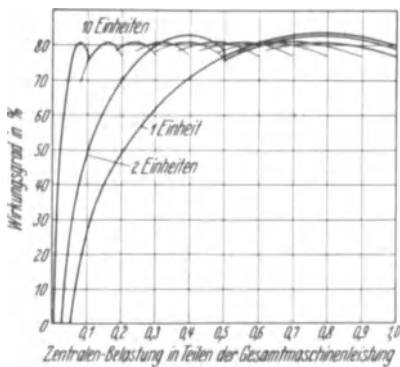


Abb. 122. Abhängigkeit des Gesamtwirkungsgrades von der Maschinenzahl. (Wkr. 1913.)

Bei schwer zugänglichen Baustellen ist als wichtiger, die Maschinengröße unter Umständen beschränkender Gesichtspunkt, neben den Bedingungen der fabrikatorischen Herstellung, die schwierige Fortschaffung und Aufstellung sehr großer Einheiten zu erwähnen, die durch Unterteilung der Laufräder, Polräder usw. nur in gewissen Grenzen ausgeschaltet werden kann.

**c) Bauart, Laufradform, Konstruktionsfallhöhe, Umlaufzahl der Wasserturbinen und Antriebsart.** Bei angenommener Zahl der Einheiten und der — zugunsten der Verbilligung der elektrischen Stromerzeuger in der Regel möglichst hoch zu suchenden — Umlaufzahl liegen in der konstruktiven Ausgestaltung der Turbinenanlage noch zahlreiche Wahlmöglichkeiten (vgl. Kapitel 17, S. 373). Allerdings ist auch der Steigerung der Umlaufzahl durch die damit von einer gewissen Grenze ab verbundene Verschlechterung des Wirkungsgrades der Turbine eine im Einzelfall nachzuweisende wirtschaftliche Grenze gesetzt.

Die, namentlich bei Niederdruckanlagen, großen Schwierigkeiten der Erreichung einer genügend hohen Umlaufzahl wurden früher durch Unterteilung der auf eine Maschine entfallenden Wassermengen auf mehrere Laufräder überwunden. Die Anlagen wurden dadurch erheblich verteuert. Heute, nach Entwicklung der schnellläufigen Francis- und Propellerturbinen, die ganz überwiegend als senkrechte Einradturbinen gebaut werden, kann höchstens noch die manchmal im ganzen Maschinensatz etwas billigere Bauweise mit waagerechter Zwillingsturbine (Abb. 433, 475) in Vergleich gezogen werden. Dabei ist aber ihr um 2 bis 3% geringerer Wirkungsgrad gegenüber der durch bessere Wasserführung ausgezeichneten senkrechten Einrad turbine zu berücksichtigen. Grund-

sätzlich ist dabei immer zu beachten, daß die Kosten der Maschinenanlage im allgemeinen nur einen bescheidenen Teil (8 bis 20%) der Gesamtkosten ausmachen, während jede Wirkungsgradverbesserung die wirtschaftliche Ausnutzung der Gesamtkosten steigert. Je teurer daher der Ausbau in Stauwerken und Triebwasserleitungen sich stellt, um so näher wird der optimale Maschinenwirkungsgrad dem technisch möglichen Maximum liegen. Auf die Bedeutung der Benutzungsdauer wurde schon oben (S. 156) hingewiesen.

Die Untersuchung über den Einfluß der Schnellläufigkeit (gekennzeichnet durch die spezifische Drehzahl  $n_s$ , vgl. S. 368) die Bauweise und Laufradform sind dabei auch hier stets an Hand vergleichender Wasserwirtschaftspläne (Gang- oder Dauerlinien) zu führen.

Bei Hochdruckanlagen hat man zur Erhöhung der Schnellläufigkeit die zwei Wege der Vermehrung der Zahl der Laufräder auf einer Welle und der Zahl der Leitapparate (Düsen) zur Verfügung, die oft nebeneinander angewandt werden. In den Anlagekosten vorteilhafter ist die Vermehrung der Zahl der Düsen bei Festhalten an der Einzahl des Laufrades je Welle (vgl. Abb. 517).

Bei Niederdruckanlagen mit ihren in der Regel in weiten Grenzen schwankenden Fallhöhen hat man auch noch die zweckmäßigste Konstruktionsfallhöhe neben den vorgenannten Bestimmungsstücken zu suchen. Aus den Ausführungen S. 369f. ergibt sich, daß man, wenigstens theoretisch, die Konstruktionsfallhöhe (d. h. diejenige, bei der die Turbine unter ihrer durch den elektrischen Betrieb vorgeschriebenen unveränderlich zu haltenden Drehzahl die günstigsten Wirkungsgrade ergibt) von der kleinsten Hochwasserfallhöhe aus beliebig der Fallhöhe  $H_v$ , entsprechend der Vollwassermenge (vgl. Abb. 50c) nähern kann. Hierbei nimmt ein und dasselbe Laufrad ständig höhere Umlaufzahl und Leistung an und verbilligt sich daher mit dem Stromerzeuger zusammen verhältnismäßig, d. h. bezogen auf die Einheit der Volleistung. Der Gegenwert zu diesem Gewinn liegt in dem Verlust an Wirkungsgrad und Schluckvermögen, in der Zeit  $T_T$  (= Unterschreitungsdauer der Konstruktionsfallhöhe, vgl. Abb. 50c). Diese Verhältnisse können nach den Entwicklungen S. 156 graphisch-rechnerisch verfolgt werden.

Der Einfluß der Konstruktionsfallhöhe auf die Jahreskosten und die Energieeinheitskosten ist übrigens im allgemeinen nicht so stark, daß es nicht genüge, annähernd in die Umgebung des günstigsten Wertes  $H_T$  zu treffen. Bei der gewöhnlichen Form der Fallhöhendauerlinien wird dieser günstigste Wert meist ein wenig über der sich in der Regel deutlich ausprägenden schärferen Abbiegung der Fallhöhendauerlinie im Hochwasserteil liegen. Zu beachten ist aber die Grenze:

$$H_T \min \geq \frac{2 N'_0}{e \cdot Q_v} - 3 H'_0. \quad (140)$$

Bei Unterschreitung dieses Wertes kann (je nach Belastungsverlauf!) die Konstruktionsfallhöhe Einfluß auf die Größe der erforderlichen Aushilfsleistung gewinnen, weil dann die (reduzierte) Leistung bei kleinster Hochwasserfallhöhe  $N'_0$  (= Punkt  $A'_r$  in Abb. 50) kleiner ausfällt als die kleinste Niedrigwasserleistung  $N''_0$  (=  $A''_0 A''$  in Abb. 50).

Der Unterschied zwischen der Vollwasserfallhöhe und der Konstruktionsfallhöhe muß im allgemeinen um so größer ausfallen, je größer der von der Konstruktionsfallhöhe unabhängige Teil der gesamten wassermengenabhängigen Anlagen ist: das sind in erster Linie die Kosten der Triebwasserleitung (z. B. Seitenkanäle).

Die Überlegung, daß bei Niederdruckanlagen höheren Ausbaugrades die einzelnen Turbinen bestimmte Bereiche des Leistungsdauerplanes zugeteilt bekommen (vgl. Wkr. 1913, Abb. 154), hat, namentlich früher, dazu geführt, verschieden-schluckfähige und verschieden-schnellläufige Turbinen als sog.

Niederwasserturbinen und Hochwasserturbinen nebeneinander in die Anlage einzubauen. Heute, nach Entwicklung der hochschnellläufigen und -schluckfähigen Francis- und Propellerturbinen macht man von diesem Gedanken (bei geeigneten Betriebs- und Wasserverhältnissen!) mit Vorteil wieder mehr Gebrauch. So stellt man neben einigen Propellerturbinen mit festen Laufradschaufeln eine oder zwei annähernd gleich große Kaplan- oder Francis-turbinen, die durch die Verstellbarkeit ihrer Leit- und Laufschaufeln hohe Anpassungsfähigkeit an

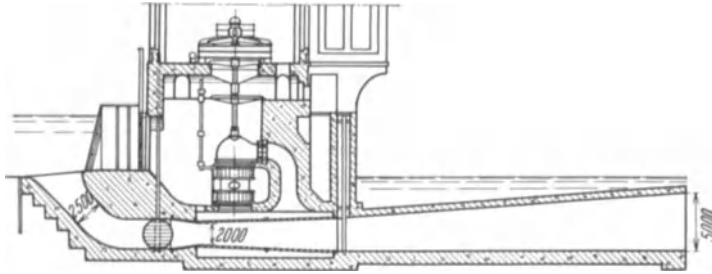


Abb. 123. Fallvermehrung, Hernhels Entwurf für Bremen mit tiefliegenden Ejektoren. (Wkr. 1913.)

wechselnde Belastung und Fallhöhen besitzen, dabei allerdings wesentlich teurer sind als Propellerturbinen (Beispiel: Lilla Edet, 2 Kaplan- + 1 Lawaczek-turbine).

Bei den Untersuchungen über die zeitliche Dauer der bei solchen Anlagen wenig schwankenden Werkwirkungsgrade ist neben dem Verlauf der Wasser- und Fallhöhendarbeitung auch demjenigen des Leistungs- und Energie-

bedarfs Beachtung zu schenken. Je nachdem der Höchstbedarf mit der Niedrig- oder der Hochwasserzeit zusammenfällt, ist der ersteren oder der letzteren bei Verteilung der Gesamtleistung auf die verschiedenen Turbinengruppen das größere Gewicht beizulegen. Die Drehzahlen und Konstruktionsfallhöhen wählt man auch bei solchen zusammengesetzten Werken mit Rücksicht auf Einheitlichkeit der Stromerzeuger gerne gleich oder annähernd gleich.

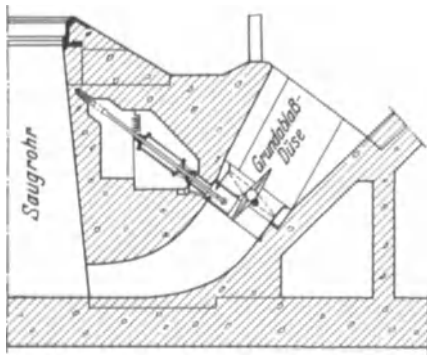


Abb. 124. Tefft-Düsen im Alcona-Staukraftwerk (2 Einheiten; Werksvolleistung: 8000 kW; H = 12,3 m). (Pwr. Plant. Engng. 1927.)

Die oft vertretene Meinung, daß im Hochwasserabschnitt dem Wirkungsgrad der Turbinen untergeordnete Bedeutung beizumessen sei, kann ich nur

als bedingt richtig anerkennen, weil bei stark absinkender Nutzfalldhöhe im Hochwasserteil die dargebotene Gesamtleistung so stark zurückgehen kann, daß zur Erzielung einer genügenden „ständigen“ Nutzleistung (Primakraft!) großes Schluckvermögen der Turbinen allein nicht genügt, sondern auch ein angemessener Wirkungsgrad verlangt werden muß.

Turbinen mit mehreren, sog. Niedrigwasser- und Hochwasserkränzen in einem Laufrad werden heutzutage nicht mehr gebaut.

Ein, allerdings in den Anlagekosten teures, Mittel um die Stromerzeugerdrehzahl entscheidend zu steigern, ist bei Anlagen mit sehr kleinen Fallhöhen die Verwendung von Getrieben, die konstruktiv heute hoch entwickelt sind (S. 376).

Besonders schwierig liegen die Fallhöhenverhältnisse oft bei Talsperrenkraftwerken (S. 145, Abb. 103). Hier können die Fallhöhenunterschiede so

groß werden, daß sie ohne unerträgliche Wirkungsgradeinbuße und technische Betriebsschwierigkeiten (infolge Nichtübereinstimmung zwischen Drehzahl und Fallhöhe auftretende Kavitationserscheinungen) nicht mehr mit einer Turbinenart allein bewältigt werden können. Man kommt dann zur Unterteilung der Gesamtmaschinenanlage in Gruppen oder Teile von verschiedener, passend abgestufter Konstruktionsfallhöhe. Die Unterteilung kann entweder in der Weise geschehen, daß auf dieselbe Stromerzeugerwelle verschiedene Turbinen, abkuppelbar, zeitlich abwechselnd, wohl auch bei den niedrigen Fallhöhen gemeinsam arbeiten, oder daß zwei oder drei ganz getrennte Gruppen verschieden schnellläufiger Maschinensätze aufgestellt werden. Solche Anlagen werden naturgemäß sehr teuer, was mit dazu beiträgt, daß reine Talsperrenkraftwerke (ohne

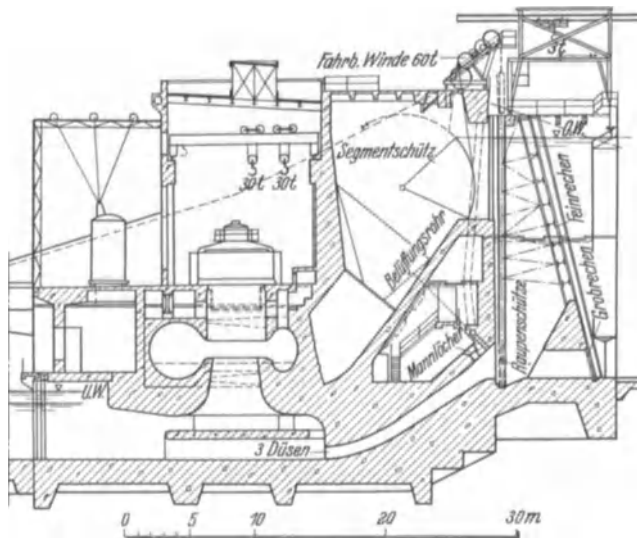


Abb. 125. Tefft-Düsen als Fallvermehrer im Kraftwerk Hodenpyl, Mich. USA. (2 Einheiten mit je 3 rechteckigen Düsen, Werksvolleistung: 18000 kW;  $H = 19,5$  m). (Pwr. Plant. Engng. 1927.)

größere Umleitungsfallhöhen) im allgemeinen wenig wirtschaftlich sind (vgl. S. 145).

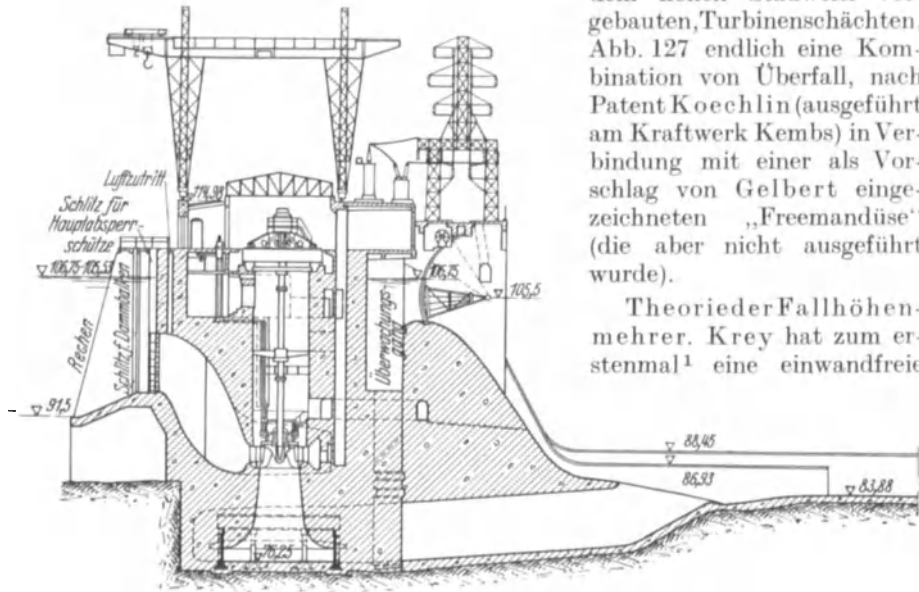
### Fallhöhenmehrer.

Die Aufstellung von „Hochwasserturbinen“ für die eigentlichen Hochwassermengen, mit ihrer vergleichsweise sehr kurzen Überschreitungsdauer, ist unwirtschaftlich. Für diese käme es darauf an, ganz wesentlich billigere, wenn auch im Wirkungsgrad den Turbinen unterlegene, Einrichtungen zur Nutzbarmachung der vorübergehend auftretenden Überwassermengen zu schaffen. Die zahlreichen nach dieser Richtung im Anschluß an Herschels grundlegende Versuche<sup>1</sup> gemachten Vorschläge benutzen übereinstimmend, wenn auch in sehr verschiedenen Formen die Wirkung der Wasserstrahlpumpe durch Düsen, die in das Saugrohr der Turbinen eingeführt oder eingebaut sind, durch Grundablässe zu beiden Seiten der Saugrohraustritte, durch Überfälle über dem Saugrohr, wobei seitlich davon das Überwasser mit dem Turbinenaufschlagwasser nach seinem Durchgang durch die Turbine in möglichst innige Berührung und womöglich Mischung gebracht wird. So teilt es diesem von seiner überflüssigen kinetischen Energie mit und senkt dadurch den Gegendruck am Saugrohraustritt. Diese Senkung „z“ kommt als Vermehrung der nutzbaren Fallhöhe der Schluckfähigkeit und Leistung der vom Hochwasserrückstau betroffenen Turbine zugute.

<sup>1</sup> Lit. 9,3.

Abb. 123 zeigt den nur noch historisch bedeutungsvollen ersten Vorschlag von Herschel, der sich wegen der ihm anhaftenden Nachteile der tiefen kostspieligen Gründung, Betriebsunsicherheit und Kostspieligkeit nicht eingeführt hat.

Abb. 124 und 125 zeigen ausgeführte Anlagen mit Düsen, Abb. 126 eine andere ausgeführte Anlage mit Überfall seitlich und hinter den, freistehend



dem hohen Stauwerk vorgebauten, Turbinenschächten, Abb. 127 endlich eine Kombination von Überfall, nach Patent Koechlin (ausgeführt am Kraftwerk Kembs) in Verbindung mit einer als Vorschlag von Gelbert eingezeichneten „Freemandüse“ (die aber nicht ausgeführt wurde).

Theorie der Fallhöhenmehrer. Krey hat zum erstenmal<sup>1</sup> eine einwandfreie

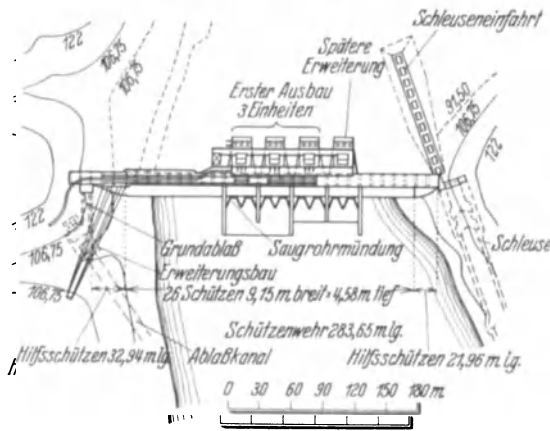


Abb. 126. Thurlow - Fallvermehrer (Überfall) beim Mitchell-Werk (Alab. USA.); 3 Einheiten, je 19000 kW. H = 21 m, erb. 1924. (Elektrotechn. Z. 1922.)

Ableitung für die Fallhöhenvermehrung  $Z$  gegeben, indem er die Wirkung des Gefällemehrer zutreffend nach dem auch sonst für ähnliche Fälle des Wasser auflaufens oder Wechselsprunges anzuwendenden Impulssatz berechnete.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 128 ergibt sich durch Anwendung des Impulssatzes auf den aus  $Q_{\ddot{u}}$  (Überwassermenge) und  $Q_a$  (Aufschlagwassermenge der Turbinen =  $Q_1 - Q_{\ddot{u}}$ !) einheitlich gemischt angenommenen Wasserkörper  $a b c d$  die Gleichung:

$$b \left( \frac{(T - Z)^2}{2} - \frac{T^2}{2} \right) = \frac{Q_{\ddot{u}}}{g} (v_{\ddot{u}} - v_u) + \frac{Q_a}{g} (v_l - v_u). \quad (141)$$

<sup>1</sup> Krey: Zbl. Bauverw. 1920 S. 472. Lit. 9,4.

Hieraus folgt mit Vernachlässigung von  $\frac{Z^2}{2T}$  und  $\frac{Q_a}{Q_{\ddot{u}}} v_t$  die hier durch den Zusatz eines Beiwertes  $m$  ergänzte Kreysche Näherungsformel:

$$Z = m \frac{v_u}{g} \left\{ v_u \left( 1 - \frac{Q_a}{Q_{\ddot{u}}} \right) - v_u \right\}. \quad (142)$$

Nach Gelberts Modellversuchen kann  $m = 0,88$  gesetzt werden.

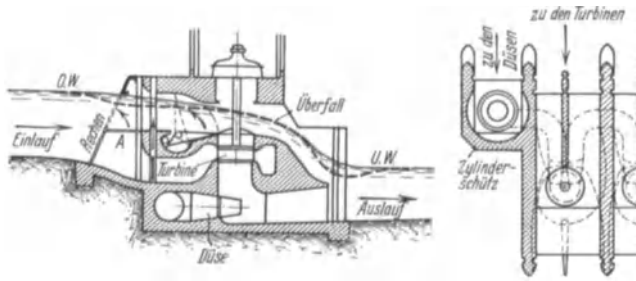


Abb. 127. Kraftwerk mit Überlauf zwischen Turbinen und Stromerzeugern (Patent Koechlin, Ausführung Kembs) mit nur eingezeichnete r Freemandüse, Vorschlag Gelbert (stark gestrichelt: vermutlicher Spiegelverlauf. (Verf.))

Die Strahlg eschwindigkeit des Überwassers ist:

$$v_{\ddot{u}} = \zeta \sqrt{2g} \sqrt{\frac{v_0^2}{2g} + H + Z}. \quad (143)$$

Hierin ist  $\zeta = 0,9$  bis  $0,95$  zu setzen, während  $Z$  durch Versuch zu bestimmen ist. Bei nicht zu kleinen Fallhöhen  $H$  ist aber genau genug:

$$v_{\ddot{u}} \approx \sqrt{2gH} \quad (144)$$

einzusetzen, so daß Gleichung (142) unmittelbar lösbar wird.

Die Turbinennutzleistung ist bei Fallhöhen  $H$  kleiner als Konstruktionsfallhöhe  $H_T$  nach S. 17.

1. Ohne Fallvermehrer:

$$N = e Q_a \cdot (1,5 H - 0,5 H_T). \quad (145)$$

2. Mit Fallvermehrer:

$$\left. \begin{aligned} N_Z &= e Q_a \cdot \\ &\left[ 1,5 (H + Z) - \frac{H_T}{2} \right]. \end{aligned} \right\} \quad (146)$$

Der Leistungsgewinn ist demnach:

$$N_Z - N = e Q_a \cdot 1,5 Z.$$

Er wird erkauft, durch die Leistung der Überwassermenge  $Q_{\ddot{u}}$ , deren Nutzleistung bei Ausnutzung in Turbinen wäre:

$$N_{\ddot{u}} = e Q_{\ddot{u}} (1,5 H - 0,5 H_T). \quad (147)$$

Somit ist als Wirkungsgrad des Fallhöhenmehrer s zu betrachten das Verhältnis:

$$\eta_Z = \frac{N_Z - N}{N_{\ddot{u}}} = \frac{Z}{H - \frac{H_T}{3}} \cdot \frac{Q_a}{Q_{\ddot{u}}}. \quad (148)$$

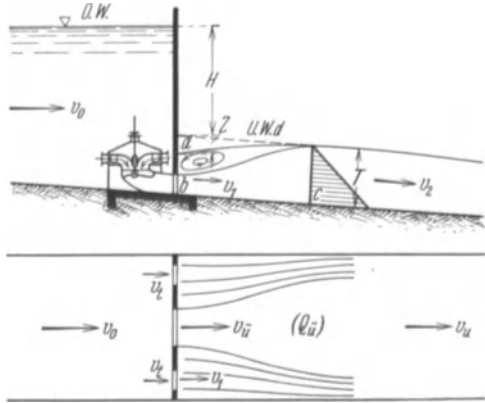


Abb. 128. Fallvermehrer. Hydraulisches Schema nach Krey. (Zbl. Bauverw. 1920.)

Abb. 129 zeigt für zwei Anlagen mit verschiedener Stauhöhe, auf Grund von Berechnungen nach Gleichung (145) und (146) den durch Fallvermehrere

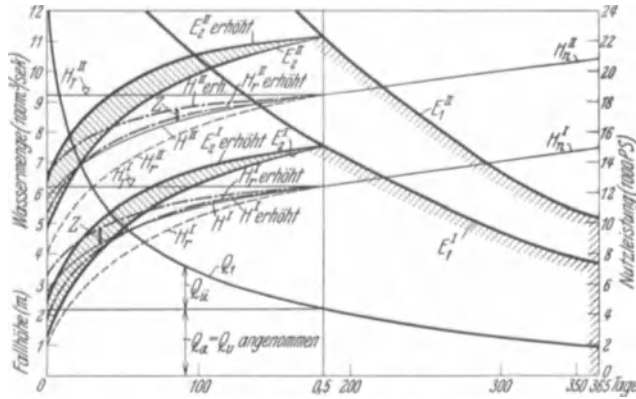


Abb. 129. Arbeitsgewinn durch Fallvermehrere, errechnet für zwei verschiedene Fallhöhen. (Verf.)

erzielbaren Arbeitsgewinn. Man sieht daraus u. a., daß bei im Verhältnis zur Unterwasserschwankung kleinen Fallhöhen, der Fallhöhenmehrer schließlich versagt, so daß er nur noch arbeitssparend nicht mehr leistungserhaltend wirkt, was wirtschaftlich besonders vorteilhaft wäre (vgl. S. 121).

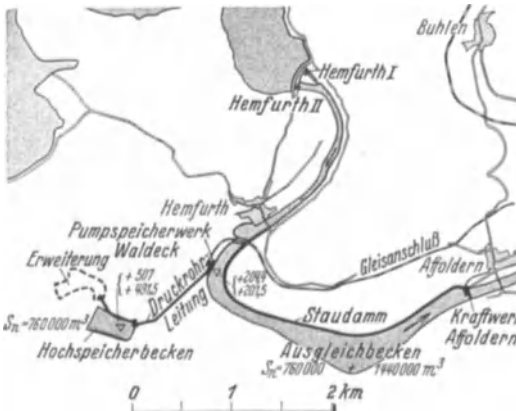


Abb. 130. Edertalsperre mit Ausgleichwerk Affoldern und Pumpspeicherwerk Waldeck. Übersichtskarte (Preußenelektra).

Da mit dem fortschreitenden Übergang zur Durchlaufspeicherung (S. 35) der Ausbaugrad unserer Flußstaukraftwerke immer höher (weit über gewöhnliche Wassermenge) steigen wird, wobei die Entwicklung der Propellerturbinen wesentlich unterstützend mitwirkt, so verengt sich der Überwasserzeitraum und damit die Nutzbarkeit der Fallvermehrung immer stärker. Immerhin verdient sie

in geeigneten Fällen in Vergleich gestellt zu werden, wobei die Untersuchungen nach Gleichung (140), (147), sowie Abb. 129 zu führen sind.

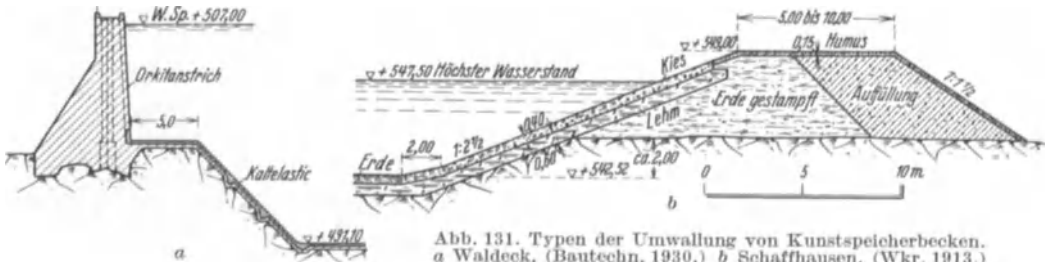


Abb. 131. Typen der Umwallung von Kunstspeicherbecken. a Waldeck. (Bautechn. 1930.) b Schaffhausen. (Wkr. 1913.)

#### 4. Die Speicheranlage.

a) Grundsätzliches über Bildung und Lage des Speicherraumes. Der Ausbildung des Beckens nach haben wir zu unterscheiden:



Vollkommen natürliche Becken (geschlossene Mulden, vorhandene Seen), die durch Absenkung, Aufstau oder durch beides zugleich als Speicher nutzbar gemacht werden,

natürliche Talbecken mit künstlichem Abschluß (Talsperren, vgl. Abb. 130),

vollkommen künstliche Becken, die durch Bodenaushub, allseitige Umwallung oder beide Maßnahmen zugleich geschaffen werden (vgl. Abb. 131 und 132).

Vollkommen künstliche Speicher sind wegen ihrer hohen Raumeinheitenkosten in der Regel nur als Tages-, äußerstenfalls Wochenspeicher wirtschaftlich tragbar.

Der Höhenlage nach kann, namentlich bei den künstlichen Speichern, noch unterschieden werden zwischen Tiefspeichern und Hochspeichern (vgl. Abb. 133 und 136).

Hinsichtlich der Anordnung des Speichers zum Kraftwerk unterscheiden wir Fernspeicher (vgl. S. 33), Speicher an der Fassung und Speicher am Kraftwerk (vgl. S. 34, Abb. 22).

Der wirtschaftliche Wirkungsgrad eines Speichers ist bedingt einerseits durch seine Kosten und andererseits durch seinen hydraulischen Wirkungsgrad, der um so höher ist, je geringer die Speicherschwankung, also bei vorgeschriebenem Nutzraum je größer die mittlere Speicheroberfläche ist (S. 17). Nach diesen Andeutungen ergeben sich in einzelnen Falle die Richtlinien für die Bestimmung des wirtschaftlichen Absenk- und Stauziels und der Speichergrundrißform.

Für den im Betrieb wirklich eintretenden Wirkungsgrad ist dann noch sehr wesentlich die richtige Zeiteinteilung der Speicherenleerung und -auffüllung (vgl. S. 40f.). Über den Wirkungsgrad bei Pumpspeichern s. S. 168f.

**b) Ausbildung künstlicher Sammelbecken.** Hochspeicherbecken lassen sich den natürlichen Geländetypen entsprechend einteilen (Abb. 134) in:

Becken auf Hochflächen,  
Becken auf Kuppen und  
Becken in Sätteln.

Tiefspeicherbecken kommen, wenn sie nicht durch Flußstauhaltungen zu ersetzen sind, in der Regel in die Talauen zu liegen. Sie sind hier teils durch

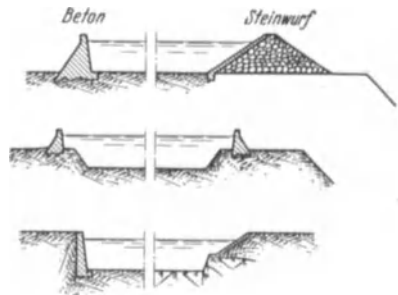


Abb. 132. Ausbildungsformen von Kunstspeicherbecken.

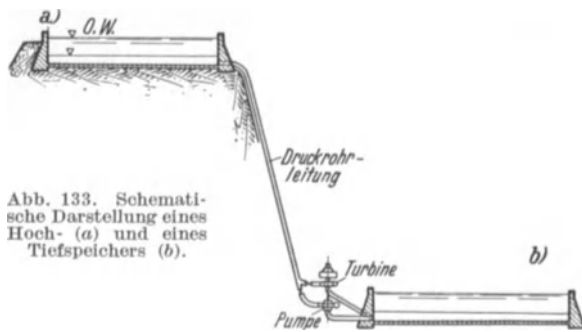


Abb. 133. Schematische Darstellung eines Hoch- (a) und eines Tiefspeichers (b).

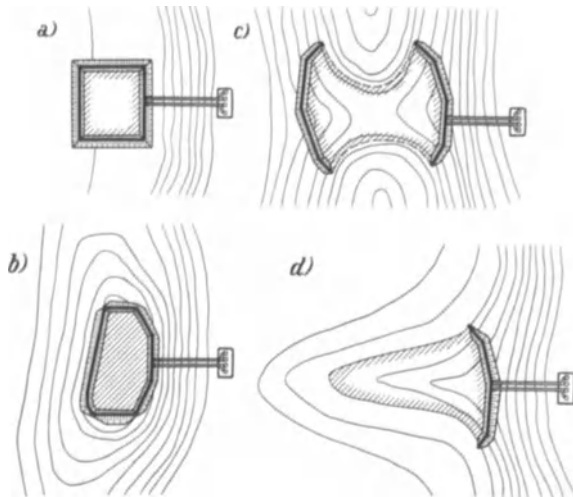


Abb. 134. Geländetypen von Hochspeichern (Verf.): a auf Hochfläche, b auf Kuppe, c im Sattel, d in Talmulde.

Auslauf, teils durch Umwallung zu bilden und außerhalb des Hochwasserabflußgebietes, womöglich auch außerhalb des Überschwemmungsgebietes, anzulegen (Beispiel: Niederwartha, Abb. 139).



Abb. 135. Pumpspeicherwerk Herdecke. Ansicht von der Ruhr aus. (J. M. Voith-Heidenheim.)

In allen Fällen hat der technische Entwurf die günstigste Aufteilung des Beckenraumes auf Einschnitt und Aufdämmung, zugleich mit der günstigsten Grundrißgröße, Speicherschwankung und Höhenlage des Speicherschwerpunktes festzustellen. Dabei ist bei feineren Untersuchungen zu beachten, daß Kosten und Ertrag nicht auf die Einheit des Speicherraumes,

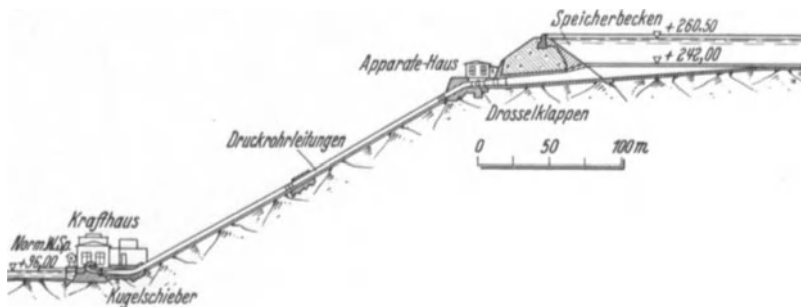


Abb. 136a. Pumpspeicherwerk Herdecke, Längenschnitt (J. M. Voith).

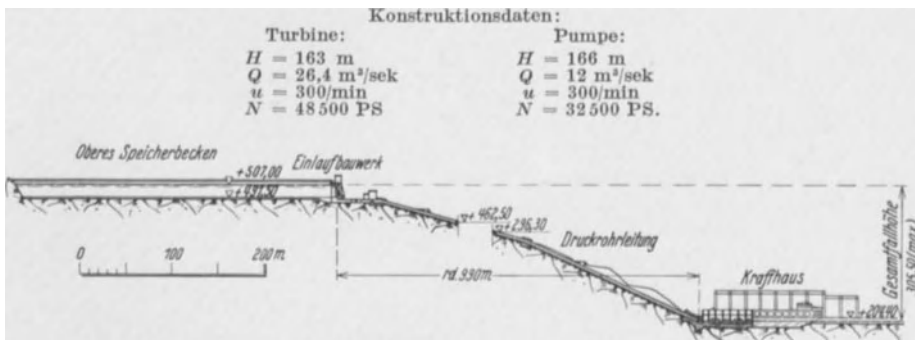


Abb. 136b. Pumpspeicherwerk Waldeck, Längenschnitt. (Bautechn. 1930.)

Konstruktionsdaten:	
Turbine:	Pumpe:
$H = 296 \text{ m}$	$H = 300 \text{ m}$
$Q = 12,5 \text{ m}^3/\text{sek}$	$Q = 6,0 \text{ m}^3/\text{sek}$
$u = 500/\text{min}$	$u = 500/\text{min}$
$N = 40\,500 \text{ PS}$	$N = 36\,000 \text{ PS.}$

sondern auf die des Speicherarbeitsvermögens (vgl. S. 7) zu beziehen sind. (Über die Fragen der Wasserdichtigkeit von Beckensohle und -abschlüssen und die konstruktive Ausgestaltung der letzteren s. Bd. III/9, Stauwerke.)

c) Grundsätzliches über Pumpspeicher. Die geringwertige Überschußenergie von Laufwasserkraft- und selbst von Wärmekraftwerken wird, neuerdings zunehmend, durch hydraulische Speicherung „veredelt“. Elektrisch angetriebene

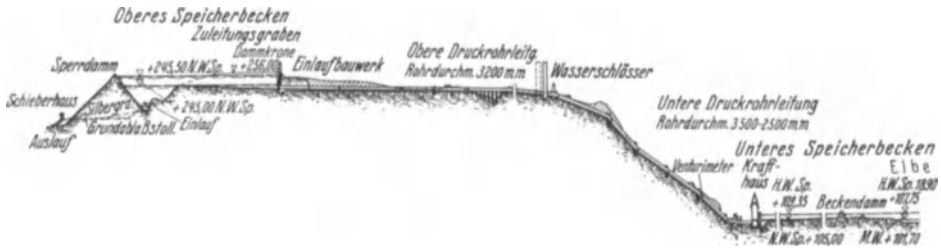


Abb. 136c. Pumpspeicherwerk, Niederwartha, Längenschnitt. (Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1930.)

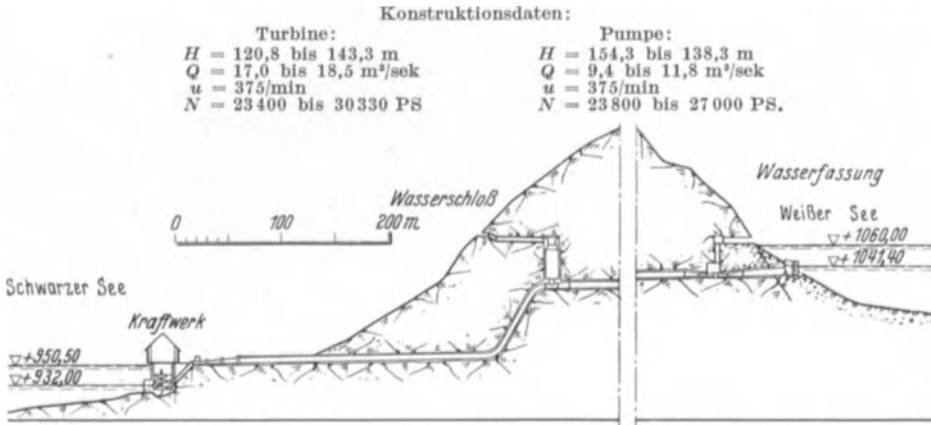


Abb. 136d. Pumpspeicherwerk Schwarzer und Weißer See, Längenschnitt. (Escher Wyss Mitt. 1932.)

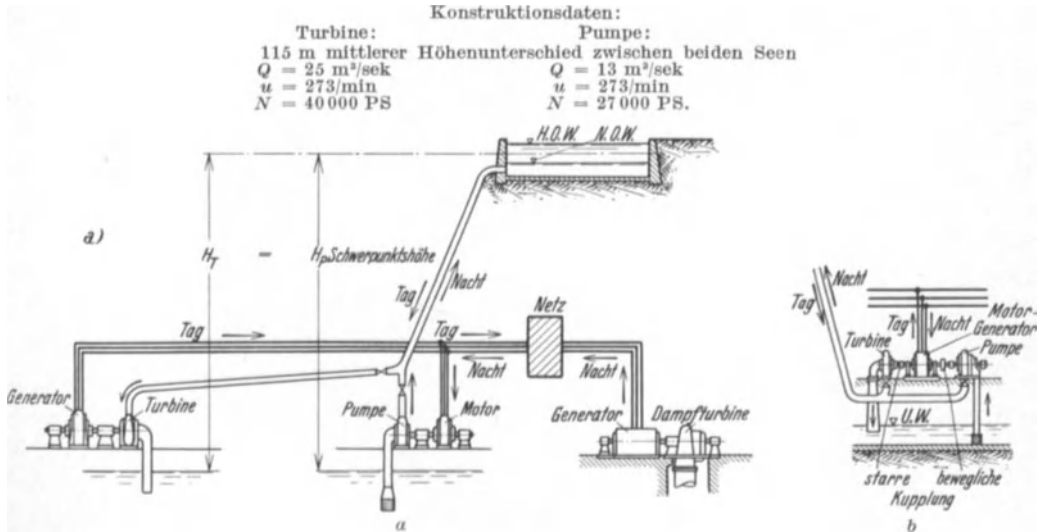


Abb. 137. Schema eines Pumpspeicherwerks. a Turbinen- und Pumpennetz getrennt (ungewöhnlich), b Turbine und Pumpe auf gemeinsamer Welle mit Motorgenerator.

Pumpen fördern (Abb. 137) dabei den Wasserinhalt eines Tiefbeckens in ein Hochbecken, in den Zeiten gesteigerten Bedarfs werden mit dem hochgepumpten Wasser Turbinen und Stromerzeuger angetrieben und die Zuschußenergie in das Netz abgeben. Elektromotor und Stromerzeuger sind in der Regel eins

(s. S. 390). Dabei kann der Pumpspeicher weit entfernt von dem Überschußstrom liefernden Werk angelegt werden, also z. B. im Verbrauchsschwerpunkt eines Netzbezirkes<sup>1</sup>, sofern die örtlichen Verhältnisse dafür günstig sind. In seltenen Fällen findet man auch die Speicherpumpen unmittelbar von den Turbinen eines Laufwasserkraftwerkes angetrieben.

Wasserkraftwirtschaftlich können Pumpspeicher sowohl als Klein- wie als Großspeicher (S. 28) eingesetzt werden. Als Großspeicher kommen aber in der Regel nicht Kunstbecken, sondern nur Talsperren oder Seen in Frage. Da

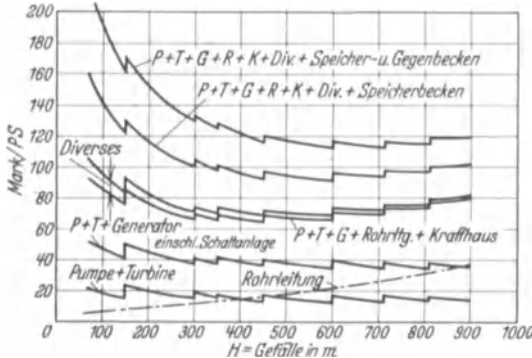


Abb. 138. Kostenkurven für Pumpspeicheranlagen nach Dr. L e i l. (Dtsch. Wasserwirtsch. 1930.)

mit diesen in der Regel von Hause aus der Ausbau einer Naturwasserkraft verbunden sein wird, beschränken sich die Zusatzkosten der Einrichtung von Pumpspeicherung auf die Ergänzung der maschinellen Anlage, selten auf die sonst sehr belastende Rohrleitung und den Speicher. Infolgedessen ist die Eingliederung einer Speicherpumpenanlage in eine natürliche Speicherwasserkraft besonders wirtschaftlich. Beispiele: Schwarzenbach, Schluchsee, Wäggital.

Der Wirkungsgrad eines Pumpspeichers ist wegen der zahlreichen Verlustquellen der vielgliedrigen Anlage vergleichsweise gering. Immerhin ist es neuerdings gelungen, durch Verbesserung namentlich der Pumpen (S. 393) ihn



Abb. 139. Pumpspeicherwerk Niederwartha, Lageplan. (Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1930.)

gegenüber den in den ersten derartigen Anlagen (Ruppoldingen und Schaffhausen, vgl. Wkr. 1913) erzielten Wirkungsgraden erheblich zu steigern.

Im allgemeinsten Falle hat man von der Energiezuleitung ( $E_1$ ) bis wieder zur Energieabgabe ( $E_2$ ) (beides z. B. in 100 kV) zu rechnen (Abb. 140):

$$\eta_{PS_p} = \overbrace{(\eta_{U1} \cdot \eta_M \cdot \eta_P \cdot \eta_{R1})}^{\eta_1} \cdot \overbrace{(\eta_{R2} \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_{U2})}^{\eta_2} \tag{149}$$

Für Maschinengrößen von 10 000 kW aufwärts gelten etwa folgende Werte der Einzelwirkungsgrade:

1. Für Vollbelastung (nach Maas: Escher Wyss Mitt. 1930):

$$\eta_{PS_p} = \underbrace{(0,98 \cdot 0,96 \cdot 0,86 \cdot 0,99)}_{0,801} \cdot \underbrace{(0,97 \cdot 0,89 \cdot 0,965 \cdot 0,98)}_{0,84} = 0,65 \text{ bis } 0,66$$

<sup>1</sup> Gollwig: Elektrotechn. u. Maschinenb. 1906.

2. Im praktischen Betriebsdurchschnitt etwa (Ludin nach Betriebsberichten):

$$(\eta_{PS_p}) = \frac{(0,97 \cdot 0,94 \cdot 0,79 \cdot 0,99)}{0,71} \frac{(0,98 \cdot 0,84 \cdot 0,94 \cdot 0,97)}{0,75} = 0,54 \text{ bis } 0,53$$

und noch etwas weniger.

Hiernach betragen die Energieverluste (Abb. 140) im praktischen Betriebsdurchschnitt mindestens etwa 46%. Sie werden allerdings bei Speicherung von Wärmekraft in der Regel annähernd aufgewogen durch den Gewinn an Betriebswirkungsgrad infolge des durch die Speicherung ermöglichten „Strichfahrens“ (Konstantbelastung) der Wärmekraftwerke.

Ein unmittelbarer wirtschaftlicher Vorteil von Pumpspeicherwerken ist daher in erster Linie nicht in den Betriebsführungskosten, sondern in den Kapitalkosten zu erhoffen. Unter günstigen örtlichen und betriebstechnischen Verhältnissen

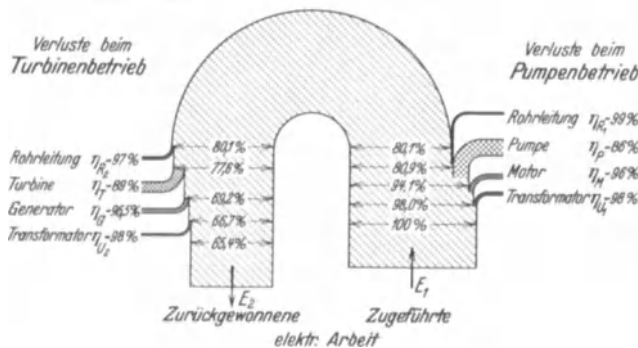


Abb. 140. Verlust- und Wirkungsgrade eines Pumpspeicherwerks. (Escher Wyss Mitt. 1930.)

(hoher, steiler Berg, geeignete Beckenstellen, vorhandenes ausgebautes Naturbecken, kurzdauernde hohe Belastungsspitzen) erstellt sich die Einheit der Werksvolleistung in Pumpspeicherwerken nämlich nicht selten billiger als in Wärmekraftwerken (275 bis 350 M/kW), für welche letztere außerdem mit einer etwa 1,5mal so hohen Jahresziffer ( $j$ , S. 106) zu rechnen ist wie für Pumpspeicherwerke.

Auf je breitere Spitzenteile des Belastungsbildes aber (Abb. 87) das hydraulische Speicherwerk angesetzt wird, um so größer fällt der auf die Einheit der Vollenleistung entfallende Anteil an erforderlichem Speicherraum und die erforderliche Abfallenergie zum Pumpenbetrieb aus. Daher ergibt sich in der Regel eine bestimmte Ausbaugröße als billigste und eine in der Nähe liegende als betriebswirtschaftlich günstigste.

Weitere betriebstechnische Vorzüge der Pumpspeicherwerke, die selbst über manche neuerdings vorgekommene Übertreibungen der Anlage hinwegtrösten können, sind schnelle Betriebsbereitschaft (S. 396), geringer Anspruch an Bedienungsmannschaft, oft günstige Möglichkeit der Bereitstellung einer vielstündigen Speicherreserve — letzteres im Vergleich mit Dampf (Ruths-) Speichern wichtig!

Scharfe wirtschaftliche Prüfung und sorgfältige Durchgestaltung des Entwurfs auf höchste Wirtschaftlichkeit sind aber gerade bei Pumpspeicherwerken immer angebracht.

## Triebwasserleitungen.

### 10. Kapitel: Allgemeines über Triebwasserleitungen.

#### 1. Aufgabe, Anordnung und Ausbildung der Triebwasserleitungen.

##### a) Aufgabe der Triebwasserleitung.

Aufgabe der Triebwasserleitung ist die möglichst verlustlose und störungsfreie Beförderung des Triebwassers von der Fassung zu einem Speicher oder unmittelbar zum Kraftwerk und vom Kraftwerk weiter zum nächsten oder zu einem natürlichen Gewässer.

Nebenaufgaben von Triebwasserleitungen können sein: Beförderung von Schiffen und Floßholz, Fortleitung von Nutz- und Abwasser jeder Art im Interesse der Siedelung, Landwirtschaft, des Gewerbes.

##### b) Wirkungsgrad.

Damit die Hauptaufgabe, die Triebwasserbeförderung, mit möglichst hohem energiewirtschaftlichem Wirkungsgrad erfüllt werde, müssen die Energieverluste, also die sie bedingenden Verluste an Wassermenge und Fallhöhe in wirtschaftlichen Grenzen gehalten werden (vgl. S. 5).

Dabei gilt allgemein, daß die Bedeutung von Wasserverlusten mit der Nutzfalldhöhe, diejenige von Fallhöhenverlusten mit der Nutzwassermenge zunimmt. Solange Energieverluste im einzelnen nicht mehr als  $\frac{1}{10}$  v. Tsd. der verfügbaren Rohenergie betragen, kann man sie im allgemeinen vernachlässigen.

Wasserverluste können eintreten durch: Verdunstung, Überlaufen, Lecken und Versickerung.

Die Wasserverluste durch Verdunstung werden nur unter ganz ungewöhnlich ungünstigen Verhältnissen, sehr langer, seichter Kanal, heißes, trockenes Klima, geringe Fließgeschwindigkeit, merkliche Beträge erreichen und selten besondere Maßnahmen in Konstruktion und Linienführung der Werkwasserleitung rechtfertigen.

Beispiel:

- $L$  = Länge,
- $B$  = mittlere Spiegelbreite,
- $h$  = Verdunstungshöhe vom Kanalspiegel in Jahresdurchschnitt,
- $F = B \cdot T_m$  = wasserbenetzter Querschnitt,
- $T_m$  = mittlere Wassertiefe,
- $v_m = \frac{Q_m}{F}$  = mittlere Fließgeschwindigkeit,
- $Q_m$  = durchschnittliche Nutzwassermenge.

Anteiliger Verdunstungsverlust ist:

$$e = \frac{h B L}{31\,560\,000 \cdot B \cdot T_m \cdot v_m} = \frac{h L}{31\,560\,000 T_m v_m}$$

z. B.:

$$\begin{aligned} h &= 1,2 \text{ m/Jr,} \\ L &= 20\,000 \text{ m,} \\ T_m &= 6,0 \text{ m,} \\ v_m &= 1,2 \text{ m/sek,} \\ e &= \frac{1,2 \cdot 20\,000}{31\,560\,000 \cdot 6,0 \cdot 1,2} = 0,01\%. \end{aligned}$$

Wasserverluste durch Überlaufen lassen sich durch zweckmäßige Ausbildung der Gerinne und eine auf Einhaltung der Stauziele bedachte Betriebsführung (Nb.: einschließlich derjenigen des Oberliegders!) vermeiden oder hinreichend einschränken.

Wasserverluste durch Lecken lassen sich durch sorgfältige Ausbildung der Auslaßschützen u. dgl., Wasserverluste durch Versickerung durch wasserdichte Ausbildung der Gerinnewandungen gänzlich vermeiden oder doch auf ein wirtschaftlich erträgliches Maß herabdrücken (vgl. Kapitel „Kanäle“, S. 229). Zu den Leckwasserverlusten sind auch die gelegentlich vorkommenden böswilligen Wasserentziehungen durch Anzapfung (z. B. durch Wässerungsinteressenten zu zählen).

**Fallhöhenverluste** entstehen in der Werkwasserleitung:

1. durch hydraulische Ursachen (Überwindung der Reibung an den Gerinnewandungen beim Fließen, Stoß und Wirbelbildung, bei Änderungen der

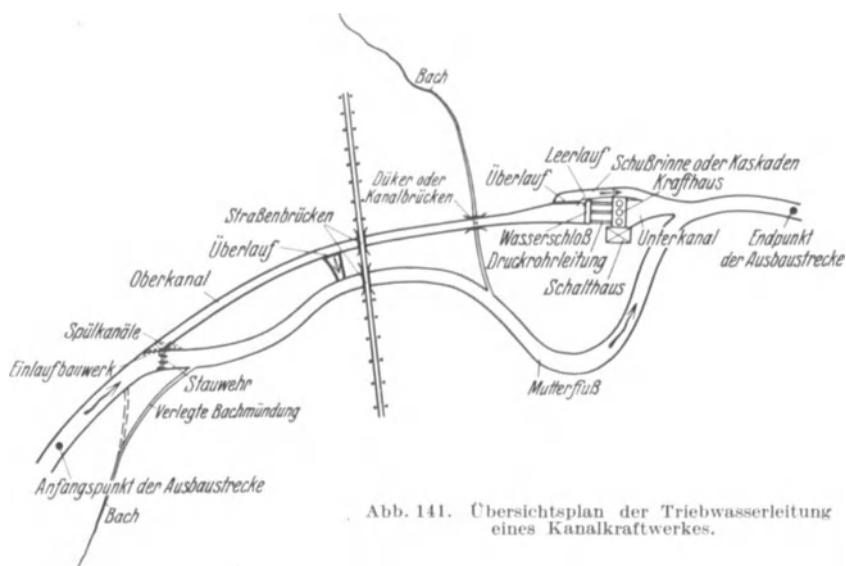


Abb. 141. Übersichtsplan der Triebwasserleitung eines Kanalkraftwerkes.

Größe oder Richtung der Geschwindigkeit an Einläufen, Kläranlagen, Wehren, Brücken usw.);

2. durch wasserwirtschaftliche Ursachen (Speicherung u. a. vgl. S. 17).

Die hydraulischen Energieverluste haben im allgemeinen die größere Bedeutung und müssen im Entwurf besonders sorgfältig berücksichtigt werden, weil sie unvermeidlich überall und jederzeit auftreten. Im folgenden werden dafür die Richtlinien, die wichtigsten Formeln und Beiwerte angegeben, daneben ist auf die Lehrbücher der Hydraulik und Bd. III, 3, „Flußbau“ zu verweisen.

### c) *Betriebssicherheit.*

(Schutz- und Nebenanlagen.)

Die Einrichtungen zur Sicherung eines störungsfreien Betriebes (Abb. 141) beginnen gleich bei der Wasserfassung, das ist der Bauwerksgruppe, welche die planmäßigen Wassermengen aus dem Mutterfluß jederzeit zu entnehmen gestattet. Durch besondere Vorkehrungen und Teilbauwerke wie Schwelle, Tauchwand, Rechen, Spülkanäle und -schleusen, Klärbecken usw. werden störende und schädliche Beimengungen — Schwerstoffe (Geschiebe und Sinkstoffe) sowie Schwimmstoffe (Treibzeug, Treibeis usw.) — im gewünschten Ausmaße ferngehalten (s. Kapitel 11).

Verschlüsse und Auslässe. Die Triebwasserleitung muß in der Regel mindestens am oberen und unteren Ende abschließbar sein, damit sie zu Besichtigungszwecken, zur Ausführung von Wiederherstellungsarbeiten usw. entleert und im Betrieb übermäßiger Hochwasserandrang ferngehalten werden kann. Am Krafthaus oder sonst einer geeigneten Stelle (Bachkreuzung) ist deshalb ein Leerlauf vorzusehen. Nach Bedarf ordnet man zwei Verschlüsse hintereinander an, den Not- und den Betriebsverschluß. Bei außerordentlich langen Leitungen kann die Anwendung von Sicherheitstoren in Kanälen, Sicherheitsschiebern in Stollen, in Frage kommen.

Entlastungsanlagen. Am Wasserschloß ist immer in geeigneter Weise eine Entlastung vorzusehen. Diese besteht bei Freispiegelleitungen meist in einem Überlauf mit anschließender Schußrinne, Kaskadentreppe oder Schußrohr, bei Druckstollen in einem Überlauf aus dem oberen Teil des Wasserschlosses. Bei langen Leitungen können noch Entlastungsanlagen inmitten der Leitung zweckmäßig sein (Abb. 97, Innwerk).

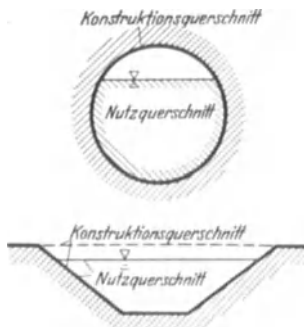


Abb. 142. Nutz- und Konstruktionsquerschnitt.

Beobachtungs- und Meßeinrichtungen. Entweder in der Triebwasserleitung oder unmittelbar am Turbinenein- oder -auslauf sind schon im Entwurf Einrichtungen zur Wassermessung zu treffen. Die verschiedenen Meßmethoden sind in Tabelle 7 zusammengetragen.

Kreuzungen mit anderen Wasserläufen und Verkehrswegen. Wenn die Triebwasserleitung seitlich des Mutterflusses geführt wird, so ist die Kreuzung von Nebentälern und -schluchten häufig nicht zu vermeiden. Man führt dann den Kanal oder den aus dem Berg tretenden Stollen in einer Rohr- oder Kanalbrücke in gleicher Höhe wie die Ab- und Zuleitung über das Tal hinweg

oder man unterfährt den Nebenfluß mit einem Rohr- bzw. Stollendüker oder endlich man geht in einer nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten bestimmten mittleren Höhe über das Tal hinweg. Auch Verkehrswege kreuzt die Triebwasserleitung mittels Über- oder Unterführung (vgl. Kap. „Gerinne“).

Ausführlicher werden die Maßnahmen zur Sicherung eines störungsfreien Betriebes bei den einzelnen Bauwerken in den betreffenden Kapiteln behandelt.

#### d) Ausbildung der Triebwasserleitungen.

Triebwasserleitungen können der allgemeinen Gestaltung nach sein:  
1. offen, 2. geschlossen.

Daneben kann man der konstruktiven Natur nach unterscheiden:

1. Natürliche Gerinne: Kanäle oder Stollen in Erde und Fels.
2. Künstliche Gerinne: Eigenfeste Schalen oder Röhren aus den verschiedensten Baustoffen.

In hydraulischer Beziehung endlich hat man zu unterscheiden zwischen:

1. Freispiegelleitungen,
2. Druckleitungen (und Heberleitungen).

Der benetzte Querschnitt ist bei Freispiegelleitungen kleiner als der Konstruktionsquerschnitt; bei Druckleitungen entfällt dieser Unterschied (Abb. 142).

In den nachfolgenden Kapiteln wird folgende, den praktischen Anwendungen entsprechende Einteilung durchgeführt:

1. Kanäle in Erde und Fels,
2. Kunstgerinne,
3. Stollen,
4. Rohrleitungen.



## 2. Elementare Hydraulik der Triebwasserleitungen.

### a) Höhenverluste bei Änderungen der Größe und Richtung der Geschwindigkeit.

I. Eintrittsverluste. Zu allererst erfordert der Einzug des Wassers in die Triebwasserleitung eine Beschleunigung von der „Zulaufgeschwindigkeit“  $v_0$  vor dem Einlauf auf die Fließgeschwindigkeit  $v$  hinter dem Einlauf. Dies bedingt einen Verlust an Spiegelhöhe (Druckhöhe) vom ideellen Betrage:

$$h = \frac{v^2 - v_0^2}{2g}. \quad (150)$$

(Nb.: Mittlere Geschwindigkeit  $v = \frac{Q}{F}$ , reine Rechnungsgröße!)

(Unter  $v_0$  ist bei schräger Zulaufrichtung des Wassers die senkrecht zur Ebene des Einlaufquerschnittes gerichtete Komponente der mittleren Zulaufgeschwindigkeit des Wassers zu verstehen.)

Dieser Höhenverlust ist nicht notwendig mit Energieverlust verbunden, da ideell (bei einschnürungs- und verlustfreiem Eintritt) dem Verlust an potentieller Energie ein gleichwertiger Zuwachs an kinetischer gegenübersteht (Satz von Bernoulli, Energielinie, Abb. 12).

In Wirklichkeit wird der Höhenverlust größer als der ideelle, weil durch die Wandreibung im Einlaß Energie verbraucht wird und weil je nach der Form des Einlaßmundes Einschnürung des Wasserquerschnittes eintritt, wodurch die zu erzeugende Eintrittsgeschwindigkeit über das Maß der dahinter erforderlichen Fließgeschwindigkeit erhöht und durch die dabei auftretenden Unstetigkeiten an der Vorder- und Rückseite des Einlasses weitere Energie verzehrt wird.

Der Grad und Umfang der angedeuteten Störungen des Einlaufvorganges hängt von der Form des Einlaßmundes und des Anschlusses an die Werkwasserleitung ab. Man trägt beiden Einflüssen (Einschnürung und Störungen) durch Zusatz des Beiwertes  $(1 + \zeta)$  zum ideellen Druckhöhenverlust  $\frac{v^2 - v_0^2}{2g}$  Rechnung.

Der gesamte Druckhöhenverlust ist daher wirklich:

$$(1 + \zeta) \frac{v^2 - v_0^2}{2g}, \quad (151)$$

hiervon ist  $\zeta \frac{v^2 - v_0^2}{2g}$  unwiederbringlicher Verlust, auch an Energie. Ob die Geschwindigkeitshöhe  $\frac{v^2 - v_0^2}{2g}$  gleichfalls für Energieerzeugung verloren ist oder (ganz oder teilweise) nutzbar wird, hängt von dem Anschluß der Turbinen an die Werkwasserleitung ab. Bei unmittelbarem Anschluß einer Spiral- oder Freistrahlturbine an eine Druckrohrleitung z. B. darf die dem  $\frac{v^2}{2g}$  entsprechende kinetische Energie voll in Rechnung gestellt werden. Oder sie kann auch durch eine sehr allmähliche Erweiterung der Werkwasserleitung vor der Station in statische Druckhöhe zurückgeführt werden (also stromab ansteigende Spiegel- oder Drucklinie!)<sup>1</sup>. Meist muß jedoch auf solche Nutzbarmachung der Geschwindigkeitshöhe verzichtet werden, z. B. weil aus anderen wichtigen Gründen ein Speicherbecken oder ein Wasserschloß zwischen Werkwasserleitung und Turbine eingeschaltet und zugleich aus wirtschaftlichen Gründen auf eine genügend lange allmähliche Überführung des Werkkanalquerschnittes auf „unendlich“ (d. h. praktisch einen fünf- bis zehnmal größeren Querschnitt) verzichtet werden muß. Die kinetische Energie wird in solchen Fällen durch die auftretenden Wirbel „verzehrt“ (vgl. jedoch S. 345, Verteilungsbecken Chippawa!).

Der gesamte Eintrittsenergieverlust liegt also stets zwischen:

$$\zeta \frac{v^2 - v_0^2}{2g} \quad \text{und} \quad (1 + \zeta) \frac{v^2 - v_0^2}{2g}. \quad (152)$$

<sup>1</sup> J. Büchi: Beobachtungen über Geschwindigkeitshöhen bei Profiländerungen in Kanälen. Schweiz. Bauztg. 21. Aug. 1920.

Der Beiwert  $\zeta$  beträgt je nach der Form des Einlaufbauwerkes oder -mundstückes bei:

- a) rechtwinkligen Freispiegelkanaleinläufen mit erhöhter Schwelle und leicht abgerundeten Kanten und Zwischenpfeilerköpfen 0,3,
- b) Rohr- oder Stollenmund mit unerheblicher Kantenabrundung 0,25,
- c) Desgleichen mit scharfen Kanten 0,50,
- d) Desgleichen, wenn das Rohrende in die Wassermasse frei vorsteht (eine auch bei Kanaleinläufen gelegentlich vorkommende, äußerst ungünstige Bauweise!) 0,56 bis 1,30,

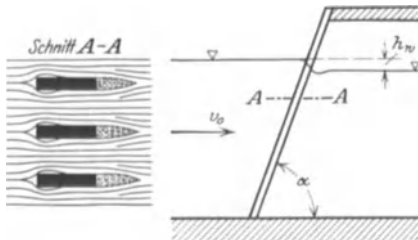


Abb. 143. Schematische Darstellung des Rechenverlustes.

- e) Rohr- und Stollenmund mit stark trompetenförmiger Mundlochausbildung (Abb. 188 u. 195) 0,06 bis 0,10.

II. Durchtrittsverluste. An Einbauten der Werkwasserleitung, wie Brücken, Abschlußbauwerken, Rechen; sie sind dem Eintrittsverlust wesensgleich und daher ebenfalls nach Gleichung (150) und (151) zu berechnen.

Für die Durchtrittsverluste an Rechen (vgl. S. 194, 455) hat u. a. zuletzt Kirschmer - München, Versuche durchgeführt und folgende Formel angegeben (Abb. 143):

$$h_w = \beta \cdot \sin \alpha \cdot \left(\frac{d}{a}\right) \frac{4}{3} \cdot \frac{v_0^2}{2g}, \quad (153)$$

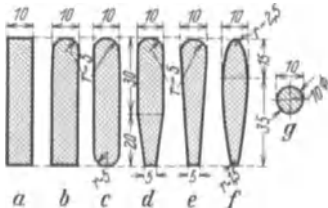


Abb. 144. Untersuchte Querschnitte von Rechenstäben (Kirschmer).

- $h_w$  = Höhenverlust am Rechen in m,
- $\beta$  = Formbeiwert (s. unten),
- $\alpha$  = Neigungswinkel der Rechenstäbe,
- $d$  = Stabdicke in m,
- $a$  = lichter Stababstand in m,
- $v_0$  = Fließgeschwindigkeit vor dem Rechen in m/sek,
- $g$  = Fallbeschleunigung in m/sek<sup>2</sup>.

Beiwerte  $\beta$  (vgl. Abb. 144):

Stabform a	$\beta = 2,42$	Stabform e	$\beta = 0,92$
b	1,83	f	0,76
c	1,67	g	1,79
d	1,03		

Über die etwas älteren Versuche von Fellenius-Stockholm vgl. Nordische Wasserkräfte, von Ryon (Wasserkräfte, S. 1236). Formel (153) gilt für einen reinen, unverlegten Rechen. Je nach der im Betrieb zu erwartenden Verlegung durch Schwemmsel ist ein Zuschlag zu den mit Formel (153) berechneten Werten einzusetzen. Außerdem gilt Formel (153) nur für einen im Grundriß senkrecht zur Wasseranlaufichtung gestellten Rechen. Bei schräger Anlaufichtung ( $v_0$ ) ergeben sich wesentlich höhere Verluste, weshalb man schon schaufelartig gebogene oder wenigstens geknickte Stabquerschnitte verwandt (Eglisau), oder die Stäbe im Grundriß schräg zur Rechenflucht, parallel zum Anlauf —  $v_0$ , angeordnet hat. Weiteres über Rechen s. S. 455f.

III. Krümmungsverluste. Als Krümmungsverlust bezeichnen wir den Überschuß des in einer Wasserleitungsstrecke auftretenden gesamten Energiehöhenverlustes über den in einer ganz gleichartigen aber vollkommen geradlinigen Leitung gleicher Achslänge und Wasserführung auftretenden. Die Tatsache, daß die in einer Krümmung entstehende Verstärkung der Turbulenz sich auch noch in einer anschließenden geraden Strecke verluststeigernd auswirken kann, darf in der praktischen Anwendung meist vernachlässigt werden.

Auf die Längeneinheit einer gekrümmten Leitung bezogen, ist der zusätzliche Krümmungsverlust um so größer, je kleiner der auf die Querschnittsabmessungen (mittlere Kanalbreite oder Rohrlichtweite) bezogene Krümmungshalbmesser der Achse ist.

Für Freispiegelgerinne von breiter Rechtecksform (Breite  $b$ , Tiefe  $t$ , Achshalbmesser  $R$ ) berechnet sich nach Boussinesque der gesamte Gefällverlust, unter Zugrundelegung der Chézyschen Gleichung  $v = k\sqrt{tJ}$  für die gerade Strecke, aus:

$$J_{\text{Kr Ges}} = \frac{v^2}{k^2} \frac{1}{t} \left( 1 + \frac{3}{4} \sqrt{\frac{b}{R}} \right). \quad (154)$$

Hiernach ist der zusätzliche Krümmungsverlust in Einheiten des Fließfallverlustes der geraden Strecke:

$$\frac{J_{\text{Kr}}}{J_{\text{Ger}}} = \frac{3}{4} \sqrt{\frac{b}{R}}. \quad (155)$$

Für Rohrkrümmer benutzt man in Deutschland bisher meist die Weisbachsche Zahlenreihe für den Gesamtdruckverlust  $H_{\text{Kr}}^{\text{Ges}}$  in 90°-Krümmern vom Achshalbmesser  $R$  und der Lichtweite  $d$ , entsprechend der Formel:

$$H_{\text{Kr}}^{\text{Ges}} = \left[ 0,131 + 1,847 \left( \frac{d}{2R} \right)^{7/2} \right] \frac{v^2}{2g}. \quad (156)$$

Auf Grund neuerer amerikanischer Versuche<sup>1</sup> hat Fuller<sup>2</sup> für den zusätzlichen Verlust in 90°-Krümmern die Formel

$$H_{\text{Kr}} = K v^{2,25} \quad (157)$$

angegeben. In dieser ist der Beiwert  $K$  noch von  $R$  abhängig.

Auf Grund von Versuchen des hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München<sup>3</sup> ergibt sich der Beiwert  $\zeta$  der zusätzlichen Krümmungsverluste  $\zeta \frac{v^2}{2g}$  aus der Darstellung der Abb. 145.

Theorie und Versuchswesen des Krümmungsverlustes sind noch sehr entwicklungsbedürftig. Zum Glück für die Praxis ist es meist unschwer möglich, die Triebwasserleitungen überwiegend in geraden oder so flach gekrümmten Linien anzulegen, daß die zusätzlichen Fallverluste überhaupt vernachlässigt werden dürfen. Am meisten Bedeutung haben sie bei den Turbinenleitungen der Hochdruckwerke, wo im unteren Teil hohe Geschwindigkeiten (bis zu  $6 \frac{\text{m}}{\text{sek}}$ ) und schärfere Krümmungen nötig sein können.

In neueren Untersuchungen stellten zuerst Nippert, dann Spalding fest, daß bei Krümmern mit gleichem Ein- und Austrittsquerschnitt und nicht allzu scharfer Umlenkung ein gewisser Zuschlag zum Kanalquerschnitt im Krümmerscheitel eine Verminderung der Krümmerverluste bewirkt. Versuche an sich verengenden und sich erweiternden Krümmern (also Düsen und Diffusoren) zeigten, daß bei gleichem Umlenkungswinkel die Krümmerverluste im Diffusor erheblich größer sind als in der Düse.

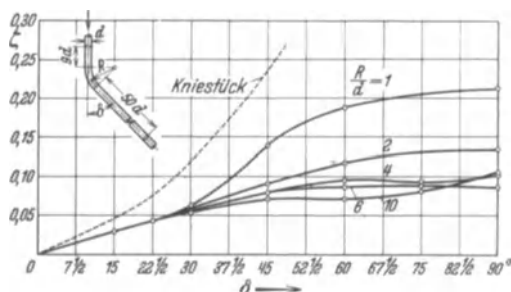


Abb. 145. Beiwert  $\zeta$  der zusätzlichen Krümmerverluste bei verschiedenem  $\frac{R}{d}$ , abhängig vom Ablenkungswinkel  $\delta$ . (Mitt. hydraul. Institut München 1932.)

<sup>1</sup> Trans. Amer. Soc. civ. Engr. 1889 S. 365 und 1902 S. 183.

<sup>2</sup> Fuller: J. New. Engl. W. Works Ass. Dez. 1913.

<sup>3</sup> Mitt. hydraul. Institut der Techn. Hochschule München 1932.

b) Fallhöhenverluste durch Wandreibung. Bei zeitlicher Unveränderlichkeit von Wassermenge  $Q$  m<sup>3</sup>/sek und mittlerer Geschwindigkeit

$$v = \frac{Q}{F} \text{ m/sek} \tag{158}$$

ist die Spiegel- (Druck-) Linie gerade, der Energielinie parallel und der Sinus ihres Neigungswinkels gegen den Horizont das „Gefälle“

$$\sin \alpha = J = \frac{H_w}{l}. \tag{159}$$

Hierin bezeichnet  $H_w$  die Fallhöhe der Energie- und Spiegellinie (Drucklinie) in m auf die Strecke  $l$  in m.

Das Gefälle  $J$  ist (bei der praktisch in Werkwasserleitungen allein vorkommenden turbulenten Strömung) verhältnismäßig dem Quadrat der mittleren Strömungsgeschwindigkeit

$$J = a v^2. \tag{160}$$

Der (nicht unveränderliche) Beiwert  $a$  bestimmt sich nach der Rauigkeit der Gerinnewandung und dem Profilradius

$$P = \frac{F}{U} \text{ (m.)} \tag{161}$$

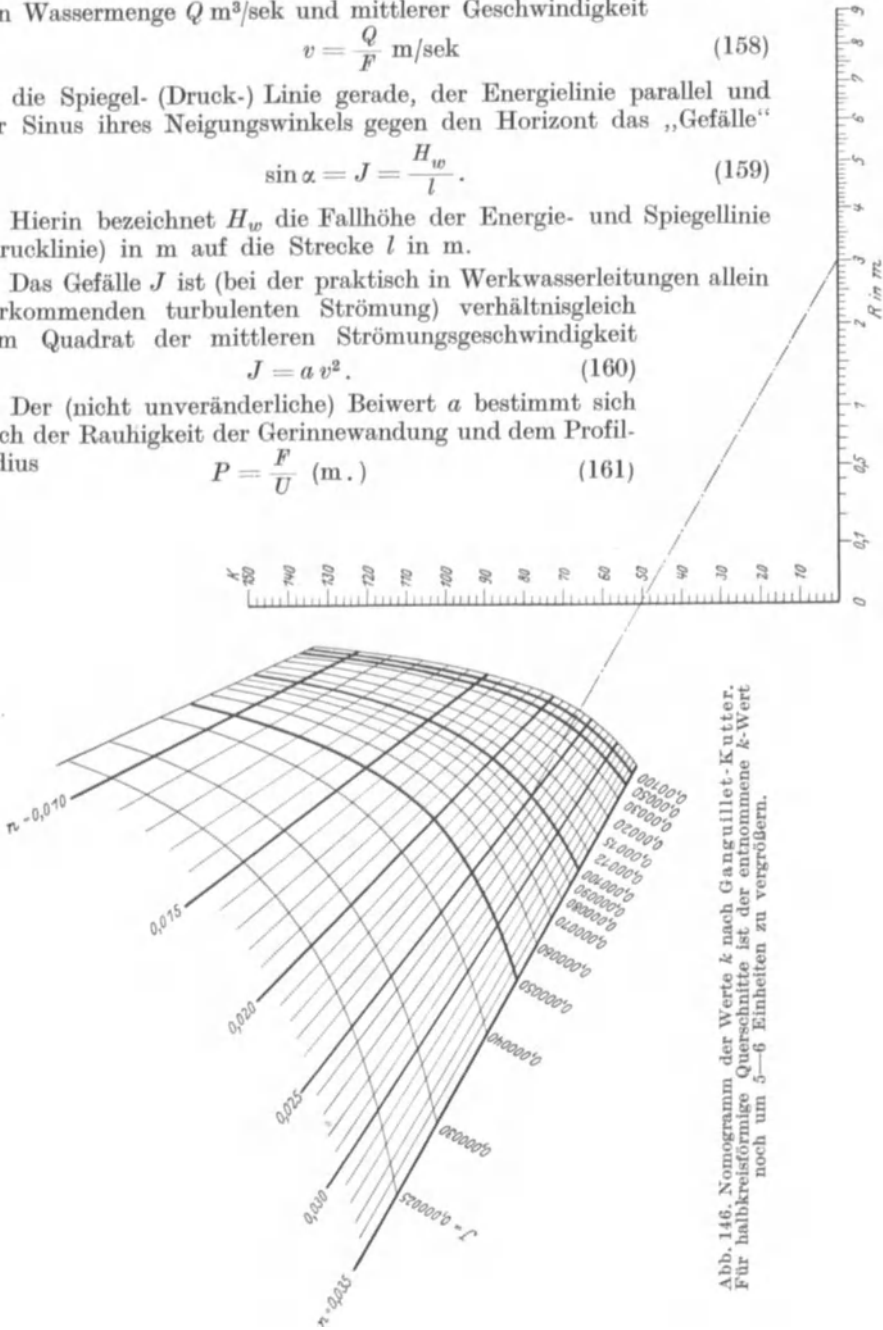


Abb. 146. Nomogramm der Werte  $k$  nach Ganguillet-Kutter. Für halbkreisförmige Querschnitte ist der entnommene  $k$ -Wert noch um 5—6 Einheiten zu vergrößern.

Von den zahlreich für  $a$  aufgestellten Formeln die bequemsten und empfehlenswertesten sind die von Chézy und Gauckler.

$$\left. \begin{aligned} \text{Chézy: } a &= \frac{1}{k^2 \cdot P}; \\ \text{oder: } v &= k P^{\frac{1}{2}} J^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \right\} \tag{162}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Gauckler: } a &= \frac{1}{k^2 P^{1,33}}; \\ \text{oder: } v &= k P^{\frac{2}{3}} J^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \right\} \quad (163)$$

Beide Formeln geben in Verbindung mit den nachstehenden Ausdrücken für *k* gute Ergebnisse für regelmäßig ausgebildete Gerinne jeder Art (Freispiegel- und Druckleitungen)<sup>1</sup>:

a) Nach Ganguillet-Kutter ist (für trapez- und rechteckförmige Querschnitte):

$$k = \frac{\frac{1}{n} + 23 + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{P}}} \quad (165)$$

Für voll- und halbkreisförmige Querschnitte ist *k* um 5 bis 6 Einheiten größer als vorstehende Gleichung ergibt! Der Beiwert *k* kann aus der Kurventafel (Abb. 146) entnommen werden, nachdem der „Rauhigkeitsbeiwert“ *n* dem Baustoff und der Bauart des Gerinnes entsprechend geschätzt ist. Hierfür bietet untenstehende Zusammenstellung von Erfahrungszahlen gute Anhaltspunkte.

b) Der Wert *k* in Gleichung (163) und (164) ist nach Forchheimer<sup>2</sup>

$$\text{einfach} = \frac{1}{n} \text{ zu setzen.} \quad (166)$$

Tabelle 4. Rauhigkeitszahlen *n* (Ganguillet – Kutter) =  $\frac{1}{k}$  (Strickler).

Alter	Baustoff der Gerinnewandung	Quelle	Gerinneart <i>G</i> = off. <i>G.</i> <i>R</i> = Rohr oder Stollen <i>K</i> = Kanal	Profiltradius m	Werte 1000 · <i>n</i>
neu	<b>Asbestzement</b> (Eternit, sehr glatt).	3	<i>R</i>	0,01—0,08	7,0—8,0
sehr versch.	<b>Holz</b> gehobelt, Dauben sorgfältig gefugt, längsgelegt . . . . .	1	<i>R</i>	0,02—0,12	9—12
„	gehobelt, Dauben sorgfältig gefugt, längsgelegt . . . . .	1	<i>R</i>	0,12—1,0	10,5—13,5
„	gehobelt, Dauben sorgfältig gefugt, längsgelegt . . . . .	4	<i>G</i>	< 0,6	10—12
„	gehobelt, Bohlen mit Querleisten, längsgelegt . . . . .	4	<i>G</i>	< 0,6	12
„	desgl. mit 50% sanften Kurven . .	1	<i>G</i>	< 0,6	13
„	„ mit viel scharfen Kurven . .	1	<i>G</i>	< 0,6	14
„	„ mit gehobelten Bohlen, quer- gelegt . . . . .	4	<i>G</i>	< 0,6	15
„	oder Längsbohlen ungehobelt . .	1			
„	<b>Eisenblech</b> glatt . . . . .	4	<i>G</i> = Halb- <i>R</i>	0,1—0,4	11—12
„	Stoßverbindungen vorstehend . .	4	„	0,1—0,4	15—17,4
„	Wellblech (quergewellt) . . . . .	4	„	0,1—0,4	22,5
„	Schlichte Innenfläche (überlappt geschweißte <i>R.</i> mit Spezialver- bindungen . . . . .	2	<i>R</i>	0,03—0,55	7,5—10
„	Genietete <i>R.</i> mit Längs- und Quer- nietreihen (vgl. weiter unten!)	2	<i>R</i>	0,05—1,05	9—17

<sup>1</sup> Für vollaufende Rohrleitungen noch genauer ist nach neueren Untersuchungen (von Scobey, Scimemi, Ludin) die Formel:

$$v = k P^{0,65} J^{0,54} \quad (164)$$

<sup>2</sup> Forchheimer: Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben großer Abmessungen, S. 49. Berlin: Julius Springer 1923.

Tabelle 4 (Fortsetzung).

Alter	Baustoff der Gerinnewandung	Quelle	Gerinneart <i>G</i> = off. G. <i>R</i> = Rohr oder Stollen <i>K</i> = Kanal	Profilradius m	Werte 1000 · <i>n</i>	
	<b>Beton und Mauerwerk</b>					
	Beton glatt oder mit Zementputz abgeglichen . . . . .	4	<i>G</i>	0,15—0,45	12	
	Beton, schalungsrauh . . . . .	4	<i>G</i>	> 0,30	16	
	Glattputz auf gut profiliertem Beton	3	<i>G R</i>	> 0,5	10,5—13	
	Rauher Putz, Bruchsteinmauerwerk	5	<i>G R</i>	> 0,5	17	
	Böschungspflaster . . . . .	5		> 0,5	22	
	Ziegelmauerwerk gefugt, Quader bearbeitet . . . . .	—	<i>G R</i>	> 0,5	13—14	
	<b>Erdkanäle</b>					
	Ungewöhnlich eben und regelmäßig in feinem Schlamm, sanfte Linienführung . . . . .	4 1	}	<i>K</i>	0,25—0,6	16—17
	Harter angeschwemmter Letten oder feiner Kies mit Schlammausfüllung, regelmäßiges Profil . . .	4				
	Grober Kies mit einzelnen kleinen Steinen . . . . .	4	<i>K</i>	0,25—0,6	24	
	Kies mit etwas Pflanzenwuchs, etwas vernachlässigt . . . . .	1	<i>K</i>	0,25—0,6	25	
	Harter Letten, viel kleine Wurzeln vorstehend . . . . .	4	<i>K</i>	0,25—0,6	27—28	
	oder Profil mit Steinsatz aus Wacken . . . . .	1	<i>K</i>	0,25—0,6	27—28	
	Kanäle mit viel Wasserpflanzen, unregelmäßiges Bett . . . . .	1	<i>K</i>	0,25—0,6	30	
	Feinkies mit grobem Geröll von über 10 bis 15 cm . . . . .	4	<i>K</i>		32	
	Bäche, Flüsse bei ruhender Geschiebebewegung . . . . .	4			25—30	
	Gebirgsflüsse mit grobem Geröll .	3			30—35	
	Roher Felsausbruch (je nach Felsart) Desgleichen durch Nacharbeit abgeglichen . . . . .	3			39—47	
		3			35	

## Quellen zu Tabelle 4.

Quellen: 1. Scobey: Un. St. Dept. Agric. Bull. 1915 S. 194 und 1926 S. 376. — 2. Scobey: Un. St. Dept. Agric. Techn. Bull. 1930 S. 150. — 3. Ludin: Eigene Versuche und Erhebungen (unveröffentlicht). — 4. Frictional Resist. in Artif. Waterways. Bull. Jan. 1914 S. 194; Agric. Exper. Station Col. Agr. College Fort Collins Col. — 5. Weyrauch-Strobel: Hydraulisches Rechnen. Stuttgart 1930.

Nach Scobeys Untersuchungen ist für eiserne Rohrleitungen das Verhältnis der *k*-Werte [Gleichung (164)] folgendes:

1. Vollkommene schlichte Innenwandung (Schweißrohre mit spez. Verbindung) als Vergleichsgrundlage gesetzt . . . . . 1,00
2. Schweißrohre mit Quernähten . . . . . 0,97
3. Genietet mit Längs- und Quernähten:
  - a) Blechst. unter 5 mm . . . . . 0,92
  - b) „ 5 bis 12 mm . . . . . 0,85
  - c) „ über 12 mm und 6 bis 12 mm, wenn Niehtnähte mit Laschen verdeckt 0,82
  - d) „ über 12 mm mit verlaschten Nähten . . . . . 0,78

Die starke Streuung der *n*-Werte mahnt zur Vorsicht in der Anwendung. Sie hat ihre Ursache neben dem unvollkommenen Bau der Formel Gleichung (162), und (165) auf Grund deren die Tafelwerte berechnet sind, in den nie genau erfaßbaren Unterschieden der Bauweisen und den Betriebseinflüssen (Wassertemperatur, Verschlammung und Inkrustation durch Altern).

Für eiserne Rohre kann der Einfluß des Alterns um 25 (50) Jahre (Korrosion und Inkrustation) genügend durch Verkleinerung des  $k$ -Wertes, und zwar je nach Aktivität des Wassers um 10 bis 15 (20 bis 30)% berücksichtigt werden<sup>1</sup>. Tut man dies, so darf man die niedrigeren bis mittleren  $n$ -Werte der Tabelle 4 verwenden. Andererseits ist zu beachten, daß Holzgerinne und -röhren durch das Altern oft glätter (schleimig) werden.

c) **Zusammenfassende Behandlung der Fallhöhenverluste.** Trägt man für jede Stelle der Leitung vom „Energieausgangshorizont“ die Fallhöhenverluste  $H_w$  ab, so erhält man die „Energiefinie“ (vgl. S. 15 und Abb. 12). Trägt man weiter von dieser Energiefinie die Geschwindigkeitshöhe  $H_k = \frac{v^2}{2g}$  ab, so ergibt sich bei Freispiegelleitungen der „Wasserspiegel“, bei Druckleitungen die „Drucklinie“.

Es empfiehlt sich vor Eintritt in hydraulische Berechnungen einen schematisch skizzierten Übersichtslängenschnitt der ganzen Kraftanlage zu zeichnen und alle Rechnungsergebnisse fortlaufend darin einzutragen.

Für eine beliebige Wassermenge  $Q < Q_v$  ist die Summe aller in einer Werkwasserleitung vorkommenden Fallhöhenverluste nach Gleichung (151, 162):

$$\Sigma H_w = (1 + \zeta) \frac{v^2 - v_0^2}{2g} + \Sigma \zeta \cdot \frac{v_n^2 - v_{n-1}^2}{2g} + \Sigma \zeta_{Kr} v^2 + \Sigma \frac{v^2 \cdot l}{k^2 \cdot P}. \quad (167)$$

Eintritt                      Durch-                      Krüm-                      Wand-  
   tritte                      mungen                      reibung

Nach der Raumgleichung ( $Q = v \cdot F$ ) lassen sich alle  $v$ ,  $v_0$ ,  $v_n$  usw. durch die zugehörigen Werte

$$\frac{Q}{F}, \frac{Q}{F_0}, \frac{Q}{F_n}$$

ausdrücken, damit entsteht:

$$\Sigma H_w = \left\{ (1 + \zeta) \frac{1}{F^2} - \frac{1}{F_0^2} + \Sigma \zeta_n \frac{1}{F_n^2} - \frac{1}{F_{n-1}^2} + \Sigma \zeta_{Kr} \frac{1}{F^2} + \Sigma \frac{1 \cdot l}{k^2 \cdot F^2 \cdot P} \right\} \cdot Q^2. \quad (168)$$

Für eine nur aus volllaufenden Druckleitungen bestehende Werkwasserleitung sind die benetzten Querschnitte ( $F_n$ ) unabhängig von der Wassermenge und damit der Lage der Drucklinie. Für solche Leitungen ist daher obiger Klammerausdruck  $\{\}$  ein nur von der Anordnung und Bemessung der gesamten Werkwasserleitung abhängiger „Festwert“ (oder eine Baukonstante)  $k_L$ .

Gleichung (168) läßt sich dann einfacher schreiben:

$$\Sigma H_w = k_L \cdot Q^2. \quad (169)$$

Der entsprechende Verlust an Nutzleistung ist:

$$L_v = e \cdot Q \cdot \Sigma H_w = (e \cdot k_L) Q^3. \quad (170)$$

Will man für eine längere Betriebsperiode  $T$  mit zeitlich wechselnden Nutzwassermengen  $Q$  den gesamten in der Werkwasserleitung entstandenen Energieverlust kennen, so hat man die Arbeitssumme zu bilden:

$$E_v = e k_L \sum_0^T Q^3 \cdot \Delta T. \quad (171)$$

Durch Einführung der Vollwassermenge  $Q_v$  und der auf sie bezogenen Wassergroße  $\bar{Q}$  (vgl. S. 99) entsteht mit  $Q = \bar{Q} \cdot Q_v$

$$E_v = e k_L Q_v^3 \sum_0^T \bar{Q}^3 \Delta T. \quad (172)$$

Hierin ist für  $T = „1“$  Jahr  $\sum_0^T \bar{Q}^3 \cdot \Delta T$  die kubisch gemittelte auf  $Q_v$  bezogene Betriebswassermenge, wenn  $\sum_0^T \Delta T = T = 1$ .

<sup>1</sup> Scobey (S. 178, Quelle 2 zu Tabelle 4) gibt eine Formel und Tabellen, denen obige Zahlen entnommen sind.

Diese Gleichung ist u. a. wertvoll für die Berechnung der wirtschaftlichen Abmessungen von Werkwasserleitungen (vgl. S. 195) und die genauere Aufstellung von Energiehaushaltsplänen.  $\sum \bar{Q}^3 \cdot \Delta T$  wird am einfachsten durch Aufzeichnung der Nutzwassergrößen  $\bar{Q}$  und ihrer dritten Potenzen durch Ausplanimetrierung der letzten Kurven gefunden.

**d) Stau und Senkung.** Bei „strömender“ Wasserbewegung (Wassertiefe größer als Grenztiefe) verursachen Einengungen des Wasserlaufes stromauf: Spiegelhebung (Stau); Erweiterungen: Spiegelsenkung. Einengungen können gegeben sein durch ein Stauwerk, seitliche Ufervorbauten, Verbauungen des Flußquerschnittes mit Baugrubenfangedämmen u. a. m. „Erweiterungen“ entstehen durch Profilregulierung (Verbreiterung, Vertiefung) oder („virtuelle Erweiterung“) durch Verminderung der Wandreibung.

Betrachtet man eine Teilstrecke  $\Delta l$  eines gestauten (Abb. 147) oder eines abgesenkten (Abb. 148) Wasserlaufes und bezeichnet man die Wasserspiegelhöhe auf dieser Teilstrecke mit  $\Delta h$ , den Energiehöhenverlust mit  $\Delta h_v$ , die

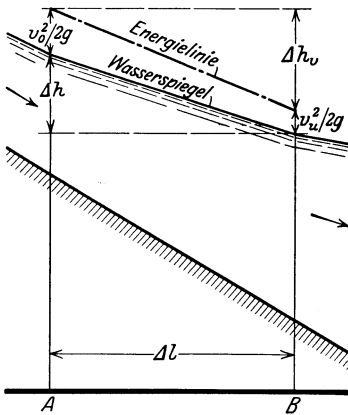


Abb. 147. Staukurve.

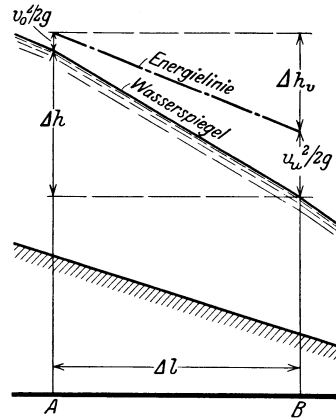


Abb. 148. Senkungskurve.

mittlere Fließgeschwindigkeit am oberen Ende mit  $v_0 \left( = \frac{Q}{F_0} \right)$  am unteren Ende mit  $v_u \left( = \frac{Q}{F_u} \right)$ , so verlangt die Energiebilanz:

$$\Delta h + \frac{v_0^2}{2g} = \frac{v_u^2}{2g} + \Delta h_v. \quad (173)$$

Zur Berechnung des Energiehöhenverlustes  $\Delta h_v$  bedient man sich einer der streng genommen nur für gleichförmiges Strömen gültigen Gleichungen [z. B. Gleichung (162): „ $v = k \sqrt{P \cdot J}$ “] und setzt dabei die Geschwindigkeit  $v$  näherungsweise als Mittelwert ( $v_m$ ) des Abschnittes ein, indem man einen jeweils mittleren Wasserquerschnitt  $F_m$ , zugehörigen Profilradius  $P_m$  und Beiwert  $k_m$  ermittelt.

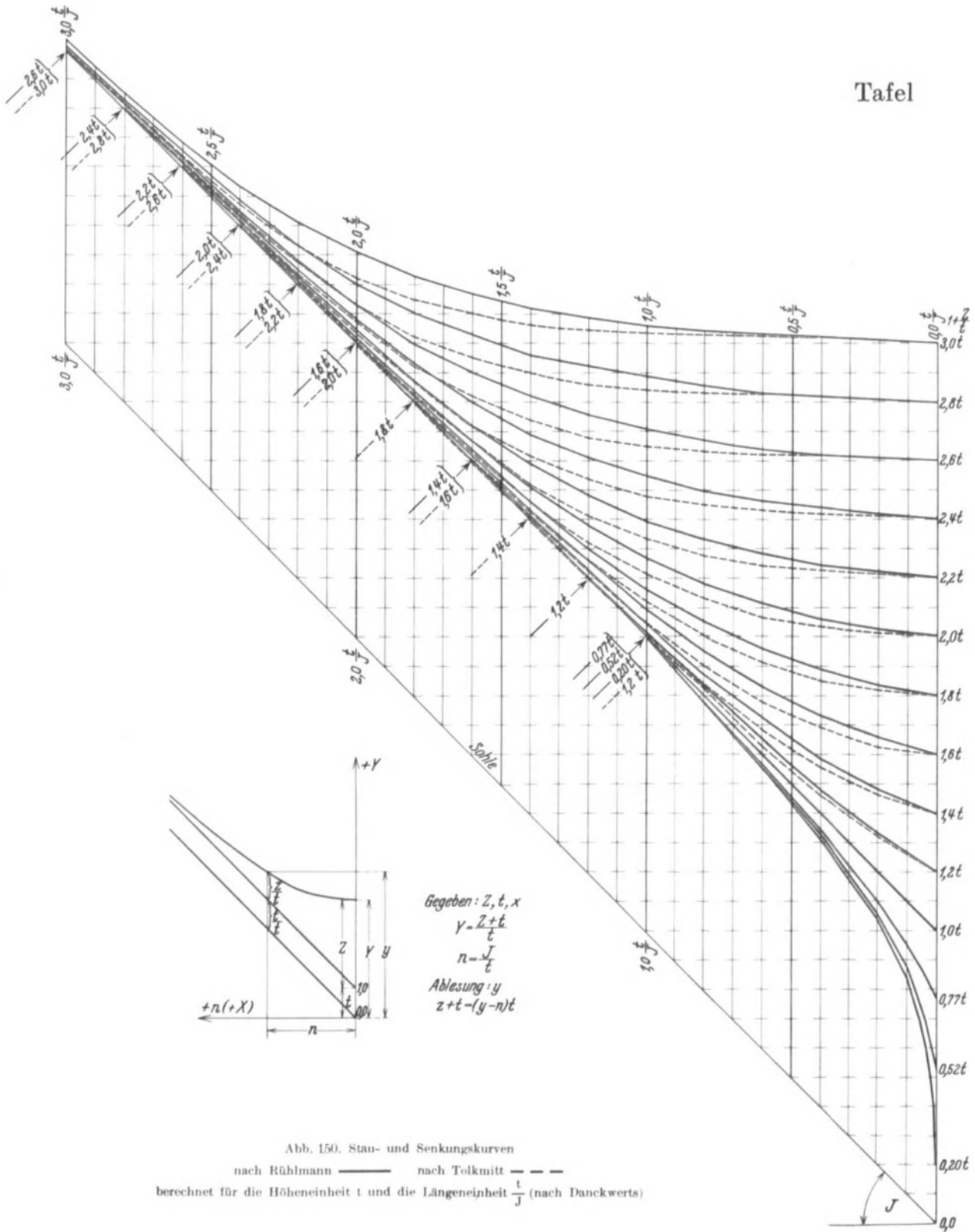
Man erhält dann auf Grund von Gleichung (162):

$$\Delta h_v = \frac{v_m^2}{k_m^2 \cdot P_m} \cdot \Delta l. \quad (174)$$

Drückt man noch alle  $v$ -Werte durch die  $Q$ - und  $F$ -Werte aus (allgemein  $v = \frac{Q}{F}$ ), so erhält man aus Gleichung (173) die allgemeine Gleichung der Stau- und Senkungskurve:

$$\frac{\Delta h}{Q^2} = \frac{1}{2g} \left( \frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2} \right) + \frac{\Delta l}{F_m^2 k_m^2 P_m}. \quad (175)$$





Hiernach kann man schrittweise stromaufwärts die Stau- oder Senkungskurve berechnen<sup>1</sup>. Ob man dabei das „Verzögerungsglied“  $\left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2}\right)$  ganz oder teilweise vernachlässigen soll, hängt davon ab, ob die Querschnittsübergänge mehr oder minder unstetig sind. Bei nicht allzu unstetigen Übergängen kann auch in natürlichen Gewässern ein gewisser Rückgewinn (bestenfalls bis zu 60%) der Geschwindigkeitshöhe  $\frac{v_0^2 - v_u^2}{y}$  erwartet werden<sup>2</sup>. Man erhält daher bei Vernachlässigung des Verzögerungsgliedes die stromaufwärtige Stauwirkung zu groß.

Für Gerinne mit zylindrischen oder prismatischen Wandungen läßt sich Gleichung (175) integrieren. Tolkmitt<sup>3</sup> hat dies unter Vernachlässigung des Verzögerungsgliedes für Parabelquerschnitte, Rühlmann<sup>4</sup> für Rechteckquerschnitte durchgeführt.

I. Stauberechnung nach Rühlmann und Tolkmitt (vgl. Abb. 149). Bezeichnet  $t$  die „natürliche“ unbeeinflusste Wassertiefe in Gerinnemitte bei einer bestimmten Beharrungswassermenge  $Q$ ,  $J$  das Sohlengefälle =  $\sin \alpha = \approx \text{tg } \alpha$ ,  $Z$  den Aufstau am Wehr über den unbeeinflussten Wasserspiegel und  $z$  den Aufstau an einer beliebigen Stelle im Abstand  $x$  vom Wehr, so gilt nach Rühlmann für Gerinne mit verhältnismäßig breitem Rechteckquerschnitt:

$$\frac{x}{t/J} = f\left(\frac{Z}{t}\right) - f\left(\frac{z}{t}\right). \quad (176)$$

Hierin bedeutet  $f(\dots)$  eine Funktion von  $Z$  (bzw.  $z$ ), für deren Werte Rühlmann der Einfachheit der Anwendung halber eine ausgerechnete Tafel gegeben hat.

Ähnlich hat Tolkmitt für einen symmetrischen Parabelquerschnitt mit senkrechter Achse entwickelt:

$$\frac{x}{t/J} = g\left(1 + \frac{Z}{t}\right) - g\left(1 + \frac{z}{t}\right). \quad (177)$$

Für die Funktion

$$g(\dots) = 1 + \frac{z}{t} - \frac{1}{4} \ln\left(1 + \frac{2t}{z}\right) - \frac{1}{2} \text{arctg}\left(1 + \frac{z}{t}\right) + \frac{\pi}{4}$$

hat er gleichfalls eine Zahlentafel gegeben. Danckwerts<sup>5</sup> hat nach beiden in jedem Lehr- oder Taschenbuch für Hydraulik zu findenden Zahlentafeln ein Schaubild entworfen, das durch seine Anschaulichkeit für die Anwendung große Vorteile bietet (Abb. 150). Dem Aufbau der Gleichungen (176) und (177) entsprechend wird in diesem Schaubild nicht mit den wahren Werten  $J$ ,  $x$ ,  $z$ ,  $Z$ ,  $t$ , sondern mit den Verhältniszahlen  $\frac{x}{t/J}$  als Abszissen und  $\frac{z}{t}$ ,  $\frac{Z}{t}$  als Ordinaten gearbeitet.

Praktische Vergleiche haben gezeigt, daß die Berechnung nach Rühlmann der Wirklichkeit näher zu kommen pflegt.

Die Anwendung der Formeln und Kurven läßt sich am besten an einem Beispiel erläutern:

<sup>1</sup> Anschauliche allgemeinste Behandlung durch Braun: Bestimmung der Spiegelformen bei offenen Gerinnen. Bauing. 1927 Heft 35.

<sup>2</sup> Vgl. Büchi: Beobachtungen über Geschwindigkeitshöhen bei Profiländerungen in Kanälen. Schweiz. Bauztg. 21. Aug. 1920.

<sup>3</sup> Tolkmitt: Grundlagen der Wasserbaukunst, 2. Aufl., S. 119. Berlin 1907.

<sup>4</sup> Rühlmann: Hydromechanik, 2. Aufl. Hannover 1880.

<sup>5</sup> Danckwerts: Z. Arch. u. Ing.-Wes. Hannover 1903, S. 258.

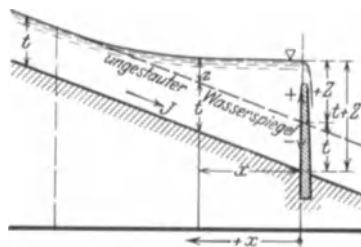


Abb. 149. Schaubild: Stauberechnung nach Rühlmann und Tolkmitt.

Gegeben sei ein Gerinne mit Trapezprofil: Sohlenbreite 4,00 m, Böschungen 1 : 1,5. Die Wassertiefe sei für ungestauten (gleichförmigen) Abfluß der gegebenen Wasserführung  $Q$  berechnet = 2,50 m. Das Sohlengefälle sei  $J = 0,0004$ . An einem bestimmten Punkt des Gerinnes (z. B. am Werkseinlaß) werde der Wasserspiegel um  $Z = 0,75$  m angestaut.

Frage: In welcher Entfernung  $x$  vom Stationseinlaß beträgt der Aufstau  $z = 0,25$  m? Um z. B. nach Tolkmitt zu rechnen, bestimmen wir zunächst die „Ersatzparabel“ derart, daß sie gleiche Spiegelbreite  $B$  und gleichen Querschnitt  $F$  mit dem wirklichen Trapezquerschnitt hat (im ungestauten Zustand). Für unser Trapez ist:

$$B = 4,0 + 2 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 11,50 \text{ m}$$

$$F = 2,5 (4,0 + 1,5 \cdot 2,5) = 19,38 \text{ m}^2.$$

$$\text{Parabelquerschnittstiefe } t = \frac{3}{2} \cdot \frac{19,38}{11,50} = 2,54 \text{ m.}$$

Setzt man die gegebenen Werte in Gleichung (177) ein, so entsteht:

$$\frac{x}{2,54} = g \left( 1 + \frac{0,75}{2,54} \right) - g \left( 1 + \frac{0,25}{2,54} \right) = g(1,295) - g(1,098).$$

$$0,0004$$

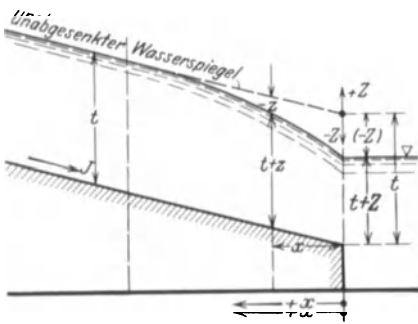


Abb. 151. Schaubild: Senkungsberechnung nach Tolkmitt.

Zur numerischen Weiterbehandlung nehme man die bekannten Tabellen von Rühlmann und Tolkmitt vor und verfähre wie folgt:

Man sucht in der Spalte für  $\left( 1 + \frac{Z}{t} \right)$  den Wert 1,295 und findet nach Einschaltung in der Spalte für  $g \left( 1 + \frac{Z}{t} \right)$  den Wert 1,111.

Ebenso sucht man in der Spalte für  $\left( 1 + \frac{z}{t} \right)$  den Wert 1,098 und findet für  $g \left( 1 + \frac{z}{t} \right)$  den Wert 0,705. Mit Einsatz dieser Werte ergibt sich:

$$x = \frac{25\,400}{4} \cdot (1,111 - 0,705) = 2580 \text{ m.}$$

Die graphische Lösung auf Grund der Abb. 150 folgt sinngemäß demselben Weg. Man berechnet die bezogenen Werte:

$$\frac{Z}{t} = \frac{0,75}{2,54} = 0,295; \quad \frac{t}{J} = \frac{2,54 \cdot 10\,000}{4} = 6350; \quad \frac{z}{t} = \frac{0,25}{2,54} = 0,098.$$

Mit letzterem Wert im Zirkel (Ordinatenmaßstab!) sucht man denjenigen Flußort, wo die bezogene Stauhöhe der Staukurve für  $\frac{Z}{t} = 0,30$  gleich der Zirkelöffnung ist. Man findet die bezogene Abszisse dieses Flußortes = 0,41 und damit  $x = 0,41 \cdot 6350 = 2680$ .

II. Senkungsberechnung nach Tolkmitt. Mit denselben Bezeichnungen und unter denselben Voraussetzungen wie für Stau, ergibt sich folgende Formel für Senkung ( $z$  und  $Z < 0$ ) (vgl. Abb. 151):

$$\text{Tolkmitt: } \frac{x}{t/J} = \left( 1 - \frac{k^2 J}{g} \right) \left\{ g_s \left( 1 + \frac{z}{t} \right) - g_s \left( 1 + \frac{Z}{t} \right) \right\} + \frac{Z - z}{t}. \quad (178)$$

Für die Funktionen  $g_s$  gab Tolkmitt auch eine Tabelle, deren Werte in dem Danckwertsschen Schaubild (Abb. 150) enthalten sind (zu beachten, daß  $\frac{Z}{t}$  nicht größer als 0,33 werden kann, weil damit die „Grenztiefe“ und „schießender“ Abfluß erreicht werden.

An verschiedenen großen Stauanlagen durchgeführte Vergleiche, u. a. bei Conowingo am Susquehannah (Lit. 10, 13) ergaben gute Übereinstimmung der für verschiedene Wasserführung berechneten Staukurven mit den wirklichen, durch Nivellement festgestellten, und zwar hat sich dabei die beste Übereinstimmung bei der Anwendung der Formel von Ganguillet und Kutter ergeben, während die Manning-Formel bei Conowingo bis zu 8 cm zu hohe Werte ergab.

e) **Schwall und Sunk** (nicht-beharrliche Strömung in Freispiegelleitungen). Das Kennzeichen der nicht-beharrlichen Strömung ist die Änderung der Wassermenge mit der Zeit  $\frac{dQ}{dT} \neq 0$ . Vollzieht sich die Änderung der Wassermenge verhältnismäßig schnell oder gar „plötzlich“, so tritt eine scharfe Unstetigkeit des Wasserspiegels, eine Stufe, auf, die vom Störungsort ausgehend, nach den Gesetzen der Wanderwellen dem Kanal entlang fortschreitet. Die Stufe ist positiv, ein Schwall, wenn die Wassermenge oberhalb des betrachteten Querschnittes größer oder unterhalb desselben Querschnittes kleiner wird. Die Stufe wird negativ, ein Sunk in den gegenteiligen Fällen (Abb. 152). Ursache der zeitlichen Änderung der Wassermenge wird meistens die Betätigung von Abschlüssen sein. Für eine bestimmte Kanalstrecke, z. B. den Oberkanal, kann ein solcher „Drosselvorgang“ sowohl am oberen wie am unteren Ende eintreten; er kann in beiden Fällen ein Öffnen oder ein Schließen sein, so daß sich folgende 4 + 2 Fälle für Ober- und Unterkanal ergeben:

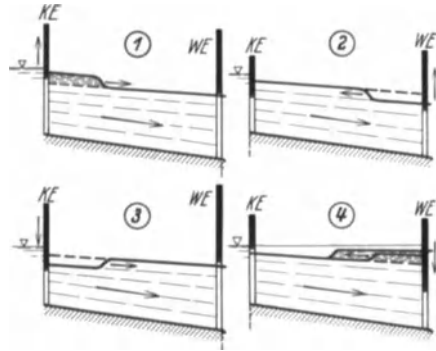


Abb. 152. Verschiedene Fälle des Auftretens von Schwall und Sunk.

	$KE = \text{Kanaleinlaß}$	$WE = \text{Werkseinlaß}$	
	im Oberkanal		im Unterkanal
a) Öffnen	1 = Schwall	2 = Sunk	Schwall
b) Schließen	3 = Sunk	4 = Schwall	Sunk

Wir beschränken uns auf die nähere Betrachtung der Vorgänge im Oberkanal, weil diejenigen im Unterkanal dann grundsätzlich nichts Neues mehr bieten. Und im Oberkanal wollen wir nur den praktisch wichtigsten Fall des

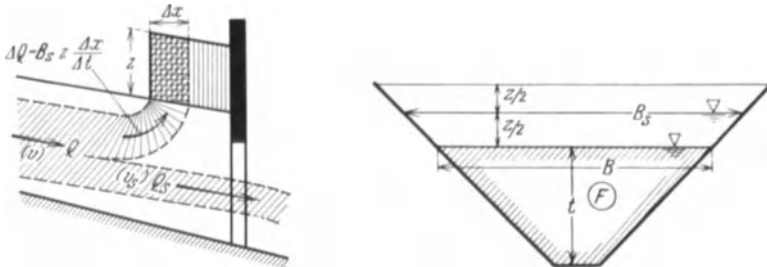


Abb. 153. Erläuterung des Werksabschlußschwalles.

Werkseinlaßabschlußschwalles eingehender betrachten (Abb. 153). Für weiterreichende Begründung der angegebenen Formeln und für Mitteilung von Beobachtungsergebnissen an Modell und Natur ist auf die grundlegenden Untersuchungen von de Saint-Venant<sup>1</sup>, Boussinesq<sup>2</sup>, Darcy-Bazin<sup>3</sup>, Feifel<sup>4</sup> und Forchheimer<sup>5</sup> zu verweisen.

I. **Werkabschlußschwall.** Im Oberkanal wurde der bisherige Beharrungszustand — Aufschlagwassermenge  $Q$  und mittlere Geschwindigkeit

<sup>1</sup> de Saint-Venant: C. R. Acad. Sci., Paris Bd. 71 (1870) und Bd. 73 (1871).

<sup>2</sup> Boussinesq: Eaux courantes. Mém. prés. par div. sav. Bd. 23 (1877).

<sup>3</sup> Darcy-Bazin: Rech. hydrauliques Bd. 2 (1865).

<sup>4</sup> Feifel: Über die veränderliche nicht stationäre Strömung in offenen Gerinnen, insbesondere über Schwingungen in Turbintriebkanälen. Forschg. Ing.-Wes. Heft 205. VDI-Verlag. Berlin 1918

<sup>5</sup> Forchheimer: Wasserschwall und Wassersunk. Leipzig-Wien 1924.

$v = Q : F$  — durch eine schnelle Schließbewegung der Turbinenregler (oder der Werkseinlaßschützen) gestört; die nach der Schließbewegung verbleibende Aufschlagwassermenge sei  $Q_s$  („Wassermenge unter dem Schwall“). Die in Überschuß kommende Zulaufwassermenge  $Q - Q_s$  wird zunächst am Werkseinlaß gehemmt (Abb. 153) und sammelt sich von hier aus als „Schwalldecke“ über dem bisherigen Spiegel kanalaufwärts an. Der Schwallkopf eilt mit der Wellenschnelligkeit  $\sqrt{g \cdot t}$  — bezogen auf das entgegenströmende Wasser — daher mit  $(\sqrt{g \cdot t} - v)$  bezogen auf das Ufer — kanalaufwärts. Durch die Spiegelhebung  $z$  wird der wassererfüllte Querschnitt um  $B_s \cdot z$  vergrößert; hinter dem Schwallkopf ist also (unter Voraussetzung gleichmäßiger Geschwindigkeitsverteilung) die mittlere Geschwindigkeit

$$v = \frac{Q_s}{F + B_s \cdot z}. \quad (179)$$

Da zur Aufrechterhaltung dieser Geschwindigkeit ein kleineres Spiegelgefälle als ursprünglich vorhanden, genügt, hebt sich unter Umständen auch nach dem ersten Aufsprung um  $z$  der Wasserspiegel noch weiter, bis die dem neuen Beharrungszustand ( $Q_s, v_s$ ) entsprechende Staukurve erreicht ist. Daß dieses nachträgliche „Auffüllen“ aus der überschüssigen Wassermenge  $Q - Q_s$  bestritten werden muß, wirkt auf Kleinerwerden der Kopfhöhe  $z$  kanalaufwärts hin. Mit anderen Worten die „verbleibende Beaufschlagung“  $Q_s$  und Geschwindigkeit  $v_s$  werden kanalaufwärts größer, daher die Verzögerung kleiner!

Umgekehrt wirkt es auf eine Vergrößerung von  $z$  kanalaufwärts hin, wenn der Ausgangsspiegel eine Staukurve bildete, so daß kanalaufwärts Wassertiefe, Wanderschnelligkeit und Breite des Schwallkopfes abnehmen. Diese Verhältnisse lassen sich nach Bedarf durch abschnittsweise Neuberechnung der Schwallkopfhöhe und Benutzung der Forchheimerschen Anleitung für Verfolgung des Auffüllvorganges erfassen.

Praktische Schwallberechnung. Wenn man am Werkseinlaß einen selbsttätigen Entlastungsüberfall anordnet, so kann dem „Auffüllen“ eine Grenze gesetzt werden. Dagegen läßt sich der erste Schwall und seine Wanderung kanalaufwärts nicht so einfach unterdrücken (weil z. B. ein Überfall erst voll in Wirkung tritt, wenn der Schwall schon ausgebildet und vorbei gelaufen ist); daher ist für die Kanaldämme und Bauwerkskronen in der Regel der größte Anfangsschwall maßgebend, der beim völligen Abschließen aus dem Vollbetrieb heraus eintritt.

Es ist für vollkommenen plötzlichen Abschluß ( $Q_s = 0$ ) in einem rechteckigen Kanaltrog nach Feifel

$$z = v \cdot \frac{v + \sqrt{v^2 + 4gt}}{2g}, \quad (180)$$

für allmählich, jedoch innerhalb der Zeit des Hin- und Rücklaufes des ersten Schwalles, erfolgenden vollkommenen Abschluß ist:

$$z' = v \frac{v + \sqrt{16gt}}{4g}. \quad (181)$$

Der Unterschied beider Werte ist unter den praktisch vorkommenden Verhältnissen nicht sehr erheblich (vgl. Abb. 154).

Für unvollkommenen Abschluß ist in die Formeln statt  $v$  jeweils  $(v - v_s)$  einzuführen.

Hat der Kanal geböschte Wände, so ist oben die mittlere Tiefe  $t_m = \frac{F}{B_s} + \frac{z}{2}$  einzuführen.

Hierbei ist zur Ermittlung der mittleren Schwallbreite „ $B_s$ “ zunächst die Schwallhöhe  $z$  zu schätzen, oder, bei kleinen Geschwindigkeiten  $v$ , die Spiegelbreite vor dem Abschlußvorgang einzusetzen.

Die durch das nachträgliche Auffüllen eintretende zusätzliche Spiegelhebung erreicht ihren Höchstwert bei vollkommenem Abschluß, dem als Endzustand waagerechte Ausspiegelung entspricht. Nimmt man an, daß diese Ausspiegelung erreicht sei, noch ehe der an der Wehrwaage als Senkungswelle reflektierte Schwall zum Werkeinlaß zurückgelangt, und sieht man gleichzeitig von der kanalaufwärts vor sich gehenden Erniedrigung der Schwallhöhe  $z$  ab, so erhält man einen oberen Grenzwert, der jedenfalls so hoch und reichlich sicher ist. Dieser obere Grenzwert ist  $z + h_J$ , wenn  $h_J$  die Fließfallhöhe im Ausgangszustande (Vollbeaufschlagung) bezeichnet. Der kleinste denkbare Wert der endgültigen Spiegelhebung ist  $h_J$ .

Der wirklich auftretende Wert liegt also zwischen  $h_J$  und  $h_J + z$ ; er kann nach der von Forchheimer gegebenen Anleitung näherungsweise schärfer berechnet werden.

Wenn eine selbsttätige Entlastung am Werkeinlaß angeordnet wird, richtet sich die größte mögliche Auffüllhöhe jedoch nach den hydraulischen Verhältnissen dieser Einrichtung. Bei einem freien Überfall z. B. berechnet sie sich

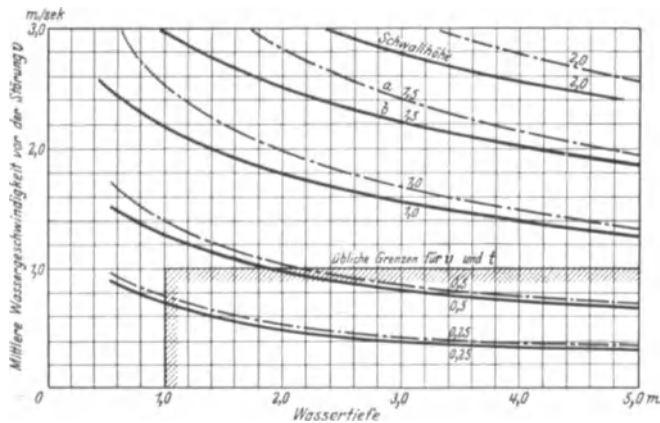


Abb. 154. Größte mögliche Schwallhöhen in rechteckigen Kanälen (Feifel). Strichpunktierte Werte (a) errechnet aus Gleichung (181). Ausgezogene Werte (b) errechnet aus Gleichung (180).

aus der größten im Oberkanal möglichen Zulaufwassermenge und der zu ihrer Abführung am Werkseinlaß erforderlichen Überfallhöhe.

II. Werköffnungssunk. Dafür gilt dieselbe Gleichung (180) und (181) wie für den Schwall.

III. Kanaleinlaßöffnungsschwall.

$$z = \frac{Q_s - Q}{(v + \sqrt{gt}) B_s} \quad (181)$$

IV. Kanaleinlaßabschlußsunk. Obige Gleichung (180) ist auch hierfür gültig. Nachträgliches Auffüllen oder weiteres Absenken haben für Fall II bis IV meist untergeordnete praktische Bedeutung.

Außer den besprochenen bei verhältnismäßig ruhigen Änderungen der Zu- oder Abfließwassermengen auftretenden zusammenhängenden Spiegelhebungen und -senkungen können unter Umständen auch voraus laufende einzelne „Stößen“ auftreten, z. B. veranlaßt durch Aufprellen des beim Öffnen eines Leerschusses mit großer Gewalt in den Unterkanal schießenden Freiwassers<sup>1</sup>.

f) Druckanstieg und Druckabfall. (Nicht beharrliche Strömung in Druckleitungen.)

Vorbemerkung: Mit den Druckschwankungen in Rohrleitungen hat sich schon eine große Reihe von Forschern beschäftigt; das Literaturverzeichnis enthält nur wenige der wichtigeren

<sup>1</sup> Vgl. Ludin: Modellversuche für die Shannonschußrinne. Bauing. 1928.

Arbeiten. In theoretischer Hinsicht grundlegend waren die Arbeiten von Michaud, Joukowski und besonders das sehr eingehende aber schwierig geschriebene Buch von Alliévi, auf das sich auch alle im Nachstehenden benutzten weiteren Arbeiten von Bánki, Escher, de Sparre, Gariel usw. stützen<sup>1</sup>.

Jede Betätigung eines Abschlußorganes ruft infolge der Trägheit der Wassersäule in einer vollaufenden Rohrleitung Druckänderungen hervor. Die Vorgänge sind den Schwall- und Sunkerscheinungen in Freispiegelleitungen und Wasserschlössern wesentlich ähnlich, übertreffen sie aber hinsichtlich Stärke der Druckausschläge und Schnelligkeit ihrer Fortpflanzung bei weitem. Sie verlangen daher sorgfältige Berücksichtigung nicht nur im Entwurf und Bau, sondern auch in der Betriebsführung.

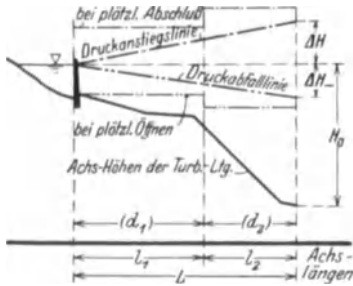


Abb. 155. Druckanstieg und Druckabfall (Bundschu).

Wir betrachten (Abb. 155), um einen Einblick in das Wesen der Erscheinung zu gewinnen, zunächst den einfachsten Fall des vollkommenen und plötzlichen Schließens eines Schiebers am unteren Ende einer  $L$  m langen

Rohrleitung der Lichtweite  $d$  und Wandstärke  $s$  aus einem Ausgangszustand heraus, der durch den beharrlichen Abfluß der Wassermenge  $Q_a$  mit den Geschwindigkeiten

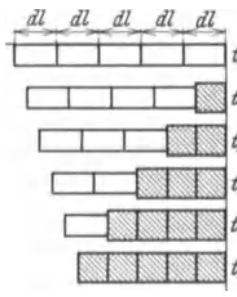


Abb. 156. Schematische Darstellung des Aufbaus einer Wassersäule.

im Rohr und

$$v_a = \frac{Q_a}{F}$$

im Schieber gekennzeichnet sei.

$$v_{sa} = \frac{Q_a}{F_{sa}}$$

Diesem Ausgangszustand entspricht eine Ausgangsdruckhöhe am Schieber, die nach Bernoulli [Abb. 12 und Gleichung (151, 159, 162)]

$$H_a = H_0 - (1 + \zeta) \frac{v_a^2}{2g} - L \left( \frac{v_a}{k} \right)^2 \cdot \frac{4}{d} \quad (182)$$

ist.

Die mit der Geschwindigkeit  $v_a$  in Bewegung befindliche Wassersäule wird durch Schließen des Schiebers (oder Turbinenleitapparates) zum Stillstand gebracht. Ein Ausweichen ist ihr (etwa im Vergleich zum Wasserinhalt eines Freispiegelkanals!) aber nur in geringem Maße möglich, nämlich nur im Rahmen der elastischen Volumenänderung der Wassersäule, die zusammengedrückt, und des Druckrohres, das ausgeweitet wird.

Denken wir uns die in Bewegung befindliche Wassersäule in einzelne Glieder (kurze Zylinder) von der Länge  $dl$  aufgeteilt (Abb. 156), so laufen dieselben beim plötzlichen Schieberschluß ähnlich aufeinander auf, wie es die einzelnen Fahrzeuge eines einen Prellbock anfahrenden Eisenbahnzuges aus lauter gleichen und gleichschweren Wagen tun. Im ersten Augenblick ( $dt$ ) verspürt nur das erste Glied das Hindernis; es kommt unter Stoßdruckentwicklung zum Stillstand

<sup>1</sup> Michaud: Bull. Soc. Vaud. d. Ing. et Arch. 1878 und Bull. techn. Suisse rom. 1903. — Joukowski: Coup de bélier ... St. Petersburg 1900. — Alliévi: Rev. Électr. Méc. 1904 und „Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers“, übersetzt und erweitert von Dubs und Bataillard. Berlin: Julius Springer 1909. — Escher-Dubs: „Theorie der Wasserturbinen“. Berlin: Julius Springer 1921. — Donat-Bánki: „Energieumwandlungen in Flüssigkeiten“, Bd. 1. Berlin: Julius Springer 1921 (zum Studium besonders empfohlen!). — de Sparre: Bull. spec. 1. Com. techn. Soc. hydroél. Franc. 1904. — Gariel: Max. de surpression dans les phén. d. coup d. bélier. Rev. gén. Électr. 21. Sept. 1918.

und zur vorübergehenden elastisch gespannten Erstarrung. In diesem gepreßten Zustand setzt es alsbald seinerseits das zweite Glied still, dieses das dritte, und so läuft eine Stoßwelle mit einer gewissen Schnelligkeit  $a_R = \frac{dl}{dT}$  (Schallgeschwindigkeit!) stromauf durch die Wassersäule. Da alle Elementarzylinder hierbei unter genau gleichen mechanischen Bedingungen der Anfangsgeschwindigkeit, Hemmung usw. stehen, so muß jeder die gleiche elastische Formänderung und Druckerhöhung  $\Delta H_0$  erfahren.

Bedeutung der Bezeichnungen  
(Abb. 155 und 157).

- $L$  = Rohrlänge von Einlaß bis Schieber (Düse).
- $d$  = Lichtweite der Rohrleitung (meist konstant angenommen).
- $s$  = Wandstärke der Rohrleitung (zum Teil konstant angenommen).
- $F = \pi \frac{d^2}{4}$  Nutzkquerschnitt der Rohrleitung.
- $Q_a$  = Ausgangswassermenge (Beharrungszustand).
- $Q$  = Veränderliche Wassermenge.
- $v, v_a$  = Fließgeschwindigkeiten in Schieber oder Düse.
- $F_{s a}$  = Ausgangswert der Schieberöffnung.
- $F_s$  = Veränderlicher Wert der Schieberöffnung.
- $H_0$  = Veränderliche statische Druckhöhe über dem Schieber.
- $H_a$  = Druckhöhe des Ausgangszustandes.
- $\Delta H$  = Druckänderung (Anstieg oder Abfall) gegenüber der statischen Druckhöhe.
- $\Delta H_0$  = Desgleichen für plötzlichen völligen Schieberschluß.
- $a$  = Schallgeschwindigkeit im unbegrenzten Wasser.
- $a_R$  = Schallgeschwindigkeit in der Wassersäule im Rohr.
- $T$  = Zeit vom Beginn der Schieberbewegung.
- $T_s$  = Stellzeit des Schiebers.
- $T_R$  = Zeit des Hin- und Rücklaufs der Welle im Rohr von der Länge  $L$ .
- $x = \frac{T_s}{T_R}$  Verhältniszahl.
- $\Delta H_x$  = größter Druckabfall beim Öffnen.
- $\Delta H_T$  = Druckanstieg über  $H_0$  beim Rücklauf einer durch Öffnen erzeugten Druckabfallschwingung.

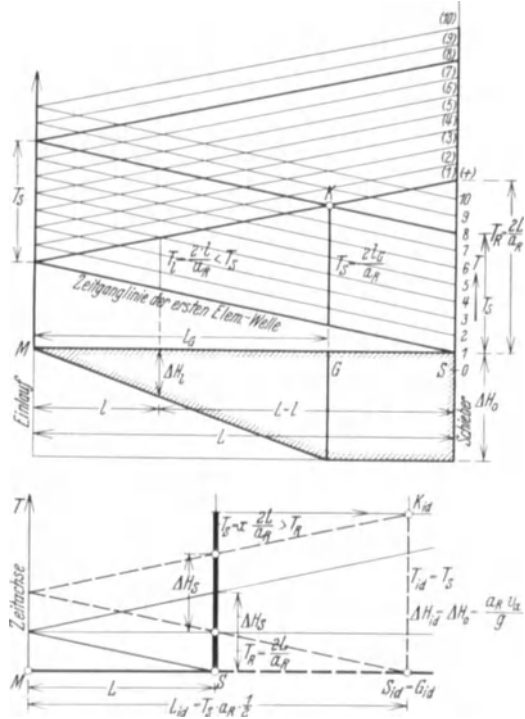


Abb. 157. Druckanstieg bei allmählichem Schließen.  
a)  $T_s < \frac{2L}{a_R}$       b)  $T_s > \frac{2L}{a_R}$

Zur rechnerischen Erfassung der Wellenschnelligkeit  $a_R$  und Drucksteigerung  $\Delta H_0$  machen wir in guter Übereinstimmung mit der Wirklichkeit folgende Annahmen (außer den oben schon ausgesprochenen):

1. Wasser und Rohrbaustoff sind vollkommen elastisch, Elastizitätsmasse:  $E_W$  und  $E_R$ .
2. Der Einfluß der Änderungen des Fließwiderstandes ist unwesentlich.
3. Die kinetische Energie der zum Stillstand gebrachten Wassersäule setzt sich restlos in Formänderungsarbeit des Wassers und der Rohrwand um.

Zunächst drücken wir die Bedingung aus, daß für jedes Längenelement  $dl$  während der Dauer  $d T$  seiner Stillsetzung der Raumgewinn aus Dehnung der Rohrwand  $\Delta d V_R = dl \cdot \Delta F$  und aus der Längszusammendrückung<sup>1</sup> des Wasserzylinders  $\Delta d V_W = F \cdot \Delta dl$  eine Fließwassermenge vom Betrage  $F v_a d T$  nachlaufen läßt.

<sup>1</sup> Das Elastizitätsmaß des Wassers (s. unten) ist so berechnet, daß es einer nur ein-dimensionalen Formänderung der Wassersäule entspricht, obwohl in Wirklichkeit ein dreiachsiger Dehnungsvorgang vorliegt.



Einer Druckerhöhung  $\Delta H_0$  entspricht:

1. für das Rohr nach der Ringformel [S. 315, Gleichung (224)] eine Spannungserhöhung:

$$\Delta \sigma = \frac{\gamma \Delta H_0 d}{2 s}, \quad (183)$$

daher eine radiale Erweiterung der Rohrwand:

$$\Delta d = \frac{\Delta \sigma}{E_R} d \quad (184)$$

und eine Querschnittsvergrößerung:

$$\Delta F = \Delta \left( \frac{d^2}{4} \right) = \frac{\pi}{2} d \cdot \Delta d = \frac{\pi}{2} \frac{\Delta \sigma}{E_R} d^2 = \frac{\pi}{2} \frac{\gamma \Delta H_0}{2 s E_R} d^3 = F \frac{\gamma \Delta H_0 d}{s E_R}; \quad (185)$$

2. für das Wasser eine Verkürzung und Raumverminderung der Wassersäule

$$\Delta dl = \frac{\gamma \Delta H_0 dl}{E_W} \quad \text{und} \quad \Delta dV = F \Delta dl. \quad (186)$$

Daher ist der gesamte Raumgewinn:

$$\left. \begin{aligned} \Delta dV_R + \Delta dV_W &= \Delta F dl + F \Delta dl = \\ &= F \gamma \Delta H_0 \frac{d}{s} \frac{1}{E_R} dl + F \gamma \Delta H_0 dl \frac{1}{E_W} = \\ &= F \gamma \Delta H_0 dl \left( \frac{d}{s} \frac{1}{E_R} + \frac{1}{E_W} \right) \end{aligned} \right\} \quad (187)$$

Dies nach obiger Annahme unter 3.

$$= F v_a d T = F v_a \frac{dl}{a}$$

gesetzt, ergibt nach Kürzung und Umstellung:

$$\Delta H_0 = \frac{v_a}{\gamma a \left( \frac{d}{s} \frac{1}{E_R} + \frac{1}{E_W} \right)}. \quad (188)$$

Zur Bestimmung der Größe  $a$  benutzen wir den Satz von der Erhaltung der Energie.

Die Bewegungsenergie jedes Elementarzylinders setzt sich in die Formänderungsarbeit von Wasser und Rohrwand um.

Die Formänderungsarbeit der um  $du = \pi d \frac{\gamma \Delta H_0 d}{2 s E_R}$  in Umfangsrichtung gedehnten Rohrwand ist, da bei dieser Dehnung im Mittel [nach der Ringformel (189)] die Kraft  $\frac{1}{2} \cdot \frac{\gamma \Delta H_0 d \cdot dl}{2}$  wirkt:

$$dA_R = \frac{\pi \gamma^2 \Delta H_0^2 dl \cdot d}{8 s E_R} d^2. \quad (189)$$

Die Formänderungsarbeit des um  $\frac{\gamma \Delta H_0}{E_W} dl$  durch die mittlere Kraft  $\frac{1}{2} \gamma \Delta H_0 \frac{\pi d^2}{4}$  verkürzten Wasserzylinders ist ebenso

$$dA_W = \frac{\pi \gamma^2 \Delta H_0^2 dl}{8 E_W} d^2. \quad (190)$$

Die Bewegungsenergie des Wasserzylinders vor dem Stillstand war

$$dA_v = \frac{\gamma}{g} \pi \frac{d^2}{4} dl \frac{v_a^2}{2}. \quad (191)$$

Die anzunehmende verlustlose Energieumsetzung verlangt:

$$dA_R + dA_W = dA_v, \quad (192)$$

woraus nach Einsetzung vorstehender Arbeitswerte, Kürzung, einfacher Umstellung und Wurzelziehung entsteht:

$$\Delta H_0 = v_a \sqrt{\frac{1}{\gamma g \left\{ \frac{d}{s} \frac{1}{E_R} + \frac{1}{E_W} \right\}}}. \quad (193)$$

Dies, mit Gleichung (188) verglichen, liefert:

$$a = \sqrt{\frac{g}{\gamma \left( \frac{d}{s} \frac{1}{E_R} + \frac{1}{E_W} \right)}}. \quad (194)$$

Und dies wieder in Gleichung (193) eingesetzt:

$$\Delta H_0 = \frac{a v_a}{g}. \quad (195)$$

Bei dem Stillsetzen der Wassersäule wurden, was bisher stillschweigend übergangen ist, alle Fließfallhöhen [Gleichung (150)] frei. Daher stellt  $\Delta H_0$  die Drucksteigerung gegenüber der statischen Druckhöhe  $H_0$ , nicht der Ausgangsdruckhöhe  $H_a$  dar!

Tafel 5. Elastizitätsmaße  $E$  für Wasser und Rohrbaustoffe (in Millionen t/m<sup>2</sup>).

Wasser . . . . .	0,207	Stahl . . . . .	22
Gußeisen . . . . .	7,5—10,5	Beton . . . . .	1,5
Flußeisen . . . . .	21		

Mit diesen Werten ergibt Gleichung (194) die Schallgeschwindigkeit  $a$  im unbegrenzten Wasser  $\left( \frac{1}{E_R} = 0 \text{ gesetzt} \right)$  zu

$$a_0 = \sqrt{\frac{g E_W}{\gamma}} \quad (\text{Newtonsche Formel}) \quad (196)$$

für  $\gamma = 1,00$  (4° C) und  $g = 9,81$  wird  $a_0 = 1425$  m/sek in guter Übereinstimmung mit Versuchen<sup>1</sup>.

Für Rohrleitungen formen wir Gleichung (194) noch um, indem wir nach Gleichung (224) (Ringformel) die Wandstärke am unteren Rohrende mit 35% Stoß- und Rostzuschlag,  $2 \varphi k_z = 20000$  rechnen und die mittlere Wandstärke = 0,55 der größten einschätzen:

$$\text{Mittelwert } \frac{s}{d} \approx \frac{1,35 H_0}{2 \varphi k_z} 0,55 = \sim \frac{H_0}{36000}.$$

Führen wir dies in Gleichung (194) ein, so entsteht:

$$a_R = \sqrt{g E_W} \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{36000 E_W}{H_0 E_R}}}$$

oder

$$a_R \approx 1425 \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{370}{H_0}}} \quad (197)$$

und dies in Gleichung (195) eingesetzt, ergibt:

$$\Delta H_0 = 145 v_a \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{370}{H_0}}} \approx 150 v_a \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{400}{H_0}}}. \quad (198)$$

Für $H_0$	= 200	2000 (m)	
ergibt sich $a_R$	≈ 850	1300 (m/sek)	
und $\Delta H_0$	≈ 87 $v_a$	137 $v_a$ (m).	(199)

<sup>1</sup> Colladon und Sturm im Genfer See bei 8° C: 1435 m/sek u. a. siehe Physikalisches Handbuch von Berliner und Scheel, S. 686.

Die hiernach auftretenden Drucksteigerungen sind, da  $v_a$  immer mehrere m/sek beträgt, unzulässig groß. Man kann sie aber auf praktisch erträgliche Maße erniedrigen, indem man den Abschluß nicht „plötzlich“, sondern allmählich vornimmt, also die Stellzeit des Schiebers ( $T_s$ ) genügend lang wählt.

Um dies einzusehen, kehren wir zu der oben von der rechnerischen Entwicklung unterbrochenen physikalischen Betrachtung der Vorgänge nach einem plötzlichen völligen Abschluß zurück.

Wenn die aufwärts laufende Verdichtungswelle die Rohrmündung  $M$  erreicht hat, ist die ganze kinetische Energie des Systems in Spannungsenergie verwandelt; am Rohreinlauf ist daher keine äußere Kraft mehr vorhanden, um den gesteigerten Spannungszustand von Wassersäule und Rohr länger aufrechtzuerhalten. Daher setzt sofort von hier aus jetzt der umgekehrte Vorgang ein; es läuft eine Entspannungswelle (wieder mit Schallgeschwindigkeit  $a_R$ ) das Rohr zurück. Sie trifft um  $T_R = \frac{2L}{a_R}$  sek nach dem Schieberschluß wieder am Schieber ein, wird hier abermals zurückgeworfen, und so entsteht ein Spiel von Druckschwingungen im Rohr, offenbar mit der Periode  $2T_R = \frac{4L}{a_R}$ , das nur sehr langsam abebbt.

Wird jetzt aber der Schieber nicht plötzlich, sondern allmählich und gleichförmig geschlossen oder der Anschaulichkeit halber in gedachten kleinen, dicht aufeinanderfolgenden Rucken, derart, daß  $d f/d T = \text{Festwert}$  (lineares Schließgesetz), dann läuft eine Reihe von kleinen Teildruckwellen hintereinander das Rohr hinauf, wobei die Zeitganglinie jeder einzelnen dieser Elementarwellen (Abb. 167) nach Theorie und Versuch ziemlich genau als Gerade angenommen werden darf. Demnach baut sich in jedem Punkt der Rohrleitung die gleiche Gesamtdrucksteigerung als Summe derselben Elementardruckstöße jeweils im Zeitraum  $T_s$  (aber nicht gleichzeitig!) auf.

Der schließlich erreichte Gesamtdruckanstieg ist, wie sich auch analytisch nachweisen ließe, in jedem Achspunkt derselbe wie bei plötzlichem Schluß  $\Delta H_0 = \frac{a_R v_a}{g}$  sofern nur die Schließzeit  $T_s$  so kurz ist, daß der Aufbau des vollen Druckanstieges in einem Querschnitt schon vollendet ist, ehe die rücklaufende Entspannungswelle dort eintrifft. Der Punkt  $G$ , wo die Spitze der rücklaufenden Entspannungswelle gerade mit der letzten vorlaufenden Elementardruckwelle zusammentrifft, ist bestimmt durch die Bedingung:

$$T_s = \frac{2l_G}{a_R} \text{ oder } l_G = \frac{a_R T_s}{2}. \quad (200)$$

Solange daher  $T_s < \frac{2L}{a_R}$ , gibt es immer eine Strecke  $L - l_G = G - S$ , in der durchweg der volle Kurzschlußdruck  $\Delta H_0 = \frac{a_R v_a}{g}$  auftritt. In der Reststrecke  $l_G = M - G$  dagegen fällt die Drucksteigerung gegen die Mündung hin ab, annähernd nach dem linearen Gesetz:

$$\Delta H_l = \frac{l}{l_G} \cdot \Delta H_0 = \frac{2l}{a_R T_s} \Delta H_0. \quad (201)$$

Wird dagegen jetzt (Abb. 167, unten) die Schließzeit  $T_s$  größer als die Laufzeit  $T_R$ , nämlich gleich  $T_s = x \cdot T_R = x \frac{2L}{a_R}$  (mit  $x > 1$ ) gemacht, so tritt der volle Kurzschlußdruck  $\Delta H_0$  überhaupt in keinem Punkte des Rohres auf. Der Entwicklung der Drucksteigerung wird auch am Schieber schon durch die rücklaufende Entspannungswelle Einhalt geboten. Da dies nach Ablauf der Laufzeit  $T_R = \frac{2L}{a_R}$  geschieht, ist der Schieber erst zu dem Bruchteil  $\frac{T_R}{T_s} = \frac{1}{x}$  geschlossen. Wie groß der bei dieser Stellung erreichte Druckanstieg  $\Delta H_s$  ist,

läßt sich nur auf Grund eingehender Verfolgung des zeitlichen Verlaufes des Druckanstieges auf Grund der Entwicklungen in Bánki, S. 288 f. sagen<sup>1</sup>. Alliévi hat dies getan und entwickelt:

$$\Delta H_s = \frac{H_0}{2} \tau (\tau + \sqrt{4 + \tau^2}). \quad (202)$$

Hierin ist

$$\tau = \frac{L v_a}{g T_s H_0} = \frac{a_R v_a}{g} \frac{2L}{a_R T_s} \cdot \frac{1}{2H_0} = \frac{\Delta H_0}{2H_0} \cdot \frac{T_R}{T_s} = \frac{\Delta H_0}{2H_0} \cdot \frac{1}{x}.$$

Dieser Alliévische Wert ist nun aber nicht der absolute Höchstwert des praktischen Betriebes, in dem auch beliebige Teilschließbewegungen der Turbinenregler vorkommen.

Wie de Sparre und Gariel<sup>2</sup> gezeigt haben, tritt der höchste Druckanstieg vielmehr dann auf, wenn im Ausgangsbeharrungszustand der „Schieber“ schon so weit geschlossen war, daß die restliche Bewegung bis zum völligen Abschluß gerade die Zeit  $T_R = \frac{T_s}{x}$  beansprucht (immer lineares Schließgesetz und unveränderliche Schließgeschwindigkeit vorausgesetzt!).

Für diese ausgezeichnete Teilschlußbewegung von einem durch  $v = \frac{v_a}{x}$  gekennzeichneten Belastungszustand der Turbinenleitung aus stellt sich nämlich nach früherem der entsprechende Kurzschlußdruck

$$\Delta H_x = \frac{a_R v}{g} = \frac{v}{v_a} \Delta H_0 = \frac{\Delta H_0}{x} \quad (203)$$

ein!

Dieser ist praktisch bis zu 2mal so groß als der Alliévische nach Gleichung (202) und daher für die Bemessung der Wandstärke der Rohrleitung maßgebend!

Damit bei der Rückschwingung nach dem Schließen kein Unterdruck in der Rohrleitung entstehe, muß nach Alliévi  $\Delta H < H_0$  bleiben. Dies wird erfüllt, wenn nach Gleichung (202) (Alliévi)

$$T_s > \frac{L v_a}{g H_0} \sqrt{2}$$

gewählt wird.

Besteht die Rohrleitung aus Strecken mit verschiedenen Rohrdurchmessern, so berechnet sich für Schließ- und Öffnungszeiten  $T_s > \frac{2L}{a_R}$  die in der Formel (199) einzusetzende mittlere Geschwindigkeit zu

$$v_m = \frac{\Sigma(l \cdot v)}{L}, \quad (204)$$

worin  $v$  die Fließgeschwindigkeit in einer Teilstrecke  $l$  in m/sek bedeutet.

Ist außer  $d$  auch  $s$  veränderlich (wie in der Regel), so ist in der vorstehenden Entwicklung ein Mittelwert

$$\left(\frac{d}{s}\right)_m = \frac{l_1 \frac{d_1}{s_1} + l_2 \frac{d_2}{s_2} + \dots}{l_1 + l_2 + \dots} \quad (205)$$

einzuführen.

Man wird, wenn irgend möglich, versuchen, die Schließ- und Öffnungszeiten an Druckrohrleitungen  $T_s > \frac{2L}{a_R}$  zu wählen.

<sup>1</sup> Bánki: s. Anm. 1, S. 186.

<sup>2</sup> de Sparre u. Gariel: s. Anm. S. 186.

Öffnen, Druckabfall. Beim Öffnen muß am Schieber ein Druckabfall  $\Delta H_-$  auftreten, durch den die Wassersäule beschleunigt wird, bis sie die verlangte Wassermenge  $F \cdot v$  hergibt. Der Vorgang spielt sich in Schwingungsform ähnlich wie beim Schließen ab.

Der am Schieber auftretende größte Druckabfall berechnet sich nach Alliévi<sup>1</sup> aus:

$$\Delta H_- = H_a \left( \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{H_0}{H_a}} - 1 \right). \quad (206)$$

$H_0$  = statische Druckhöhe vor Öffnen,

$$H_a = 2 \frac{k k_s}{H_0} \frac{1}{x^2}, \quad k = \frac{v^2}{2g}, \quad k_s = \frac{a_R^2}{2g}, \quad x = \frac{T_s}{T_R} = \frac{T_s a_R}{2L}.$$

Obige Gleichung gilt für  $x = \frac{T_R}{T_s} \leq 1$  mit der einzigen Einschränkung, daß im Bereich  $x < 1$  unveränderlich  $x = 1$  in die Formel eingesetzt wird.

Die dem Öffnen folgende rücklaufende Druckwelle erreicht einen größten positiven Ausschlag  $\Delta H_r$ , der nur von dem vorher erreichten größten Druckabfall  $\Delta H_-$  abhängt und nach Alliévi eine Funktion des vorangegangenen tiefsten Druckabfalles  $\Delta H_-$  ist, die mit guter Näherung durch folgenden<sup>2</sup> einfachen Ausdruck ersetzt werden kann:

$$\Delta H_r = 1,5 H_0 \cdot \frac{|\Delta H_-|}{H_0} \cdot \left( 0,8 - \frac{|\Delta H_-|}{H_0} \right). \quad (207)$$

Hiernach kann der rückläufige Druckanstieg ungünstigenfalls rd. 25% der statischen Druckhöhe erreichen.

In die statische Rohrberechnung ist der größere der beiden nach Gleichung (203) und (207) sich ergebenden Werte einzusetzen.

### 3. Wirtschaftliche Bemessung von Triebwasserleitungen.

#### a) Allgemeines.

Neben rein technischen Rücksichten der Bau- und Betriebssicherheit, die später bei den einzelnen Bauweisen behandelt werden, bestimmt die Forderung größter Wirtschaftlichkeit die zulässigen Energiehöhenverluste.

Je kleiner unter sonst gleichen Betriebsverhältnissen die Energiehöhenverluste, um so größer der Wirkungsgrad und die erzeug- und absetzbare Jahresarbeit und erzielbare Jahreseinnahme. Die wirtschaftliche Grenze liegt dort, wo die zur weiteren Verringerung der Energieverluste erforderlichen Mehraufwendungen anfangen größer zu werden, als die dabei erzielbare Mehreinnahme (vgl. Kapitel 9, S. 155 f.).

Zur Verkleinerung der Energiehöhenverluste durch Änderungen an der Triebwasserleitung stehen drei Wege offen:

1. Vergrößerung des Profilradius  $P$ , gleichbedeutend mit möglichster Verkleinerung des benetzten Umfanges (jeweils bei gegeben gedachter Größe des Wasserquerschnittes) oder zutreffender des Konstruktionsquerschnittes (S. 172).

Die „hydraulische Güte“ einer Profilform (ohne Rücksicht auf Größe) läßt sich durch einen „Formbeiwert“<sup>3</sup>

$$\varphi = \frac{P}{\sqrt{F}} = \frac{\sqrt{F}}{U}$$

allgemein vergleichbar ausdrücken.

<sup>1</sup> Alliévi: s. Anm. S. 186.

<sup>2</sup> Vom Verf. an Hand Alliévis Gleichung.

<sup>3</sup> Ludin: Niederdruck-Wasserkräfte 1910 S. 170.

Für vollaufenden Kreisquerschnitt:  $\varphi = \frac{1}{2\sqrt{\pi}}$ .

„ „ Rechteckquerschnitt:  $\varphi = \frac{\sqrt{B/T}}{2\left(1 + \frac{B}{T}\right)}$ .

„ „ Quadratquerschnitt:  $\varphi = 1/4$ .

Für Freispiegelquerschnitte: Halbkreis:  $\varphi = \sqrt{\frac{1}{2\pi}}$ .

„ „ Rechteck:  $\varphi = \frac{\sqrt{B/T}}{2\left(1 + \frac{B}{2T}\right)}$ .

„ „ Halbquadrat:  $\varphi = \frac{\sqrt{2}}{4}$ .

2. Verringerung der „Wandrauhigkeit“ [Gleichung (160) bis (166)] durch regelmäßige Gestaltung und möglichst glatte Ausbildung der Gerinnewandungen.

3. Verringerung der mittleren Fließgeschwindigkeit durch Vergrößerung des Nutzquerschnittes.

Der erste Weg führt auf das vielgestaltige Problem der hydraulisch günstigsten Querschnitte. Für Freispiegelleitungen ist z. B. — unter der Voraussetzung: Vollquerschnitt = Nutzquerschnitt — das hydraulisch günstigste Profil ein Halbkreis. (Weiteres siehe Kapitel 12, Kanäle, S. 224.) Bei gegebener Form des Vollquerschnittes, z. B. bei Freispiegelrohrleitungen und -stollen nimmt das Problem „ $P = \text{Maximum}$ “ die Form der Frage nach der „günstigsten Füllhöhe“ an. Bei Kreisquerschnitten ist z. B. die günstigste Füllhöhe ideell =  $0,95 \cdot d$ , tatsächlich aber nach neueren Untersuchungen<sup>1</sup> noch näher an  $1,0 \cdot d$ . Die günstigste Querschnittsform für Druckleitungen ist (meist auch in statischer Beziehung) der Kreis mit  $P = d/4$ .

In der Anwendung der angedeuteten Grundsätze kann man in der Praxis meist bis an die durch die Eigenschaften des Baustoffes (Erde, Fels, Beton usw.) gezogene Grenze ohne wesentliche Mehrkosten gelangen; ein Übergang von einem billigeren zu einem wesentlich kostspieligeren Baustoff wird sich dagegen allein durch die dabei erreichbare Vergrößerung des hydraulischen Radius kaum je bezahlt machen.

Der zweite Weg: Verringerung der Welligkeit und „Rauhigkeit“ durch Herstellung ebenmäßiger und glatter Wandungen (z. B. bei Erdkanälen oder Stollen durch Verkleiden mit Beton und Verputzen), ermöglicht bei gegebenem Querschnitt erhebliche Energiehöhenersparnis, ist aber auch sehr kostspielig. Wenn nicht Gründe der Bausicherheit (Wasserdichtigkeit u. a.) von vornherein eine Verkleidung vorschreiben, ist daher eine genaue vergleichende Wirtschaftlichkeitsberechnung anzustellen.

Der dritte Weg: Vergrößerung des benetzten Querschnittes, hydraulisch gleichfalls sehr wirksam, verlangt wiederum vergleichende wirtschaftliche Berechnungen zum Nachweis der „günstigsten Querschnittsgröße“ oder (reziprok) günstigste Vollbetriebsgeschwindigkeit. Diese Berechnungen laufen grundsätzlich immer auf eine Gegenüberstellung der Mehrkosten einer angenommenen Querschnittsvergrößerung und der dabei durch Energiehöhenersparnis (und etwa damit verbundene Gewinne an Volleistung!) erzielbaren Mehreinnahmen hinaus. Diese Untersuchung ist bei wesentlichen Verschiedenheiten in den Ausbaubedingungen der einzelnen natürlichen Abschnitte einer Triebwasserleitung auch abschnittsweise getrennt durchzuführen (z. B. für Erdkanäle mit verschiedener Spiegeltiefe unter oder Spiegelhöhe über Gelände,

<sup>1</sup> Ma hr: Gesund.-Ing. 1931.

Druckleitungen mit sehr verschiedenem Innendruck usw.). Für abschnittsweise gleichbleibende Verhältnisse kann die Untersuchung auf die Längeneinheit bezogen werden, da sowohl Mehrbaukosten wie Minderenergieverluste und Mehreinnahmen der Länge verhältnismäßig sind (vgl. Abb. 158).

Die Durchtrittsverluste an Einlässen u. dgl. können nach denselben Gesichtspunkten Gegenstand wirtschaftlicher Grenzbestimmung werden, wie eben für den Fließfallverlust ausgeführt. Meist geben hier aber andere praktische Gesichtspunkte (leichtere Rechenreinigung bei geringer Durchtrittsgeschwindigkeit, Betriebssicherheit u. a. m.) den Ausschlag und man begnügt sich mit Übernahme empirisch erprobter Geschwindigkeits- und Höhenverlustwerte.

Als Eintritts- und Rechenverlust läßt man in der Regel je 10 bis 3 cm zu (die kleineren Werte bei den Niederdruckwerken). Die Durchtrittshöhenverluste bei Querschnittsänderungen kann man durch gute Formgebung stark herabsetzen. Darum soll man z. B. ungeachtet mäßiger Mehrkosten Brückenwangen möglichst ganz außerhalb des Wasserquerschnittes halten; Einlaßwangen, Rechenwangen mit windschiefen oder allerwenigstens schrägen Flügeln von der Senkrechten in die Böschung (und umgekehrt) überführen. Schieber und andere Rohrverengungen sind durch konische oder trompetenförmige Übergangsstücke anzuschließen. Wichtig ist dabei vor allem der hintere Übergang, der langgezogen sein muß, während vorne schon kurze Abrundung genügt<sup>1</sup>.

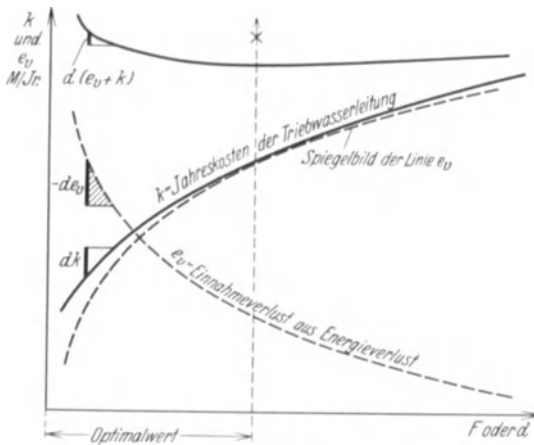


Abb. 158. Ermittlung der wirtschaftlichsten Abmessungen einer Triebwasserleitung.

Bezüglich der praktisch gebräuchlichen Fließgefälle wird das Nötige bei Besprechung der einzelnen Bauweisen gesagt werden (S. 194 unten, 238 und 257). Zu beachten ist, daß bei Freispiegelleitungen im Wechsel der Wasserführung und namentlich bei Tagesspeicherbetrieb Stau- und Senkkurven vorkommen („Winterspiegel“, „Sommer Spiegel“).

### b) Berechnung des wirtschaftlichsten Rohrdurchmessers.

Die wirtschaftlichste Fließgeschwindigkeit ist von vielerlei Faktoren abhängig; die wichtigsten sind: Gesamtfallhöhe, Länge und Kostspieligkeit der Leitung, Vollwassermenge, Ausnutzungsbedingungen. Bei langen flachen Leitungen wird man im allgemeinen nicht über 3,0 m/sek gehen. Für Fallrohrleitungen findet man bei kleineren Durchmessern größte Fließgeschwindigkeiten bis etwa 3,0 m/sek, bei größeren Durchmessern höhere bis hinauf zu 7,0 m/sek.

Um dem Versanden und Verschlammen der Rohre zu begegnen, wird man nicht unter eine Geschwindigkeit bei Vollast von 0,5 bis 1,0 m/sek heruntergehen.

Der wirtschaftlichste Rohrdurchmesser<sup>2</sup> in einem unter der Druckhöhe  $H$  stehenden Querschnitt der Rohrleitung berechnet sich auf Grund Gegenüberstellung der Rohrjahreskosten und der Energieverluste aus Rohrreibung (vgl. Abb. 158) näherungsweise nach

<sup>1</sup> Venturimeter!

<sup>2</sup> Ludin (anknüpfend an Bauersfeld): Die wirtschaftliche Bemessung von Triebwasserleitungen. Z. ges. Turbinwesen 1914 Heft 13. Bundschu: Druckrohrleitungen. Berlin: Julius Springer 1926.

$$d = \sqrt[7]{\frac{7,57 \cdot \sigma \cdot \bar{w} \cdot t \cdot Q^3}{k^2 \cdot H \cdot \bar{k}_E}} \tag{208}$$

$d$  = lichter Rohrdurchmesser in m;

$\sigma$  = zulässige Beanspruchung des Rohrmaterials in t/m<sup>2</sup>;

$t$  = Anzahl der Betriebsstunden im Jahr;

$\bar{w}$  = mittlerer Wert einer kWh an den Generatorklemmen (Größenordnung meist: 0,5 bis 3,5 Pfg./kWh);

$Q'$  = jährlich kubisch gemittelte Beaufschlagung je Rohr in m<sup>3</sup>/sek (vgl. S. 179);

$k$  = Beiwert der Formel von Chézy (vgl. Gleichung 162f.);

$H$  = gesamte Druckhöhe (statischer + dynamischer Druck in m);

$\bar{k}_E$  = Jahreskosten einer Tonne eingebauten Eisens (Rohre einschließlich Transport, Montage und Unterbau, Rohrgraben, Knickpunkte usw.).

Auf Grund der Auswertung zahlreicher ausgeführter Anlagen gab Bundschu für Druckhöhen  $H \geq 100$  m die Näherungsformel

$$d = \sqrt[7]{\frac{5,2 Q_v^3}{H \cdot n^3}} \tag{209}$$

an, worin  $Q_v$  die Wasserführung des Werkes bei Vollbeaufschlagung,  $n$  die Anzahl der gleich angenommenen Rohre bedeutet ( $d$  und  $H$  wie oben angegeben!). Nach dieser Formel ist das Rechenbild Abb. 159 zusammengestellt worden.

Für die oberste Rohrstrecke mit der fabrikationstechnisch bedingten Mindestwandstärke  $s_0$  ergibt sich der wirtschaftlich günstigste Durchmesser zu:

$$d = \sqrt[7]{\frac{8,9 \cdot \bar{w} \cdot t \cdot Q^3}{k^2 \cdot s_0 \cdot \bar{k}_E}} \tag{210}$$

Innerhalb der unteren Rohrstrecke besteht zwischen den wirtschaftlichsten Durchmessern  $d$  und

$d_x$  zweier durch die Druckhöhe  $H$  und  $H_x$  gekennzeichneten Stellen die aus Gleichung (208) leicht abzuleitende Beziehung:

$$d_x = \sqrt[7]{\frac{H}{H_x}} \cdot d \tag{211}$$

Sie erlaubt nach Berechnung des Wertes  $d$  für eine beliebige Stelle und Druckhöhe  $H$  nach Gleichung (208) die einfachste Berechnung verschiedener Werte  $d_x$  beliebiger anderer Stellen „ $H_x$ “.

$H_x$  = Gesamtdruckhöhe (stationärer + dynamischer Druck) in m an dieser Stelle;

$d$  = Durchmesser an einer beliebig wählbaren festen Stelle der unteren Rohrstrecke in m;

$H$  = Gesamtdruckhöhe (stationärer + dynamischer Druck) an derselben Stelle.

Aus fabrikationstechnischen Gründen wählt man die Ausführungsblechstärken um 1 bis 2 ganze Millimeter abgestuft. Wechsel der Durchmesser verlegt man meist an die Festpunkte und stuft meist um mindestens 50 bis 100 mm ab.

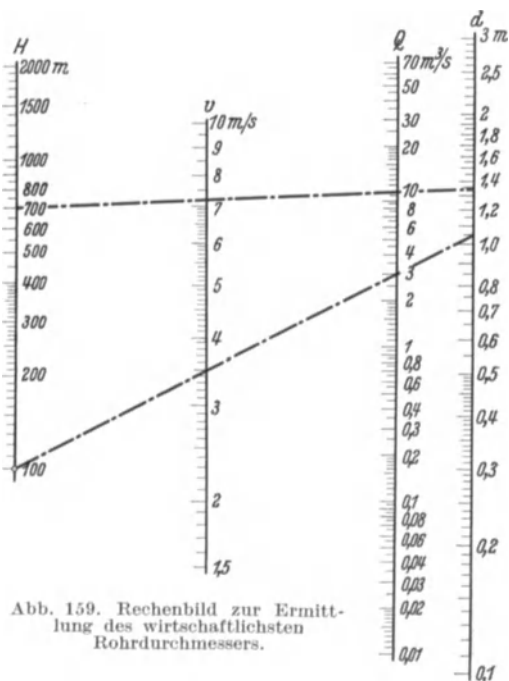


Abb. 159. Rechenbild zur Ermittlung des wirtschaftlichsten Rohrdurchmessers.



Den Wert  $\bar{w}$  der kWh an der Stromerzeugerklemme erhält man, indem man entweder die Jahreskosten bis einschließlich Stromerzeuger oder die Einnahmen aus Stromabgabe, vermindert um die Jahreskosten der Stromverteilungsanlagen, durch die Anzahl der im Jahr an den Generatorenklemmen zur Verfügung stehenden kWh teilt.

Die Jahreskosten  $\bar{k}_E$  einer Tonne eingebauten Stahls erhält man, indem man die überschläglich vorermittelten Jahreskosten der Rohrleitung (Rohre einschließlich Transport und Verlegung, Rohrstraße, Festpunkte usw.) durch das Gewicht der ganzen Rohrleitung teilt.

Der Beiwert von Chézy  $k$  ändert sich mit dem Durchmesser  $d$ . Man wird also  $k$  zunächst für ein geschätztes  $d$  annehmen, und nach Bedarf die Rechnung mit einem entsprechend verbesserten  $k$  wiederholen. Dasselbe gilt für die Druckhöhe  $H$ , da der dynamische Druckanstieg sich ebenfalls mit  $d$  ändert.

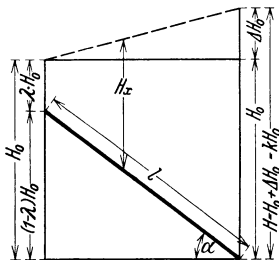


Abb. 160. Zur Ermittlung des Rohrgewichts. Statt  $k$  lies  $\alpha$ !

Die abgeleiteten Formeln gestatten auch die Entwicklung eines abgeschlossenen Ausdruckes für das Gesamtgewicht einer geradachsigen Rohrleitung von beliebiger Länge und Neigung unter Berücksichtigung der Möglichkeit bei gegebener Werkwassermenge die Zahl der Rohrstränge zu variieren.

Unter Vernachlässigung des Rostzuschlages beträgt nach Gleichung (225) das Gewicht der Rohrteillänge unter der Druckhöhe  $H_x$  (Abb. 160)

$$d G_R = \frac{\gamma \pi \gamma_R (1 + a)}{2 \varphi k_z} \cdot n \cdot d^2 \cdot H_x \cdot dl. \quad (212)$$

Darin bedeutet außer den schon früher angegebenen Bezeichnungen

$\gamma_R$  = Spezifisches Gewicht des Rohrmaterials;

$a$  = Zuschlag zum Rohrgewicht für Flanschen, Muffen usw.;

$n$  = Anzahl der Stränge.

Setzt man nun den wirtschaftlichsten Rohrdurchmesser in etwas genauerer Form als Gleichung (208) zu

$$d = \sqrt[7]{\frac{101,3 \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot \varphi \cdot k_z \cdot \bar{w} \cdot t \cdot Q^3}{(1 + a) \gamma_R \cdot k^2 \cdot H_x \cdot \bar{k}_E \cdot n^3}} \quad (213)$$

in Gleichung (212) ein, so ergibt das

$$d G_R = \frac{\gamma \pi \cdot 101,3^{2/7}}{2} \left( \frac{\eta_T \cdot \eta_G \cdot \bar{w} \cdot t \cdot Q^3}{k^2 \cdot \bar{k}_E} \right)^{2/7} \cdot \left( \frac{\gamma_R (1 + a)}{\varphi \cdot k_z} \right)^{5/7} \cdot n^{1/7} \cdot H_x^{5/7} \cdot dl,$$

für  $dl = \frac{dH}{\sin \alpha}$  ist dann

$$G_R = \frac{\gamma \pi \cdot 101,3^{2/7}}{2} \left( \frac{\eta_T \cdot \eta_G \cdot \bar{w} \cdot t \cdot Q^3}{k^2 \cdot \bar{k}_E} \right)^{2/7} \cdot \left( \frac{\gamma_R (1 + a)}{\varphi \cdot k_z} \right)^{5/7} \cdot n^{1/7} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} \int_{H_x = \lambda H_0}^{H_x = \alpha H_0} H_x^{5/7} dH,$$

$$G_R = \left( \frac{7 \gamma \cdot \pi \cdot 101,3^{2/7}}{12} \right) \left( \frac{\eta_T \cdot \eta_G \cdot \bar{w} \cdot t \cdot Q^3}{k^2 \cdot \bar{k}_E} \right)^{2/7} \cdot \left( \frac{\gamma_R (1 + a)}{\varphi \cdot k_z} \right)^{5/7} \cdot n^{1/7} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} \cdot H_0^{12/7} (\alpha - \lambda)^{12/7}.$$

Werden die ersten drei Klammerausdrücke als Konstante  $C$  bezeichnet und setzt man  $H_0 = \sin \alpha \frac{l}{1 - \lambda}$  so ergibt sich

$$G_R = C \cdot n^{1/7} \cdot \sin \alpha^{5/7} \cdot l^{12/7} \left( \frac{\alpha - \lambda}{1 - \lambda} \right)^{12/7}. \quad (214)$$

Aus der Formel geht u. a. hervor, daß vom Standpunkt der Anlagekosten die Verlegung nur eines einzigen Rohrstranges das Beste ist.

Die abgeleiteten Formeln gelten für eiserne Druckrohrleitungen. Der wirtschaftlichste Durchmesser für Beton- und Holzrohrleitungen läßt sich genau nur durch Vergleichsrechnung ermitteln. Näherungsweise ergibt er sich, wenn man sich an Stelle der Holz- oder Betonleitung eine eiserne Leitung denkt und für diese den wirtschaftlichsten Durchmesser ermittelt. Da die Kosten von Holz- und Betonleitungen bei Druckrohrleitungen im allgemeinen nicht wesentlich von denjenigen einer eisernen Leitung verschieden sein werden, ergibt diese Näherungsrechnung brauchbare Resultate. Man kann eventuell billigere Herstellungsmöglichkeiten von Beton- oder Holzrohren durch entsprechend niederes Einsetzen des Eisenpreises berücksichtigen.

## 11. Kapitel: Die Triebwasserfassung.

Eine Triebwasserfassung besteht aus dem Einlaßbauwerk mit seinen etwaigen Nebenanlagen wie Schiffs- und Floßdurchlässen, Spül- und Kläranlagen sowie dem Stauwerk, das in einzelnen Fällen auch fehlen kann.

### A. Aufgabe und Wirkung.

Die Wasserfassung (vgl. Abb. 3) hat den jederzeitigen Einzug der benötigten Wassermenge unter möglichst geringem Fallhöhenverlust und in einer Form zu leisten, die ein hinreichend von betriebsschädlichen oder -störenden Beimengungen gereinigtes Triebwasser gewährleistet.

Die erwähnten schädlichen Beimengungen können sein:

1. Schwerstoffe (Geschiebe, Schwebestoffe oder Sinkstoffe und
2. Schwimmstoffe (Treibzeug — Laub, Heu, Äste, Baumstämme, lebende und tote Tiere (insbesondere Fische) — Treibeis — Grundeis und Scholleneis.

Hydraulik der Beimengungen des Triebwassers.

I. Schwerstoffe. Das immer turbulent fließende Wasser der Flüsse bewegt in der Tiefe durch seine Schleppkraft (vgl. Bd. III, 3) Geschiebe und durch die Tragkraft der senkrechten Querströmungen im ganzen Querschnitt verteilt Schwebestoffe (Sand, Schlamm).

Die Schwebestoffe fallen ihrer Korngröße und Fälligkeit nach in verschiedenem Maße in stauen Strecken, die feinsten Schwebestoffe erst in natürlichen und künstlichen Seen aus, wenn die Verlangsamung der Wasserströmung und die Aufenthaltszeit des Wassers genügend groß ist. Andernfalls treten sie mit dem Betriebswasser durch den Einlaß in die Triebwasserleitung und durchlaufen das Kraftwerk, meist ohne wesentlichen Schaden zu tun. Nur bei großen Werkfallhöhen und scharfsandiger Beschaffenheit der Schwebestoffe (Gletschermilch) können besondere Kläranlagen hinter dem Einlaß zwecks Ausscheidung eines Teiles der Schwebestoffe nötig werden.

Das Geschiebe fällt auch bei geringeren Stauhöhen, zunächst am Eintritt in einen Stausee in Deltaform, aus und rückt erst allmählich bis zum Triebwassereinlaß hinab vor. Bei höherer Wasserführung aber und Anwendung beweglicher Wehre gelangt auch schon, mindestens feineres Geschiebe vor völliger Verschotterung des oberen Haltungsteils zeitweise bis an Stauwerk und Triebwassereinlaß hinab. Hier angelangt, folgt das Geschiebe in überwiegendem Verhältnis dem seitlich nach dem Triebwassereinlaß abströmenden Wasser, während das geradeaus durch das Wehr strömende „Überwasser“ verhältnismäßig weniger Geschiebe behält. Diese eigenartige in Natur und Modellversuch<sup>1</sup> nachgewiesene Erscheinung ist an Hand der Abb. 161 folgendermaßen zu erklären:

<sup>1</sup> Rehbock: In Wasserbaulab. Europas, S. 163. Versuche im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe. — Bülle: Untersuchungen über die Geschiebeableitung bei der Spaltung von Wasserläufen. Dissertation Karlsruhe 1925. — M.-Isar A.G.: Moderne Versuche über die zweckmäßige Gestaltung einzelner Bauwerke 1923. — Schoklitsch: Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Berlin: Julius Springer 1926.

Der Einzug des Wassers in den Triebwassereinlaß verlangt die Anwendung einer gewissen Beschleunigungsfallhöhe (vgl. Kap. 10, S. 173)

$$v = \mu \cdot \sqrt{2gH_b}. \quad (215)$$

Die Geschwindigkeit  $v$  teilt sich allen Wasserteilchen im Flußquerschnitt ohne Unterschied der Tiefe, nur der Breite nach von der Einlaßseite aus nach der anderen Flußseite abklingend, ziemlich gleichmäßig<sup>1</sup> mit. Da aber die Zulaufgeschwindigkeiten  $W$  in der Flußstrecke oberhalb des Triebwassereinlasses — die als geradlinig voraus-

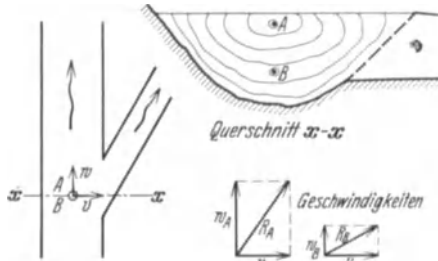


Abb. 161. Bewegung von Wasser und Schwerkstoff an einer seitlichen Ableitung.

gesetzt sein möge — ungleichmäßig (Isochäten!) verteilt sind, so werden die oberen Wasserschichten weniger stark abgelenkt als die sohlennahen, die hauptsächlich geschiebeführend sind. Es tritt also eine gewisse Sortierung in dem Sinne ein, daß der Triebwassereinlaß vornehmlich geschiebereiche Wasserschichten empfängt, während durch die Wehröffnungen die geschiebearmen abziehen.

Versuche Schaffernaks über den freien Einfang<sup>2</sup> bestätigten diese Erscheinung. Durch eine Schwelle entsprechender Höhe läßt sich jedoch dieser Übelstand zum Teil beseitigen, wie das die Abb. 162 zeigt. Beispielsweise werden bei der höchsten Schwellenanordnung (Kurve 4) die am nächsten der Sohle gelegenen Wasserschichten nicht mit in den Einlauf gezogen und mit ihnen auch nicht das in ihnen mitgeführte Geschiebe. Ist der freie Einfang durch eine hohe Schwelle zunächst etwas vor dem Geschiebe gesichert, so tritt in stark geschiebeführenden Flüssen der weitere Übelstand auf, daß durch den

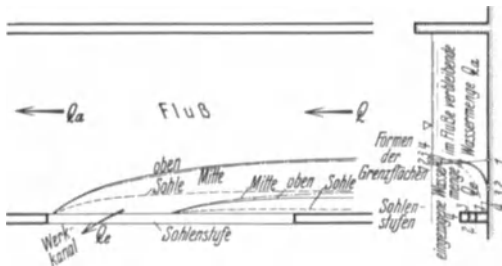


Abb. 162. Wasserteilung an stauloser Wasserfassung. Links Grundriß; rechts Querschnitt. (Schaffernak: Weltkraftkonf. 1930.)

starken Wasserentzug die Schleppkraft unterhalb des Einfanges stark vermindert wird und sich dadurch die Sohle vom Einfang ab erhöht. Bettverengungen können Abhilfe schaffen (vgl. Bd. III, 9).

II. Schwimmstoffe (Schwimmessel). Je nach der Annäherung des spezifischen Gewichtes an das des Wassers oder der Stärke der Turbulenz der Strömung treiben die Schwimmstoffe nicht nur an der Oberfläche, sondern auch im Quer-

schnitt verteilt, ja sogar nahe der Sohle (mit Geschiebe beladenes Grundeis, ersoffenes Holz). Immerhin pflegen bei starkem Hochwasser die an der Oberfläche treibenden Stoffe mengenmäßig stark zu überwiegen. Sie sind vorwiegend im Stromstrich zusammengedrängt, also in geraden Stromstrichen annähernd in der Mitte, in gekrümmten Strecken an der Außenseite, also gerade umgekehrt wie die Schwerkstoffe (vgl. Bd. Flußbau); der Entwurf muß bei der Wahl der Fassungsstelle den Weg des kleineren Übels suchen. Aus eben den für die Geschiebe nachgewiesenen hydraulischen Gründen werden die Schwimm-

<sup>1</sup> Zum seitlichen Ablenken eines bereits in längsgleitender Bewegung befindlichen Körpers genügen sehr geringe Seitenkräfte (vgl. auf glatter Straße gebremste, gleitende und leicht ins Schleudern kommende Kraftwagen).

<sup>2</sup> Schaffernak: Untersuchung über die Wasser- und Geschiebebewegung bei freien Werkseinfängen. Ber. Weltkraftkonf. Bd. 9 (1930), Bericht Nr. 187 S. 238.

stoffe mit zunehmender Hochwasserführung und Überwasserfreigabe vom Triebwassereinlaß weniger angezogen als vom Wehr. Geschickte Ausnutzung vorhandener Stromkrümmungen kann gestatten, die Abwehrmaßnahmen gegen das Eintreiben der Schwimmstoffe auf ein Minimum zu verringern. Beispiel: Ryburg-Schwörstadt<sup>1</sup> (Abb. 102). Modellversuche haben sich als ein vorzügliches Mittel erwiesen, um auch für schwieriger gelagerte Einzelfälle die zu erwartenden Bewegungserscheinungen der Schwer- und Schwimmstoffe sowie die zu ihrer Abwehr anzuwendenden Einrichtungen zu studieren<sup>2</sup>.

## B. Unterscheidende Merkmale und Klassifizierung.

1. Eine erste durchgehende Unterscheidung gründet sich auf das Vorhandensein oder Nichtvorhandensein eines Stauwerkes unterhalb des Triebwassereinlasses, Stauwasserfassung oder gesicherter Einfang im Gegensatz zu stauloser Wasserfassung oder freiem Einfang!

Die Anlage eines Stauwerkes sichert auch bei hohem Ausbaugrad jede noch so weit gehende Erfassung der Flußwassermengen, sie ermöglicht außerdem durch Anwendung entsprechender Stauhöhen, die Wassertiefe am Einlaß den Forderungen des Geschiebe- und Eisschutzes (Anlage hoher Einlaßschwellen und tieftauchender Streifwände) zu entsprechen. Die Stauwasserfassung ist daher trotz ihrer höheren Kosten die Regel. Die staulose Wasserfassung kommt nur bei niedrigem Ausbaugrad und gleichzeitiger Abwesenheit stärkerer Geschiebeführung und Verlegungsgefahr in Frage, ferner (immer mäßigen Ausbaugrad und gesicherte Flußbettlage vorausgesetzt) unter besonderen Verhältnissen, die den Bau eines Wehrs verbieten (überwiegende Schifffahrtsinteressen) oder sehr verteuern (große Ströme, z. B. Niagara, vgl. Abb. 100 und 185, Chipawawerk!)

2. Ein weiteres wichtiges Unterscheidungsmerkmal ist die Lage des Einlaßquerschnittes am freien Spiegel (Freispiegeleinlaß) im Gegensatz zum untergetauchten oder versenkten Einlaßquerschnitt.

a) Der Freispiegeleinlaßquerschnitt reicht nach oben bis zum freien Wasserspiegel, so daß die Ableitung vom Einlaß aus in einem offenen Gerinne erfolgen kann. Die Regel bei allen Wasserkraftanlagen mit kleinen und mittleren Stauhöhen, also auch noch bei Kleinspeichern, sehr selten bei Talsperren (d. h. wenn Stau wesentlich über Hochwasserhöhe).

b) Unterwassereinlaß (Druckleitungseinlaß). Der Einlaßquerschnitt ist vollständig untergetaucht, so daß die Wasserabführung vom Einlaß mindestens zunächst in einem vollaufenden Rohr oder Stollen erfolgen muß. Anwendung regelmäßig an tiefen Staueisen (Talsperren) und nur selten und dann meist in der Form des staulosen Einlasses an offenen Strömen.

3. Ein weiteres, wenn auch nicht immer so scharfes Unterscheidungsmerkmal liegt in dem Maß der Ansprüche an die Reinigung des Betriebswassers von Schwer- und Schwimmstoffen.

a) Hier unterscheiden sich in erster Linie Nieder- und Hochdruckanlagen. Niederdruckanlagen sind um so weniger empfindlich gegen Geschiebe und kleinere Schwimmstoffe, je geringer die Fallhöhe und je größer die Vollwassermenge der einzelnen Turbine ist. So haben Anlagen wie Lilla Edet (Abb. 410), Ryburg-Schwörstadt (Abb. 439) — letztere trotz starker Geschiebeführung des Rheins — außer dem ziemlich groben Rechen (Lilla Edet Winters 20 cm, Sommers 2 cm, Ryburg-Schwörstadt 15 cm lichten Stababstand) keinerlei weiteren Geschiebe- und Schwimmstoffschutz, was ihren grobschlächtigen Flügelradturbinen kaum schaden kann, während Anlagen mit Francisturbinen unter ähnlichen Verhältnissen stärkeren Geschiebeschutz (durch Vorschwellen)

<sup>1</sup> Bautechn. 1931 S. 619.

<sup>2</sup> Vgl. Nordische Wasserkräfte S. 746.

benötigen (z. B. Laufenburg, Eglisau am Rhein), und zwar um so mehr, je höher die Fallhöhe und damit die Feinheit der Turbinenquerschnitte und -teile und die Wassergeschwindigkeiten in den Turbinen sind. Mit zunehmender Fallhöhe steigt die Empfindlichkeit auch gegenüber kleineren Geschiebekorngrößen und bei Hochdruckanlagen mit über 200 bis 300 m Fallhöhe kann sogar die Ausscheidung feinsten, als Schwebestoffe auftretender Sande durch Kläranlagen oder Sandfänge (vgl. S. 206) notwendig werden. Der Turbineningenieur wird den Bauingenieur bei der Entscheidung über die zuzulassenden Reinigungsansprüche immer beraten müssen. Dabei sind wirtschaftliche Erwägungen durchaus angebracht; statt höhere einmalige Aufwendungen in den Bau (oder laufende Aufwendungen in die Betriebsart) von Schutzrichtungen gegen Geschiebe und Schwebestoffe zu stecken, kann es wirtschaftlicher sein (geringere Gesamtjahreskosten einschließlich der zu bewertenden Betriebsstörungen!), die stärkere Abnutzung und häufigere Auswechslung der Turbinenteile in Kauf zu nehmen, welche bei verminderter Intensität der Reinigung des Betriebswassers zu erwarten sind. Die Entscheidung im

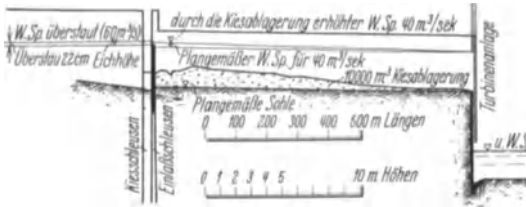


Abb. 163. Kiesablagung in einem Werkkanal, Längenschnitt. (Hartmann: Bautechn. 1926.)

zweiten Sinne wird erleichtert durch die heute hoch entwickelte Möglichkeit, den Umfang der auszuwechselnden Teile der Leitapparate und Laufräder durch Anordnung auswechselbarer Einsatzstücke (z. B. einer Düse der Pelton turbine) oder Ergänzungsschweißung (z. B. an den Laufrädern großer Francis- und Propellerturbinen) zu verbilligen und zu beschleunigen. Ein ähnliches Mittel ist die Invorrathaltung eines ganzen Laufrades auch größerer Turbinen bei Anwendung von Bauformen, welche die Auswechslung erleichtern und beschleunigen (vgl. S. 407, Abb. 523). Bei allen diesen Erwägungen haben der Turbineningenieur und der Betriebsfachmann in erster Linie neben dem Bauingenieur mitzureden.

b) Unterschiede im Anspruch an den Reinigungsgrad des Betriebswassers können auch zwischen Stau- und Umleitungskraftwerk auftreten, da letztere bei mäßigen Strömungsgeschwindigkeiten im Kanal unter dessen Verlegung durch Geschiebe und Schwebestoffe ganz anders leiden als Staukraftwerke (Abb. 163). Ebenso ist eine Druckumleitung (Stollen, lange Turbinenleitung) empfindlicher gegen Geschiebe und Sinkstoffe als eine Freispiegelumleitung, insofern als letztere in ihrem offenen Wasserschloß nochmals Gelegenheit zur Anbringung von Geschiebeausscheidungseinrichtungen bietet, während das Druckwasserschloß (Schachtwasserschloß) dafür weniger geeignet ist (vgl. S. 334).

c) Weitere Unterscheidungen ergeben sich aus oft sehr verschieden gelagerten geographischen Bedingungen der Schwerstoff-, Schwemmsel- und Eisführung, die zu klären eine wesentliche Aufgabe der Vorarbeiten ist. Diese Unterschiede können sich erstrecken auf die Beschaffenheit, Kornmischung, Menge und Auftretensdauer der Schwerstoffe und entsprechend von Eis und anderen Schwimmstoffen. Diese Unterschiede sind bei der Festlegung der Arten und Ausmaße der Abwehreinrichtungen wohl zu beachten. Jedes schematische Vorgehen, vorbehaltloses Übernehmen ausgeführter Vorbilder wäre vom Übel.

4. Offener oder geschützter Triebwassereinlaß. An längeren Umleitungen wird man gerne ein Regulierwehr am Triebwassereinlaß oder kurz dahinter anordnen, um vor allem den Eintritt höherer Wasserstände der Anschwellungen nach Bedarf von der Triebwasserleitung fernhalten oder mindestens beherrschen zu können. Das Einlaßwehr gestattet auch meist in vorteilhaftester

Weise die Anwendung von Abwehreinrichtungen (Schwelle, Tauchwand usw.), falls sie benötigt sind. Endlich ermöglicht es die zeitweilige Trockenlegung der Triebwasserumleitung zu Ausbesserungs- oder Reinigungszwecken, ohne daß Niederlegung des Staus erforderlich wäre.

Man wird daher, wenigstens bei längeren Umleitungen auf ein Einlaßwehr nur dann verzichten, wenn freier Eintritt der Schiffahrt oder Floßtrift in die Triebwasserleitung verlangt wird und gleichzeitig die technisch vollkommene aber teurere Lösung der Anordnung eines Einlaßwehrs neben einer Schiffs- oder Floßschleuse (vgl. Abb. 172) aus wirtschaftlichen Gründen vermieden werden soll. Verlangen ferner Fischereiereinteressen Fernhaltung der Fische vom Oberkanal, so ist ein Fischrechen (vgl. S. 456) am Einlaß notwendig, der dann mit verhältnismäßig geringen Mehrkosten zum Einlaßwehr ausgestaltet werden kann.

Aus den Verschiedenheiten der örtlichen Verhältnisse und der Gesamtanordnung der Kraftanlage ergeben sich die Grundformtypen der Triebwasser-einlässe: Freispiegeleinlässe und tiefliegende oder versenkte Einlässe. Beide Gruppen lassen sich nochmals nach ihrer baulichen Anordnung und Ausbildung unterteilen, wie nachstehend ausgeführt.

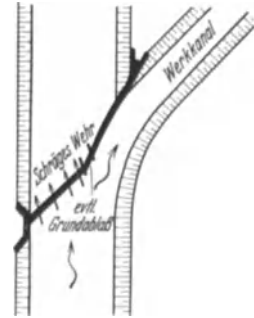


Abb. 164. Alte Anordnung eines Kanaleinlasses.

### C. Freispiegeleinlässe mit Stauwerk.

#### 1. Geschützter Nieder- und Mitteldruckkanaleinlaß an viel Geschiebe und Eis führenden Flüssen.

Die Verhältnisse werden gemäß den vorausgeschickten Richtlinien hier eine möglichst vollkommene Zurückhaltung der Geschiebe, nicht der Schwebstoffe, und eine angemessene Einschränkung des Grund- und Scholleneistreibens vom Oberkanal verlangen. Praktische Erfahrung, ergänzt in neuerer Zeit durch

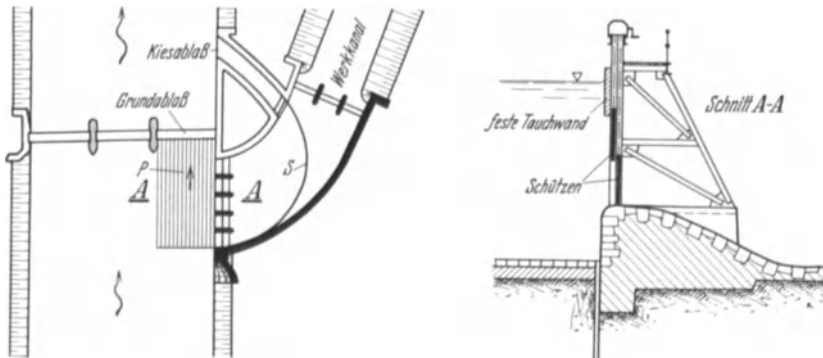


Abb. 165. Geschützter Werkkanaleinlaß parallel zum Fluß (Norm von 1900—1920).

Modellversuche, hat gelehrt, daß diese Ziele nur durch grundsätzliche Abkehr von der altüberkommenen Regel, dem Triebwasser den Eintritt in den Oberkanal durch eine möglichst ablenkungs- und hindernisfreie Anordnung weitestgehend zu erleichtern (vgl. Abb. 164), zu erzielen ist. Die Elemente dieser zunächst verbesserten Kanaleinlässe sind die folgenden:

1. Eintrittsachse *A-A* (Abb. 165) annähernd senkrecht zum Stromstrich des Flusses und möglichst nahe an dem am Abzweigungsufer anzuordnenden Grundablaß oder besser vollkommen beweglichen Wehr.

2. Anordnung einer hinreichend hohen Kiesabweisschwelle im Einlaßquerschnitt mit einer auf den Grundablaß zuführenden vorgelagerten Kiesabzugspritze (*P*), die einige Prozent Gefälle und glatte und widerstandsfähige Bedeckung (Dielenbelag, Quader, Hartbeton o. dgl.) hat.

3. Ausbildung des Kanalkopfes zum Kiesfang, abgeschlossen durch zweite (innere) Kiesschwelle (*S*) von zweckmäßig geschwungener Grundrißführung mit anschließender Spülschleuse (Kiesschleuse).

4. Auf der Schwelle ein Einlaßwehr mit schlanken Pfeilern aus Holz, besser Eisenfachwerk glatt mit Dielen verkleidet, noch besser mit Eisenbeton ausgefüllt oder am besten Wandpfeiler in Eisenbetonbauweise. Als Abschlußorgane Doppelschützen und nahe dem Wasserspiegel Tauchwand aus Eisenfachwerk mit Bohlenbelag oder ganz in Eisenbetonbauweise (Abb. 172 und 166). Die Tauchwand kann manchmal ganz erhebliche Abmessungen annehmen, wie das aus der

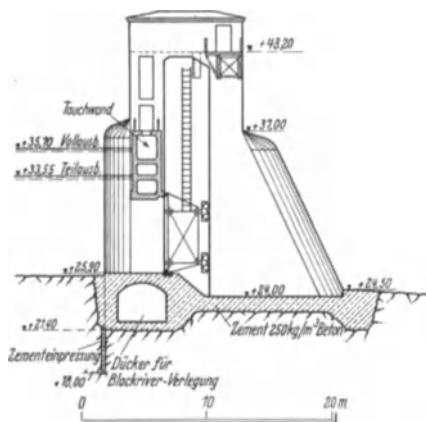


Abb. 166. Kanaleinlaß Shannonwerk.  
(3 Öffnungen je 25 m lichter Weite.)  
(Bautechn. 1930.)

Abb. 166 vom Einlaufbauwerk der Shannon-Anlage in Irland hervorgeht. Da der Einlauf unmittelbar unterhalb großer Seen angeordnet ist, war nur mit geringster Schwerstoff-Führung zu rechnen, weshalb keine Schwelle vorgesehen wurde. Die Tauchwand wählte man so hoch, um an Höhe der beweglichen Verschlussteile zu sparen. Manchmal fehlen die Verschlüsse am Einlauf vollständig und sind aus (oft übertriebener) Sparsamkeit an die enge Stelle hinter der zweiten Kiesschwelle gerückt (Pernegg). Dann besteht der eigentliche Einlauf nur noch aus Schwelle und Tauchwand. In manchen anderen Ausführungen (Mixnitz, zeitlich nach Pernegg der gleichen

Unternehmung, Mühlthal usw.) sind zur Verbesserung der Kiesspülwirkung an beiden Stellen Verschlüsse vorgesehen.

Das Einlaufbauwerk ist (als Stauwerk) sehr sorgfältig zu gründen (gegen den Fluß hin tiefe Spundwände oder Herdmauern im Fels) zum Schutz gegen Unterspülung durch die in der Längsrichtung vorbeistreichende Strömung und das in die Querrichtung strebende Druckwasser.

5. Ein Grobrechen an der Stirn des Einlaßwehres wird meist entbehrlich sein, er verteuert nur den Betrieb.

Je höher die Einlaßschwelle, um so besser der Kiesschutz, um so größer aber auch die erforderliche Länge des Einlaßbauwerkes bei gegebener Vollwassermenge und angenommenem Eintrittsverlust (in der Regel  $\leq 0,1$  m). Die Eintrittsgeschwindigkeit soll nicht nur des von ihr abhängigen Energieverlustes wegen niedrig gehalten werden, sondern vor allem deshalb, weil mit wachsender Eintrittsgeschwindigkeit auch der Geschiebe- und Eisandrang zum Kanal zunimmt. Übliche Eintrittsgeschwindigkeit 0,8 bis 1,2 m/sek. Je tiefer die Tauchwand eintaucht (Mindestwert 0,6 bis 0,8 m, Bestwert 1,2 bis 1,5 m), um so besser ist das Oberflächentreibeis vom Kanal fernzuhalten, um so fühlbarer aber auch die Verengung des Eintrittsquerschnittes. Es empfiehlt sich daher oft, die feste Schwelle mäßig hoch zu machen und sie bei stärkerer Geschiebeführung durch Herunterstellen der Unterschützen vorübergehend zu erhöhen. Ebenso kann die Tauchwand durch Herunterlassen der Oberschützen um ein veränderliches Tauchmaß vertieft oder auch ganz mit ihrer Unterkante über den Stauwasserspiegel heraufgenommen werden, so daß sie nur als sog. Hochwasserschilde zur Ergänzung der Schützenwand nach oben beiträgt.

Neueste Entwicklung. Die beschriebene, etwa bis 1918 fast ausnahmslos bevorzugte Anordnung hatte noch folgende Mängel:

Die Spülwirkung des bei Hochwasser- und Geschiebegang gezogenen Grundablasses reichte nur über einen begrenzten Abzugstrichter an der Kiesschwelle aufwärts, deren oberer Teil mehr oder minder schnell verschotterte. Das Geschiebe wurde bei starker Anschwellung im Kanal von der Schwelle in die Höhe und durch den Einlaß eingezogen. Die naturgemäß schräge Anströmung des Wassers ließ an der oberen Einlaßwange hinter dem Einlaß eine große senkrechte langsam drehende Wasserwalze, einen Kehrstrom entstehen, der einerseits die Schwerstoffablagerung hinter dem Einlaßbauwerk begünstigte, andererseits den nutzbaren Querschnitt verengte, die Geschwindig-

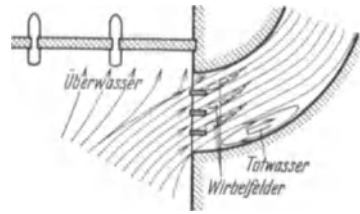


Abb. 167. Strömungsverhältnisse an rechtwinkliger Abzweigung.

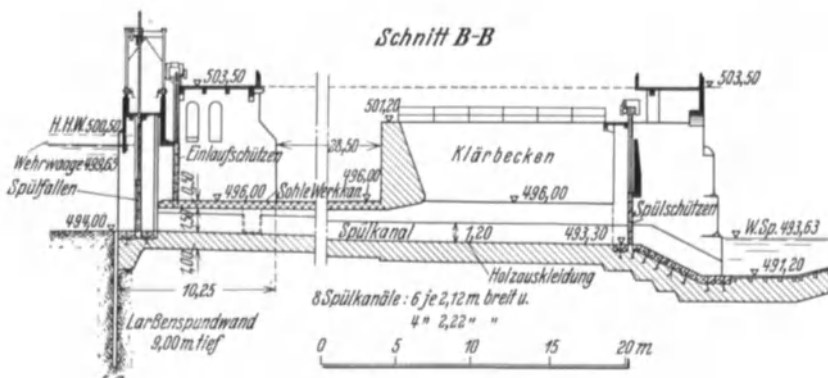
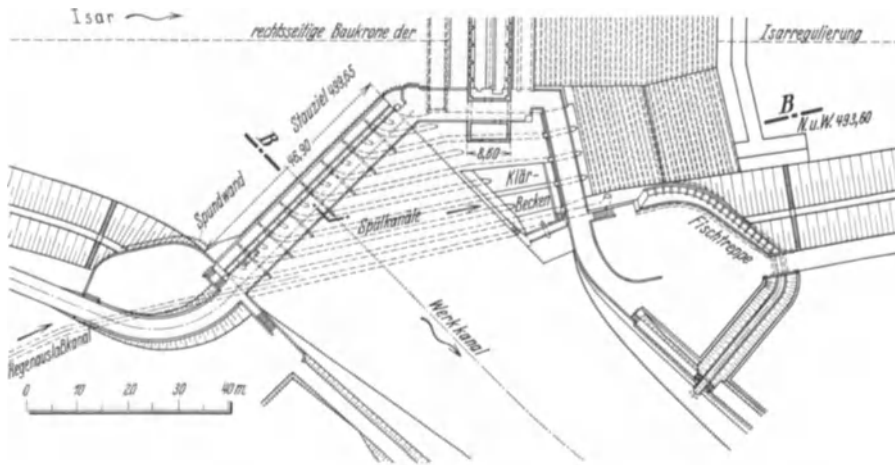


Abb. 168. Kanaleinlauf der Mittleren Isar bei Oberföhring. (Mitt. der Mittl. Isar A.G.)

keiten erhöhte und so zum Weiterschleppen des Geschiebes in den Oberkanal beitrug (Abb. 167).

Diesen Mißständen begegnete man durch Verteilung einer Anzahl von Kiesabzugsöffnungen über die ganze wasserseitige Front (oder wenigstens deren stromaufwärtigen Teil!) der hohl, als Kiesspülgerinne ausgebildeten Einlaßschwelle



und durch Vorziehen des stromabwärtigen Endes dieser Schwelle unter gleichzeitiger Aufgabe der senkrechten Abzweigung zugunsten einer spitzwinkligen (Abb. 168, 169 und 170). Auch die etwa nötige zweite, innere Kiesschwelle wurde bei größerer Ausdehnung mit verteilten Spülöffnungen und anschließender Spülkanälen besetzt. Bei Anwendung hohler Spülschwellen ist die Möglichkeit der Verstopfung durch Wurzelwerk durch entsprechend weite Bemessung der Kanäle und Anordnung von Grobrechen vor den Öffnungen auszuschließen.

Die Beispiele „Mittlere Isar“ (Abb. 168) und Mixnitz (Abb. 170) zeigen die Spülkanäle auf die ganze Länge der Schwelle verteilt, während sie bei Mühltal (Abb. 169) nur im oberen Teil angeordnet sind, weil die Spülwirkung des Wehrgrundablasses nicht mehr hier heraufreicht. Über die Schwelle

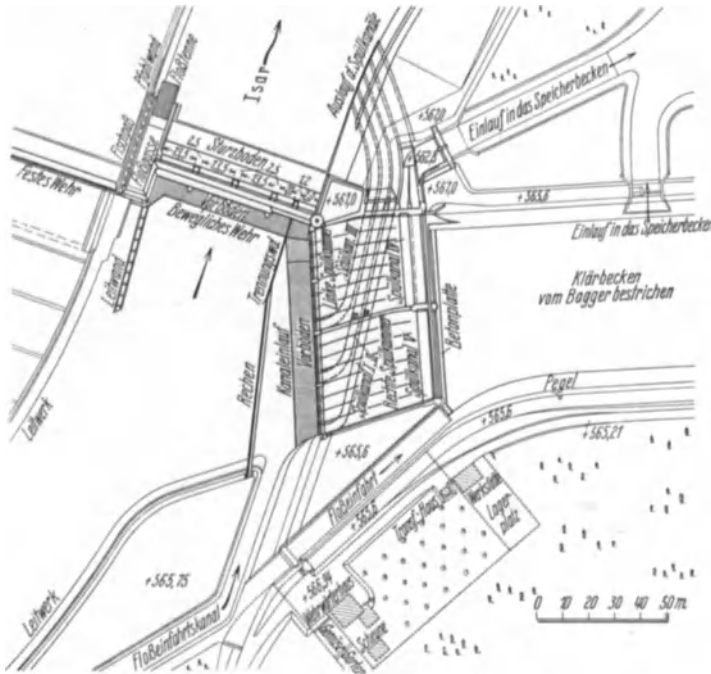


Abb. 169. Wasserfassung Mühltal/Isar. (Langlotz: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1929.)

eingetretene Schwerstoffe werden dort durch die Spülkanäle IV und V abgezogen oder von dem das Klärbecken bestreichenden Bagger beseitigt. Da sich eine Spülkammer bei Aufrechterhaltung des Staues nur ganz ungenügend spülen läßt, hat man sie hier unterteilt, so daß in betriebsschwachen Zeiten immer ein Abschnitt abgeschlossen und entleert werden kann. Durch Ziehen einzelner Einlaufschützen wird dann ein kräftiger Spülstrom erzeugt, der durch Bohlentrennwände zusammengehalten wird und das Geschiebe zu den Spülkanälen und von dort mit genügendem Gefälle zum Unterwasser befördert.

Da die Anströmrichtung der Einlaßfront mit dem Verhältnis von Betriebswassermenge zu der durch das Wehr gehenden Überwassermenge wechselt, hat man vereinzelt auch die Pfeiler des Einlaßwehrs schon kreiszylindrisch ausgebildet (Abb. 170 und 171).

Erfahrung und Modellversuch (Lit. 11, 11 Schoklitsch, „Geschiebeführung in Flüssen und an Stauwerken“) haben gezeigt, daß es die Geschiebeabfuhr durch das Stauwehr verbessert, wenn in erster Linie die zweite oder dritte Wehröffnung abseits des Triebwassereinlasses und erst bei weiterem Steigen

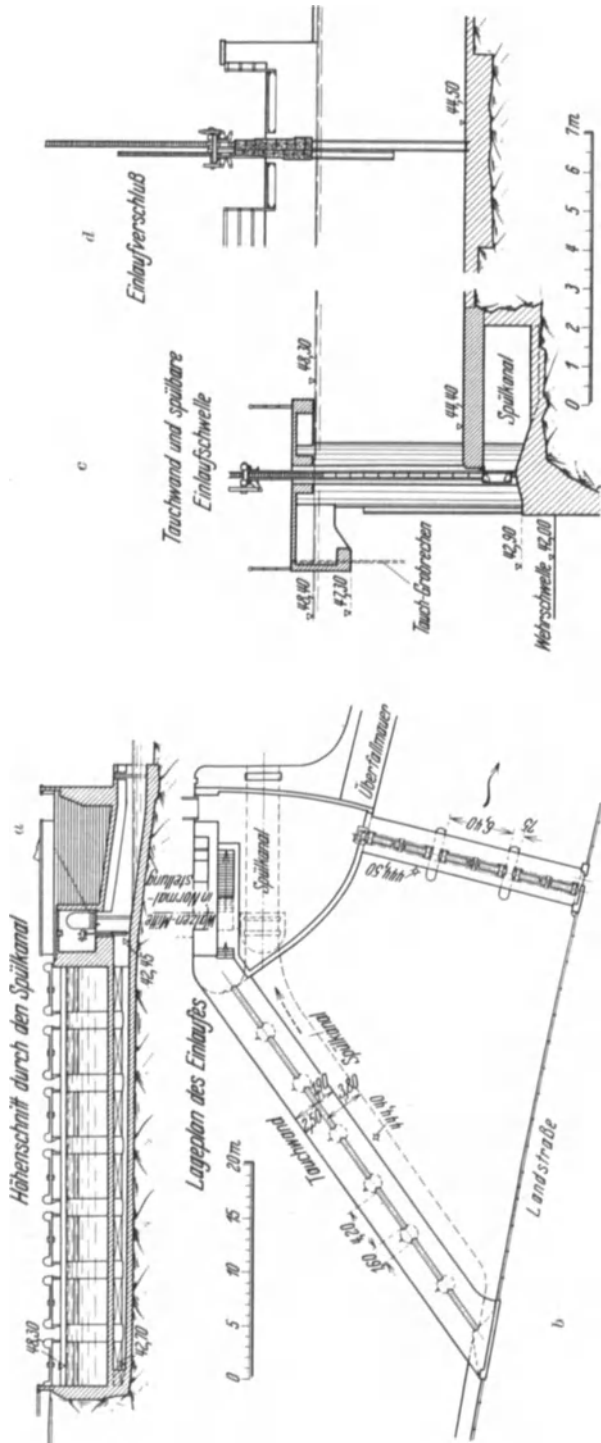


Abb. 170. Einlaufbauwerk der Kraftanlage Mixnitz (Stewesg). *a* Längsschnitt durch den Spülkanal; *b* Grundriß des Einlaufbauwerkes, *c* Tauchwand und spülbare Einlaufschwelle; *d* Einlaufverschlüsse: 3 Doppelschützen 6,40/3,90.

der Überwassermengen die dem Triebwassereinlaß unmittelbar anliegende Öffnung freigegeben werden; der Wasser- und Geschiebestrom wird dann teilweise auch nach der Gegenseite des Triebwassereinlasses abgelenkt. Hiermit in Verbindung steht die vereinzelt angewandte Anordnung einer zweiten vor

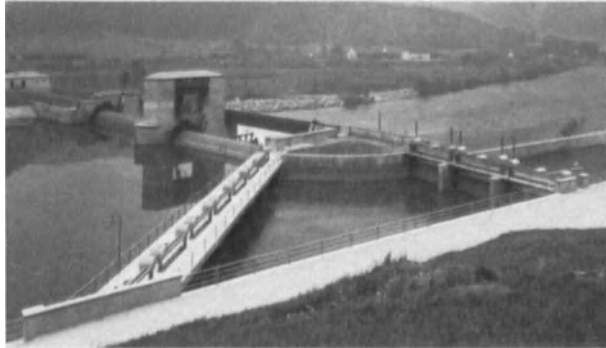


Abb. 170a. Einlaufbauwerk des Murkraftwerkes Mixnitz (Steweag).

dem Regulierwehr und annähernd parallel dazu noch im Strombett liegenden Kiesleitschwelle, in der Abbildung Zungenmauer genannt (Innwerk, Abb. 172).

## 2. Offener (ungeschützter) Niederdruckwerkeinlaß für Schiffahrtswerkkanäle.

Diese Form wird, wenn es die Geschiebe- und Eisverhältnisse irgend erlauben, dem geschützten Kanaleinlaß mit zweiter, durch Kammerschleuse oder einfachen Schnellverschluß gedeckter Mündung wegen der wesentlich geringeren Anlage-

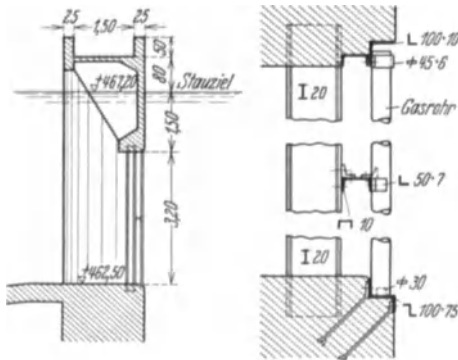


Abb. 171. Tauchwand und Grobrechen am Kanaleinlauf Pernegg, Mur. (Elektrotechn. u. Maschinenb. 1927.)

kosten und des für die Schifffahrt günstigeren Betriebs vorgezogen (Beispiel: Kembs).

## 3. Geschützter Hochdruckwerk-Flußeinlaß.

Die Elemente dieser Bauform (Abb. 173 und 174) sind im wesentlichen dieselben wie beim geschützten Niederdruckkanaleinlaß (Typ 1, s. oben). Nur tritt hier bei mäßiger Wehrhöhe und entsprechend wilder Wasserbewegung oft noch zwecks Fernhaltung des zahlreicheren Treibholzes ein grober Fangrechen an der Einlaßfront auf, der bei geschlossener Ausführung der Trieb-

wasserleitung (Stollen, Druckrohre) durch einen dahinter angeordneten Feinrechen ergänzt oder selbst als kräftiger Feinrechen ausgeführt wird. Außerdem tritt mit Rücksicht auf die höhere Empfindlichkeit der Druckrohre und Turbinen ein Klärbecken oder Sandfang als wichtiges neues Element auf. Manchmal verlangt Wildholzföhrung, daß das Wehr keinerlei Pfeiler tragen darf, wie das in der Abb. 173 durch ein Grundwehr erfüllt ist, wie es außerdem etwa durch Einbau einer einzigen breiten Walze erzielt werden kann und wie es besonders die später erwähnte Ausbildung der Bachfassung mit liegendem Rechen zeigt.

Sandfänge. Der Sandfang, aus einem oder einer Anzahl parallel geschalteter Absitzbecken bestehend, soll das sandbeladene Betriebswasser in möglichst

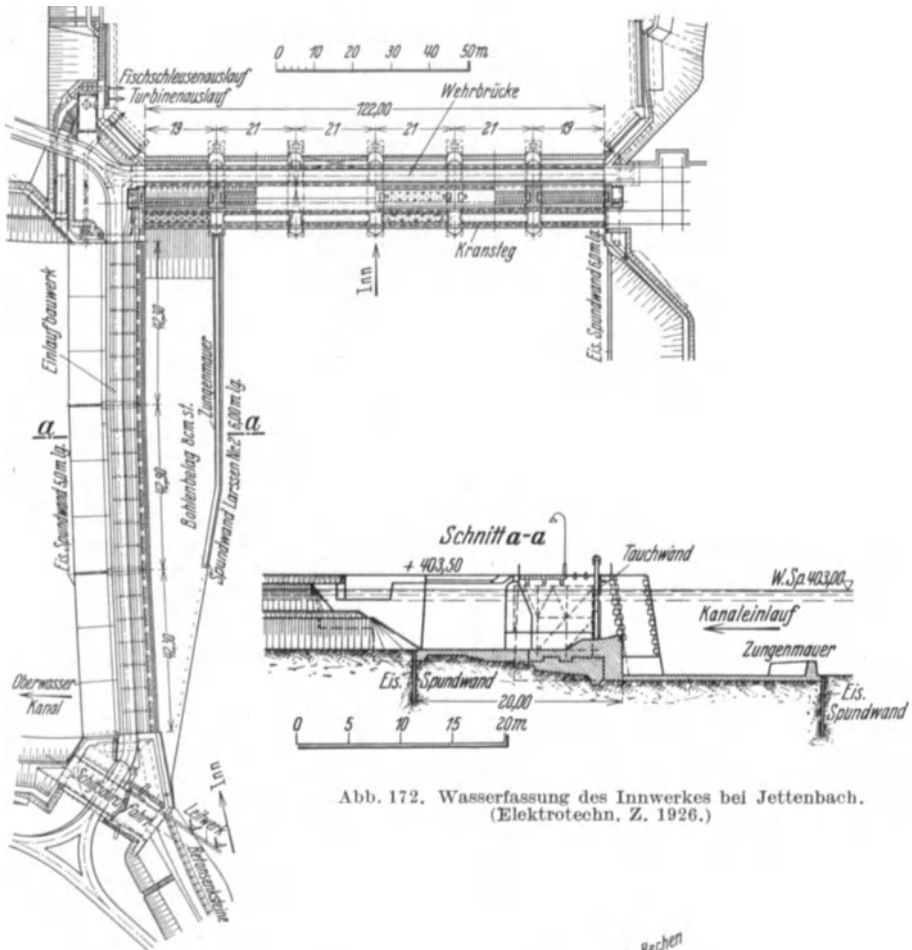


Abb. 172. Wasserfassung des Innwerkes bei Jettenbach. (Elektrotechn. Z. 1926.)

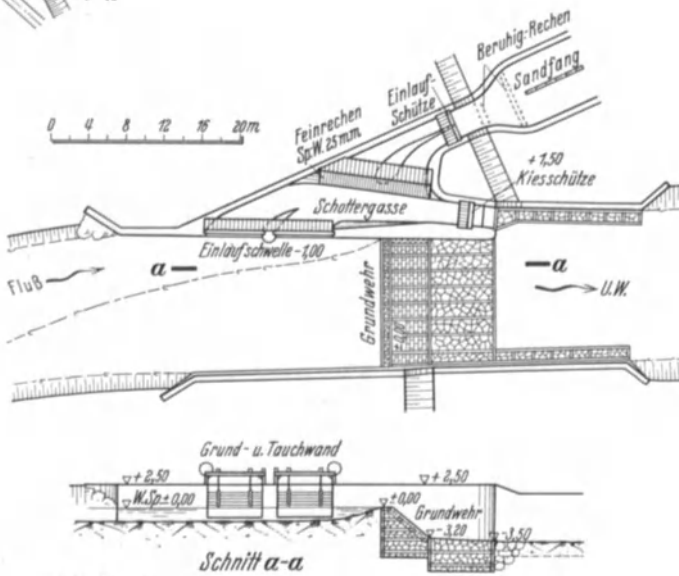


Abb. 173. Bachfassung mit festem Wehr und seitlichem Einlaß. (Angerer: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1930.)

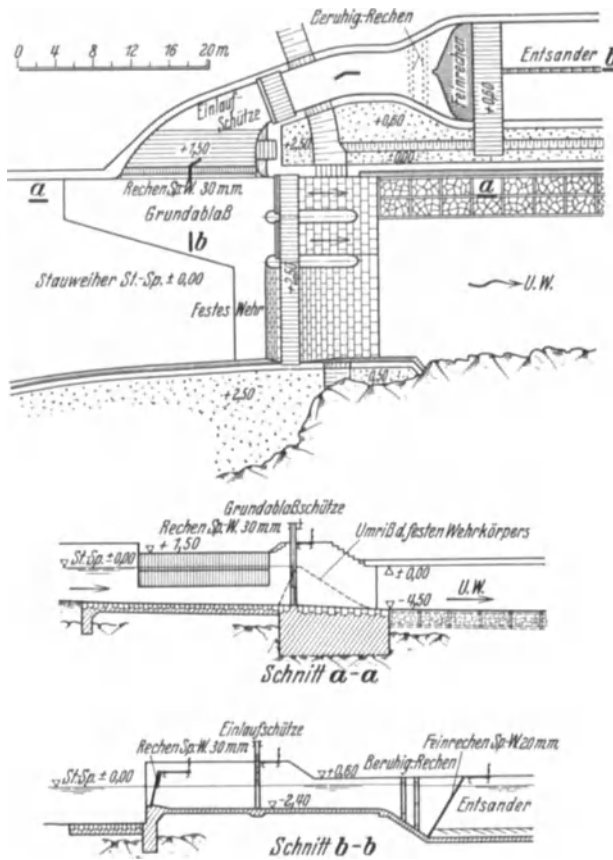


Abb. 174. Bach- und Flußfassung mit festem und Grundablaßwehr. (Angerer: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1930.)

ruhiger und langsamer Strömung der Triebwasserleitung zuführen, wobei mindestens ein angemessener Teil der Schwebstoffe die hydraulischen Bedingungen und die nötige Zeit zum Ausfallen finden soll.

Maßgebend dafür ist einerseits die Gleichmäßigkeit, hinreichende Turbulenzfreiheit und Langsamkeit der Wasserströmung, die Bekentiefe  $t$  und -länge  $l$  und die auf den Breitenmeter des Beckens entfallende bezogene Beaufschlagung  $\frac{Q}{b} = \bar{Q}_b \left( \frac{m^2}{sek} \right)$ .

Auf der anderen Seite ist maßgebend: die

Sinkgeschwindigkeit der kleinsten noch eben zur Ausscheidung bestimmten Korngruppe. Diese ist auf Grund der nach Fälligkeitsgruppen aufgestellten Kornmischungslinie des Gewässers (Abb. 175) und der Vorschriften der Turbinenfirma oder auf Grund besonderer Abnutzungsversuche festzustellen. Die nachstehenden Gleichungen zwischen den angegebenen Bestimmungsgrößen können unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse Anhaltspunkte für die Formgebung und Bemessung der Becken bieten. Bei der Ableitung ist gleichmäßige Verteilung der Strömung über den Querschnitt vorausgesetzt und berücksichtigt, daß die Fallgeschwindigkeit eines Kornes in

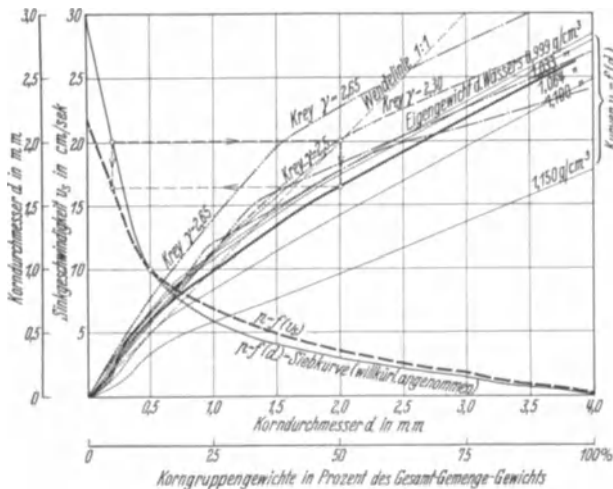


Abb. 175. Sinkgeschwindigkeit von Sanden und Kugelkörnern in Wasser. Ableitung der Schaulinie  $p = f(v_s)$  aus der Siebkurve  $p = f(d)$  eines Korngemisches (Pfeile!). Die Linien  $v_s = f(d)$  sind aufgetragen nach — Sudry (Mém. Ac. Sc. Paris 1912): Sinkgeschwindigkeit von Quarzkörnern in trübem Wasser von 18° C. Fallhöhe 1 m. — — — Boelsterli (1909): Fallhöhe 1—2 m. (Keine Temperaturangaben). — — — Nach Engineering 20. Dez. 1912 bei ~ 15° C. Fallhöhe 0,3—1,2 m. — — — Nach Krey (Zbl. Bauverw. 1919).

genügend ruhig fließendem Wasser ( $v_{\text{grenz}} \approx 0,3$  m/sek) sehr rasch die konstante Sinkgeschwindigkeit erreicht (Abb. 177).

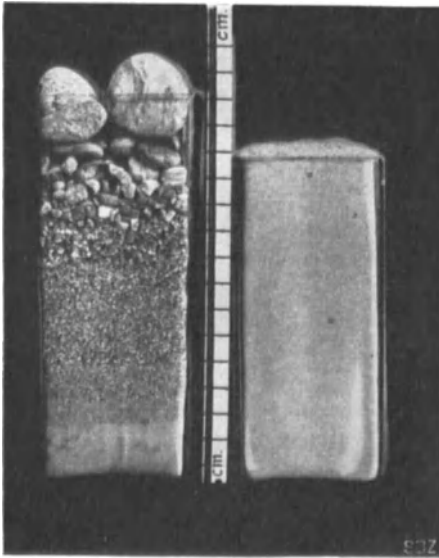


Abb. 176. Wirksamkeit eines Entsanders (D u - four). Im Spülwasser (links) und im Reinwasser (rechts) enthaltene Schwerstoffe.

$$v = v_s \frac{l}{t}, \quad (216)$$

$$v = \frac{Q}{bt}, \quad (217)$$

$$Q = v_s bl = vtb, \quad (218)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sinkdauer} \\ \text{Aufenthalts-} \\ \text{dauer} \end{array} \right\} T_s = \frac{l}{v} = \frac{t}{v_s} = \frac{btl}{Q}, \quad (219)$$

$$\text{Klärraum} \quad V = btl = Q \cdot T_s. \quad (220)$$

Zur Ausscheidung des noch eindringenden groben Gerölls und Kieses wird in der Regel ein Kiesfang zwischen

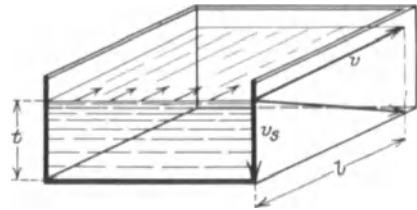


Abb. 177. Zur Klärbeckenbemessung. (Wkr. 1913.)

Einfluß und Sandfang angeordnet. Andernfalls muß der Sandfang auch die groben Schwerstoffe aufnehmen und abführen können.

Der ausgefallte Kies, Sand und Schlamm wird durch Spülschleusen abgezogen, wenn nicht Wassermangel (hoher Ausbaugrad) zur Anordnung stationärer, fahr- oder schwenkbarer Baggereinrichtungen Anlaß gibt (Abb. 178).

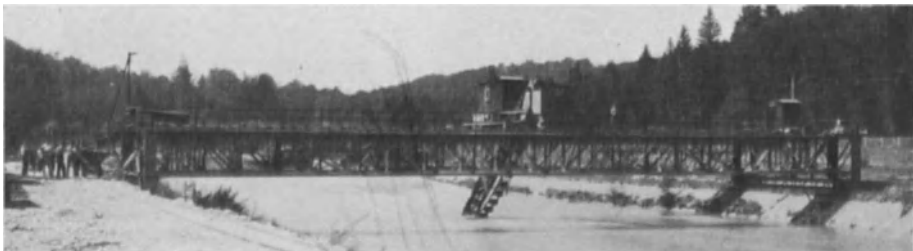


Abb. 178 Ausbaggerung eines Klärbeckens durch Eimerbagger auf Fahrbrücke (Isarwerke).

Erfahrungen und Büchis Versuche<sup>1</sup> haben gezeigt, daß es praktisch unmöglich ist, die erforderliche gleichmäßige Verteilung der Strömung über den Beckenlängs- und -querschnitt ohne besondere Einbauten sicherzustellen (u. a. Einfluß des verschiedenen spezifischen Gewichts des neu eintretenden Wassers infolge von Unterschieden in Temperatur und Schwerstoffgehalt!) (Abb. 179).

Wirksame Einbauten sind:

1. Mehrfache Grobrechen versetzter Grundrißanordnung (Abb. 180 und 181) und

<sup>1</sup> Büchi: Bestimmung des Wirkungsgrades einer Wasserkraft-Entsandungsanlage. Schweiz. Bauztg. 1917 S. 281.

2. eine fast über die ganze Beckenlänge ausgedehnte flach abfallende Deckplatte mit Querschlitz (Patent Büchi, Abb. 180).

Beim System Büchi wird der in den Kammern abgesetzte Sand durch Entleeren der einzelnen Kammern periodisch ausgespült. Die am Kammerinlauf angeordnete Schütze wird dazu geschlossen und eine am Kammerende

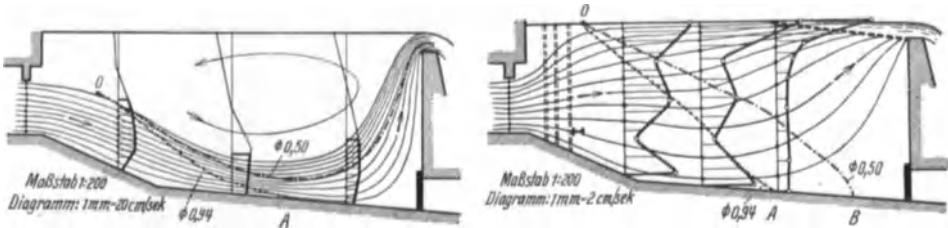


Abb. 179. Verteilung der Fließgeschwindigkeiten und Sandkornbahnen in einer Klärkammer. Links ohne Einbauten,  $Q = 0,85 \text{ m}^3/\text{sek}$ ; rechts in derselben Kammer mit Verteil- und Abzugsvorrichtung System Büchi,  $Q = 0,80 \text{ m}^3/\text{sek}$ . (Schweiz. Bauztg. Bd. 69.)

aufgestellte Spülschütze gezogen. Durch leichtes Öffnen der Einlaufschütze wird dann der abgelagerte Sand über die stark geneigte Kammersohle nach Bedarf unter Nachhilfe von Hand in einem gemeinsamen Spülkanal abgespült.

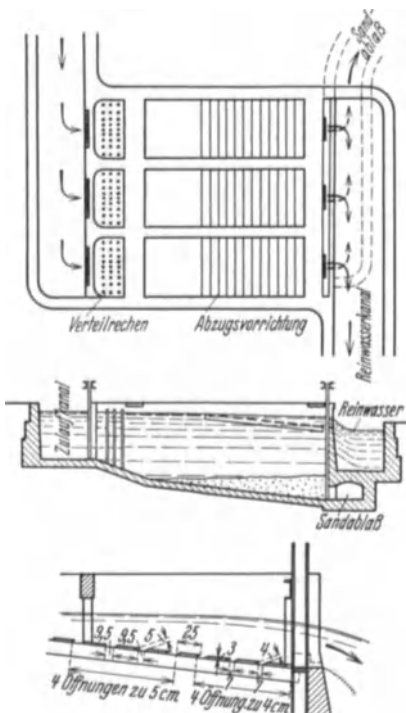


Abb. 180. Kläranlage System Büchi. Schematischer Längsschnitt und Grundriß. Einzelheit: Liegende Abzugsvorrichtung. (Büchi; Schweiz. Bauztg. 1917, I.)

der in Zeiten geringer, schwerstoffarmer Wasserführung die dauernde Trockenlegung der Klärbecken (u. a. zu Ausbesserungszwecken) gestattet und auch als Betriebsreserve zweckmäßig ist.

Das System Dufour<sup>1</sup> (Abb. 181) besitzt bei dreieckigem, die Abspülung unterstützendem Kammerquerschnitt eine über die ganze Länge durchgehende Sandabzugsvorrichtung, welche die ausfallenden Schwerstoffe ständig unter dem vollen Wasserdruck abschwemmt. Die einstellbare Spülung geht also automatisch während des normalen Betriebes vor sich, ohne daß eine Kammer abgestellt werden muß; es ist daher auch nur eine sehr geringe Wartung erforderlich.

Bei beiden Systemen werden zwei oder mehr Kammern, beim System Dufour an kleinen Anlagen sogar nur eine, ausgeführt. Beide Systeme haben sich in zahlreichen Ausführungen gut bewährt.

Beide Systeme scheiden allen Sand über einer bestimmten Korngröße (gewöhnlich 0,3 bis 0,5 mm) bis auf wenige Prozente und auch erhebliche Teile der feineren Sandmengen aus. Dabei liegt die mittlere Fließgeschwindigkeit in den Kammern zwischen 0,2 bis 0,5 m/sek und die Aufenthaltszeit des Wassers bei Vollbelastung zwischen 140 und 60 sek.

In der Regel wird mit der Klärbecken-Gruppe noch ein Reinwasserkanal (in den Alpen Winterkanal genannt) verbunden,

<sup>1</sup> Die Abnutzung der Wasserturbinen, die Wasserefassungen und die Dufour-Entsander. Schrift des Ingenieurbüros Dufour, Lausanne.

Die größte Sandfanganlage (nach dem System der Abb. 181) ist zur Zeit die des Etschwerkes bei Cardaun mit einer planmäßigen Vollwassermenge von  $90 \text{ m}^3/\text{sek}$  und parallel geschalteten Becken.

**4. Geschützter Hochdruckwerk-Bacheinlaß und geschützte Quellbachfassung.**

Durch Verschmelzung des in Flachlage angeordneten und durch Feinrechen geschützten Einlasses mit einer niedrigen breiten Wehrschwelle entsteht eine

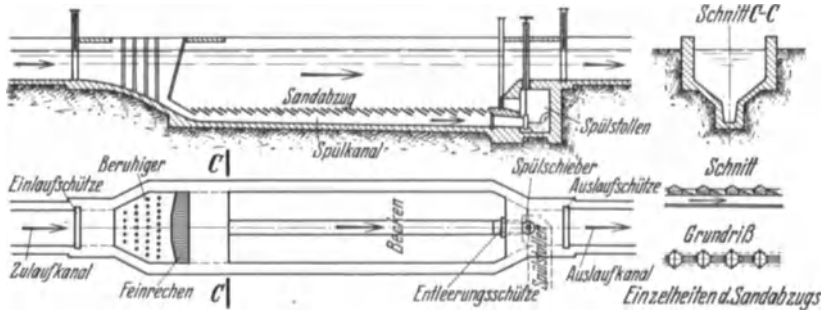


Abb. 181. Schema eines Dufour-Entsanders (Ing. Dufour Lausanne).

Einlaßform, die in kleineren Flußquerschnitten sparsamer im Ausbau und anspruchsloser in der Wartung sein kann als der am Ufer angeordnete Einlaß mit senkrechtem Eintrittsquerschnitt (Abb. 182). Durch genügend feine Bauweise des liegenden Rechens wird die Korngröße des eintretenden Feinkieses

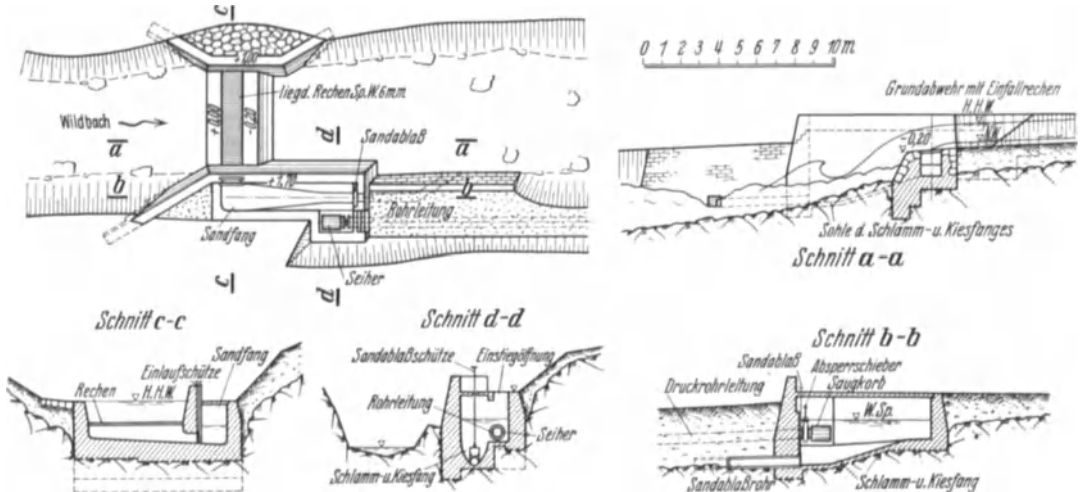


Abb. 182. Festes Wehr mit liegendem Rechen für Wildbäche. (Angerer: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1930.)

begrenzt. Der Durchfall muß durch entsprechende Querschnittsbemessung des Fassungsgerinnes zur natürlichen Abspülung nach einem Kiesfang oder einem ausgesprochenen Sandfang mit entsprechenden Spüleinrichtungen gebracht werden. Auf dem Rechen liegenbleibende Kiese und Schwemmsel werden zur Überwasserzeit von selbst abgeschwemmt, andernfalls durch zeitweiliges Rückstauen mittels der Kanaleinlaßschütze abgehoben.

**5. Fallfassung.**

Die Nebenfassungen der Zuleitungsdrukstollen von Speicherwasserkraftwerken müssen zur Vermeidung von Wasserverlusten über dem höchsten vorkommenden Betriebswasserspiegel angeordnet sein. Bei teilweise abgesenktem



Speicher liegen sie dann oft hoch über der mitabgesunkenen Drucklinie des Stollens, so daß das Triebwasser der Nebenfassungen in senkrechten oder schrägen Fallrohren oder Fallschächten in den Stollen geleitet werden muß. Mangels besonderer Vorkehrungen wird dabei Luft in großen Mengen durch

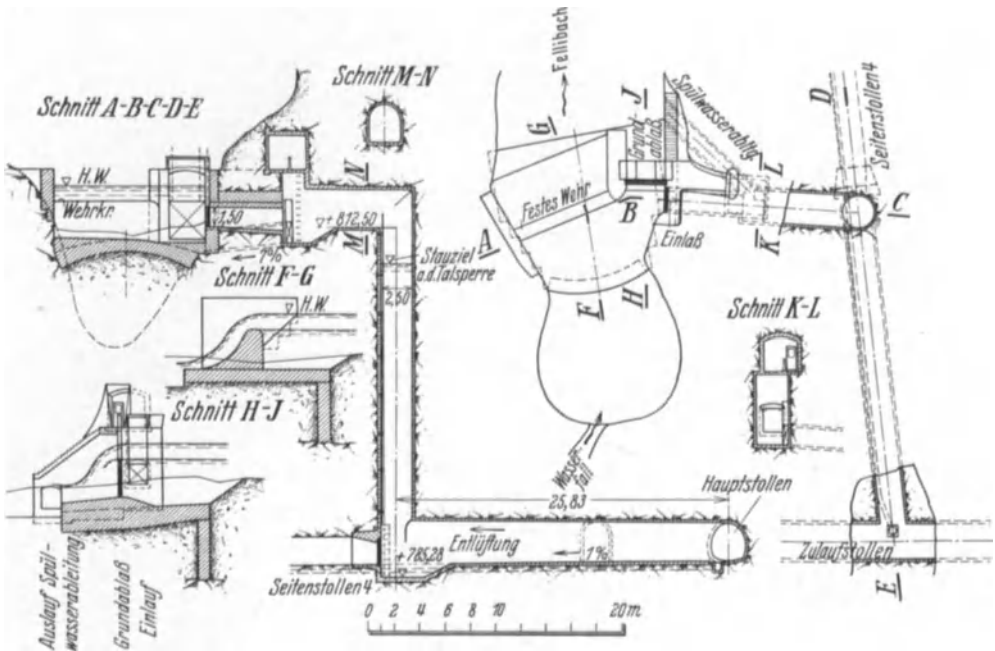


Abb. 183. Bachfassung mit Fallschacht (Fellbach am K. W. Amsteg). (Schweiz. Bauztg. 1925, II.)

Ejektorwirkung in den Druckstollen gesogen, was Querschnittsverengung in diesem und Aufwärtswandern der angesammelten mächtigen Luftblasen bis zur Hauptwasserfassung mit explosionsartigen Luftaustritten veranlassen muß.

Das Lufteinziehen kann entweder durch Einbau einer als Wasserbremse dienenden gegenläufigen Doppelturbine oder eines Energieverzehrsers oder endlich einer besonderen Luftabführung bewirkt werden (Abb. 183 und 184).

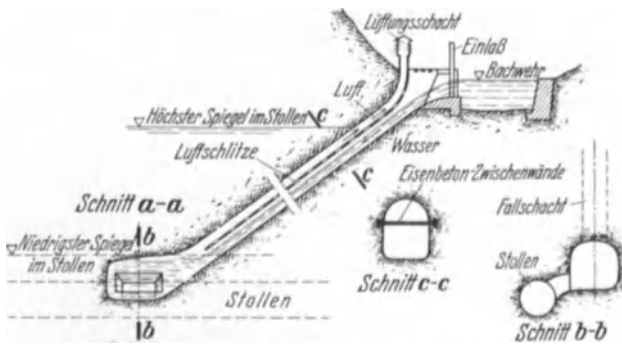


Abb. 184. Vorschlag des Verfassers für eine Fallfassung mit Entlüftung.

### D. Freispiegeleinlässe ohne Stauwerk.

Der staulose oder freie Triebwassereinfang ist nach S. 199 nur in seltenen Ausnahmefällen angebracht.

Das bedeutendste Ausführungsbeispiel bietet der Einlauf des Chippawawerkes, das sein Triebwasser größtenteils aus dem oberhalb der Fälle nahezu 2 km breiten Niagara bezieht, wo die politischen Verhältnisse den Bau eines Stauwerkes bisher verboten (Abb. 185).

Das Wasser wird hier nach dem in Kanada neuerdings mehrfach angewandten System Johnson-Wahlman, durch längsgeschlitzte auf der Flußsohle liegende konische Rohre entnommen. Die Einzeldurchbildung erfolgt nach dem Grundsatz,

die Strömungsgeschwindigkeit durchweg gleich zu halten oder wenigstens nur ganz allmählich zu steigern. Dasselbe System ist auch schon mit nur zwei, parallel dem Ufer angeordneten Einfangröhren in Verbindung mit Stauwerk angewandt worden. Im letzteren Falle lag der Vorteil hauptsächlich in der Möglichkeit, die Bauwerke am seichten Ufer, über dem ungestauten NW-Spiegel anzuordnen.

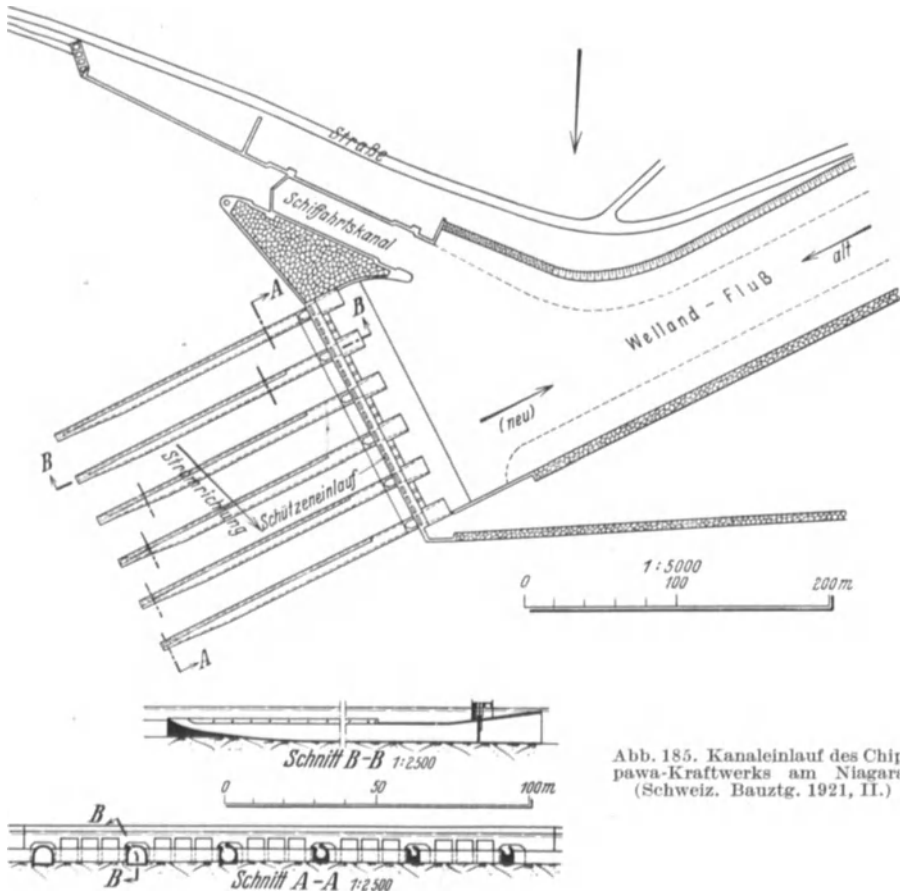


Abb. 185. Kanaleinlauf des Chip-pawa-Kraftwerks am Niagara. (Schweiz. Bauztg. 1921, II.)

## E. Tiefliegende Einlässe.

### 1. Allgemeine Anordnung und Haupttypen.

#### a) Höhenlage.

Während bei den bisher betrachteten Fällen das Sperrbauwerk den Fluß lediglich so hoch aufstaute, daß das Wasser möglichst ohne Schwierigkeiten entnommen werden konnte, ist bei Speichern (Seen oder Talsperren) mit Rücksicht auf die Absenkmöglichkeit die Entnahmeanlage meist nicht mehr oberflächlich anzuordnen sondern zu versenken.

Der Eintritt von Luft in die abzweigende Druckleitung muß dabei auch bei größter Spiegelabsenkung vermieden werden. Aus diesem Grunde muß die Oberkante der Einfangöffnung mindestens um das Maß  $1,5 \cdot (1 + \zeta) \cdot \frac{v_0^2}{2g}$  unter dem äußersten Betriebsabsenkziel angeordnet werden ( $1,5 =$  Sicherheitsziffer,  $\zeta =$  Verlustziffer gemäß S. 173, 174).

So erwünscht es ist, den Einlauf zwecks Vergrößerung des nutzbaren Speicherraumes tief zu legen, so ist doch auf der anderen Seite auf die Möglichkeit seiner

Verlegung durch Sinkstoffe zu achten und andererseits auf die Steigerung der Ansprüche an Druckstollenfestigkeit und Wasserschloßhöhe, bei rasch abnehmendem Gewinn an weiter erschlossenem toten Raum (S. 67). Ausnahmeweise kann es

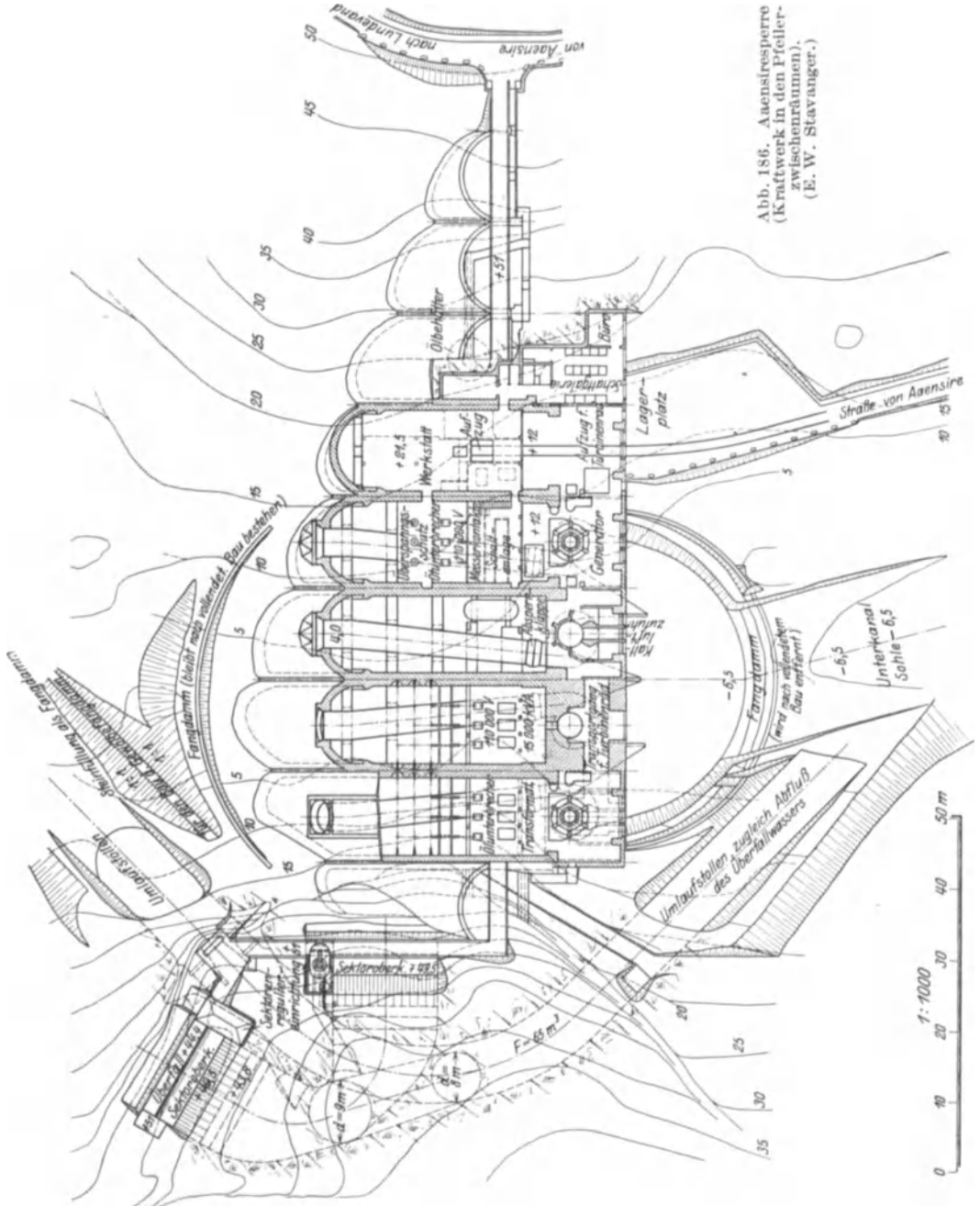


Abb. 186. Aaensiresperre (Kraftwerk in den Pfeilerzwischenräumen). (E. W. Stavanger.)

vorteilhaft sein, den Einlaß über Absenkziel zu legen, und ihm bei tieferem Spiegelstand das Wasser künstlich durch Heberung oder maschinelle Förderung zuzuführen.

Anordnungsmöglichkeiten und Baubedingungen gestalten sich sehr verschieden, je nachdem es sich um Fassung an Talsperrenbecken oder an natürlichen (zu regulierenden) Seen handelt.

**b) Talsperreneinlässe.**

Hier ergeben sich weitere Unterscheidungen hinsichtlich Grundrißanordnung und Bauweise des Einlasses. In Abhängigkeit von der Gesamtanordnung der Anlage und den örtlichen Bedingungen sind folgende Typen zu unterscheiden:

**a) Einlaß im Stauwerk.** Handelt es sich um ein „Talsperrenkraftwerk“ (Krafthaus am Fuß der Sperre), so wird das Triebwasser meist am vorteilhaftesten in Druckrohren unmittelbar durch die Mauer oder den Damm geleitet.

**b) Hangeinlaß.** Nur bei sehr großen Stauhöhen oder sehr großen Vollwassermengen wird die Rücksicht auf die dann leicht unzulässig groß werdende Verschwächung des Stauwerkes zur Anordnung einer kurzen Umleitung veranlassen (Beispiel: Hooversperre, Abb. 103).

Bei Kraftanlagen mit längerer Umleitung wird die Abführung mittels Stollen unter Anordnung der Entnahme im Hang abseits von der Staustelle die keineswegs ausnahmslose Regel bilden. Bei Entnahme durch das Stauwerk geschieht die Weiterleitung des Triebwassers, mindestens zunächst, stets durch Rohre, bei Entnahmen im Hang dagegen immer durch Stollen.

**c) Saugeinlaß.** Eine außergewöhnliche Form der Entnahme stellt der Saug- oder Hebereinlaß dar, der sich bei älteren Anlagen in der Schweiz (Brusio, Kubel) und in Frankreich (Le Bourdon) findet. Grund der Anwendung war einmal Vermeidung einer Betriebsstörung beim Einbau einer zweiten Druckleitung an die fertige Kubelsperre<sup>1</sup> oder Vermeidung eines schwierigen Stollenbaues im losen Untergrund des Poschiavosees, endlich Vermeidung der Schwächung des Erddammes bei Le Bourdon<sup>2</sup> (vgl. Bd. III, 9). Die Seeabsenkung unter den Heberscheitel muß naturgemäß auf das Höchstmaß von 7 bis 8 m beschränkt bleiben.

**2. Einzelheiten der Talsperreneinlässe.**

**a) Allgemeines.**

Die Entnahme bei Talsperren, ob im Hang oder im Stauwerk angeordnet, ist immer mit einem Rechen und aus Sicherheitsgründen mit zwei hintereinandergeschalteten Verschlüßvorrichtungen zu versehen. Der Rechen, zum Schutz gegen ersoffenes Holz notwendig, wird meist als Feinrechen

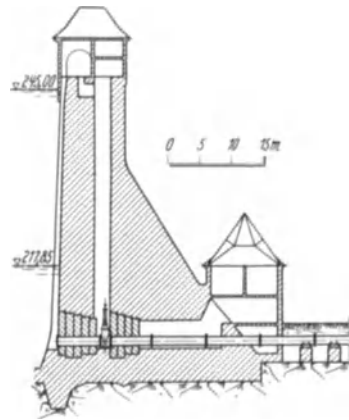


Abb. 187. Edertalsperre, Schnitt der Staumauer mit Triebwasserleitungsstollen (Preußenelektra).

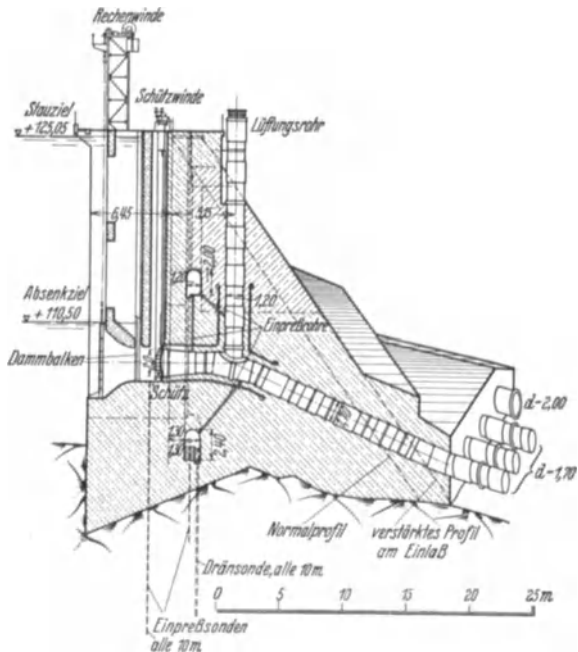


Abb. 188. Entnahme bei der Talsperre Guérlédan. (Rev. gén. Electr. 1930, II.)

<sup>1</sup> Ludin: Wasserkräfte 1913, Abb. 441—442 und S. 1055.

<sup>2</sup> Bonnet: Cours des barrages. Paris 1931.

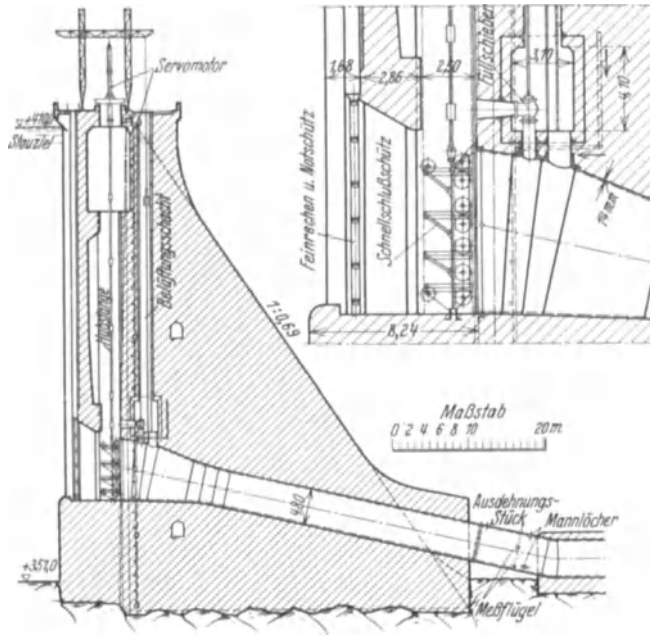


Abb. 189. Entnahme bei der Bleilochsperre. (Dtsch. Wasserwirtsch. 1932.)

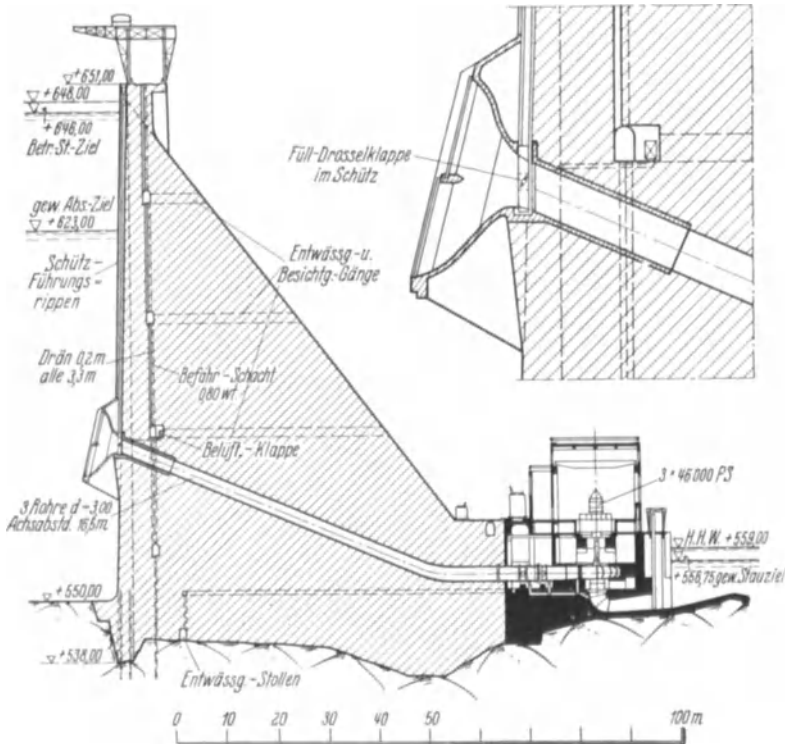


Abb. 190. Entnahme und Krafthaus Sarrans an der Truyèresperre. (Sci. et Ind. 1931.)

ausgeführt, ausgenommen dort, wo wegen Größe der Turbinen ein Grobrechen genügt (Sarrans). Die Verschlüsse ordnet man meist so an, daß der eine möglichst am äußersten seeseitigen Teil der Druckleitung liegt und vollkommen dicht schließt, um Entleerung der ganzen Leitung zu erlauben. Der zweite kann weiter zurückverlegt werden und muß als Betriebsverschluß leicht bedienbar sein, ohne vollkommen dicht halten zu müssen (Drosselklappen geeignet).

#### b) Einfacher Einlaß im Stauwerk.

Die Entnahmeleitung schwächt das Stauwerk, was bei der statischen Berechnung und Bemessung zu berücksichtigen ist. Die Ausbildung von Sickerwegen in der Verbindungsfuge etwa zwischen einbetoniertem Rohr und Mauer- oder Dammkörper muß durch wohlüberlegte und peinlich sorgfältig ausgeführte Anordnungen verhindert werden. Am klarsten und einfachsten liegen die Verhältnisse bei den dünnen Stauwänden der Pfeilermauern, wo die Haupttragkonstruktion unberührt bleibt. In den Zwischenräumen der Pfeiler kann gegebenenfalls sogar das Kraftwerk eingebaut werden (Tirso, Aaensire), wenngleich im Interesse der Übersichtlichkeit Herausverlegung des Krafthauses hinter die Sperre auch hier ratsamer ist (Abb. 186).

In massiven Mauern, ebenso in Erdämmen erfolgt die Durchführung der Triebwasserleitung entweder (Abb. 187) in begehbaren Rohrstollen oder in satt einbetonierten bzw. -umschütteten Druckrohren. Die begehbaren Rohrstollen sind an der Wasserseite mit Pfropfen aus Klinkermauerwerk oder Stampfbeton abzudichten. Der Betriebschieber wird zweckmäßig an der Luftseite der Mauer angeordnet, während ein zweiter Schieber wasserseitig von dem erwähnten Pfropfen angeordnet wird.

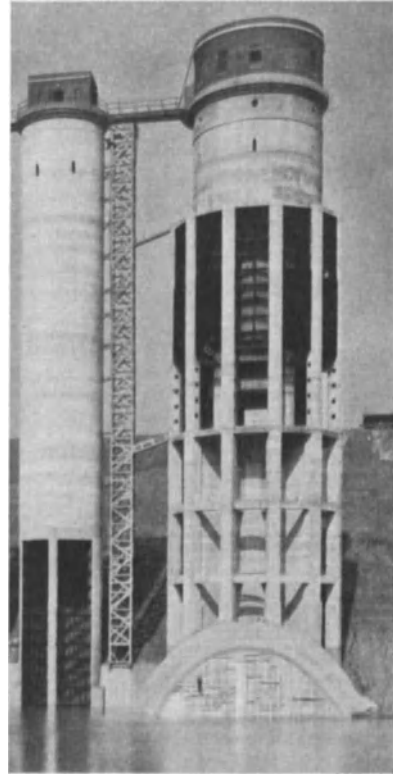


Abb. 191. Saluda-Damm. Einer der 4 Entnahmetürme (links) und der Auslasturm. (Grundablaß.)

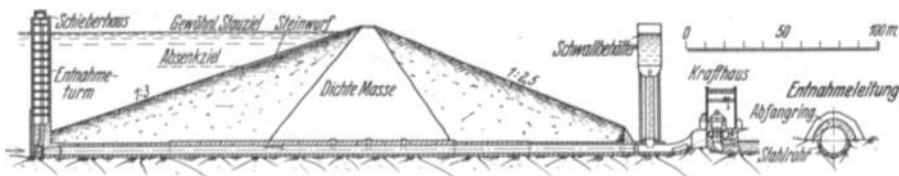


Abb. 192. Saluda-Damm, USA. Entnahmeturm und Kraftwerk (Verw.) 4 Entnahmerohre,  $d = 4,8$  m; ein Betonstollen, Maulprofil,  $d = 14,6$  m als Grundablaß. 4 Entnahmetürme  $d = 9,15$  m. Grundablaßturm  $d = 18,3$  m.

Das Gestänge dieses Schiebers führt durch einen an der Mauer angelehnten (nassen) Turm hoch.

Diese Anordnung gestattet allseitige Überwachung der Rohre, ist aber bei größeren Wassermengen sehr teuer. Bei Gewichtsmauern ist man daher in neuerer Zeit — wie es Verfasser schon in *Wasserkräfte* 1913, S. 1044 anregte — mehr und mehr von der bei fast allen älteren deutschen Talsperren angewendeten Form der Entnahme in einem Rohrstollen abgekommen. Satt

einbetonierte Stahlrohre werden heute bevorzugt (Abb. 188, 189 und 190). Beispiel: Sarrans 3 Rohre ( $d = 3,0$  m,  $v_{\max} = 6,0$  m/sek). Mit einem genügend großen Rostzuschlag bemessen haben sie genügende Lebensdauer; gegebenenfalls kann man später Rohre kleineren Durchmessers einbauen und die Zwischenräume mit Zement auspressen. Die wichtige Einlauftrumpete ist bei Sarrans vorteilhafterweise außerhalb der Mauer angeordnet.

Bei Dämmen ist das Einlaßbauwerk als Turm auszubilden oder als Böschungshaupt (Abb. 191). Hier wird man aus Sicherheitsgründen Rohrstollen mit frei verlegten Rohren vorziehen (die preußischen Talsperrenvorschriften<sup>1</sup> fordern diese Anordnung). Bei größeren Wassermengen kann das aber Schwierigkeiten bereiten. Man wird dann wenigstens bei mäßigen Stauhöhen vor Anordnung einer satt eingefüllten Druckleitung nicht zurückzuschrecken brauchen.

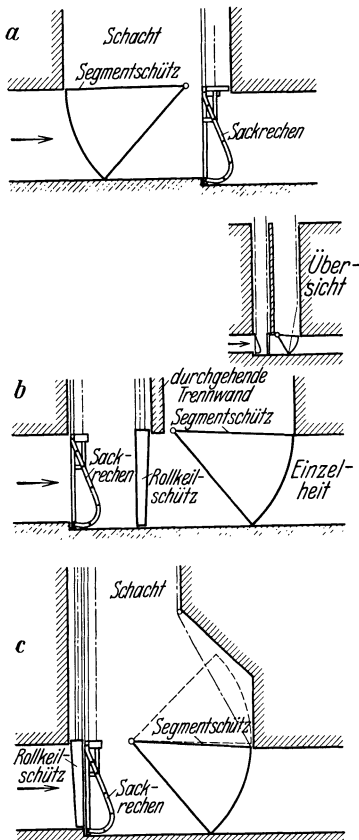


Abb. 193. Nasser Schacht bei Hangeinlaß.

Bei größeren Wassermengen kann das aber Schwierigkeiten bereiten. Man wird dann wenigstens bei mäßigen Stauhöhen vor Anordnung einer satt eingefüllten Druckleitung nicht zurückzuschrecken brauchen. Bei geringen Druckhöhen genügt ein Eisenbetonstollen (Friedland), bei größerem Druck ein mit Stahlblech ausgekleidetes Druckrohr von angemessener äußerer Umrißlinie (Abb. 192). An Zahl und Größe reichlich bemessene Abfangkrausen müssen die Entstehung von Längssickerungen verhüten helfen. Bei Dämmen mit massivem Kern (Soese und Sorpe) wurden die Verschlüsse neuerdings hinter dem Betonkern im Innern des Damms vorgesehen. Bei der Soesetalperre fließt das Wasser im wasserseitigen (durchnäßten) Damnteil durch zwei betonierte Stollen. Von einem Pfropfen hinter dem Betonkern führen zwei Rohrstollen mit je einem Rohr zum Schieberhaus am luftseitigen Dammfuß. Dort sind die Reguliarschieber untergebracht, während die Notabschlußschieber hinter dem Betonkern liegen.

### c) Hangeinlaß.

Hier werden die Verschlüsse entweder in einem landeinwärts gelegenen Schacht untergebracht und zwar:

- im nassen Schacht (Abb. 193) oder
- im trockenen Schacht (Abb. 194, Drosselklappen beim Stubachwerk).

Die Druckstollenstrecke vor dem Schacht ist bei dieser Anordnung nur bei weitgehend abgesenktem See durch Dammbalken trocken zu legen. Bei besonders großen und wertvollen Speichieranlagen schützt man gerne auch diesen äußeren Stollenteil noch durch ein vollkommen dicht schließendes Notschütz, entweder in Verbindung mit Bedienungsturm (älter) oder als Flachsütz auf Schrägbahn (neuer) (Abb. 195). In beiden Fällen wird dieses Schütz im Betrieb vorteilhaft durch den Rechen ersetzt (oder bei festem Rechen als seine dichte Abdeckung konstruiert). Schütze und Rechen können auch von einem besonderen Transportwagen aufgenommen und den Hang hinauf in die Bedienungskammer gezogen werden (Abb. 195). Füllschieber sind vorzusehen (vgl. S. 467).

Um die Querschnittsverminderung durch den Rechen auszugleichen und darüber hinaus die Einlaufgeschwindigkeiten auch bei stark verlegtem Rechen

<sup>1</sup> Mitteilung 28 des Deutschen Wasserwirtschafts- u. Wasserkraftverbandes.

möglichst klein zu halten, wird der Stollenquerschnitt am Einlauf zur „Trompete“ erweitert, die bei größeren Abmessungen noch durch Eisenbetonzungen und Leitwände unterteilt werden kann (Abb. 195).

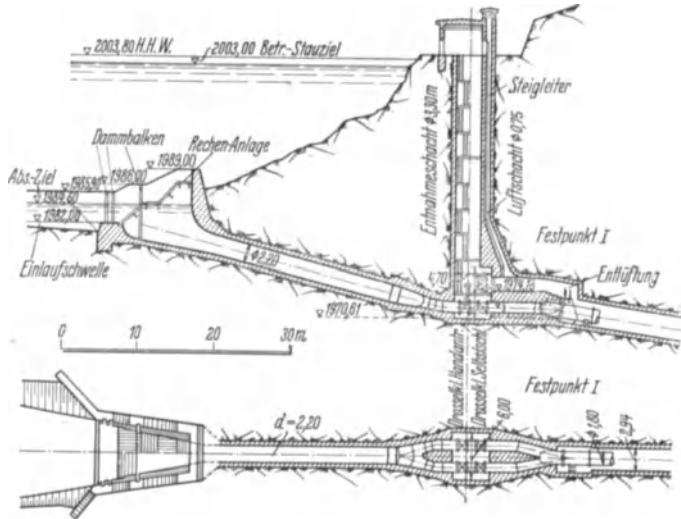


Abb. 194. Wasserfassung des Stubachwerkes. (Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1929.)

**d) Turmfassungen.**

Einlaßtürme: Bei sehr großen Wassermengen wird der ebene Einlaß (sowohl im Stauwerk, wie im Hang) oft vorteilhaft durch einen mit Zylinder- schütz regulierbaren Turmeinlaß ersetzt (Hooversperre). Bei der Hoover-

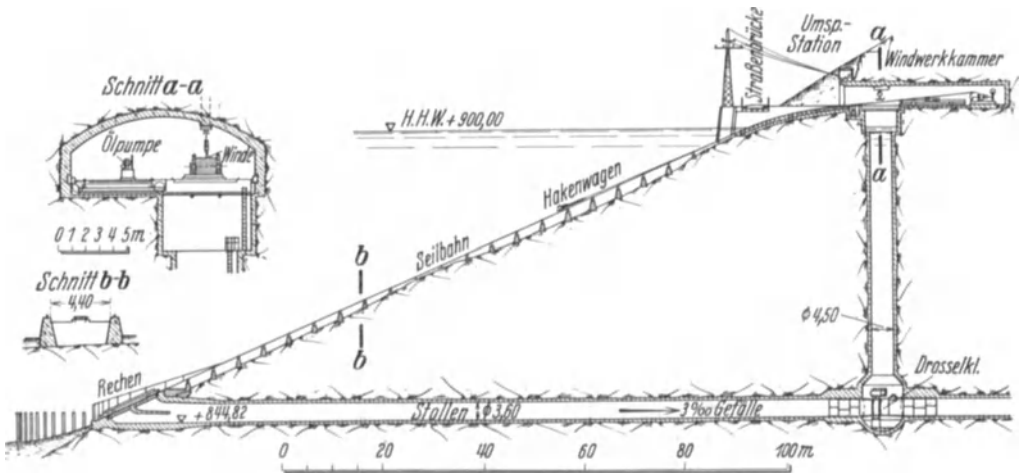


Abb. 195. Wasserfassung der Wäggitalperre. (N. O. K.)

staumauer sind vier solche Türme mit Ringschiebern von 8,1 m Lichtweite und 3,05 m Höhe vorgesehen.

Eine besondere (amerikanische) Form von Entnahmetürmen ist die mit vielen kleinen, in verschiedenen Höhen angeordneten Einlaßöffnungen (Abb. 191).

Diese Bauweise verbindet mit dem Vorteil der Verringerung der Geschwindigkeiten noch den, daß die Entnahme in beliebiger Höhe möglich ist, was besonders bei Verwendung des Triebwassers als Trinkwasser erwünscht sein kann. Ferner spart die Anordnung alle festen Notverschlüsse, weil ein gleichzeitiges Versagen



mehrerer Einzelverschlüsse nicht zu befürchten ist. Die kleinen Verschlüsse sind vergleichsweise billig und verlangen keine großen Antriebskräfte. Die jeweils am tiefsten unter Wasser liegenden Verschlüsse können zur Schonung geschlossen gehalten werden.

### 3. Fassung natürlicher Seen.

#### a) Allgemeines.

Natürliche Seen nützt man durch Aufstau, Absenkung oder durch eine Verbindung beider Maßnahmen aus.

Im ersten Falle wird der Seespiegel durch ein an der Ausflußstelle errichtetes Sperrbauwerk gehoben und der ursprüngliche Seeinhalt stellt den „toten Raum“ dar.

Bei der Absenkung dagegen wird der Raum unterhalb des natürlichen Spiegels nutzbar gemacht. Die Aufgabe, die dabei notwendig werdende tiefliegende Wasserfassung am Grunde oder Hang des natürlichen Sees zu erstellen, liegt deshalb so schwierig, weil der Stau hier im Gegensatz zur „Talsperre“ von Anfang an vorhanden ist. Nach Tabelle 6, in der die bekannteren Ausführungen zusammengetragen sind, handelt es sich i. d. R. um ganz beträchtliche Absenkhöhen.

Tabelle 6. Methoden der Durchführung eines Seeanstiches.

Beschaffenheit des Seegrundes	Man stellt die Verbindung des Sees mit dem Stollen her:			
	Ohne vorherige Absenkung des Sees	Nach vorangegangener meist stufenweiser Absenkung durch:		
		Anzapfen mittels Hilfsstollen	Heber	Pumpen
Fels	Lungernsee (30) <sup>1</sup> Ritomsee (29) Lago Tremorgio (25,7) Clöntaler See (23) Schluchsee (13) Skarsfjord (10)	Artouste (47) Lac Fossée (35)	Kloet (53,7) <sup>2</sup> Antrona (oberer Teil) (29)	Callaious (67,5) Davoser See (43) Antrona (unterer Teil) (29)
Standfester, loser Seegrund	Gosausee (40) <sup>3</sup> Achensee (15) (Schildvortriebstrecke) Brusio (7,4) <sup>4</sup>	<b>Literatur:</b>		
Nicht standfester Seegrund	Achensee (15) (Preßluftsenkkästen) Cavedine (9) (Preßluftsenkkästen)	Lungernsee Wasserwirtsch. (Wien) 1929. Ritom Schweiz. Bautg. 1917. Tremorgio Schweiz. Bautg. 1927. Clöntaler See Die Wasserkräfte. 1913. Schluchsee Bauing. 1931. Skarsfjord Nord. Wasserkr. Gosau Weltkraftkonf. Bd. 9 (1930).	Achensee Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1927. Cavedine Energia elettr. 1931. Artouste Ann. Ponts Chauss. 1928. Lac Fossée Wasserwirtsch. (Wien) 1929. Kloet Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1927. Antrona Bauing. 1926. Callaious Ann. Ponts Chauss. 1933. Davoser See Wasserwirtsch. (Wien) 1929.	

Je nach Absenkhöhe und geologischen Verhältnissen ist sorgfältig zu erwägen, in welcher Weise der Anstich vorzunehmen ist. Die Verbindung des bis nahe

<sup>1</sup> Die in Klammern stehenden Zahlen bedeuten das Maß der Gesamtabenkung in m.

<sup>2</sup> Sehr wasserdurchlässiger Felsen.

<sup>3</sup> Dauerentnahme durch schwimmendes Pumpwerk. Stolleneinlauf liegt über dem ursprünglichen NW-Seespiegel.

<sup>4</sup> Dauerentnahme durch Heber.

an den See vorgetriebenen Stollens mit dem See kann entweder ohne vorherige Absenkung unter dem vollen äußeren Wasserdruck oder, nach meist stufen-

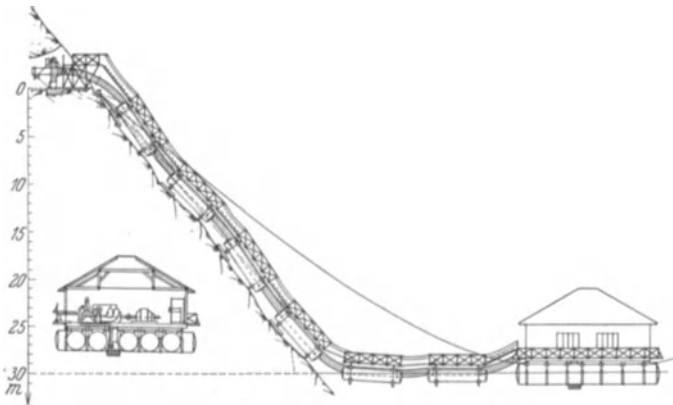


Abb. 196. Schwimmendes Entnahmepumpwerk am Gosausee. (Weltkraftkonf. 1930, IX.)

weiser Absenkung, im Trocknen oder wenigstens bei sehr stark verringertem äußeren Wasserdruck vorgenommen werden. Die Methode des vollständigen Absenkens des Sees mit nachheriger Erstellung der Fassung im Trocknen wird kaum angewendet, weil sie sehr teuer ist. Die dabei notwendige große provisorische Pumpenanlage ersetzt man dann schon lieber durch eine ständige und erspart so überhaupt den langen Basisstollen und das Entnahmebauwerk (Gosausee, Abb. 196). Die Pumpenanlage kann dabei stationär in einem Schacht am Ufer angeordnet sein oder auch auf dem See schwimmend. So wird der Gosausee um 40 m künstlich abgesenkt und sein Nutzinhalt um 13 hm<sup>3</sup> erweitert für zwei Kraftstufen von insgesamt 300 m Fallhöhe.

**b) Anstich ohne vorherige Absenkung des Sees.**

Wird der Anstich bei nicht abgesenktem Seespiegel vorgenommen, so geht man entweder vom Stollen her gegen den See vor oder man bewerkstelligt die Arbeiten hauptsächlich von außen, vom See her, indem man die auf Senkkästen aufbetonierten Einlaufteile mittels Druckluft absenkt.

Der Anstich des Sees vom Stollen aus (Lungernsee, Ritomsee, Tremorgio, Skarsfjord, Clöntaler See) ist nur bei nicht allzu großen Überlagerungen von Schlamm und Kies möglich, und er ist stets, besonders aber bei großen Druckhöhen, riskant. Man treibt dabei nämlich den Stollen bis wenige Meter zum Seegrund hin

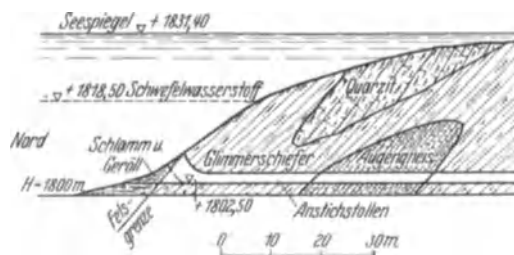


Abb. 197. Anstich des Ritomsees. (Schweiz. Bautg. 1917, I.)

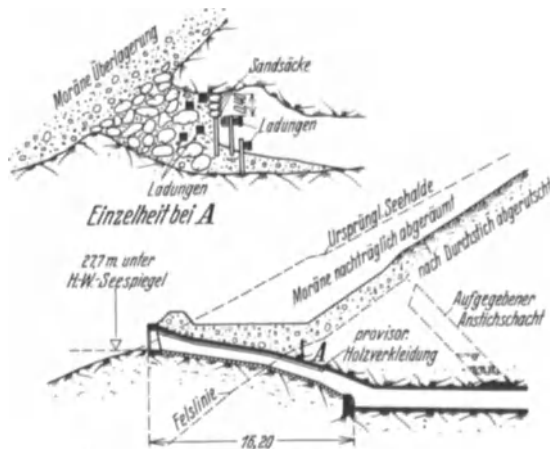


Abb. 198. Anstich des Tremorgiosees. (Schweiz. Bautg. 1927, I.)

vor und versucht den Felsrest durch einen einzigen Schuß mit einer reichlichen Ladung Sprengstoff (s. Abb. 197, 198) zu beseitigen. Die Absenkung darf mit Rücksicht auf die Seeufer nicht allzu schnell vor sich gehen, denn diese neigen bei plötzlichem Wegfall des äußeren Wasserdruckes und Auftriebs zu Rutschungen.

Bei nicht allzu großen Druckhöhen kann man die Arbeiten im Stollen durch Maßnahmen von außen (Greifbagger, Taucherglocken) unterstützen (Abb. 199). Mit Bagger und Taucherglocke räumte man z. B. im Schluchsee in möglichst

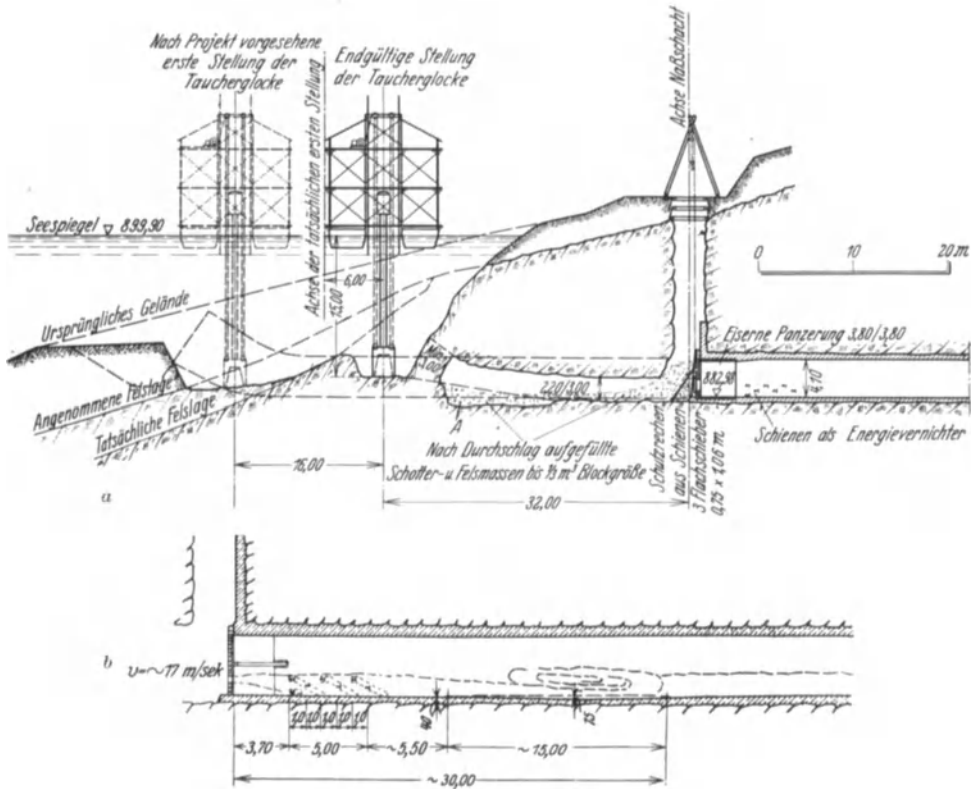


Abb. 199. Anstich des Schluchsees. (Bauing, 1931.) a Darstellung der Seeabsenkung (Längsschnitt). b Seeabsenkung: Anordnung der Energievernehmer. Ausspülen der Sohle und Ausfressen der Energievernehmer.

weitem Umkreise um den vermutlichen Einschußtrichter alles lose Material, das etwa die herausgeschossene Öffnung verstopfen konnte, fort.

Bei mäßiger Tiefenlage der Fassung und entsprechendem Untergrund kann man die Druckluftgründung zu Hilfe nehmen (Achensee, Lago Cavedine, Abb. 200). Beim Lago Cavedine stellte man die äußersten 53 m als Rohre auf Senkkästen her, während man ein Verbindungsstück von 33 m bis zum normalen Stollen unter vielen Schwierigkeiten mit Anwendung von Druckluft vortreiben mußte. Beim Achensee betrug das mittels 8 Senkkästen hergestellte Entnahmestück 127 m, während von dem Verbindungsstück zum normal ausgeführten Stollen 38 m mittels Schildvortrieb und 13 m unter Druckluft ausgeführt wurden.

### c) Bau nach vorangegangener Seeabsenkung.

Das stufenweise Anzapfen mittels Hilfsstollen könnte man auch zur vorigen Anstichart rechnen. Es ist hier lediglich die volle Druckhöhe unterteilt, und das Anzapfen geschieht mehrmals, stets unter geringer Druckhöhe, zuerst durch

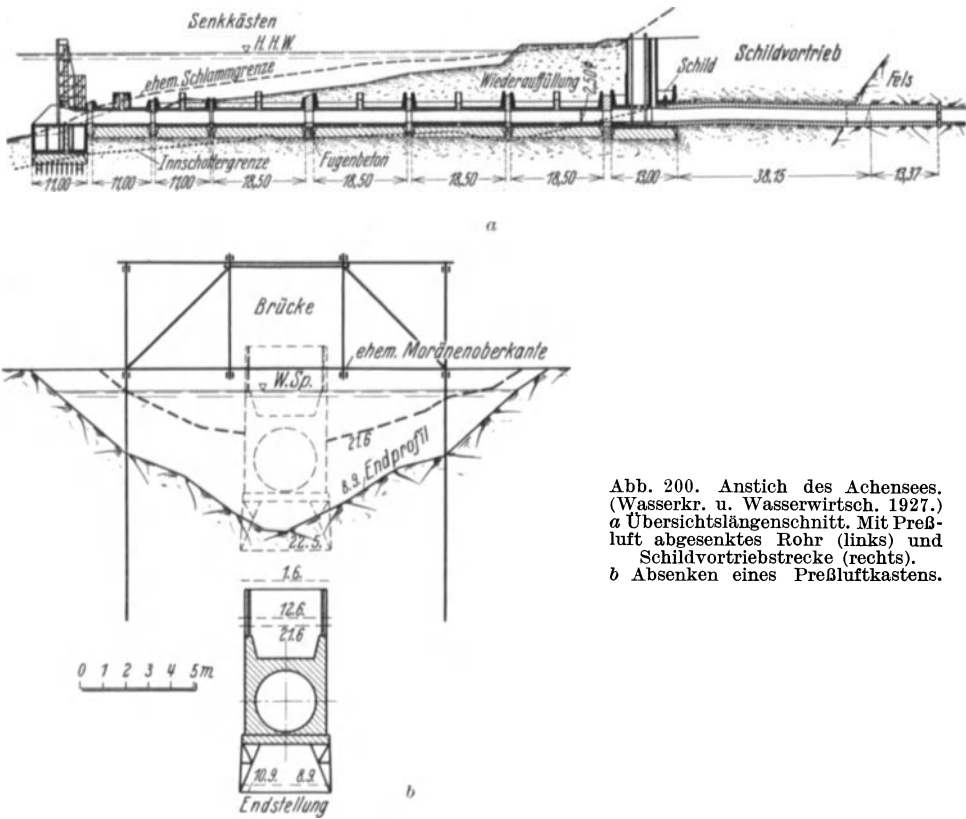


Abb. 200. Anstich des Achensees. (Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1927.)  
 a Übersichtslängenschnitt. Mit Preßluft abgesenktes Rohr (links) und Schildvortriebstrecke (rechts).  
 b Absenken eines Preßluftkastens.

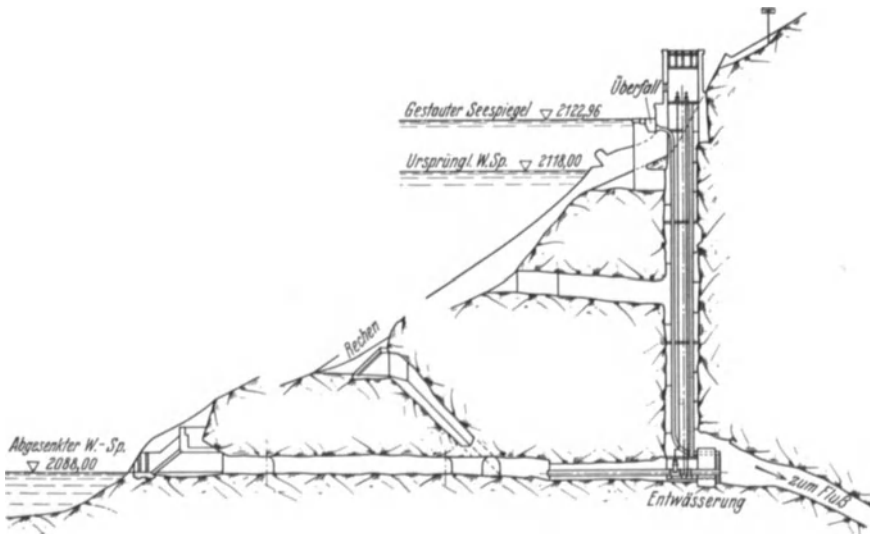


Abb. 201. Anstich des Lac Fossé. (Gruner: Wasserwirtsch. 1929.)

Hilfsstollen und zuletzt erst durch den eigentlichen Entnahmestollen. Bei Artouste und Lac Fossé (Abb. 201) senkte man je 2 solche Hilfsstollen ab. Manchmal senkt man auch durch einen fertigen Hilfsstollen mittels Heber

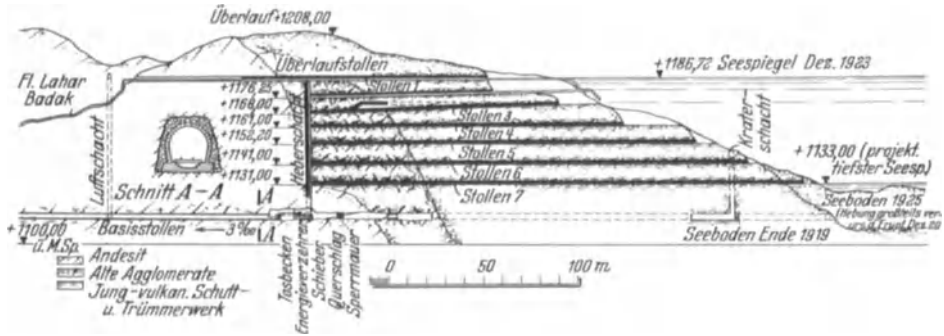


Abb. 202. Anstich des Kratersees Kloet (Java). (Bauing. 1927.)

oder Pumpe den See bis auf die Höhe eines tiefer unten zu erbauenden weiteren Hilfsstollens ab, so daß dessen Verbindung mit dem See jeweils im Trockenen ausgeführt werden kann. Den Kratersee Kloet (Abb. 202) senkte man so

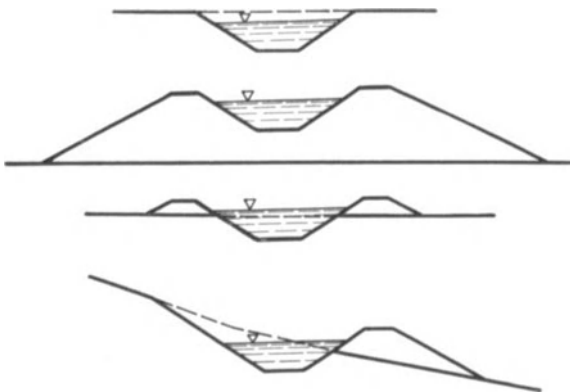


Abb. 203. Grundformen von Kanalquerschnitten.

c) gemischte Kanalquerschnitte.

Bei stärkerer Geländequerneigung spricht man von

d) Hangkanälen.

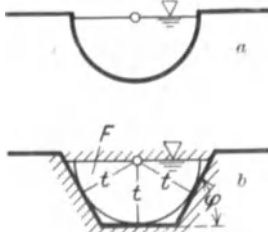


Abb. 204. Günstigste Umrißformen des benetzten Querschnittes.

Maßgebend für die (sehr mannigfaltige) Querschnittsgestaltung der Werkkanäle sind hydraulische, konstruktive und wirtschaftliche Gesichtspunkte.

Rein hydraulisch-wirtschaftlich ist der Halbkreis die „günstigste“ Umrißform für den benetzten Querschnitt (Abb. 204a). Für ihn ist bei gegebener benetzter Querschnittsfläche der hydraulische Radius und mit diesem, bei gegebenem Spiegel — gleich Sohlengefälle, auch die geförderte Wassermenge ein Größtwert. Mit Rücksicht auf Standsicherheit der Kanalwände und praktische Ausführung bevorzugt man aber meist den Trapezquerschnitt bei Erdkanälen, der

bei Kanälen in Fels rechteck- oder trogartigen Formen sich nähert (Abb. 205—208). Ein Trapezquerschnitt hat bei gegebener Böschungsneigung und gegebenem benetztem Querschnitt die größte hydraulische Leistungsfähigkeit ( $Q_{max}$ ), wenn

## 12. Kapitel: Kanäle.

### 1. Grundformen, Querschnittsausbildung.

Je nach Lage des Wasserspiegels zum Gelände entstehen (Abb. 203):

- a) reine Einschnitts-,
- b) reine Auftrags- und

ihm ein Halbkreis mit Mittelpunkt im Wasserspiegel eingeschrieben werden kann (Abb. 204 b).

Bei freier Wählbarkeit der Böschungsneigung ergibt dabei ein Winkel von 60° gegen waagrecht den allergrößten  $Q$ -Wert.

Rechnerische Lösung

$$F_{opt} = t^2 \left( \frac{2}{\sin \varphi} - \cotg \varphi \right)$$

und 
$$\frac{b}{t} = \frac{2}{\cotg \varphi} = \frac{1}{\sin \varphi} \tag{221}$$

mit  $b$  = Sohlenweite,  $t$  = Wassertiefe.

Die vorstehende in allen hydraulischen Lehrbüchern zu findende Betrachtung berücksichtigt nur Ausbaurkosten, nicht die Längs- und Höhenförderungszuschläge, Grunderwerb,

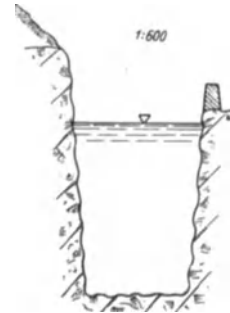


Abb. 205. Kykkelsrud, (NWK.)

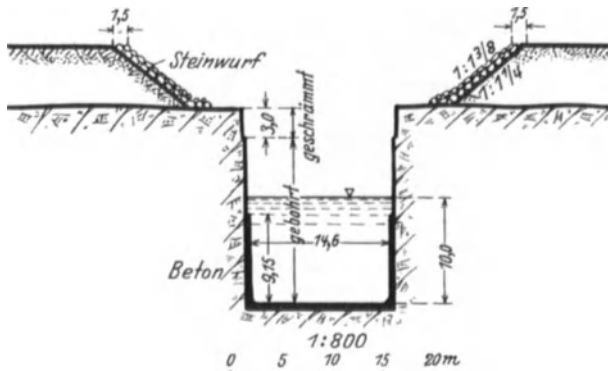


Abb. 206. Chippawa, Felseinschnittstrecke. (Schweiz. Bautzg.)

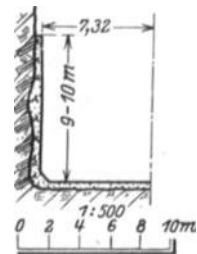


Abb. 207. Chippawa, Verankerung der Betonauskleidung in die Felswand. (Schweiz. Bautzg.)

Versicherung u. a. Sie gilt aber auch bei Zulässigkeit der Vernachlässigung dieser nicht selten weniger einflußreichen Faktoren nur dann, wenn der Wasserspiegel annähernd in (mittlerer) Geländehöhe liegt. Bei größerer Abweichung ist die Aufgabe richtig so zu stellen: bei gegebener zu fördernder Wassermenge und Spiegelnäigung den Aushubquerschnitt (genauer die Kosten des Erdaushubes plus Auskleidung, Grunderwerb usw.) zu einem Kleinstwert zu machen.

Je weiter also der Wasserspiegel vom Gelände abliegt, desto mehr muß, wie leicht zu übersehen, auf Grund dieser Forderung die Sohlenbreite eingeschränkt und die Wassertiefe vergrößert werden. Je tiefer der Kanal im Einschnitt liegt, desto mehr wird sich somit sein Umriss der Dreieckform nähern (Abb. 209, 210). Eine Mindestbreite der Sohle von 2 bis 3 m einzuhalten, wird dabei aber, vor allem aus Gründen des wirtschaftlichen Baubetriebes (Aushub mit Bagger, Verlegen der Fördergeleise auf der Sohle, Entwässerung), geboten sein<sup>1</sup>.

Die mathematische Lösung der Aufgabe den kleinsten Aushubquerschnitt für gegebenes  $Q$  und  $J$  in Gelände ohne Querneigung anzugeben, ist von Marzolo<sup>2</sup> entwickelt und in einem Schaubild (Abb. 211) dargestellt.

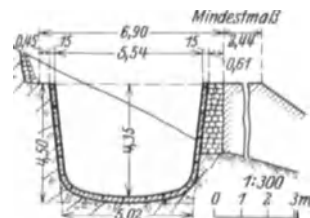


Abb. 208. Los Angeles Wasserleitung. (Wkr. 1913.)

Abb. 205 – 208. Trogförmige Querschnitte bei Felskanälen.

<sup>1</sup> Vorstehendes ist seit 1925 vom Verfasser in Vorlesungen an der Technischen Hochschule Berlin vorgetragen. Unabhängig davon haben 1932 Marzolo (Energia elettr. S. 13) und Arredi (Ingenere S. 489) dieselben Gedanken in analytischer Form entwickelt.

<sup>2</sup> Siehe Anmerkung 1.

Die Darstellung entspricht der Bestimmungsgleichung:

$$\frac{t}{t+a} = \frac{3 \left(\frac{b}{t}\right)^2 + (4\sqrt{1+n^2} + 2n) \frac{b}{t} - 2n(\sqrt{1+n^2} - n)}{2 \left(\frac{b}{t}\right)^2 + (6\sqrt{1+n^2} - n) \frac{b}{t}}$$

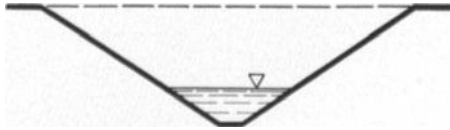


Abb. 209. Kanalquerschnitt von nahezu dreieckiger Form.

Für quergeneigtes Gelände hat Arredi eine entsprechende Entwicklung gegeben, die aber keine expliziten Lösungen, sondern nur Formeln liefert, an Hand deren die günstigste Querschnittsform durch Versuchsrechnung und Auftrag einer Schaulinie zu finden ist, s. die angegebene Quelle<sup>1</sup>.

Geringe Spiegelbreite und große Wassertiefe sind betriebstechnisch nützlich wegen einer gewissen Schutzwirkung gegen zu starke Auskühlung des Wassers

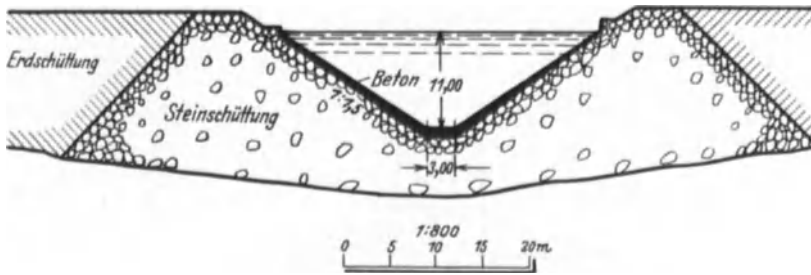


Abb. 210. Chippawa, Auftragstrecke.

und Grundeisbildung (in heißen Ländern auch gegen übermäßige Verdunstung). Auch die Rücksicht auf Kosten des Grunderwerbs und der Brücken weist in

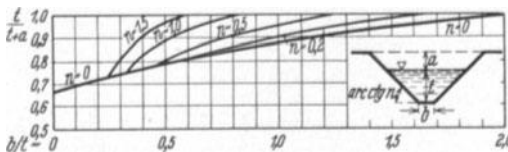


Abb. 211. Günstigste Querschnittsform für Einschnittskanäle. (Marzolo: Energia elettr. 1932.)

gleiche Richtung. Für Beschränkung der Tiefe und Vermehrung der Breite sprechen demgegenüber folgende Gründe:

2. Verteuerung der Einschnittsstrecke

und unter Umständen der Unterhaltung in mit zunehmender Tiefe bei hoher Lage des Grundwassers (auch gegenüber dem künftigen Kanal Spiegel, Ausspülungsgefahr durch Grundwassereintritt an Böschung!).

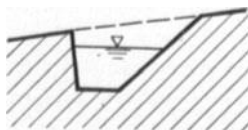


Abb. 212. Einfluß der Schichtenneigung auf die Querschnittsform von Kanälen in Fels (Ludin).

3. Mit der Tiefe zunehmende geologische Schwierigkeiten (Moorboden, Trieb sand, die z. B. durch Mehraushub und Beschweren mit Kies gehalten werden müssen, s. Abb. 213 b, 215 b und 216).

4. Rücksicht auf mit der Wassertiefe zunehmende Schwierigkeit der Dichthaltung und Standfestigkeit, namentlich von Auftrags- und Hangkanälen.

5. Anforderungen der Schifffahrt als nebenhergehender, gleichberechtigter oder sogar überragender Nutzung hinsichtlich einer Mindestbreite (Schifffahrts-Werkkanal, Kraftwasserstraße).

<sup>1</sup> Siehe Anmerkung auf S. 225.

Der Entwurf muß unter Abwägung des Für und Wider die den jeweiligen Verhältnissen am besten entsprechende Lösung suchen, wobei die obigen theoretischen Andeutungen Hilfen geben können.

Die Böschungsneigung richtet sich (wenn von Verkleidung zunächst abgesehen wird) nach der Bodenbeschaffenheit.

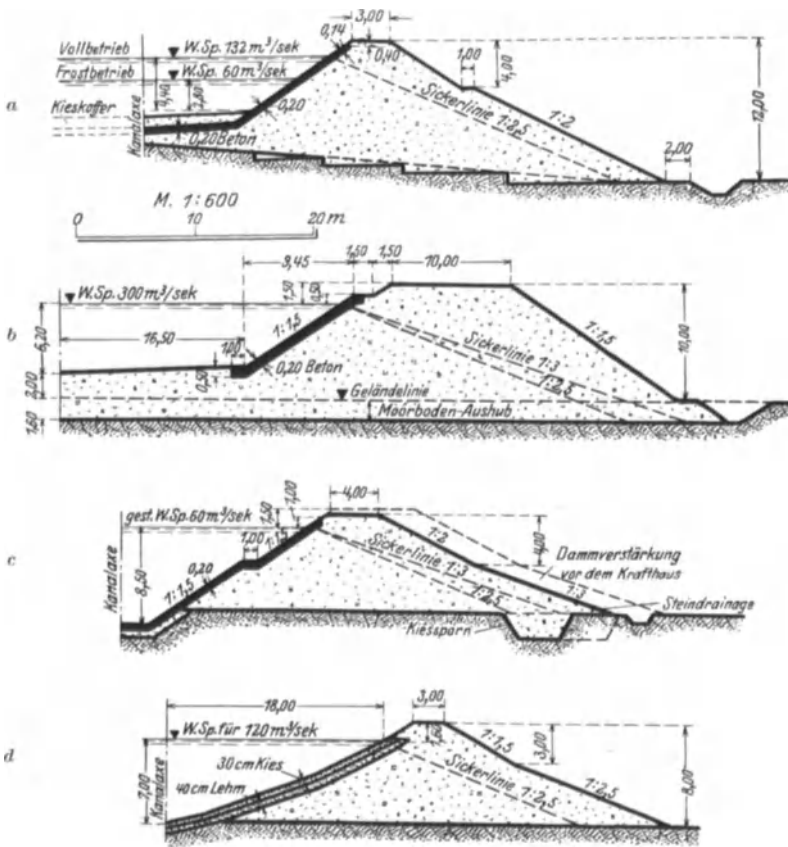


Abb. 213. Kanalquerschnitte im Auftrag. (Hartmann: Bautechn. 1926.) a Mittlere Isar. b Innwerk Töging. c Illerwerk Unteröpfingen. d Lechwerk Meitingen.

Für die benetzten Böschungen kann man als zulässiges Höchstmaß annehmen:

Im Einschnitt:

Lehm, Ton . . . . .	1 : 3 <sup>1</sup>
stark sandhaltiger Kiesboden . . . . .	1 : 2
guter, steiniger Boden, grober Kies . . . . .	1 : 1,5
weicher Fels . . . . .	1 : 0,5
Fels . . . . .	1 : 0,1 bis 1 : 0.

Das Einfallen von Felsschichten quer zur Kanalachse kann stark unsymmetrische Böschungswahl erfordern (Abb. 212).

Im Auftrag müssen die Böschungen noch etwas flacher angenommen werden, wenn man hier nicht, wie meist üblich, den benetzten Querschnitt auskleidet.

Die Neigung der nicht vom Wasser benetzten Böschungen wird (je nach Bodenart) gewöhnlich im Einschnitt zu 1:1,25 bis 1:1,5, in der Auffüllung zu 1:1,5 bis 1:2, bei tonigen Bodenarten nach Befund flacher angenommen<sup>2</sup>.

<sup>1</sup> Unter ungünstigen geologischen Verhältnissen noch flacher!

<sup>2</sup> Über rechnerische Untersuchung der Standfestigkeit von Böschungen auf Grund bodenmechanischer Betrachtungen siehe Krey: Bautechn. 1927 Heft 35.



Kanaldämmen von größerer (etwa über 10 m) Höhe gibt man, wie den wesensverwandten Staudämmen, namentlich bei Feinsand- oder tonhaltigem Schüttboden unter Umständen mit Vorteil eine von der Krone zur luftseitigen Zehe stetig oder praktisch einfacher: zonenweise abnehmende Böschungsneigung (gebrochene Böschung, Abb. 213).

Erfahrungen an reinen, unbefestigten Erdkanälen (Lechwerke Augsburg, Abb. 213 d) lassen für solche eine gekrümmte oder gebrochene Böschung auch

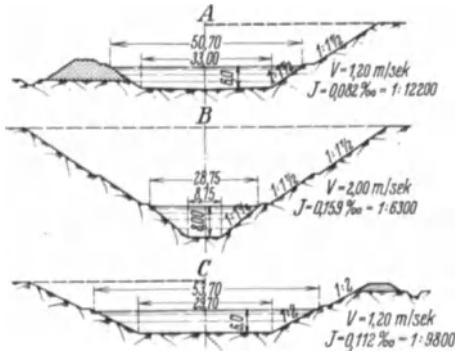


Abb. 214. Innwerk Töging, Regelkanalquerschnitte. (Verw.) (Vgl. Abb. 97.)

im benetzten Querschnitt zweckmäßig erscheinen. Bei starker Sinkstoff- und Geschiebeführung bilden sich nämlich in den vier Trapezecken an Sohle und Wasserspiegel Ablagerungen, während die Sohlenmitte im Stromstrich ausgewaschen wird. Der ursprüngliche Trapezquerschnitt wandelt sich so allmählich in einen hydraulisch günstigen (Muldenquerschnitt) um. Die Entscheidung, ob ein solcher schon entwurfsmäßig an Stelle des Trapezes zu wählen ist, hängt wesentlich auch von den Bedingungen der Bauausführung (verfügbares Baggergerät, Grundwasserstand, Bodenarten) ab.

Bermen werden an Fließkanälen nur angeordnet, wo sie unentbehrlich sind, z. B. in tiefen Einschnitten, bei denen eine Berme oberhalb des Wasserspiegels zur Vornahme von Unterhaltungsarbeiten und zum Auffangen abrollender Steine nützlich ist.

Aus dem letztgenannten Grunde empfiehlt es sich auch, bei gemischten Profilen größere Bermen am Übergang des Einschnittes in die Auffüllung anzubringen, zumal dadurch die Ausführung der Schüttung sehr erleichtert wird. Bei kleineren Ausführungen erspart man diese Berme durch Schlagen eines Flechtzaunes am Fuße der Auffüllung.

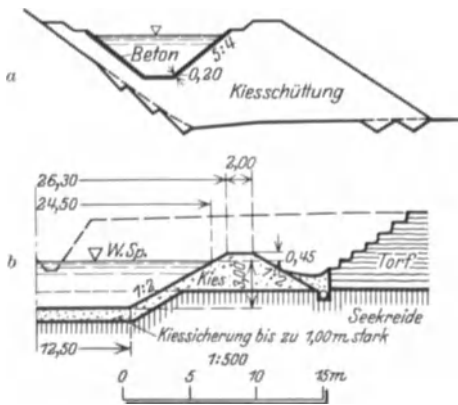


Abb. 215. Walchenseewerk. a Hangstrecke bei Krün. b Loissachregulierung.

Mangelhafte Widerstandsfähigkeit der ortsgegebenen Bodenarten gegen Abrutschen oder Ausspülen läßt sich beim Vorhandensein von grobem Kies sehr wirtschaftlich durch Beschwerden verbessern (Abb. 216). Gegen Ausspülen durch Wellenschlag und vorübergehende Steigerung der mittleren Fließgeschwindigkeit bis etwa 1,7 m/sek schützt nach Erfahrungen in Bayern schon eine 0,3 m starke Schicht von faustgroßem Grobkies. Sie befördert dabei die wünschens-

werte rasche Entwässerung der Böschungen beim Entleeren des Kanals und erschwert Abrutschungen der Kanalböschungen bei Wasserzudrang von außen (Wkr. 1913, S. 445).

Planmäßige Entwässerung hoher Einschnittsböschungen und des Geländes beiderseits eines Hangkanals ist namentlich bei Tongehalt des Bodens sehr wichtig. Auch die Kanaldämme müssen luftseitig bei feiner und schwer durchlassender Bodenart dräniert werden. Ein Längsgraben (Abb. 213 a/b) oder ein Kieswackendrän (Abb. 213c) entlang dem äußeren Fuß eines Kanaldammes wird sich meistens empfehlen, da, besonders zu Anfang, bis zum Eintritt der natürlichen Dichtung, immer mit Wasserverlusten gerechnet werden muß.

Zum Schutz der Böschungen gegen Auswaschen durch Regen und Wind ober- und außerhalb des Wasserspiegels wird, wo es das Klima gestattet, Humus 10 bis 15 cm stark angedeckt und angesät. An besonders gefährdeten Stellen werden Rasenplatten, nach Bedarf unter Verwendung von Holznägeln, angesetzt. Hohe Außenböschungen können durch Ansäen rasch wachsender Buscharten (Akazien), auch in Verbindung mit Flechtzäunen verfestigt werden. Es dürfen nicht zu tief wurzelnde und nur buschartige Pflanzen gewählt werden, weil nach dem Wasser durchwachsende Pfahlwurzeln die Dichtigkeit des Kanaldammes gefährden. Bäume sind auf Kanalböschungen nicht zu dulden.

Die Kronenbreite von Kanaldämmen wählt man gewöhnlich nicht unter 1,50 bis 2,00 m. Soll bei Herstellung des Damms Rollbahn von 0,90 m Spur verwendet werden und der Damm später mit Wagen befahren werden können, so ist die Krone mindestens 3,0 m breit anzunehmen.

Die Freibordhöhe (Höhe der Kanaldammkronen über *HHW*) soll bei Kanälen unter 10 m Spiegelbreite mindestens

0,4 bis 0,5, bei größeren Kanälen etwa 1,0 m betragen. Vorliegen der Vorbedingungen für starke Wellenbildung (Windlage, Schifffahrtsverkehr) können ein noch größeres Maß verlangen. Unter *HHW* ist dabei der allerhöchste, in Betrieb vorkommende Kanalwasserstand zu verstehen. Da bei langen, schnell durchflossenen Werkkanälen die Schwallhöhe bei Reguliervorgängen (S. 184) zu berücksichtigen ist, wird bei ihren Kanaldämmen sich danach vielfach ein gegen die Kraftstufe hin zunehmendes Freibordmaß gegenüber dem gleichmäßig fallenden Beharrungsvollbetriebsspiegel ergeben. Noch mehr ist dies der Fall, wenn man mit veränderlichem Werkstauziel zur Ausnutzung der Gefällersparnismöglichkeit in Wassermangelzeiten oder mit Kanalspeicherung arbeitet.

Um bei Benutzung des Werkkanals als Speicher in den Stunden der Absenkung nicht durch Auftreten zu scharfer Absenkungskurven übermäßig an Nutzhöhe zu verlieren, ist es unter Umständen vorteilhaft, die Wasserquerschnitte bezogen auf Beharrungsvollwasserspiegel kanalabwärts zu vergrößern, namentlich zu vertiefen, so daß erst bei einer gewissen Absenkung unter das Vollwasserwerkstauziel gleichförmiges und darüber hinaus erst beschleunigtes Fließen (Absenkungskurve) eintritt. Man hat dann bei Beharrungsvollwasser eine Staukurve im Kanal; Sohle fällt stärker als Wasserspiegel. Auch ein gebrochener Längenschnitt der Sohle kann unter besonderen Verhältnissen vorteilhaft sein (Abb. 217).

Nichts steht im Wege, die Querschnittsform und auch die Größe des Wasserquerschnittes in topographisch, geologisch usw. verschieden gearteten Kanalabschnitten verschieden zu wählen. Bei großer Einschnittstiefe werden tiefe, schmale Wasserquerschnitte, anderwärts wieder breite flache, wirtschaftlicher sein. Allzu häufiger Wechsel wäre natürlich auch vom Übel. Auf hydraulisch gute Übergangsform ist (namentlich beim Übergang von kleinem auf größeren Querschnitt) zu achten.

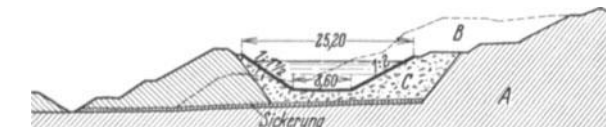


Abb. 216. Isarwerke Mühlthal, schwierige Hangkanalstrecke. (Langlotz: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1929.) *A* Zu Rutschungen neigendes Hangmaterial. *B* Zur Entlastung abgetragen. *C* Kiesstützkörper, Dichtung der Betonverkleidung rechtsseitig durch Glatteich, linksseitig und Sohle durch Zementschlempe.

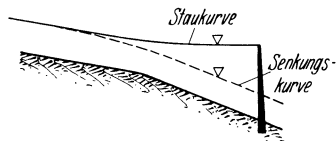


Abb. 217. Werkkanal mit gebrochenem Längenschnitt für Speicherung (Ludin).

## 2. Abdichten der Kanäle.

Notwendigkeit und Ausführungsart einer Abdichtung der Kanalwandungen hängt ganz von den örtlichen Verhältnissen und auch von dem energie-

wirtschaftlichen Wert des Wassers (S. 170) ab. Undichtigkeit des Kanals gibt leicht Anlaß zu umfangreichen Schadenersatzansprüchen der Anlieger, da der Grundwasserstand oft in weitem Umfang (wenigstens anfänglich) gehoben und in grobrolligen Kiesböden, durch Verminderung der Reibung und Ausspülen der feineren Bestandteile, Bodensenkungen und Gebäudeschäden hervorgerufen werden können<sup>1</sup>.

Maßgebend für die Art der Abdichtungsmaßnahmen sind hauptsächlich die Beschaffenheit des Untergrundes und des Schüttbodens, die Lage des Kanalwasserspiegels zum Gelände und zum natürlichen Grundwasserspiegel, die örtlichen und wirtschaftlichen Bedingungen für die Gewinnung und Beifuhr geeigneter Abdichtungsstoffe (Lehm, Ton, Zement, Asphalt) und die Kulturverhältnisse des Umlandes.

**Schlämmdichtung.** Nicht selten kann man sich mit der Dichtung durch natürliche oder künstliche Verschlammung begnügen: durch Einführen von Schlamm, Lehm, Schlacken- und Kohlengrus. Voraussetzung für das Gelingen ist ein gut gemischtkörniger Aufbau des Schütt- und Einschnittsbodens und Abwesenheit ebensowohl zu leicht auswaschbarer milder Feinsande und erdig-toniger Bestandteile wie von größeren, nicht vollschwemmbareren Hohlräumen (Geröllhohlräumen, Gesteinsklüften). In dieser Voraussetzung und ihren großen örtlichen Verschiedenheiten ist es neben nachher zu erwähnenden Ursachen begründet, daß man in Norddeutschland bei Werk- und Schiffahrtskanälen mit der Selbstdichtung zum Teil schlechte Erfahrungen gemacht hat, während man damit in Gebirgsvorländern, besonders in Bayern (Lech), überraschend gute Erfolge, selbst bei Wassertiefen von etwas über 4 m erzielt hat.

Bodenphysikalisch betrachtet ist die Schlämmdichtung ein Filterprozeß; das mit tonigen und feinsandigen Sinkstoffen beladene Sickerwasser, das (in grobkiesigen Kanaldämmen z. B.) oft anfänglich in beängstigender Menge und Trübe entweicht, lagert in den durchströmten Porengängen, zunächst nur die sperrigeren Kornbestandteile, mit dadurch zunehmender Verengung der Porengänge und Verlangsamung der Sickerströmung aber bald auch feine tonige Teile ab und bildet so bald eine dichte Schale von unregelmäßiger Dicke um den Wasserquerschnitt herum aus, während die Außenbereiche des Erdkörpers durchlässig bleiben. Die geringen, etwa noch längere Zeit, stellenweise vielleicht auch dauernd als schwache Quellen bestehenden bleibenden Sickerungen schaden in solchen Kiesmassen in der Regel nichts; die Drucklinie (Abb. 213) fällt nach außen schnell herunter, die luftseitige Böschung der Dämme bleibt trocken und das in Fußgräben oder -sickerungen etwa noch austretende Wasser ist klar; sein Trübwerden im späteren Verlauf ist ein wichtiges Anzeichen für neu auftretende Kanalbruchgefahr.

Abgesehen von der Bodenbeschaffenheit sind noch die folgenden unerläßlichen Voraussetzungen für das Gelingen der Schlämmdichtung wohl zu beachten:

1. Der Kanal darf bei größeren Wassertiefen nur ganz allmählich, im gleichen Maße wie die Dichtung fortschreitet, auf volle planmäßige Tiefe gefüllt werden; schnelles Wiederabsenken des Spiegels ist zu vermeiden.

2. Das Wasser muß in reichlicher Menge Trüb- und Sinkstoffe von geeigneter Beschaffenheit enthalten. Am allerbesten ist der natürliche gemischte Feinsand- und Schlickgehalt der Gebirgshochwässer. Dauern diese nicht lange genug an oder muß in hochwasserfreier Jahreszeit gefüllt werden, so kann künstlich durch Einspülen (mit Hand- oder Motorspritzen) von Lehm, Ton, feinem Schlacken- oder Kohlengrus nachgeholfen werden; haufen- und brockenweises Einwerfen oder -schütten hat keine Wirkung!

<sup>1</sup> Solches ist sogar bei gedichteten Kanälen im Anfang nicht ausgeschlossen!

3. Das Wasser muß in dem zu dichtenden Kanal in mäßig starker Fließbewegung sein, so daß die Trübe an alle Wandungsteilen und in alle Kanalstrecken gelangt und ständiger Nachschub gewährleistet ist. Schlämmdichtung in stehendem oder nur schwach bewegtem Wasser mißlingt meistens, da die für ein Gelingen erforderliche Hilfsarbeit viel zu groß wäre, als daß man sie aufwenden möchte.

**Dichtungsschalen.** Wenn die Verhältnisse die anfänglich bei Schlämmdichtung unvermeidlichen Durchfeuchtungserscheinungen der Umgebung (die auch bei anderen Dichtungsweisen nicht immer ganz zu vermeiden sind) unzulässig machen oder wenn die Bodenbeschaffenheit keinen Erfolg verspricht, kann man die künstliche Dichtung mit Schalen aus tonhaltigem Material, Beton u. a. anwenden.

**Tondichtung.** Wo Lehm in genügender Menge und Beschaffenheit auf einfache billige Weise zu beschaffen ist, empfiehlt sich häufig die Dichtung mit Lehm Schlag (Tonschlag). Der Lehm soll, um dicht zu sein, mindestens 40% und um nicht zu fett und zur Ribbildung geneigt zu sein, möglichst nicht mehr als 55% feintonige Bestandteile enthalten. (Prüfung mittels Auswaschen, bei größeren Ausführungen im bodenkundlichen Institut mit Absetz- oder Schlammapparat!)

Man bringt eine mindestens 0,20 m starke Schicht (von 1,5 m Wassertiefe ab in zunehmender Stärke) auf die Kanalwandungen auf. Die Böschung darf dann aber nicht steiler als höchstens 1:2 angenommen werden (Abb. 218 a). Besteht die Gefahr, daß der Lehm durch die Fließgeschwindigkeit oder durch Wellenschlag (z. B. bei Werkschiffahrtskanälen) beschädigt wird, so bringt man darüber noch eine Schutzschicht von gewöhnlichem Aushubmaterial, Kiessand oder ähnliches in einer Stärke von mindestens 0,20 m auf, die auch einen gewissen Schutz gegen das Rissigwerden der Dichtungsschicht bei vorübergehender Trockenlegung bietet. In Werkschiffahrtskanälen muß die steinige Überdeckung der Sohle mit Rücksicht auf Staken und Ankerwerfen erheblich stärker (0,7 bis 1 m stark) bemessen werden.

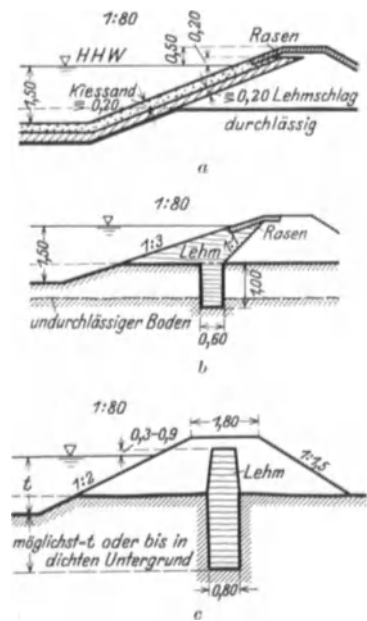


Abb. 218. Dichtung von Kanaldämmen.  
 a Plastische Böschungsdichtung.  
 b Massive plastische Dichtung.  
 c Plastische Kerndichtung.

Bei kleineren Kanaldämmen empfiehlt es sich, wenn reichlich Lehm vorhanden ist, einen Teil des Dammes vollständig in Lehm auszuführen, und zwar entweder durch Schüttung des wasserseitigen Teils aus Lehm (Abb. 218 b) oder durch Ausbildung eines Lehmkerns in der Mitte des Dammes (Abb. 218 c). Die Ausführung mit Lehmkern ist wegen der schwierigeren und kostspieligeren Herstellung weniger empfehlenswert.

Die Lehmdichtung muß in waagerechten Schichten von nicht über 0,2 m Stärke unter Ausscheidung harter, etwa gar gefrorener Brocken in möglichst naturfeuchtem Zustande oder unter Nachhilfe mit Spritzen eingebracht werden. Jede Schicht ist einzeln gut zu stampfen oder zu walzen, aber nötigenfalls vor Aufbringen der nächstoberen wieder aufzurauen. Bei kleineren Ausführungen wird von Hand gestampft. In neuerer Zeit haben auch maschinelle (Preßluft-)

Stampfer Eingang gefunden. Das Walzen geschieht am besten mit leichten Motorwalzen oder Raupenschleppern mit mehreren angehängten Walzen. In manchen Fällen (bei geringen Schalenstärken!) hat sich das Walzen in der Neigung der Böschung (quer zur Kanalachse) gut bewährt (Abb. 219), bei



Abb. 219. Einwalzen einer plastischen Böschungsdichtung mit in der Falllinie geführten Walzen.

stärkeren Schalen dagegen nicht (Rutschungen, Ottmachau). Siehe auch unter Dämme Bd. III, 9.

Betonschalen. Die Anwendung der Lehmdichtung ist auf die Fälle beschränkt, wo der Baustoff einfach zu beschaffen ist. In neuerer Zeit wird meistens die Abdichtung der Werkkanäle durch Beton oder Eisenbeton vorgezogen, da mit dieser Ausbildung noch andere Vorteile, verringerte Reibung, widerstandsfähigeres Bett, steilere Böschung usw. verbunden sind. Häufig werden, sofern Selbstdichtung zu erwarten, der Kanalspiegel unter Grundwasser liegt oder Schiffahrtsbetrieb (Ankerwerfen!) zu berücksichtigen ist, nur die Böschungen mit Beton verkleidet, die Sohle dagegen nicht. Ist eine Betondichtung der Sohle unentbehrlich und gleichzeitig Schiffahrtsbetrieb gefordert, so muß die Betonsohle unter eine etwa 1 m starke Schutzschicht von grobem Kies gelegt werden (Abb. 213 a).



Abb. 220. Sohlen- und Böschungsbruch in einem ausbetonierten Kanal (Ludin).

Von vornherein ganz dichte Betonauskleidungen herzustellen, wird sich meistens aus wirtschaftlichen Gründen verbieten. Den praktischen Anforderungen genügt oft schon eine Ausführung der Betonschale, die bei anfangs mäßigen Sickerungen eine rasche Volldichtung durch natürliches oder künstliches Einschlämmen ermöglicht. Die auch bei sorgfältigster Ausführung des Betons nicht zu verhindernde Versickerung durch Poren, Haarrisse und Dehnungsfugen wächst stark mit der Wassertiefe. Dieses Sickerwasser kann die Standfestigkeit der Kanaldämme bedrohen und ist nach Sachlage durch geeignete Entwässerungsmaßnahmen schadlos abzuführen. Auch bei reinen Einschnittkanälen können selbst geringfügige Sickerungen auf die Dauer schädlich wirken,

wenn lösliche oder leicht auswaschbare Erdarten in oder über grobklüftigem Geröll- oder Felsuntergrund liegen. Die Betonschale kann dann örtlich unterwaschen und durch die Wasserauflast eingedrückt werden (Itterwerk 1922, Abb. 220).

In einigen wenigen Fällen verwendet man zur Dichtung auch eine Kernspundwand (Abb. 221), die jedoch genügend tief in den dichten Untergrund eingerammt werden muß. Über Asphaltbeläge zur Dichtung s. S. 237.

Am Hang können geneigt liegende Triebssand- oder Tonschichten der Unterlage durch Sickerwasserzutritt zu Gleitbewegungen veranlaßt werden (Kanalbrüche: Wangen a. Aare 1905, Lit. a, 12, S. 419. — Alzwerk Hirten-Holzfelden 1924, Lit. 12,6 (Abb. 222).

Wegen der schwerwiegenden wirtschaftlichen Folgen solcher, große Wiederherstellungskosten und mehrmonatliche Betriebsausfälle bedingenden Katastrophen ist größte Vorsicht und peinlichste Sorgfalt in Vorarbeiten (Schürfgruben!), Planung und Ausführung geboten. Ohne Not oder nur um mäßiger theoretisch-voranschlagsmäßiger Vorteile willen sollte man daher namentlich Hangkanäle durch geeignete Linienführung oder Wahl anderer Bauformen

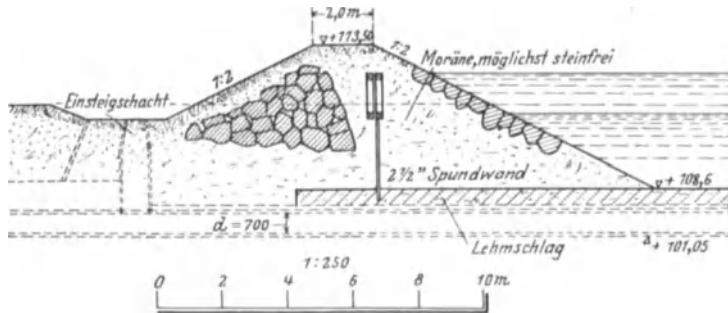


Abb. 221. Oberkanal Torsebros. Dichtung mit hölzerner Kernspundwand. (NWK.)

(Kunstgerinne, Stollen) möglichst vermeiden. Wo man eine Hangkanalausführung aus gewichtigen Gründen dennoch wählt, muß man in reichlichem Maße die nötigen Sicherungsmaßnahmen (Entwässern, Beschweren der Böschungen usw.) vorsehen und die Bauausführung mit allerpeinlichster Aufmerksamkeit führen, ferner im Betrieb einen dauernden zuverlässigen Überwachungsdiens durchführen.

### 3. Befestigung der Kanalwandungen.

Befestigung der Kanalwandungen wird angewandt um:

1. die Böschungen steiler anlegen zu können, Aushub- und Grunderwerbskosten zu sparen,
2. eine höhere Strömungsgeschwindigkeit ohne Gefahr der Ausspülung zulässig zu machen,
3. die Regelmäßigkeit und höhere hydraulische Leistungsfähigkeit des Querschnitts zu erhalten oder meist von vornherein durch glatte und ebenmäßige Auskleidung zu steigern (dabei ist der Hauptnachdruck auf das ebenmäßige, d. h. die möglichst genaue Einhaltung der Querschnittsgröße und -form zu legen!),

daneben dient

4. die Auskleidung häufig auch der schon besprochenen Aufgabe der Dichtung.

Wegen dieser vielseitigen Nutzbarkeit werden in neuerer Zeit bei wertvolleren Kraftanlagen wenigstens die Böschungen in der Regel mit Auskleidung versehen.

Die Auskleidung kann mit Faschinen, Schnittholz, Bruchsteinen, Beton und Eisenbeton geschehen.

Auskleidung mit Faschinenlagen kommt im wasserbenetzten Querschnitt heute nur noch in Betriebsnotfällen oder an besonders gefährdeten Strecken von Erdkanälen in Frage. Außer Wasser liegende hohe Böschungen werden häufig mit Faschinenflechtzäunen befestigt, bis sie gut angewachsen sind.



Abb. 222. Kanalbruch Alzwerk Hirten-Holzfelden.

Schnittholzauskleidung findet sich häufig bei kleineren Anlagen in holzreichen Gegenden. Eine einfache Bohlwandauskleidung ist in Abb. 223 dargestellt. Unter Umständen, insbesondere an der äußeren Seite von Krümmungen, empfiehlt es sich dabei zur glatteren Führung des Wassers innen vor die Pfähle eine zweite Bretterwand zu nageln. Die Lebensdauer der Holzauskleidungen ist kurz.

Abrollung der Böschung mit Wacken und Pflasterung mit Bruchsteinen stellt sich häufig infolge der zeitraubenden Herstellungsweise teurer als Betonverkleidung. Nur in Gegenden,

wo die Zementbeschaffung Schwierigkeiten macht und außerdem reichlich und billig geeignete Steine, z. B. im Einschnitt in Geröll- oder



Abb. 222a. Hangkanal des Murkraftwerkes Mixnitz.

Findlingsform oder aus benachbarten Felsausbruchstrecken, gewonnen werden können, kommen diese Ausführungen (meist ohne Mörtel) noch in Frage [Abb. 224 (Skogaby) vgl. Lit. a, 11].

Zur Befestigung von Böschungen kann auch loser Kies- oder Steinwurf benutzt werden (s. oben); diese Ausführung ist besonders vorteilhaft, wenn

bei einer unter Wasser auszuhebenden Kanalstrecke die Wasserhaltung erspart werden soll.

Betonauskleidung erstreckt sich entweder auf den ganzen wasserbenetzten Umfang oder sie beschränkt sich auf die Böschungen (S. 236, Abb. 226). Die Betonauskleidung wird entweder auf der Kanalwandung selbst in großen Flächenstücken fortlaufend hergestellt oder in kleineren transportablen Platten an abseits günstig liegenden Arbeitsplätzen gefertigt und dann auf der Böschung pflasterartig verlegt.

Das erste Verfahren herrscht in der Praxis vor, weil es meist wirtschaftlicher ist und die Zahl der Arbeitsfugen verringert. Der Beton muß dazu längs des Kanals mit Roll- oder Seilbahn verteilt werden. Rücksicht auf Vermeidung vorzeitigen Abbindens schränkt die zulässige Entfernung der Mischanlagen auf 2—3 km ein. Bei kleineren Ausführungen wird der Beton

über die Böschung heruntergekippt und von Hand verteilt und eingeschlagen, auch Schüttröhren an fahrbaren Gerüsten werden verwandt. Bei größeren Ausführungen kommt nur noch maschinelles Einbringen mit Gurtförderung<sup>1</sup> durch fahrbare Trichter und mit diesen verbundene Walzen in Frage (Maschine von Grün & Bilfinger, Koppenhöfer und Dingler, Zweibrücken) (Lit.12,7) (Abb.225). Die Stärke der Betonverkleidung wählt

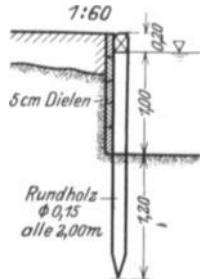


Abb. 223. Einfache Bohlwandauskleidung.



Abb. 224. Skogaby, Abpflasterung des Unterkanals, Blick stromabwärts. (NWK.)

man zwischen 0,12 und 0,20 m, je nach Bodenart, Steilheit und Höhe der Böschungen.

Zur Betonierung darf nur reines Kiesmaterial mit genügendem Sandgehalt und der Schalenstärke angepaßtem Größtkorn verwendet werden. Das Mischungsverhältnis soll nicht ungünstiger sein als 1 Raumteil Zement

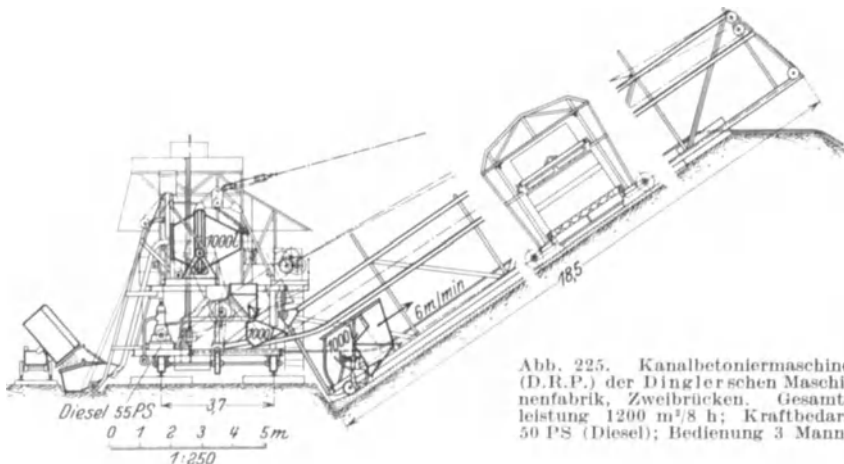


Abb. 225. Kanalbetoniermaschine (D.R.P.) der Dinglerschen Maschinenfabrik, Zweibrücken. Gesamtleistung 1200 m<sup>3</sup>/8 h; Kraftbedarf 50 PS (Diesel); Bedienung 3 Mann.

zu 12 Raumteilen Kiessand. Während der Abbinde- und Erhärtungszeit ist die Betonverkleidung ständig feucht zu halten und durch Abdeckung gegen Sonne, Regen und Frost zu schützen. Zusatz von Traß erleichtert zwar (abgesehen von der mäßigen Zementersparung) die Verarbeitung sehr, weil er die Geschwindigkeit des Betons stark erhöht, da aber rasches Abbinden der Kanalböschungen erwünscht ist und Traßzusatz das Abbinden verzögert, wodurch entsprechend längere Zeit die kostspieligen Maßnahmen zum Schutz gegen Witterung, das Befeuchten u. a. durchgehalten werden müssen, ist man von seiner Verwendung zu diesem Zweck meist wieder abgegangen.

<sup>1</sup> Engng. News Rec., 10. Dez. 1926.



Zur Verhütung von Schwind- und Temperaturrissen wird die Betonverkleidung (und zwar grundsätzlich diejenige der Böschungen zuerst!) in einzelnen Querstreifen von 3—5 m Länge, und zwar in „übersprungener“ Folge ausgeführt (vgl. Abb. 226). Der erste Satz der Tafeln wird zwischen hochkant gestellten Schaldielen betoniert; nach Entfernung der Schalung wird — manchmal nach Einlegen einer ein- oder zweifachen Dachpapplage, die aber im allgemeinen entbehrlich ist — der zweite Satz der Tafeln satt anbetoniert. Im Auftrag wählt man die Teilungslänge kleiner und ordnet auf den Böschungen bei größerer Höhe noch eine oder zwei Längsfugen (in Fließrichtung) an (in benachbarten Streifen gegeneinander zu versetzen!). Die Sohle wird ganz am Schluß und in Schachbretteilung nach gleichen Grundsätzen betoniert.

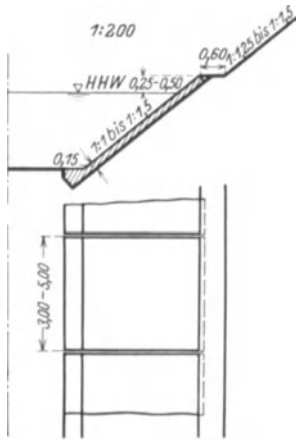


Abb. 226. Aufteilung des Böschungsbetonbelages in Platten.

Betonauskleidungen sind auch schon unter Wasser ausgeführt worden, um die im Einzelfall besonders teure Wasserhaltung zu sparen<sup>1</sup>.

Liegt die Möglichkeit vor, daß sich Grund- oder Sickerwasser hinter den Betontafeln ansammeln kann (bei dichtem Untergrund), so ist für geeignete Abführung Sorge zu tragen. Bei abgelassenem Kanal könnte nämlich dieses Wasser die Kanalauskleidung abdrücken. Auch kann bei starkem Frost sich

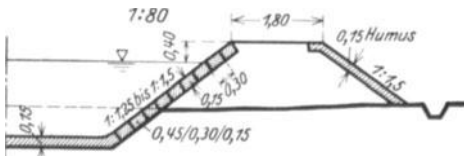


Abb. 227. Querschnitt einer Böschungsbefestigung aus Betonsteinen.

dränung abzuleiten. Der am Wasserspiegel liegende oberste Streifen der Betonschale wird häufig vom Frost hart mitgenommen. Die Praxis ist sich über das beste Gegenmittel noch nicht einig; in Frage kommen für diese gefährdete Zone besonders dichte Herstellung oder Zurücklegen der Betonschale und Abdecken mit Kies oder Ersatz durch Lehmdichtung mit Kiesabdeckung oder endlich Aufhörenlassen der Schale 0,5 m unter tiefstem Winterwasserspiegel, dies namentlich bei Felseinschnitten. Da Pflanzenwuchs dem Beton schädlich ist, empfiehlt es sich, die Schale bis an eine Kiesberme oder die Dammkrone heraufzuführen.

In Auftragsrecken schränkt man die Plattengröße mit Rücksicht auf die zu erwartenden Setzungen ein, unter Umständen bis auf 1,0/1,0 m.

Bei dem anderen Verfahren der Betonauskleidung aus tragbaren Platten beschränkt man deren Größe mit Rücksicht auf einfache Beförderung auf etwa

<sup>1</sup> Engng. Rec., 11. Aug. 1910.

0,45 × 0,30 × 0,15 m (Abb. 227). Derartige Plattensteine empfehlen sich auch, wenn im Kanal mit Andrang von Grundwasser zu rechnen ist, welches das Betonieren an Ort und Stelle behindert oder unmöglich macht. Die bereits gestreifte Frostgefahr liegt besonders auch vor, wenn der Beton auf Lehm-, Ton- oder ähnliche bei Wasseraufnahme oder Gefrieren sich ausdehnende Bodenarten zu liegen kommt. In solchen Fällen und wo Wasserverluste weniger zu befürchten sind, kommt auch die in Norddeutschland verbreitete ortsfeste (nicht fabrikmäßige) Ausführung in Sechseckplatten vorteilhaft zur Geltung (Durchmesser des umschriebenen Kreises rd. 0,70 m). Vielfach gibt man den Sechseckplatten eine stark, etwa mit 0,1 m Stich, gewölbte Oberfläche, um sie gegen das Aufkanten durch Treibeis zu schützen (Abb. 228). In Felsprofilen dient Betonauskleidung, abgesehen von der etwa nötigen Dichtung, als Schutz gegen Abbröckeln und weiteres Verwittern und zur Abgleichung der großen Rauigkeit. Aus letzterem Grunde allein wird Betonverkleidung selten wirtschaftlich sein, da durch Mehrausbruch hydraulisch und wirtschaftlich oft ein besseres Ergebnis zu erzielen ist. Bei steiler Wandböschung muß der Beton durch Eisenanker angeheftet werden (Chippawawerk, Abb. 207). Die Schalenstärke wählt man über den Felszacken mindestens an den Wänden zu 0,12 bis 0,15 m, auf der Sohle 0,05 bis 0,08 m; größerer Mehrausbruch darf auf Sohle und flachen Böschungen vor dem Betonieren mit Steinsatz ausgefüllt werden.



Abb. 228. Abdeckung der Böschung mit Sechseckplatten.

Eisenbetonauskleidung kommt gewöhnlich bei besonders unzuverlässigem Untergrund in Frage. Auch bei Eisenbetonverkleidung sind die Fugen nicht ganz entbehrlich, können jedoch in größeren Abständen angeordnet werden.

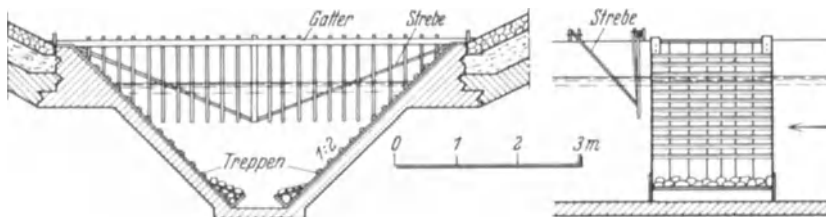


Abb. 229. Wild-Schutzvorkehrungen im Kanal des Glambockwerkes. (Schen dell: Zbl. Bauverw. 1917.)

Neuerdings ist durch das Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft am Walchensee auch die Brauchbarkeit von Asphaltbauweisen zur Dichtung und Befestigung von Kanalböschungen untersucht worden (Lit. 12,3). Während danach zur Ufersicherung im Flußbau Tränkungen genügen, kommt für Werkkanäle nur die Anwendung von Deckenbelägen (Walzgußasphalt) in Betracht. Als besondere Vorteile dieser Auskleidung werden angegeben, daß selbst größte Flächen ohne Dehnungsfugen hergestellt werden können, daß große Dichtigkeit erzielt wird, daß die Decken bei hoher mechanischer Festigkeit doch genügend geschmeidig sind, um Bewegungen des Bodens folgen zu können. Die Kosten sollen auf Grund der Versuchsergebnisse bedeutend geringer sein als die von Betonauskleidungen. Hinsichtlich ihrer Rauigkeit soll die Walzgußasphaldecke einer gut ausgeführten Betondecke gleichzusetzen sein.

Etwa alle 100 m sind Treppen — es genügen auch schon Steigeisen oder eine Reihe Eisenbolzen — anzuordnen, die einem in den Kanal Hineingefallenen ein Herausarbeiten ermöglichen. Am besten werden Abzäunungen angebracht, um Unbefugte und größere Tiere von den z. B. dem Wild sehr gefährlichen steilen und glatten Kanalrändern fernzuhalten (Abb. 229).

#### 4. Längsgefälle und Fließgeschwindigkeit.

Das Sohlengefälle der offenen Kanäle liegt in den meisten Ausführungen zwischen 1: 10 000 und 1: 500. Da der Profilradius mit dem Querschnitt zu-, der Einheitspreis aber abnimmt, erhalten kleine Kanäle im Verhältnis zu den großen stärkere Gefälle.

Die größte mittlere Fließgeschwindigkeit in unverkleideten Erdkanälen beträgt etwa 1,0 bis 1,2 m/sek. In neuerer Zeit geht man bei betonierten Erdkanälen bis auf etwa 1,5 m/sek, bei großen betonierten Felseinschnittskanälen sogar auf 2,5 bis 3,0 m/sek (Chippawa, Abb. 206).

Ein gewisses Höchstmaß der Fließgeschwindigkeit ist durch die Rücksicht auf den Bestand der Wandungen gegeben; andererseits darf die Geschwindigkeit ein bestimmtes Maß nicht zu häufig unterschreiten, um Verschlammung und Versandung der Kanäle bei oft sinkstoffführendem Wasser zu verhindern. Die mit Rücksicht auf Verhütung von Erosion zulässigen größten mittleren Fließgeschwindigkeiten sind für:

Erdkanal in feinem Sandboden . . . . .	0,2	m/sek
„ „ „ grobem Sandboden . . . . .	0,3—0,5	„
„ „ „ mittlerem Kiesboden . . . . .	0,6—0,8	„
„ „ „ grobem Kiesboden . . . . .	1,0—1,4	„
Vollausgekleideter f bei sandfreiem Wasser . . . . .	6,0	„
Betonkanal } bei sandhaltigem Wasser . . . . .	2,0—3,0	„
Felsboden je nach Gesteinsbeschaffenheit und Sandgehalt des Wassers . . . . .	2,0—8,0	„

Größere mittlere Geschwindigkeiten als 1,7 m/sek im ausgekleideten Erd-einschnitt und 3,0 m/sek im ausgekleideten Felseinschnitt sind bei offenen Kanälen im allgemeinen schon unwirtschaftlich. Die zur Verhütung von Verlandung mindestens erforderliche mittlere Fließgeschwindigkeit beträgt je nach der Beschaffenheit der Beimengungen:

bei leichtem Schlamm . . . . .	0,3	m/sek
bei feinem Sand . . . . .	0,3—0,5	„

R. G. Kennedy stellte an Flüssen im Punjab (Indien) fest, daß bei einer bestimmten, von der Größe der Sinkstoffteilchen und der Tiefe des Kanals  $t$  abhängigen Geschwindigkeit  $v = c \cdot t^{0,64}$  sich weder Ablagerung noch Aufwirbelung an der Sohle zeigte. Der Wert  $c$  schwankt zwischen 0,54 und 0,70 je nach dem Charakter des Schlammes (Maße dabei in m eingesetzt!)<sup>1</sup>.

Um das Aufkommen von Wasserpflanzen zu erschweren, muß man mindestens 0,5 m/sek mittlere Geschwindigkeit herstellen, um sie ganz fernzuhalten, die Wassertiefe über 1,5 m wählen.

#### 5. Trassierung offener Werkkanäle.

Die Trassierungselemente sind (bei gegebener Ausgangs- oder Erdhöhe des Wasserspiegels):

- Neigung (Spiegel, Sohle, Dammkrone),
- Lage (Linienführung der Achse),
- Querschnittsgrundformen.

Der grundsätzliche Unterschied gegenüber der Trassierung von Straßen und Eisenbahnen liegt in der Wahlbeschränkung hinsichtlich der Neigung, die keine erheblichen Wechsel und keine Gegensteigungen, wenigstens des Spiegels, zuläßt. Dagegen besteht hinsichtlich des Querschnitts und der Lage für reine

<sup>1</sup> Beachte davon abweichende Werte in einigen Lehrbüchern infolge unrichtiger Übertragung aus dem englischen Maßsystem!

Werkkanäle sehr weite Wahlfreiheit (beschränktere bei Hinzutritt der Schiffbarkeitsbedingung!).

Für die Linienführung wichtige — aber keinesfalls ausschlaggebende — Gesichtspunkte sind diejenigen der Massensparnis und des Massenausgleichs. Diese Gesichtspunkte allein würden veranlassen, im kräftig quergeneigten Gelände einen Kanal als gemischten Hangkanal mit möglichst restlosem Massenausgleich innerhalb des Profils zu trassieren und in wenig quer, aber längs- (stromab-) geneigtem Gelände im allmählichen Übergang vom reinen Einschnitt zum reinen Auftragskanal einen Masselängsausgleich mit Ferntransport anzustreben. Dazwischen sind bei der Vielgestaltigkeit der Geländeformen die verschiedensten Kombinationen denkbar.

Erwägungen der Bausicherheit werden aber häufig den Massenausgleich im Profil nicht zulassen oder überhaupt zum Aufgeben einer Hangtrasse, trotz

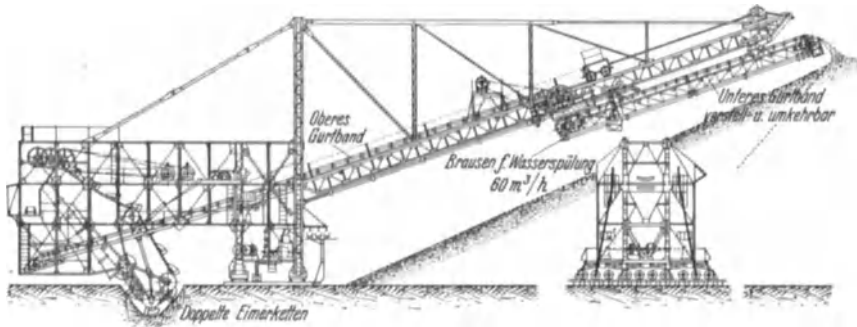


Abb. 230. Absetzer für 18 m Schütthöhe und 40 m Schüttweite mit elektrischem Antrieb, verschieb- und umsteuerbarem Unterband und eingebauten Spülpumpen. (Garbotz: Bauing.)

der damit verbundenen erheblichen Steigerung der Massen, führen. Die Verhältnisse sind in bezug auf die Form und geologische Beschaffenheit sowie die anderweitige wirtschaftliche Inanspruchnahme des Kanalgeländes so mannigfaltig, daß einseitige Festlegung des Urteils nicht zulässig ist. Die Trassierung von Werkkanälen gehört mit zu den schwierigsten — allerdings auch reizvollsten — Aufgaben des Ingenieurs. Nur im Besitz reicher Erfahrung und gestützt auf den wichtigen Rat eines gleichfalls praktisch erfahrenen Geologen wird er imstande sein, die im Einzelfall richtige Trasse und Bauweise, gleich weit entfernt von bedenkenloser Risikoübernahme wie von verantwortungs-scheuem Sicherheitsübermaß, zu finden.

## 6. Bauausführung der Kanäle.

Vor Beginn muß ein genauer, gut überlegter Massenverteilungsplan aufgestellt werden. Die Grundlage dafür muß durch Anlage zahlreicher, genügend umfangreicher und tiefreichender Bohrungen und (besser!) Probegruben längs der ganzen Kanaltrasse und durch eine sorgfältige Projektierung und Massenberechnung geschaffen werden.

Das ausgehobene Material wird, soweit möglich, zur Anschüttung der Dämme verwendet (vgl. Abb. 210, 206). Bei der Erdmassenberechnung ist die „bleibende Auflockerung“, die das vom Einschnitt in die Auffüllung gebrachte Material erleidet, zu berücksichtigen. Ihr Maß hängt von der Bodenbeschaffenheit und der Art des Gewinnens und Wiedereinbauens, auch sehr von der Witterung („Überwintern“!) ab. Bei Aushub durch Trockenbaggerung und Einbauen mit Lokomotivkippwagenzügen ohne besonderes Stampfen, Walzen, Einschwebmen oder Stürzen aus großer Höhe (mit Absetzmaschinen, Abb. 230) ist mit folgenden Werten der bleibenden Auflockerung (Raumprozente) zu rechnen, für:

Sand und Kies . . . . .	0—2%
Steiniger Boden . . . . .	5%
Lehmiger Boden . . . . .	5—10%
Fels . . . . .	20—30%

Für den Materialtransport kommt die „vorübergehende Auflockerung“ in Rechnung. Diese beträgt etwa für:

Sand und Kies . . . . .	15%
Steiniger oder lehmiger Boden . . . . .	25%
Fels . . . . .	30—40%

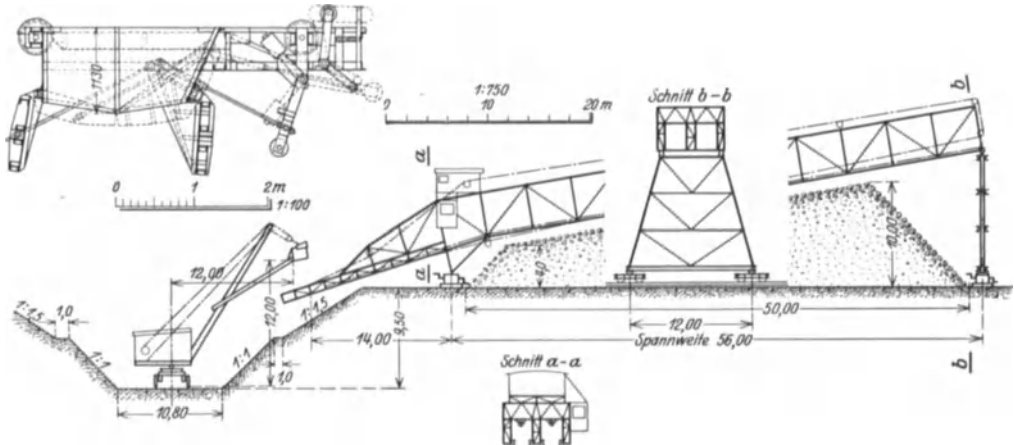


Abb. 231. Absetzgerät (deutscher Herkunft) beim Aushub des Unterkanals Skogaby. Einzelheit: einer der beweglichen Füllrumpfe. (NWK.)

Mit Rücksicht auf die erst im Laufe oder nach der Bauausführung eintretenden Setzungen gibt man den Dämmen eine gewisse „Überhöhung“. Bei Aushub durch Trockenbaggerung und Einbauen ohne besonderes Stampfen, Walzen u. dgl. mit Lokomotivkippwagenzügen muß man je nach Witterungsverhältnissen mit folgenden Überhöhungen rechnen (in % der Höhen):

Sand und Kies . . . . .	2—7%
Steiniger Boden . . . . .	5—10%
Lehmiger Boden . . . . .	12%
Felsschüttung . . . . .	1—2%

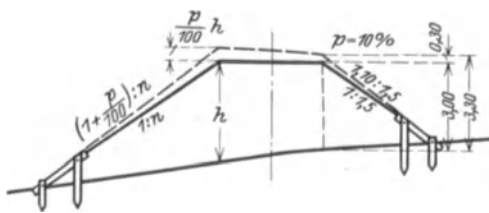


Abb. 232. Querschnittsabsteckung von Kanaldämmen.

Für den bei Werkkanälen überwiegend häufigen Fall des Aushubüberschusses muß man geeignete Ablagerungsplätze, für den selteneren Fall des Massenmangels Seitenentnahmeplätze vorsehen. Bei der großen Länge der neuzeitlichen Werkkanäle ist es häufig vorteilhafter, auf der ganzen Trasse auf durchgehenden Massenausgleich zu verzichten, Überschußmassen an einer Stelle seitlich (womöglich dicht neben dem Kanal und fortlaufend im Profil) abzulagern (Abb. 231) und an entfernter Stelle entstehenden Massenmangel aus einer nahen Seitenentnahme zu decken, selbst bei Hangkanälen.

Die erste Geländearbeit besteht im sorgfältigen Profilieren des Kanals. Durchschnittlich ist alle 20 m ein Profil zu schlagen. Bei dem Profilieren der Auffüllungen muß die notwendige Überhöhung berücksichtigt werden (Abb. 232). Nach dem Profilieren wird der für die spätere Andeckung der Böschungen notwendige Mutterboden und Rasen abgestochen. Für die bei der Lagerung und dem Transport eintretenden Mengenverluste wird ein Zuschlag von 20 bis 30% zur benötigten Masse hinzugerechnet. Die Lagerung der Rasenplatten geschieht

Narbe auf Narbe. Länger als etwa  $\frac{1}{2}$  Jahr läßt sich Rasen jedoch nicht aufgestapelt lagern, weil er sonst beim Abtransport zerfällt. Der Mutterboden muß so gelagert werden, daß er später in einfacher Weise auf die Böschungen gebracht werden kann. Dann sind die Dammlager vorzubereiten; nicht tragfähige Bodenarten (Moor, Torf) müssen ganz entfernt (Abb. 215 und 215b) oder aufgeschlitzt werden, so daß sie durch Beschütten seitlich hinausgequetscht oder durch Einlassen zweier seitlich begrenzender Kieskörper am Ausfließen gehindert und durch die Dammauflast im nötigen Maße verdichtet werden können. Nach Bedarf sind Quer- und Längsdränagen einzubauen. Am Hang ist das Dammlager waagrecht abzutrepfen (Abb. 213a), wobei die Dammzehe unter Umständen in Steinpackung anzusetzen ist.

Ob und inwieweit das Lösen, Laden und Einbauen der Bodenmassen von Hand oder maschinell geschieht, ist nach den örtlichen Verhältnissen, der Bodenart, den Arbeitslöhnen u. a. m. zu entscheiden. Größere Ausführungen werden heute überwiegend mit Bagger- und Rollwagenbetrieb durchgeführt, wobei in erster Linie Eimerketten- und Löffelbagger, im Trockenem: auf Schienen oder Raupen, im Nassen: als Schwimmbagger (hier auch Greifbagger) verwendet werden. In Sonderfällen werden auch Kabelbagger und Spülbagger, bei kleineren Kanälen auch Spezialprofil-, Grabenbagger gute Dienste leisten. Elektrischer Antrieb bietet neben seinen allgemeinen Vorteilen oft den des billigen Strombezugs aus eigenen schon bestehenden Wasserkraftanlagen.

Beim Baggern des Kanaleinschnitts ist unter allen Umständen zu verhindern, daß vom Bagger über das vorgesehene Profil hinaus Boden ausgehoben wird. Solche „Überbaggerungen“ müssen, wenn sie doch vorkommen, sorgfältig mit Steinsatz oder Magerbeton ausgefüllt werden, ehe z. B. die Betonschale aufgebracht wird, weil sie sonst zu Undichtigkeiten, Setzungen und Rutschungen, auch der Auskleidung führen würden.

Die mittlere Schichtleistung beträgt bei 8stündigem Betrieb für Eimerketten- und Löffelbagger je nach Größe und Bodenart 100 bis 2000 m<sup>3</sup>. Bei größeren Kanalbauten wird gewöhnlich in 2 oder 3 Schichten 16 oder 24 stündig durchgearbeitet.

Die Spurweite der Rollbahnzüge beträgt bei kleinen Ausführungen 0,60 m, bei größeren 0,90 m bis hinauf zur Normalspur. Mit Rücksicht auf eine sichere Lagerung der Gleise ist die Kronenbreite der Dämme bei 0,60 m Spur nicht unter 1,80 m, bei 0,90 m Spur nicht unter 3,00 m anzunehmen. Neben Rollwagentransport kann in besonders gelagerten Fällen auch Transport durch Eimerseilbagger<sup>1</sup>, Transportbänder und Spezialförder- und Absetzmaschinen (Lit. a.11, Abb. 230 und 231), namentlich für Ausgleich im Profil, Seitenablagerung oder -entnahme in Frage kommen.

Wenn das Einbringen mit Rollwagenzügen geschieht, wird gewöhnlich von einer besonderen Verdichtung des Dammmaterials durch Stampfen, Walzen usw. Abstand genommen. Es ist dann in der Regel nur zu verlangen (mindestens bei bindigem Material!), daß der Damm in waagerechten Schichten (von höchstens 0,80 m Stärke) geschüttet wird und daß nicht ohne weiteres von der Achse aus seitlich oder vor Kopf über größere Böschungshöhe herabgekippt wird. Die Dämme läßt man vor Aufbringen einer Betonschale überwintern oder man befördert den Setzvorgang durch Schwemmen oder vorsichtiges Einleiten von Wasser in den halbfertigen Auftragskanal. Die Übergangslinie zwischen Auftrag und Einschnitt ist bei Betonauskleidung eine Gefahrlinie, wenn zu früh mit Betonieren begonnen wird, ebenso jedes den Kanaldamm unter der Sohle querende Bauwerk.

Zur Reinplanie der vollendeten Einschnitte und Schüttungen werden die Böschungskanten ausgepflockt. Entsprechend der Zeit, die zwischen dem Schütten

<sup>1</sup> K e m b s: s. Bauing. 1931 S. 115.

eines Dammes und der Reinplanie liegt, ist die seinen Kronenpflocken zu gebende Überhöhung zu bemessen. Bei großen Arbeiten sind Böschungsplaniermaschinen vorteilhaft (Abb. 233 und 234).

Einschnitte in naturzementierten Geröllböden und erst recht in Fels erfordern Bohr- und Sprengarbeit. Weiche bis mittelharte Felsarten können unter Umständen vorteilhafter mit Schrämmaschinen bearbeitet werden, weil diese



Abb. 233. Planierpflug (Kippenräumer) beim Kanaldambau  
Kembs. (Verw.)

ebene Oberflächen liefern (Abb. 206).  
Wasserhaltung wird im Oberkanal, wenn sie hier überhaupt nötig ist, häufig mit natürlicher Vorflut möglich sein. Die Unterkanalsole wird dagegen in der Regel erheblich unter Grund- und Flußwasserspiegeln liegen, so daß künstliche Wasserhaltung oder bei zu großem Andrang Aushub unter Wasser stattfinden muß. Gegen den freien Fluß läßt man am Ende



Abb. 234. Böschungsplaniermaschine.  
(Dingler, Zweibrücken.)

des Unterkanals einen Erdkern stehen, der erst ganz am Schluß vorsichtig weggenommen wird. Sorgfältige Beobachtung der in Verbindung mit Aushub und Wasserhaltung auftretenden einzelnen Wasseraustritte und -horizonte gibt wichtige Fingerzeige für die zu endgültiger Belassung einzurichtenden Entwässerungsmaßnahmen (Quellfassung, Dränierung usw.).

Die Inbetriebnahme eines Kanals muß mit äußerster Vorsicht geschehen. Der Kanal darf nur sehr langsam gefüllt werden und ist dabei auf seiner ganzen Länge ständig zu überwachen. Auftretende Mängel müssen sofort beseitigt werden, wobei jedoch übermäßig schnelles Entleeren den

Schaden durch Veranlassung von Böschungsrutschen und Belagbrüchen noch vermehren kann. Lange schwierige Kanäle wird man vorteilhaft durch permanente Sperrwehre oder wenigstens vorübergehende Abdämmungen in einzelne Haltungen einteilen, um bei Kanalbrüchen das Auslaufen zu großer Wassermassen zu verhindern und bei Eintritt der Notwendigkeit, an einer Stelle Nacharbeiten vorzunehmen, doch die übrigen Strecken wassergefüllt halten zu können.

## 13. Kapitel: Kunstgerinne.

### 1. Allgemeines.

Kunstgerinne sind Freispiegelwasserleitungen mit einer wasserdicht aus den verschiedensten Baustoffen hergestellten Wandkonstruktion von solcher Eigenfestigkeit, daß die kontinuierliche allseitige Unterstüzung des wasser-

benetzten Umfanges durch den Erdboden, im Gegensatz zu den Kanälen entbehrlich ist. Die Trassierung der Kunstgerinne ist daher von Geländeform und Bodenbeschaffenheit viel weniger abhängig als diejenige der Kanäle. Sie werden „offen“ und geschlossen ausgeführt und „im Einschnitt“, „auf Dämmen“ und „auf Brücken“ oder „selbsttragend“ auf Pfeilern, endlich auch nach Bedarf unter Erdüberdeckung verlegt.

Als Baustoffe dienen Bruchsteinmauerwerk, Beton, Eisenbeton, Holz und Eisen.

Die Querschnittsausbildung ist außerordentlich mannigfaltig. Als Grundform werden verwandt: Rechtecke, steilgeböschte Trapeze, Halbkreise, Vieleckmulden, Tröge. Bei verdeckter Ausführung kommen dieselben Formen mit flacher Decke, ferner Halbkreis-, Hufeisen- und andere Gewölbeformen mit flach gewölbter Sohle in Frage. Der theoretischen Form des hydraulisch günstigsten Querschnittes (S. 224) kann man sich bei Kunstgerinnen im allgemeinen weit mehr anpassen als bei Kanälen.

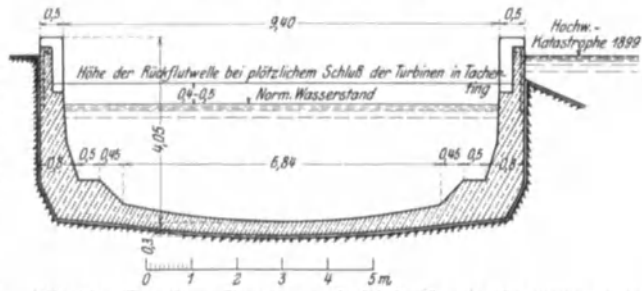


Abb. 235. Trostberg, Kanalquerschnitt der Engstrecke. (Wkr. 1913.)

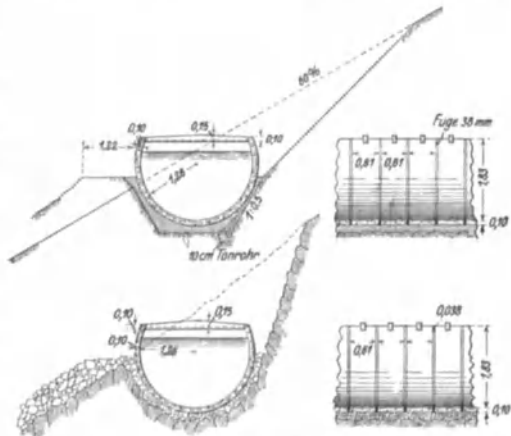


Abb. 236. Tieton-Kanal. Ausführung mit bewehrten Kunststeinschalen. (Wkr. 1913.)

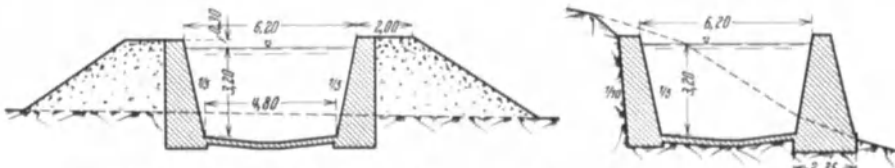


Abb. 237. Kanalquerschnitte Piave-S. Croce. Stufe Negrisiola-Carron. (Ingenere.)

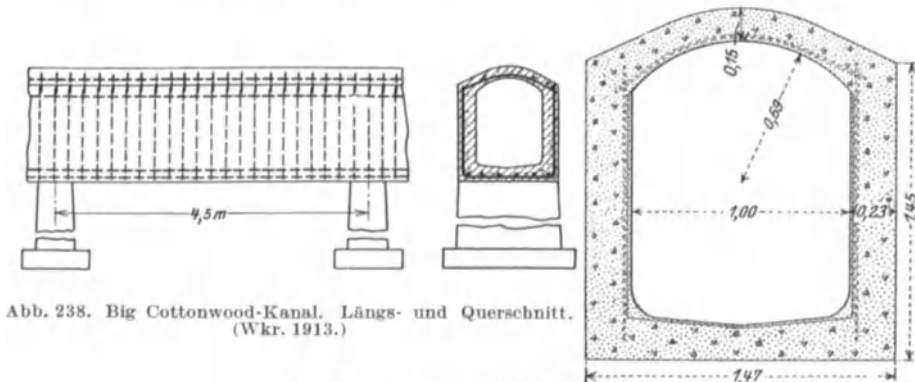


Abb. 238. Big Cottonwood-Kanal. Längs- und Querschnitt. (Wkr. 1913.)

Abb. 235—238. Typische Gerinneformen.



## 2. Stützmauergerinne.

An den ebenen oder flach gewölbten Gerinneböden, der sich auch auf eine Auskleidung des angeschnittenen Erdbodens (bzw. Felsens) beschränken kann, schließt sich beiderseits (bei unsymmetrischen Anordnungen — Zwischenformen

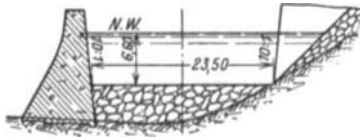


Abb. 239. Kanalstützmauer (freistehend) von Trollhättan. (NWK.)

von Erdkanal und Kunstgerinne, Abb. 176 — auch einseitig) die „Stützwand“ an. Diese kann in Mauerwerk, Beton und Eisenbeton ausgeführt werden und muß (als „Staumauer“, im Kleinen) auf guten Baugrund (nicht unbedingt auf Fels) abgestellt werden. Die Stützwand kann freistehend (als Ersatz eines Kanaldammes) entworfen, sie kann aber auch als Einschnittsstützmauer angeordnet sein. Im zweiten Falle muß sie darauf berechnet sein, nicht nur den Druck des Werkwassers, bei gefülltem Gerinne — gegebenenfalls unter Mitwirkung passiven Erddruckes — sondern auch den aktiven Erddruck bei entleertem Gerinne aufnehmen zu können. Dieser äußere Druck wird besonders groß, wenn der



Abb. 240. Hangstrecke eines Bewässerungskanals in Calif. (Cement Gun Co., Allentown USA.) Rechts Trockenmauer. Bewehrung zum Torkretieren ist eingebracht.

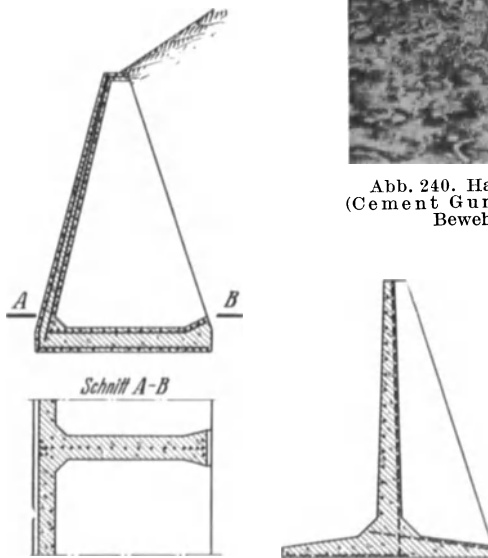


Abb. 241. Winkelstützmauern. (Wkr. 1913.)

Kanal rasch entleert wird und der umgebende Erd- oder Felsboden noch mit angestautem Grund- und Sickerwasser durchtränkt ist. Je nach Untergrundverhältnissen kann dabei auch die Gefahr eines Sohlenaufbruches vorliegen. Bei solchen Möglichkeiten empfiehlt sich die Anordnung zweier durchgehender Längsdräns hinter den Stützmauern oder einer einzigen unter der Sohle.

Der statischen Wirkung nach können die Stützwände konstruiert werden als massive Gewichtsstützmauern (freistehend: Abb. 239 Trollhättan; angelehnt: Abb. 237) oder als Winkelstützmauern in Eisenbeton (Abb. 241), mit oder ohne Hinterfüllung je nach Menge des anfallenden Aushubmaterials (Abb. 242). Endlich können die Stützmauern in eine Reihe von Stützpfeilern mit zwischengespannten stehenden oder schrägliegenden Gewölben oder biegungssteifen (Eisenbeton-) Platten gegliedert werden (Abb. 243). Bauwirtschaftliche Gesichtspunkte entscheiden in erster Linie, welche Konstruktion im Einzelfall zu wählen ist.

Die Abdichtung von Stützmauergerinnen geschieht auch bei Bruchsteinmauerwerk durch Aufbringen eines 10 bis 20 mm starken wasserdichten Verputzes (auch im Spritzverfahren); einfaches Ausfugen ist als unzuverlässig zu verwerfen.

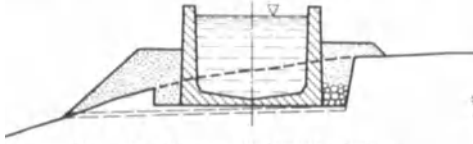


Abb. 242. Trogprofil in Eisenbeton.

Die Stützmauern müssen Dehnungsfugen erhalten, die bei Wassertiefen unter 2 m durch Einlegen von Dachpappe und sattes Anbetonieren ohne Verzahnung gedichtet werden können und deren Abstand bei freistehenden Mauern nicht über 12 m, bei hinterfüllten oder bewehrten Mauern nicht über 25 m betragen sollte. Eine bewehrte Fugenabdichtung für höhere Mauern zeigt Abb. 244. Massive Mauern von über 6 bis 8 m Höhe erhalten in kälteren Klimaten zweckmäßig eine Dränung hinter der Stauwand. In Wasserspiegelhöhe empfiehlt sich unter gleichen Vorbedingungen Verkleidung eines entsprechend hohen Streifens mit wetterfesten Steinen.

Massive Stützmauern in Verbindung mit Gewölben ergeben anpassungsfähige Brückengerinne (Abb. 245, Crego).

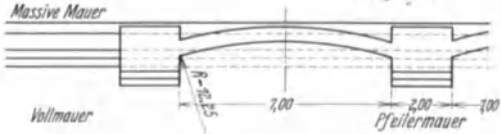
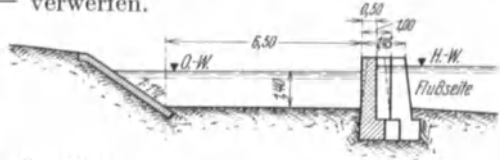


Abb. 243. Pfeilermauer als Trennungsmauer eines Werkkanals bei Pforzheim. (Entwurf Prof. Maurer, Stuttgart.)

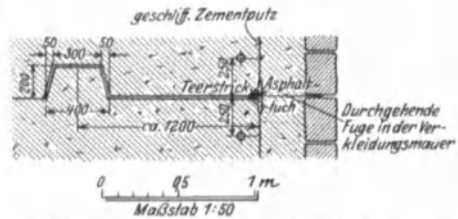


Abb. 244. Dehnungsfuge der Kanalstützmauer Trollhättan. (NWK.)

### 3. Eisenbetonrahmengerinne

werden verwendet, wenn der Untergrund unzuverlässig oder mit Rücksicht auf Geländeform eine unmittelbare kontinuierliche Auflagerung unmöglich ist.

Die Konstruktion ist ein offener oder geschlossener Rahmen aus glatt durchgehenden oder in Rippen und Platten gegliederten Wänden (Abb. 235, 236, 238, 246, 247, 248).

Die Auflagerung ist in der Regel eine punkt- oder streifenweise, wobei Wand- oder Einzelsäulenpfeiler aus Trocken- oder Mörtelmauerwerk, Beton, Eisenbeton, letztere auch in (symmetrischer oder unsymmetrischer) Rahmenkonstruktion, verwendet werden. In dieser vielgestaltigen Anordnung eignen sich die Eisenbetongerinne besonders zur Überquerung von Steilhängen, flachen Geländesenken bei Kreuzung von Seitenbächen oder, bei Niederdruckstufen, in der Endstrecke des Oberkanals vor dem Krafthaus.

Die bei Überbrückung der Pfeilerabstände auftretenden Momente und Scherkräfte werden häufig den Rahmenwänden unmittelbar unter entsprechender

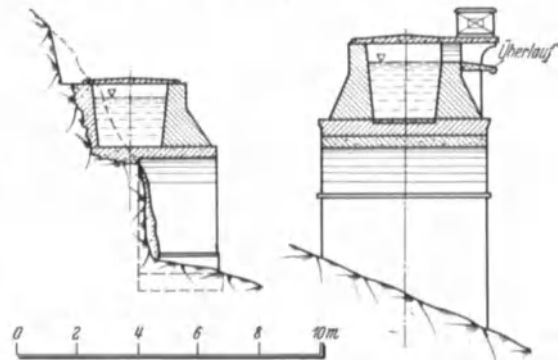


Abb. 245. Gerinne auf Gewölbereihen, Cregowerk (Ital.). (Elettrotecn. 1923, I.)

Längs- und Schrägbewehrung zugemutet oder aber (bei notwendig größeren Spannweiten) man schaltet eine eigene Tragkonstruktion ein, z. B. massive Bogenbrücken mit darüber gelegtem Gerinne oder Eisenbetonbögen und Sprengwerke mit aufgelegtem oder daran aufgehängtem Gerinne (Abb. 249 und 250).



Abb. 246. Eisenbetongerinne fertig zur Torkretierung. (Cement Gun Co., Allentown USA.) Sohlenbreite: 1,75; Tiefe 1,22 m; Wandstärke 5 cm.

Ringsum geschlossene Rahmengerinne haben den Vorteil, daß sie Laub, Schnee und sonstige Fremdkörper vom Werkwasser fernhalten und gegen Eisbildung und Verdunstung schützen.

Die auch bei Eisenbetongerinnen nicht zu entbehrenden Dehnungsfugen werden in der Regel durch elastische Kupferblecharmaturen gedichtet und in 25 bis 30 m Abstand angeordnet. Um die



Abb. 247. Eisenbeton-Hangkanal Mörel-Brieg. Blick talaufwärts (Ludin).

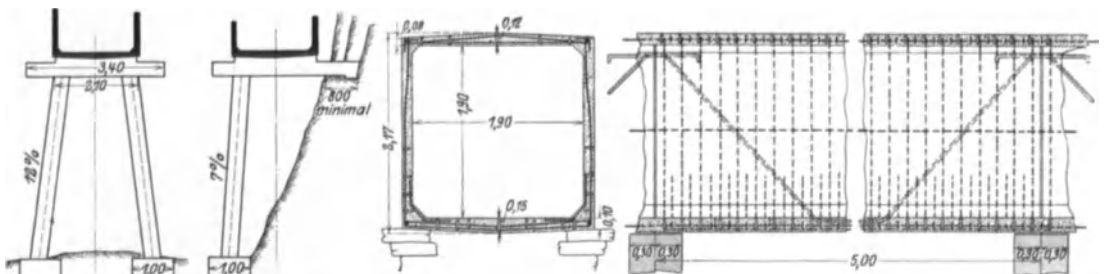


Abb. 248. Eisenbeton-Hangkanal Mörel-Brieg. Einzelheiten. (Schweiz. Bauztg.)

Längsbewegungen bei größeren Spannweiten zu erleichtern, werden Pendelpfeiler oder Rollenlager eingeschaltet (Abb. 250).

#### 4. Eingedeckte Kunstgerinne

werden aus Bruchsteinmauerwerk, Beton oder Eisenbeton in mannigfaltigen Formen ausgeführt, entweder, um an steilen Hängen eine bergmännische Stollen-

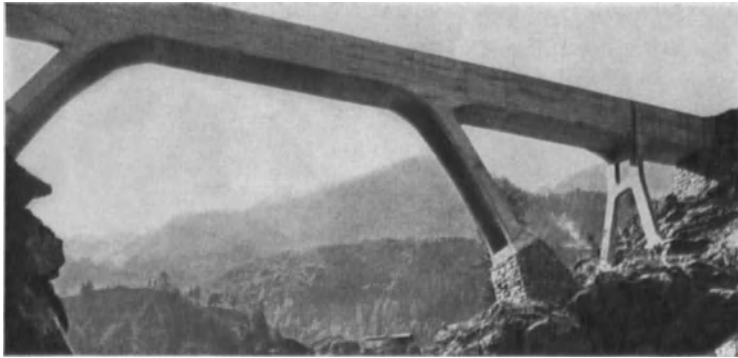


Abb. 249. Brückenkanal in der Befeitung des Eau Noir zum Kraftwerk Vernayaz (Schweiz). (Baug. 1932.)

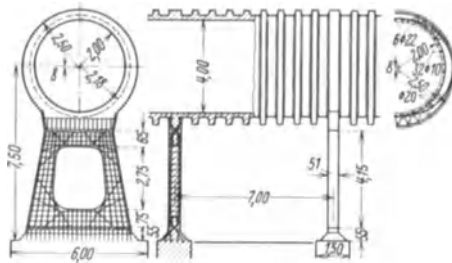
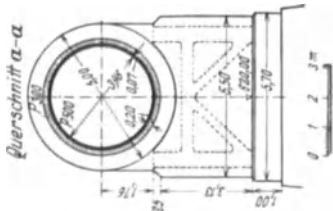


Abb. 250a. Überquerung des Friga-Flusses durch die Triebwasserleitung des Kraftwerkes Fadalto. (Baug. 1932.)

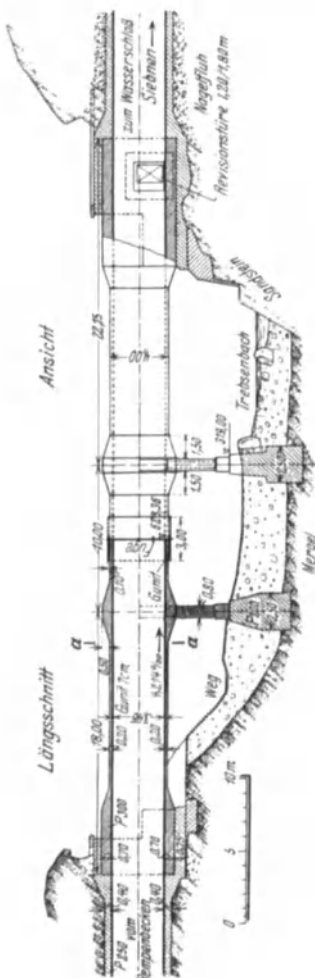


Abb. 250. Brückenrohr der Trebsenbachleitung, Wägitalwerk. (Baug. 1932.)

ausführung zu vermeiden oder um unentbehrliche Geländeflächen oberirdisch anderweitig nutzbar zu halten, endlich um ungünstige Temperatureinflüsse vom Werkwasser fernzuhalten, z. B. wenn dieses zugleich und letztlich als Trinkwasser benutzt werden soll (Abb. 251). Über Schalungseinheiten derartiger Gerinnes. Zbl. Bauverw., 16. Sept. 1925. Solche Gerinneformen können auch für einen, je nach Überschüttungshöhe einige Meter betragenden Wasserinnendruck am Scheitel konstruiert werden, so daß sie auch für Dükerleitungen (Druckleitungen) von geringem Scheitellinnendruck verwendet werden können.



Abb. 251. Eingedeckter Freispiegelkanal der Catskillwasserleitung von New York. (Wkr. 1913.)

### 5. Holzgerinne.

Holzgerinne finden sich meist nur in holzreichen Gegenden oder für untergeordnete, namentlich auch provisorische Zwecke angewandt. Besondere Sorgfalt ist auf sachgemäße Dichtung der Fugen durch Spundung zu verwenden (Abb. 253). Ein großer Nachteil der

Holzgerinne ist, daß alle nicht ständig vom Wasser benetzten Holzteile, z. B. die Bohlen am Wasserspiegel und bei freitragender Konstruktion die Joche, von sehr geringer Haltbarkeit (trotz Kreosotieren) sind. Ein weiterer Nachteil, namentlich bei ungespundeten Gerinnen, ist, daß infolge der elastischen Durchbiegung des Gerinnes zwischen den Auflagerstellen leicht Undichtigkeiten entstehen können.

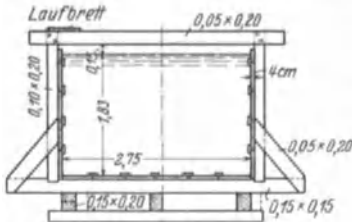


Abb. 252. Rechteckiges Holzgerinne. (Nach Rushmore.)

Holzrohren auf Sättel aus Holz oder Beton, in 1,0 bis 2,0 m Abstand abgestützt oder unter Benutzung der ohnedies nötigen Spannungsringe mittels Längsträgern an Gerüstjochen in 4 bis 6 m Abstand aufgehängt. Holzjoche müssen boden-

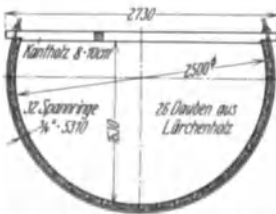


Abb. 253. Holzdaubengerinne Mylau i. V. (Bautechn. 1928.)

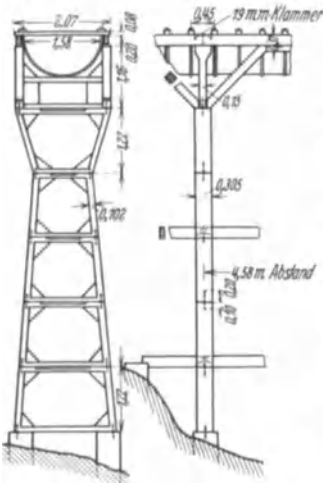


Abb. 255. Gerinnegerüst aus fabrikfertigen Eisenbetonelementen. (Engng. News Rec., 15. Mai 1919.)

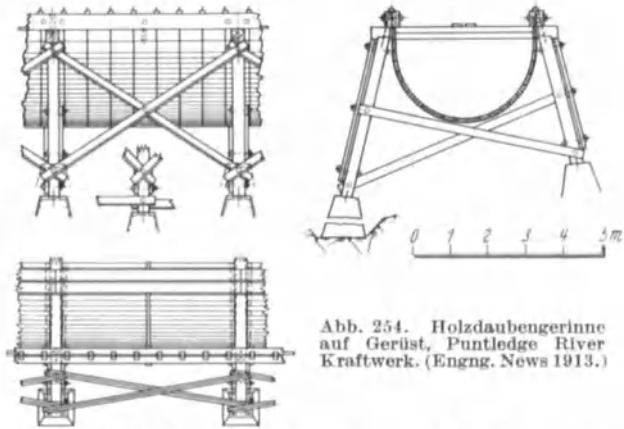


Abb. 254. Holzdaubengerinne auf Gerüst, Puntledge River Kraftwerk. (Engng. News 1913.)

frei auf Steine oder Beton gestellt werden, um vor rascher Fäulnis bewahrt zu sein.

### 6. Gerinne aus Eisenblech

werden für große Wassermengen als Tröge mit flachem Boden und stark ausgerundeten Kanten auf Profileisen-, Quer- und Längsträgern konstruiert, jedoch nur ausnahmsweise, z. B. für kürzere Überbrückungen, angewandt. Für kleinere Wassermengen eignet sich bei größeren Längen, die fabrikmäßige Anfertigung rechteckigen, sehr die Konstruktion aus Halbkreiszyylinderblechen auf Rundeisenbügeln in ähnlicher Aufhängung, wie eben für Holzgerinne beschrieben (Abb. 255, 256). Sie erhalten bis zu 6,0 m Durchmesser. Ein erheblicher Nachteil der Blechgerinne ist ihre große Rostempfindlichkeit. Es muß daher auf sorgfältige Herstellung und Unterhaltung des Rostschutzes gesehen werden. In Nord-Amerika, wo diese Gerinne noch ziemliche Verbreitung haben, vorzugsweise im Bewässerungswesen, werden sie meist

verzinkt geliefert, halten aber doch nicht länger als 12 bis 15 Jahre<sup>1</sup>. Schutzanstriche müssen alle 2 bis 3 Jahre erneuert werden. Trotz höherer Anlagekosten bevorzugt man daher für dauernde Anlagen die Eisenbetongerinne.

<sup>1</sup> Engng. News Rec., 13. Juli 1922.

Der Anschluß aller Gerinne an offene Kanäle, Stollen usw. hat besonders sorgfältig zu erfolgen, da dort erfahrungsgemäß leicht durch einseitige Setzungen oder Temperaturbewegungen Undichtigkeiten auftreten. Der Anschluß wird am besten durch eine elastische Fugendichtung bewirkt.

Die Wassergeschwindigkeit kann in Kunstgerinnen beliebig hoch gewählt werden (bei sandfreiem Wasser), meist liegt sie wirtschaftlicher Weise zwischen 1,6 und 3,0 m/sek.

Als Freibordhöhe genügen je nach Bauweise und Geländebedingungen 0,2 bis 0,4 m über *HHW*.

## 14. Kapitel: Stollen und Schächte.

### 1. Anwendungsgebiete, Arten und Wirkungsweise.

Wasserstollen sind unterirdische, bergmännisch vorgetriebene Triebwasserleitungen mit geringem Gefälle. Stärker geneigte Stollen oder senkrechte Schächte heißen Druckschächte.

Stollen, in denen selbständige Triebwasserrohre verlegt sind, heißen Rohrstollen. Sie sind nicht unter die Triebwasserstollen im engeren Sinne zu rechnen, sondern zu den befahrbaren Stollen, die als Nebenanlagen von Wasserkraftanlagen auch sonst vielfach vorkommen, z. B. als Sondierstollen, Beobachtungsstollen, vorübergehend oder dauernd offene Zugangsstollen.

Wegen ihrer vergleichsweise hohen Herstellungskosten kommen Stollen als Teile einer Triebwasserleitung nur dort in Frage, wo die äußeren Vorbedingungen für oberirdische Leitungsführung ungünstig liegen. Die wichtigsten derartigen Vorbedingungen sind:

1. Lage der Drucklinie so tief unter Gelände, daß ein offener Einschnitt teurer würde, als ein Stollen.

2. Lage der Drucklinie hoch über Gelände bei zu schwierigen Geländebedingungen für die Erstellung eines Brückengerinnes oder oberirdischen Druckrohrdukters.

3. Große Neigung, ungenügende Standfestigkeit eines zu querenden Hanges.

4. Gefährdung der offenen Hanglinie durch Stein- schlag, Wildwasser, Schlammströme, Lawinen, Forst- betrieb (Stammholz).

5. Betriebstörende Einwirkungen von Frost, Laub- fall, Einwerfen von Schutt, Unrat durch Anlieger.

6. Hohe Grundstückspreise, dichte Bebauung, Inanspruchnahme des Geländes durch Verkehrswege, Rücksichten des Heimatschutzes.

7. Rücksichten auf Kühl- und Reinhaltung des Wassers, wenn dieses als Trinkwasser nachbenutzt wird.

8. Gefahr böswilliger Beschädigung (Krieg, Unruhen) oder des Wasser- entzugs durch Anlieger.

9. Große Längenenwicklung einer offenen Hangtrasse wegen Vorliegens von Quertälern.

Nach der hydraulischen Arbeitsweise können Triebwasserstollen all- gemein angelegt und betrieben werden

- a) mit druckfreier First als Freispiegel- oder Kanalstollen (Abb. 257, 268),
- b) als volllaufende Druckstollen (Abb. 259, 261).

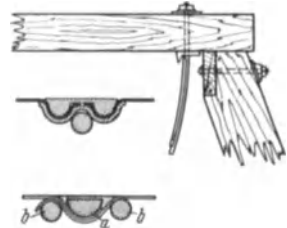


Abb. 256. Fugenausbildung und Aufhängung von Blechgerinnen. (Engg. Rec., April 1914 und Creager, Hydroel. Handbook.)

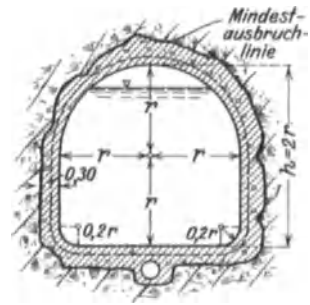


Abb. 257. Querschnitt eines Freispiegelstollens (vgl. Abb. 268).

Die Ausführung eines Druckstollens ist meistens teurer als die eines gleich großen Freispiegelstollens, bietet aber folgende betriebstechnischen Vorteile (Abb. 258):

1. Die Wasserführung des Freispiegelstollens ist nach Festlegung von Querschnitt und Sohlengefälle eng begrenzt, dagegen ist die Wasserführung des Druckstollens nur von der Neigung der Drucklinie abhängig und somit weitgehend steigerungsfähig, wenn der Stollen nur tief genug unter dem Einlaßwasserspiegel angelegt ist.

Diese Möglichkeit kann in der Entwicklung eines Wasserkraftunternehmens sehr wichtig werden.

2. Druckstollen passen sich mit ihrer Wasserführung rasch ohne weiteres Zutun allen Schwankungen der Turbinenbeaufschlagung an. Sie nutzen daher die jeweils verfügbare Umleitungsfallhöhe und -wassermenge im Jahreslauf am vollkommensten aus. Eine Freispiegelleitung von größerer Länge muß

entweder das augenblicklich nicht verarbeitbare Wasser vor dem Werkeinlaß seitlich abwerfen, oder sie muß am Umleitungseinlaß einen ständig bedienten Verschluß haben, dessen Betätigung naturgemäß doch nie so vollkommen in Einklang

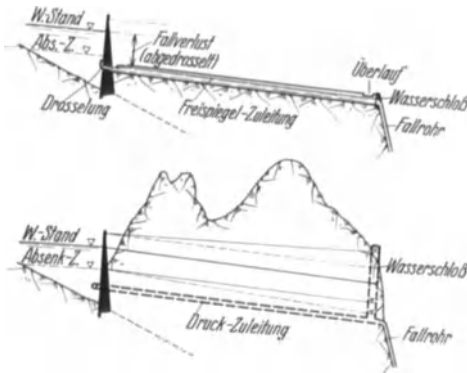


Abb. 258. Vergleich: Druck- und Freispiegelzuleitung (Ludin).

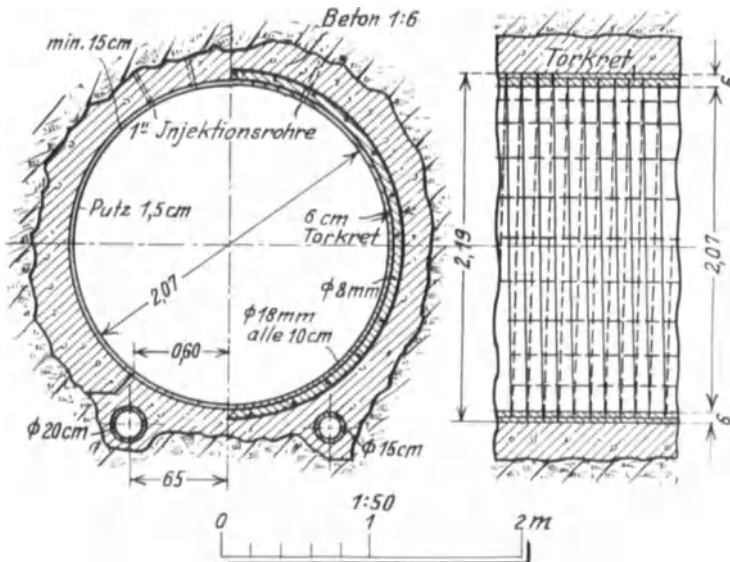


Abb. 259. Druckstollenquerschnitte des Strubklammwerks. (Bautechn. 1927.)

mit der Turbinenbeaufschlagung gebracht werden kann, daß nicht Wasser- und Fallhöhenverluste vorkämen.

3. Wenn die Wasserentnahme aus einem Speicherbecken mit großem Absenkmaß erfolgt, muß bei einer Freispiegelleitung die am Einlauf jeweils verfügbare Stauhöhe durch Abdrosselung des Einlaufs ausgeschaltet („verzehrt“) werden, während der Druckstollen jederzeit volle Ausnutzung der gesamten verfügbaren Stauhöhe ermöglicht.

Druckstollen eignen sich aus diesen Gründen besonders in Verbindung mit Speichern, zumal dabei auch wesentlich höherwertige Energie erzeugt wird, die höhere Baukosten leichter tragen läßt. Freispiegelstollen eignen sich vorwiegend für Laufkraftwerke und für Zubringerleitungen.

Zugunsten des Freispiegelstollens spricht:

1. die bei gleichem Vollquerschnitt und Spiegelgefälle etwas größere hydraulische Leistungsfähigkeit (vgl. S. 193),
2. die geringere Beanspruchung durch inneren Wasserdruck, die sich in den Ausführungskosten erheblich auswirken kann.

Was hier für das Verhältnis der Druckstollen zu den Freispiegelstollen gesagt ist, gilt entsprechend auch für das zu Freispiegelgerinnen über Tage und schließlich für das Verhältnis zwischen Druckleitungen und Freispiegelleitungen jeder Bauart schlechthin!

## 2. Beanspruchung, Gestaltung und Konstruktion der Stollenwandung.

### a) Allgemeine Anforderungen.

Wie jede rationelle Wasserleitung soll der Triebwasserstollen in möglichst hohem Grade folgende Eigenschaften besitzen:

1. vollkommene Standfestigkeit und Dauerhaftigkeit,
2. geringen Strömungswiderstand, und dazu vor allem: einheitliche Querschnittsgröße und -form, geringe Wandrauhigkeit, hohen hydraulischen Formbeiwert  $\sqrt{F/P}$  (S. 192),
3. möglichst vollkommene Wasserdichtigkeit.

Diese Forderungen sind, bei aller ihnen zukommenden Bedeutung, nicht unbedingt zu verstehen; vielmehr müssen sie nach Maßgabe der eingehend zu würdigenden gegebenen Bedingungen des Einzelfalles mit der allgemeinen Forderung einer einfachen wirtschaftlich tragbaren Ausführungsweise abgewogen werden.

Unter diesen „gegebenen Bedingungen“ spielen eine überragende Rolle:

- a) der Betriebswasserdruck,
- b) die Gebirgsbeschaffenheit.

a) **Betriebswasserdruck.** Der grundsätzliche Unterschied des Triebwasserstollens gegenüber dem Eisenbahntunnel (Otzen, Handbibliothek Bd. II,3) liegt nicht in den (sehr wechselnden) Größenverhältnissen, sondern in dem Vorhandensein der Wasserfüllung mit ihrer oft sehr hohen Druckwirkung auf dem ganzen benetzten Umfang und ihrer leichten Verlierbarkeit durch konstruktiv an sich vielleicht unbedenkliche feinste Risse. Zwischen den wenigen Metern Scheitelwasserdruck ( $H_s$ ) eines Freispiegelstollens und den heute schon erreichten 500 bis 700 m mancher Druckschächte liegt ein weiter Schwankungsbereich der Anforderungen, weshalb wir für die spätere Besprechung der Konstruktion zweckmäßigerweise folgende Gruppen unterscheiden:

Niederdruckstollen (und Freispiegelstollen):  $H_s < 5$  m.

Mitteldruckstollen:  $5 \text{ m} < H_s < 100$  m.

Hochdruckstollen (und Druckschächte):  $H_s > 100$  m.

b) **Gebirgsbeschaffenheit.** Bei aller Vielfältigkeit der geologischen Formationen, der an ihrem Aufbau beteiligten Gesteinsarten und ihrer durch tektonische, chemische u. a. Vorgänge erlittenen Umbildungen interessieren stollenbautechnisch vorzugsweise die ganz allgemeinen Eigenschaften: Standfestigkeit und Dichtigkeit und ihre Gegenpole: Gebrächigkeit (mit Druckhaftigkeit) und Durchlässigkeit. (Andere wesentliche Gebirgseigenschaften, insbesondere Löslichkeit, Raumbeständigkeit, Struktur und Wasserführung werden weiter unten nach Bedarf berücksichtigt.)

Die äußerst mannigfaltige Abstufung der zwei Haupteigenschaften des Gebirges und des Betriebswasserdruckes bilden in ihrem Zusammenwirken die



grundlegenden Bedingungen für Standfestigkeit und Dichtigkeit eines Wasserstollens und für die Wahl der Konstruktions- und Baumaßnahmen. Die wichtigste Frage, namentlich hinsichtlich des Kostenpunktes, ist dabei immer die, ob eine Auskleidung des Rohausbruchstollens entbehrlich oder nötig ist und welcher Art sie sein muß.

Die Auskleidung kann bezwecken:

1. Schutz eines zwar standfesten aber leicht verwitternden Gebirges gegen die Einwirkungen von Luft und Wasser. Manchmal lassen sich solche Gesteine durch unmittelbar dem Ausbruch nachfolgendes



Abb. 260. Stollen mit Torkretauskleidung des Heimbachkraftwerkes in Württemberg. (Siemens Bauunion.)

Aufbringen einer dichten Mörtelschicht vor dem Abblättern, Aufweichen usw. endgültig bewahren, so daß eine massivere Ausmauerung erspart wird (Abb. 260).

2. Herstellung einer tragkräftigen Schale zur Aufnahme des Gebirgsdruckes. Ein Gebirgsdruck im Sinne der Heimschen Theorie (Überwindung der Eigenfestigkeit geschlossenen Gesteins durch das Gewicht der Überlagerung) tritt erst bei Tiefen über 10000 m auf und kommt daher für Triebwasserstollen nicht in Frage. Dagegen können tektonisch bedingte Eigenspannungen, oft örtlich begrenzter Zonen, beim Auffahren Auslösung in Bergschlag- oder Drückerscheinungen suchen. Druckhaft werden ferner gebräuche und

lose Gebirgsarten, und zwar um so mehr, je länger mit dem Einbau einer massiven Abstützung gewartet wird. Sehr erhebliche Druckwirkungen auf eine dichte Auskleidung werden ferner durch hochstehendes Grundwasser und Spaltenwasser ausgeübt (das unter Umständen einem leicht-undichten Druckstollen selbst entstammen und erst bei rascher Entleerung wirksam werden kann!). Äußerst gefährliche Druckwirkungen sind schließlich in den bei Berührung mit feuchter Luft oder Wasser treibenden Gebirgsarten (z. B. Anhydrit) zu erwarten.

Die Auskleidung ist hierbei — wenn nicht gleichzeitig ein nennenswerter Innenwasserdruck zu berücksichtigen ist — ähnlich wie bei einem Eisenbahntunnel in erster Linie mit Rücksicht auf die äußeren Beanspruchungen zu bemessen und zu konstruieren. Bei mäßiger Druckhaftigkeit werden einfache Betonausmantelungen angewendet. Mit zunehmendem Druck wächst ihre Stärke, bis schließlich, mit Rücksicht auf Biegungszugspannungen und unübersichtliche Druckverteilung, Eisenbewehrung angewandt werden muß (Abb. 261).

**b) Herstellung einer Abdichtung gegen Wasserverluste bei ungenügender Undurchlässigkeit des Gebirges.**

Dabei ist nach der Höhe des Betriebswasserdruckes zu unterscheiden:

1. *Niederdruckstollen.* Hier genügt je nach Gebirgsbeschaffenheit oft das Ausfüllen sichtbarer Klüfte mit Beton oder Mörtel oder mehr oder minder ausgedehntes Berappen oder Torkretieren der rissigen Flächen. Wird ohnedies eine allgemeine massive Verkleidung, z. B. mit Rücksicht auf Gebirgsdruck, gewählt, so kann man bei einer soliden aber einfachen Ausführungsweise, ähnlich wie in Erd- und Felskanälen, völlige Dichtigkeit erwarten. Im standfesten, einigermaßen geschlossenen Gebirge kann man, namentlich bei mäßigem Wert des Wassers oft auf besondere Dichtungsmaßnahmen ganz verzichten.

2. *Mitteldruckstollen.* Mit zunehmendem Wasserdruck steigen die Wasserverluste durch vorhandene offene Haarrisse oder Spalten des Gesteins; auch erhöht sich die Möglichkeit der Ausspülung naturdichter Lehm Massen. Als Abhilfe genügt Berappen mit Mörtel oder Auskleiden mit einer massiven Betonschale, deren glatte Innenfläche das Auftragen eines kunstgerechten Verputzes erlaubt.

Da schon bei 10 bis 20 m Wasserdruck ein allseitig ideal satter Anschluß der Rückseite dieser Betonschale an das Gebirge nötig ist, um unzulässige Zugspannungen in der Betonschale zu verhüten, ergab sich bald die Notwendigkeit, diesen allseitig satten Anschluß durch Zementeinpressung hinter den Mantel mindestens im Scheitel, wo Abklaffen fast unvermeidbar, zu sichern. Damit erzielte man bei den Anwendungen in zwar durchlässigem aber hinreichend festem Gebirge auch bei mehreren Atm. Wasserdruck vollkommen befriedigende Erfolge. Man übersah dabei — was sich allerdings erst bei Anwendungen im gebrächen Gebirge offen nachteilig bemerkbar machte —, daß auch das feste Gebirge nicht vollkommen starr, sondern teils plastisch, teils elastisch zusammendrückbar ist, eine Betonschale somit auch bei ideal satter Auflagerung Zugrisse bekommen muß, wenn die Gebirgsfestigkeit gegenüber dem Wasserdruck nicht hinreicht, um die Dehnung der Betonschale in Grenzen der Bruchdehnung zu halten. Dabei spielt die durch das Schießen hervorgerufene Lockerung des Gesteinsgefüges in einer mindestens einige Viertelmeter tief anzunehmenden Randzone um den Ausbruchquerschnitt herum mit. Ferner bewirken auch Änderungen der Wassertemperatur eine Zusammenziehung der Gebirgszone um den Stollen (also eine Erweiterung des Ausbruchquerschnittes) und eine Schrumpfung des Betons, was beides die Wirkung einer Zementeinpressung mindern muß. Auf alle diese Seiten des Druckstollenproblems hat erst der Bruch des Ritomstollens (Schweiz 1920) die volle Aufmerksamkeit weitester Fachkreise gelenkt<sup>1</sup>. Die Verwaltung der Schweizer Bundesbahnen und deren Berater haben sich in der Folge das Verdienst erworben, durch umfassende Druckversuche am Stollen des damals im Bau befindlichen Werkes Amsteg die Einsicht in das Verhalten des Gebirges in der Stollenwand unter innerem Druck vertieft und zur Weiterentwicklung der Technik des Druckstollenbaues in grundlegender Weise beigetragen zu haben.

Zu diesen Versuchen<sup>2</sup> wurden einzelne Stollenstrecken, zwischen 87 und 555 m lang, teils unverkleidet, teils verkleidet, durch wasserdichte Schilde nach Abb. 262 beiderseits abgeschlossen und unter Probedruck gesetzt. An einer in der Prüfstrecke aufgestellten Säule war eine von außen durch Drahtzug willkürlich drehbare polierte Metallscheibe von 100 mm Durchmesser in einer



Abb. 261. Schwer  
armiertes Profil  
für druckhaftes  
Gebirge.  
(Nach Locher.)

<sup>1</sup> Stollenbrüche sind vorher schon mehrfach vorgekommen [z. B. Engng. Rec. Bd. 69 (1914) S. 240].

<sup>2</sup> Ref. von Dr. A. Schrafl: Schweiz. Bauztg. Bd. 83 (1924) Nr. 1 u. 3.

Querschnittsebene des Stollens angeordnet. Auf dieser Scheibe zeichnen dann sieben radiale, mit ihrem einen Ende an der Stollenleibung befestigte Fühlarme die eintretende Ausweichung der Wand mit feinen Stiften auf. Die Ablesungen erfolgen mit Schätzmikroskop auf 1/1000 mm. Über ähnliche Versuche am Spullersee stillen berichtet Effenberger in Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver., Oktober 1923, doch ist gegenüber seinem volumetrischen Dehnungsmeßverfahren Vorsicht geboten.

Die mitgeteilten Vorgänge und Untersuchungen haben verschiedene festigkeitstheoretische Untersuchungen<sup>1</sup> angeregt, die zum Teil, von den durch Versuche festzustellenden Baustoff- und Gebirgseigenschaften ausgehend, Formeln zur Berechnung der erforderlichen Stärke und Zugfestigkeit einer Druckstollenauskleidung unter Berücksichtigung der Mitwirkung des nachgiebigen Gebirges geben wollen. Hier sei nur die Formel von Effenberger (für dünne Schalen) wiedergegeben, die von der fragwürdigen Zugfestigkeit des Gebirges

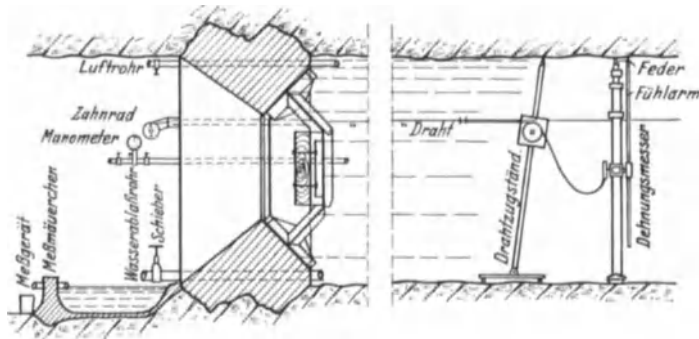


Abb. 262. Stollenabschluß und Dehnungsmesser bei den Amsteger Versuchen. (Schweiz. Bauztg. Bd. 83.)

ganz absieht und nur mit der durch Versuch im Rohausbruch festzustellenden „Gebirgsziffer“  $k$  ( $t/m^2$ ) rechnet. Danach ist die mittlere auftretende Zugspannung im Betonmantel:

$$\sigma = \left( \frac{Hd}{2\gamma s} \right) \frac{1}{1 + \frac{k}{E_B} \frac{d^2}{4s}}$$

$H$  = Wasserdruckhöhe;  $d$  = Durchmesser bis Schalenmitte;  $E_B$  = Elastizitätsmodul des Betons;  $s$  = Schalenstärke.

Die Bettungsziffer ist an Hand derselben Formel durch Dehnungsmessungen im Stollen oder Beanspruchung bis zum Reißen des Betons zu bestimmen.

Für  $s = 0,30$  m,  $E_B = 2100000$   $t/m^2$ ,  $d = 3,30$  m,  $k = 100000$  und  $1000000$   $t/m^2$  ergibt sich z. B.  $\sigma = 1,67 H$  und  $0,45 H$ . Also bei  $H = 50$  beziehentlich  $\sigma = 83,5$  und  $22,5$   $t/m^2$  gegenüber einer Betonzugfestigkeit von etwa 100 bis 150  $t/m^2$ .

Dabei ist ein allseitig ideal sattes Anliegen der Betonschale am Felsen vorausgesetzt.

Aus diesen Überlegungen ergibt sich in Übereinstimmung mit den Versuchen und anderen Erfahrungen an ausgeführten älteren Druckstollen, daß bei Wasserdrücken über etwa 20 m in nicht ganz festem Gebirge, bei wesentlich höherem Druck auch im festesten Gebirge, auch bei sorgfältigster Ausführung eine unbewehrte Betonschale nicht ganz rissefrei bleiben wird. Bei guter Ausführung und im gleichmäßigen Gebirge wird es sich dabei meist nur um ziemlich gleichmäßig verteilte Haarrisse handeln, die sich erfahrungsgemäß bald zuschlammern, namentlich wenn der Vorgang durch Zugeben von Lehmtrübe, feinem Schlackenmehl, Sägemehl zum Betriebswasser gefördert wird. Gewisse Wasserverluste sind also auch in sorgfältigst ausbetonierten Druckstollen und in jedem Gebirge grundsätzlich unvermeidlich. In praxi kommt es nur darauf an, daß sie kein irgendwie gefährliches oder unwirtschaftliches Ausmaß annehmen. Ideale Wasserdichtigkeit zu fordern, liegt nur dort zwingender

<sup>1</sup> Mühlhofer: Im Bauing., Sept. 1922. — Effenberger: In Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver., Okt. 1923. — Schmidt: Statische Probleme des Tunnel- und Druckstollenbaues usw. Berlin: Julius Springer 1926 u. a. m.

Anlaß vor, wo treibgefährliches Gebirge durchfahren werden muß. Im übrigen wird man die Frage in jedem Einzelfall ohne Nervosität, aber mit der ihr gebührenden Sorgfalt prüfen und zwar, da die Wechselhaftigkeit der Gebirgsverhältnisse ein Übertragen anderweitig gewonnener Festigkeits- und Dichtigkeitswerte verbietet, jeweils durch stichprobenweises Abpressen von typischen Gebirgsstrecken (nach dem Amsteger Vorbild) im Rohausbruch. Für die Zwischenstrecken bestimmt man die Auskleidungsart, -stärke, -bewehrungshöhe meist gefühlsmäßig nach Befund.

In welcher Größenordnung etwa sich Dehnungen und Wasserverluste bewegen bzw. geduldet werden können, mag aus folgenden beobachteten Werten entnommen werden: Bei den Amsteger Druckstollenversuchen betragen die Durchmesserdehnungen beispielsweise bei  $d = 3,4$  m und  $H = 40$  m über Stollenachse in hartem Biotitgneis etwa 5/100 mm, in gebrächem Serizitschiefer etwa 80/100 mm. Die Serizitstrecke war dabei für den Versuch mit einem dünnen, aber anfänglich wasserdichten Betonmantel ausgekleidet worden, da es sich als unmöglich erwies, sie unausgekleidet unter Druck zu bringen. In der Biotitstrecke waren dagegen nur einzelne Klüfte und Spalten mit Mörtel abgedichtet worden. Bei einem Wasserdruck von 35 m betrug der spezifische Wasserverlust auf 1000 qm Ausbruchfläche:

im Biotitgneis . . . . .	0,5—3,0 sl/1000 m <sup>2</sup>
im guten Serizitschiefer	2—7 „
im schlechten Serizitschiefer . . . . .	12—23 „

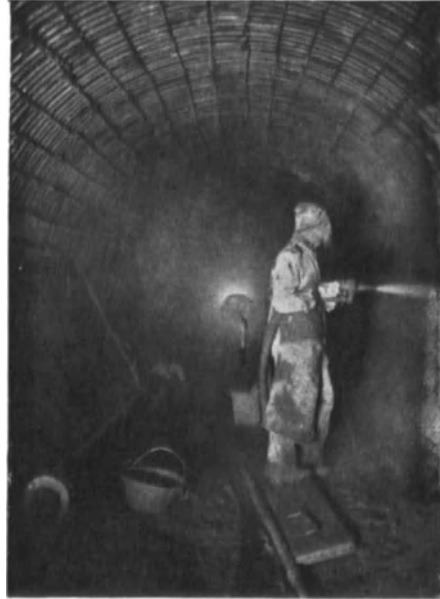


Abb. 263. Herstellen einer eisenbewehrten Dichtungsschale im Torkretverfahren im Stollen Amsteg. (Schweiz. Bauztg. 1925/26.)

In dem (zeitlich nach Ritom und Amsteg) fast ganz unverkleidet gelassenen Druckstollen des Kraftwerkes Barberine der Schweizer Bundesbahnen, der auf 2200 m Länge mit 4,4 qm lichtem Querschnitt guten Gneis und Granit durchfährt und im Betrieb bis zu 72 m Ruhedruck erfährt, wurden folgende Wasserverluste festgestellt:

Bei $H = 45$ m (am unteren Stollenende) . . . . .	5 sl oder rd. 0,27 sl/1000 m <sup>2</sup>
Bei $H = 70$ m ( „ „ „ „ ) . . . . .	15 sl oder rd. 0,81 sl/1000 m <sup>2</sup>

Im oberem Wäggitastollen ( $D = 3,60$ ), der festen Kalk, Flysch, Mergel, Molasse durchfährt, zeigte eine fertig betonierete Strecke von 600 m bei 75 m Probedruck 0,8 bis 1,0 sl Wasserverlust oder 0,12 bis 0,15 sl/1000 m<sup>2</sup>. In Norwegen und Nordamerika sind zahlreiche, auch größere Druckstollen erfolgreich unverkleidet im Betrieb mit Drücken bis zu 50 m und vereinzelt noch darüber.

Machen die Gebirgsverhältnisse es unmöglich, ohne Verkleidung oder mit einer einfachen Betonverkleidung auszukommen, so empfiehlt sich für Mitteldruckstollen die noch verhältnismäßig einfache Ausführung nach Abb. 259 (linke Hälfte) mit äußerem, abgleichenden Betonmantel, der durch Einpressung möglichst satt in Druckberührung mit dem Felsen zu bringen und mit einer dünnen zugfesten Eisenbetonschale (Schleuderbeton!) auszukleiden ist. Die Eisenquerschnitte berechnet man dabei meist so, daß sie ohne Mitwirkung von Beton und Gebirge mit 1500 kg/cm beansprucht werden. Stärke und Zusammensetzung der

Betonschale wird dann unter Berücksichtigung der Gebirgsfestigkeit (aber nicht der Zugfestigkeit der äußeren Abgleichsbetonschale) so berechnet, daß der Beton mit 3 bis 2facher Bruchsicherheit auf Zug beansprucht erscheint.

Die Rundeisen der Stollenbewehrung werden neuerdings, z. B. Wäggitäl, um Umbiegungen und Übergreifungen zu sparen, im Stollen elektrisch zu geschlossenen Ringen oder fortlaufenden Spiralen zusammengeschweißt.

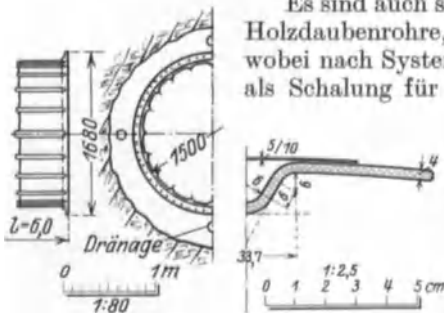


Abb. 264. Wellrohr für Druckschacht Pallanzeno. (Consiglio Sup. delle Acque 1923.)

Es sind auch schon Auskleidungen mit Holz nach Art der Holzdaubenrohre, ohne oder mit Umschnürung vorgeschlagen; wobei nach System Angerer die Holzaukleidung zunächst als Schalung für die Betonhinterfüllung ausgenutzt wird.

Es wurde auch schon vorgeschlagen, eine elastische Zwischenschicht aus Asphaltfilz oder ähnliches in die Betonverkleidung einzubringen. Bei diesen Vorschlägen darf aber die Schwierigkeit des Baubetriebs im Stollen nicht unterschätzt werden.

wegen der Größe der zu erwartenden Dehnungen nicht mehr auslangen. Man hat sich früher so geholfen, daß man ein für Aufnahme des vollen Wasserdruckes ohne Mitwirkung des umgebenden Gebirges bemessenes Stahlblechrohr offen oder mit Betonumhüllung in den Felsschacht verlegte, eine klare, sichere, aber sehr kostspielige Lösung. Dem heutigen Stande der Einsicht in das statische Zusammenwirken von Fels und Dichtungsmantel entspricht es aber mehr, den Dichtungsmantel möglichst dehnbar zu machen, so daß er sich der Aufnahme der aus dem Wasserdruck herrührenden Ringspannungen möglichst entziehen und sie dem Gebirge überlassen kann.

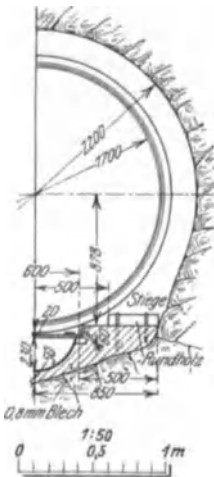


Abb. 265. Strubklamm, Druckschacht, Gußbeton- und Rohrbeförderung. (Bautechn. 1927.)

3. Hochdruckstollen. Bei Drücken über 100 m Wassersäule wird man auch im besten Gebirge mit Beton und Eisenbeton

wegen der Größe der zu erwartenden Dehnungen nicht mehr auslangen. Man hat sich früher so geholfen, daß man ein für Aufnahme des vollen Wasserdruckes ohne Mitwirkung des umgebenden Gebirges bemessenes Stahlblechrohr offen oder mit Betonumhüllung in den Felsschacht verlegte, eine klare, sichere, aber sehr kostspielige Lösung. Dem heutigen Stande der Einsicht in das statische Zusammenwirken von Fels und Dichtungsmantel entspricht es aber mehr, den Dichtungsmantel möglichst dehnbar zu machen, so daß er sich der Aufnahme der aus dem Wasserdruck herrührenden Ringspannungen möglichst entziehen und sie dem Gebirge überlassen kann.

Nach System Marinoni-Edison soll dies durch Anwendung dünnwandiger Rohre aus weichem Stahl mit zahlreichen Längswellen nach Abb. 264 erreicht werden. Schwierigkeiten machen dabei vor allem noch die Querstöße. Das System ist nach anfänglichen Fehlschlägen neuerdings an einer zweiten italienischen Anlage mit Erfolg angewandt und wird sich vielleicht doch behaupten. In genügend festem Gebirge ist das Ziel jedoch, auch bei sehr hohen Drücken, aller Voraussicht nach auch mit einer glatten, viel einfacher, durch Schweißung herzustellenden Röhre aus weichem Stahlblech zu erreichen, die so berechnet wird, daß sie ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Felsens noch eben 2 bis 1,5fache Bruchsicherheit bietet oder eben bis zur Streckgrenze beansprucht wird (Oberhasliwerk). Infolge der tatsächlichen Mitwirkung des

Betons und Felsens tritt in Wirklichkeit eine kleinere Beanspruchung ein. Beispiele: Achensee ( $H_s = 930$  m plus 15% dynamische Drucksteigerung  $k_z = 20000$  t/m<sup>2</sup> bei standfestem und  $k_z = 14000$  t/m<sup>2</sup> bei gebrächem Gebirge); Oberhasliwerk Guttannen ( $H_s = 540$  m,  $k_z = k_{\text{Bruch}}:1,5$ ). Die Möglichkeit des Auftretens von Außendruck bei Leerlassen des Rohres als Folge vorheriger Durchsicherungen durch Nähte oder Fugen ist wohl zu berücksichtigen; diese Erscheinung hat wiederholt zur Zerstörung von Druckschachtfuttern durch Eindrücken geführt. Dem kann u. a. durch Dränierung des Betonmantels oder

Anordnung von nach innen aufschlagenden Einlaßventilen, sowie durch Verankerung des Blechrohres im Betonmantel begegnet werden.

Die Stahlfutterrohre müssen immer sorgfältig mit Beton und Zement-einpressung „satt“ in den Rohausbruch eingebettet werden. Die Stoßfugen der neuerdings bis zu 10 m lang gewählten Einzelrohre werden elektrisch geschweißt oder mit Innenmuffen (vgl. Abb. 323) verbunden.

Der mit geschweißten Rohren ausgekleidete Druckschacht des Oberhasliwerkes zeigte in den stärkstbeanspruchten unteren Teilen Wasserverluste, die behoben wurden durch sorgfältiges Nacharbeiten der Schweißungen und auf einer Teilstrecke von 100 m durch Einziehung eines neuen engeren Rohres. (Der Zwischenraum wurde mit Mörtel ausgepreßt.) Der Druckschacht des Oberhasliwerkes hat 2,30 bis 2,10 lichte Weite, eine Länge von 1132 m, die geschweißten Rohre haben 10 bis 14 mm Wandstärke. Auf der 8% fallenden Strecke wurden die einzelnen Rohrschüsse von unten eingezogen, auf der 72%-Strecke jedoch von oben her abgelassen.

Für die Beanspruchung der Druckschächte ist der dynamische Druckanstieg nach S. 185f. zu berücksichtigen!

### c) Querschnittsgestaltung.

Die Größe des Nutzquerschnittes bestimmt sich zunächst auf Grund der planmäßig zu führenden Wassermengen nach bau- und energiewirtschaftlichen Gesichtspunkten. Die höchsten Geschwindigkeiten zeigen in den Ausführungen

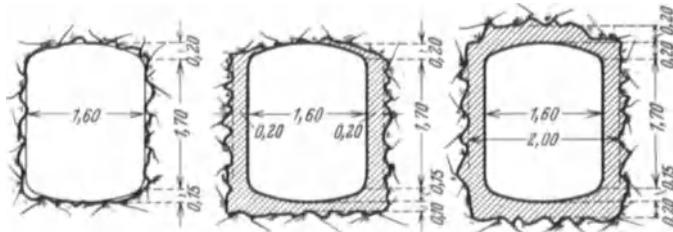


Abb. 266. Mindest-Stollenquerschnitte, Raabklamm bei Weiz. (Wkr. 1913.)

die verkleideten Druckstollen, einerseits wegen ihrer höheren Herstellungskosten, andererseits wegen ihrer guten Anpassung an die Schwankungen des Bedarfs an Fließfallhöhe (vgl. S. 250). In Druckstollen neuerer großer Hochdruckspeicherwerke kommen in vielen Fällen Höchstgeschwindigkeiten von 3 bis 4 m/sek vor, in Druckschächten noch höhere (Oberhasliwerk: 5,6 m/sek,  $d = 2,1$  m,  $H_s = 540$ ); nach anderweitigen Beobachtungen könnte man, rein technisch gesprochen, bei einigermaßen sandfreiem Wasser auch noch höher gehen, ohne die Auskleidung zu gefährden. In verkleideten Freispiegelstollen liegen die wirtschaftlichen Höchstgeschwindigkeiten in der Regel um etwa 0,5 bis 1,5 m/sek niedriger als in Druckstollen, weil die Herstellung billiger und der Fallverlust ein dauernder ist.

Die angegebenen Zahlen beziehen sich auf größere Wassermengen und Stollen mit Nutzquerschnitten über 6 m<sup>2</sup>. Bei kleineren Wassermengen findet man kleinere Höchstgeschwindigkeiten, vor allem deshalb, weil Rücksichten der Bauausführung die unbeschränkte Verkleinerung des Stollenquerschnittes verbieten. Die Schwierigkeiten und Kosten des Stollenvortriebes und der Auskleidung wachsen mit abnehmender Größe des Ausbruchquerschnittes. Darum nehmen die Kosten des Stollenausbruches (und auch einer Auskleidung) auf den laufenden Meter bezogen, allgemein nicht mit der ersten Potenz des Ausbruch- (oder Auskleidungs-) Querschnittes ab, sondern mit einer geringeren (etwa der 1 bis 1,5fachen)<sup>1</sup>. Außerdem kommen Unstetigkeiten vor, z. B. bei

<sup>1</sup> Ludin: Wasserkräfte S. 1134.

Ausbruchquerschnitten zwischen etwa 12 und 16 m<sup>2</sup>, wo mit der Wahl eines größeren Querschnittes vielleicht die Möglichkeit der Anwendung von Räumungsmaschinen (vgl. S. 264) und damit eine erhebliche Verbilligung, auch bezogen auf den laufenden Meter, gewonnen werden kann. Die Verkürzung der Bauzeit spielt dabei eine wesentliche Rolle.

Die praktische untere Grenze, der sog. Mindestquerschnitt (Minimalprofil) hängt ab von: Entbehrlichkeit oder Notwendigkeit einer Zimmerung, Schießbarkeitsgrad, Länge der einseitig aufzufahrenden Strecke, Rücksicht auf zunehmende Schwierigkeit von Wasserhaltung, Lüftung und Räumung u. a. m. Mit diesem Vorbehalt kann man als meist zutreffenden Mindestausbruchquerschnitt in standfestem Gebirge einen solchen von 2,2 m Scheitelhöhe und 2,0 m Lichtweite angeben. Noch kleinere Ausbruchquerschnitte kommen höchstens für ganz kurze Stollen in Kleinanlagen in Frage. In ausgekleideten Stollen wird unter 2,0 m Höhe und 1,8 m Weite (Lichtmaße) in der Regel kein Vorteil mehr zu finden sein. Eine obere Grenze des Stollenquerschnittes ist für standfestes Gebirge und mäßigen Innendruck (10 bis 20 m) kaum anzugeben — der größte Triebwasserstollen (Niagara Falls Co.) hat im kreisrunden Ausbruch (fester Kalkstein) 11,0 m (in der Auskleidung 9,76 m) Durchmesser bei  $L = 1290$  m; an der Hooversperre sind Grundablaßstollen von 17,10 m Ausbruch- und 15,20 m Lichtdurchmesser ausgeführt. Die 9 m im Lichten weiten Triebwasserstollen daselbst wurden aber aus Rücksicht auf die zweifelhafte Gebirgsbeschaffenheit durch Einbau von 6 m weiten Stahlrohren in Rohrstollen verwandelt. Noch größere Abmessungen haben im festen Granit ausgebrochene unterirdische Wasserschloß- und Krafthausräume in Norwegen und Schweden (Abb. 529, 530).

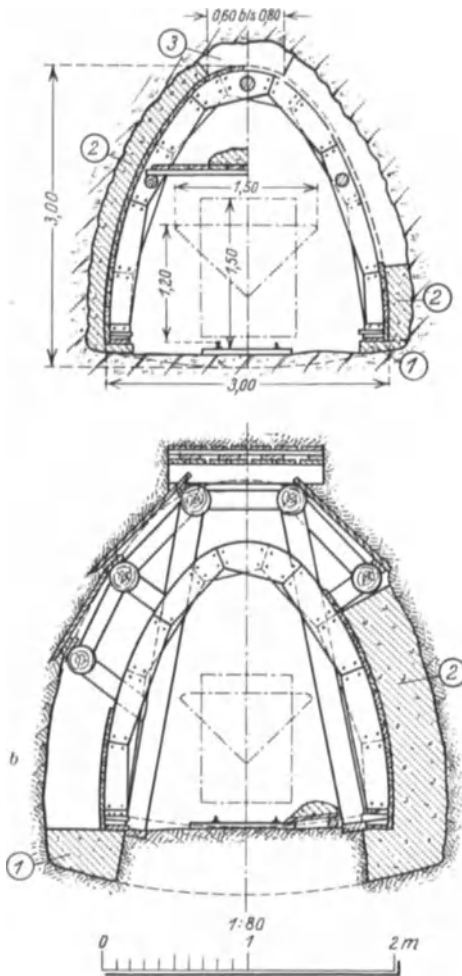


Abb. 267. Querschnitte mit Arbeitsvorgang vom Stollen Aistaig. (Bautechn. 1927.) *a* Felsstrecke. 1 Betonierung der Fundamente und Aufstellung der hölzernen Schalbogen. 2 Einbringen des Widerlagerbetons in radialen Lagen von 15 bis 20 cm. 3 Betonieren des Gewölbes vor Kopf. *b* Druckstrecke. 1 Einbringen des Fundamentbetons und Aufstellen der hölzernen Schalbogen. 2 Betonieren der Widerlager, Abstützen der Unterzüge auf die Schalung.

Die Umrißform des Stollenquerschnittes ist hauptsächlich von folgenden Umständen abhängig: Gesteinsbeschaffenheit, Vorliegen eines Kluft- oder Schichtsystems und dessen Einfallen und Streichen, erforderliche Querschnittsgröße, Notwendigkeit oder Zweckmäßigkeit einer Auskleidung und deren Beanspruchung durch den Betriebswasserdruck und die Außendrucke (s. oben). Beachtenswert sind auch, namentlich bei kleinen Querschnitten, die Anforderungen der Bauausführung.

In standfestem Gebirge ist der vortriebstechnisch einfachste Ausbruchquerschnitt ein Quadrat oder Rechteck, zulässig (wie wir sahen) auch bei

höherem Innendruck (Abb. 266). Die Decke wird in nicht ganz nachbruchsicke-rem Gestein, bei größerer Breite jedenfalls, mehr oder minder stark gewölbt, unter besonderen Verhältnissen (flach liegende, losere Schichten) sogar der ganze Umriß der Spitzbogenform genähert (Abb. 267).

Wenn das Gebirge standfest, aber so durchlässig ist, daß eine Auskleidung vorgesehen werden muß, so vereinfacht sich deren Ausführung durch Anwendung geradliniger Profilbegrenzungen gleichfalls etwas, so daß man z. B. in Freispiegelstollen, deren Decke hier unverkleidet bleiben kann, Rechteckprofile, vorzieht. Die Ecken rundet man aber aus, weil sie, hydraulisch so gut wie unwirksam, nur Anlaß zu unregelmäßigen Schlamm- und Sandablagerungen geben und die Turbulenz im ganzen Querschnitt unerwünscht steigern.

Pernt<sup>1</sup> wies z. B. nach, daß die Ausrundung der unteren Ecken mit  $\frac{1}{10}$  derlichten Stollenweite trotz der Flächenverringerung gegenüber einer rein rechteckig begrenzten Sohle die hydraulische Leistungsfähigkeit des ganzen Querschnitts steigert. Das von ihm verbesserte „Trogprofil“ zeigt Abb. 268.

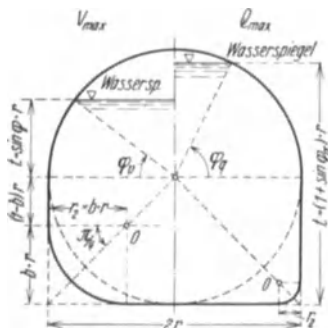


Abb. 268. Optimale Freispiegelstollen-Querschnitte nach Pernt (Wasserwirtsch. 1925) für

$$\begin{aligned} \varphi_v &= 37^\circ 55' 18'' & \varphi_q &= 64^\circ 00' 57'' \\ r_2 &= \cos^2 \varphi_v \cdot r = b \cdot r & r_2 &= \cos^2 \varphi_q \cdot r = b \cdot r \\ t_v &= 0,622 r & t_q &= 0,192 r \\ t_v &= (1 + \sin \varphi_v) \cdot r & t_q &= (1 + \sin \varphi_q) \cdot r \end{aligned}$$

Die Sohle macht man, wo kein erheblicher äußerer Druck zu erwarten ist, auch in Niederdruckstollen am besten eben, um die Begehung zu erleichtern. Die Anordnung besonderer Laufbermen verteuert nur die Ausführung und begünstigt Ablagerungen und Turbulenz.

Ist das Gebirge nicht standfest (gebräucher Fels, lockere Massen) und mehr oder minder druckhaft, so daß eine Auskleidung aus statischen Gründen nötig und auch auf die Decke auszudehnen ist, so muß die Schale möglichst der Drucklinie der äußeren und inneren Kräfte angeglichen werden. Diese Forderung führt auf „Hufeisen“- , bei höherem Außendruck letzten Endes auf Kreisquerschnitte (schon 1899 in Saut Mortier angewandt,  $d = 3,80$ )<sup>2</sup>. Die Kreisform ist auch in besonderem Gebirge bei hohem Betriebswasserdruck vorteilhaft, weil ungleichmäßige Krümmung des Profilumrisses oder gar eckige Ausbildung die Entstehung von Zugrissen begünstigt. Zahlreiche Ausführungen der letzten 15 Jahre haben gezeigt, daß die Ausführungserschwerung der ganz aus Kurven gebildeten Querschnittsumrisse gegenüber geradlinig begrenzten sowohl im Ausbruch wie in der Auskleidung oft unwesentlich sein kann.

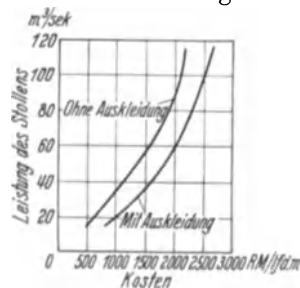


Abb. 269. Leistungsfähigkeit und Kosten von ausgekleideten und nicht ausgekleideten Stollen in hartem Granit. (Starr in Engng. News, Rec. 1922.)

### Die hydraulischen Eigenschaften der Stollenwandung.

Ein Felsausbruchstollen hat ohne Auskleidung zwar einen wesentlich größeren Querschnitt, dafür aber große Rauigkeit und Ungleichmäßigkeit, so daß die Rauigkeitszahl  $n$  nach Ganguillet und Kutter mit 0,045 bis 0,033 (je nachdem das Gebirge mehr oder minder unregelmäßig bricht) einzusetzen ist. Dagegen hat ein mit Beton genau auf Profil verkleideter und glatt verputzter

<sup>1</sup> Wasserwirtsch. 1925 Heft 2 bis 6.

<sup>2</sup> Génie civ. 9. Febr. 1901.



Stollen  $n = 0,0125$  bis  $0,014$ . Wenn nicht aus anderen Gründen eine Auskleidung unentbehrlich ist, erfordert es aber jeweils eine auf die besonderen Verhältnisse eingehende Untersuchung, ob die Auskleidung wirtschaftlich lohnend ist. Selbst bei größeren Wassermengen und Querschnitten ist das keineswegs als von vornherein feststehend anzusehen (vgl. Abb. 269).

### 3. Bauausführung.

a) **Vorarbeiten.** Für die Kostenveranschlagung und die Trassierung eines Triebwasserstollens ist es äußerst wichtig, schon bei den Vorarbeiten möglichst umfangreiche und zuverlässige Aufschlüsse über den Aufbau und die Beschaffenheit des zu durchfahrenden Gebirges zu gewinnen. Benutzung der geologischen Spezialkarte genügt nur für ganz generelle Vorarbeiten und auch nur bei

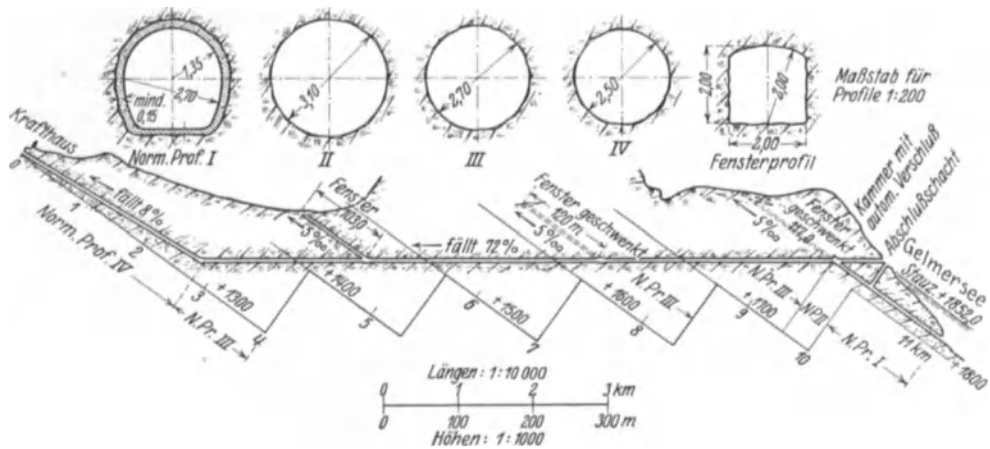


Abb. 270. Druckschacht Oberhasliwerk. Längenschnitt und Querschnitte.  
(Schweiz. Baumeisterztg. 1927.)

notorisch einfachen Verhältnissen. Darüber hinaus sollte immer der Fachgeologe zur Begutachtung und Beratung intensiv beigezogen werden. Spätestens zum konstruktiven Vorentwurf müssen dann genügend zahlreiche Aufschlüsse des Gebirges durch Diamantbohrungen, Schürfungen und — am besten — Probestollen oder -schächte geschaffen werden. Diese letzteren sind nach Möglichkeit so anzulegen, daß sie für die Bauausführung als Zugangstollen („Fenster“) nutzbar werden (und auch umgekehrt!). Die Erkundung muß sich auch auf die weitere Umgebung der Stollentrasse erstrecken und diese in allseitig ausgedehnten Quer- und Längenschnitten darstellen. Das geologische Gutachten hat außer den Gebirgs- und Gesteinseigenschaften auch die chemische Beschaffenheit des Gebirgs- und des künftigen Betriebswassers zu erfassen, namentlich hinsichtlich der Einwirkung auf Mörtel (Sauerstoff-, Kohlensäure-, Gipsgehalt u. dgl.). Selbstverständlich müssen auch alle für die Ausführung wesentlichen Umstände miterfaßt werden, wie Eignung des Wassers und des Ausbruches zur Betonbereitung, Wahrscheinlichkeit von Wassereintrüben, Schießbarkeit des Gesteins u. a. m.

Das Gegenstück und eine wichtige Ergänzung dieser Vorarbeiten bilden die während der Bauausführung vorzunehmenden Aufschreibungen über alle Beobachtungen und Maßnahmen beim Vortrieb (Gesteinsart und -beschaffenheit, Druck- und Wasserverhältnisse, Fallen und Streichen, Auftreten von Störungen, Lassen, Klüften, Zertrümmerungszonen, angewandte Profiltypen, Zement-einpressungen, Entwässerungs- und Auszimmerungsmaßnahmen). Die sorgfältige, genau nach der Stollenstationierung vorzunehmende Aufzeichnung dieser und ähnlicher Feststellungen ist eine wichtige Grundlage für die spätere

Überwachung und Unterhaltung des Stollens und für die Anlage und dauernde Fortführung eines „Stollenbuches“<sup>1</sup>.

Eine wichtige, zur Ausführung überleitende Vorarbeit ist die Bestimmung der Angriffspunkte und ihre Zugänglichmachung. Die Bauzeit längerer Stollen ist in der Regel bestimmend für die Gesamtbauzeit einer Wasserkraftanlage; sie kann am wirksamsten durch Eröffnung von Zwischenangriffspunkten Fensterstollen oder -schächten abgekürzt werden. Damit wird auch die Ausführung (Baustoffzufuhr, Räumung, Lüftung, Wasserabführung) erleichtert und verbilligt. (Fensterstollen kommen bei Hangtrassen, Fensterschächte bei Rückentrassen in Frage.) Die „Fenster“ (Abb. 270) werden nach Maßgabe der Abmessungen der im Hauptstollen verwendeten Baumaschinen möglichst knapp ausgebrochen, nach Bedarf ausgezimmert und nach Bauvollendung am Hauptstollen abgemauert oder

einzelnen auch mit Einsteigtüren (Abb. 271) versehen, um Revisionsgänge zu erleichtern. Bestimmung der Anzahl, örtlichen Lage, Richtung, Höhenlage und Länge der Fenster erfordert eingehende technische und wirtschaftliche Überlegungen. Wesentlich über 1500 m Abstand pflegt man bei kleinen und mittleren Ausbruchquerschnitten des Hauptstollens die Zwischenangriffe nicht auseinander zu legen.

Bei großen, besonders tief liegenden Stollen, hohen Kosten und schwieriger Betriebsweise der Fenster (Schächte!) rechtfertigen sich auch größere Abstände. Die Frage ist grundsätzlich in enger Verbindung mit der Trassierung des Hauptstollens zu behandeln (S. 273). (Die Bau- und Betriebskosten von Hauptstollen plus Fensterstollen müssen zum Kleinstwert gemacht werden.) An den Fensterstollen (-schächten) ist der gegebene Platz für Einrichtung der oft umfangreichen Maschinenanlagen (Kompressoren, Ventilatoren, Bohrerschärfeinrichtungen, Stein-Aufbereitungs-Betonbereitungsanlagen) und auch der Ausbruchkippen, falls der Schutt nicht nach abseitigen Ablagerungsplätzen oder Baustellen (zur Betonbereitung) verfahren werden muß, wobei das Ausscheiden genügend großer Feinmassen zwecks Beschleunigung der Beräumung nicht vergessen werden sollte. Bei Projektierung und Grundeinlösung ist den Ablagerungsplätzen frühzeitig das nötige Augenmerk zu schenken! Die oft an steilen, zerrissenen Hängen liegenden Fenster sind durch Aufzüge vom Talgrund oder vom oberen Hangrande aus, betrieblich besser durch eine Hangbahn im Niveau, äußerstenfalls durch Schwebbahnen, zugänglich zu machen und an eine elektrische Kraft- und Lichtleitung anzuschließen. Bei kleineren Stollen empfiehlt sich oft die Konzentration der Kompressoren an einer Stelle und Verlegung einer Druckluftleitung mit Windkesseln an den einzelnen Fenstern.

Vermessung und Absteckung der Triebwasserstollen bietet nichts wesentlich Abweichendes von den Verhältnissen des Eisenbahntunnelbaues. Nur

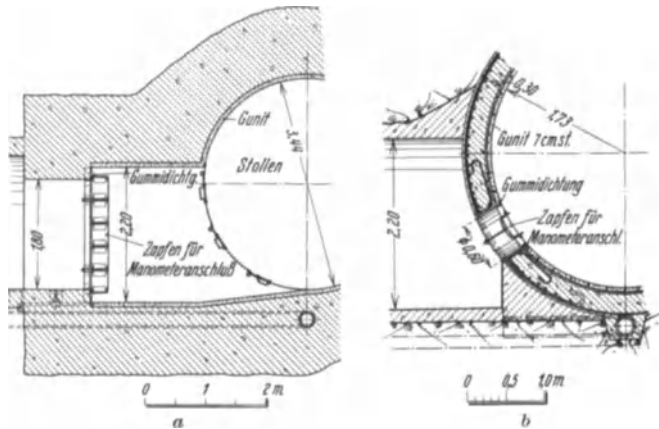


Abb. 271. Besichtigungstüren für Druckstollen. (Das Wäggitalwerk 1930.) a Fenster Bächweid; Oberstufe. b Fenster Loch- und Langweid; Unterstufe.

<sup>1</sup> Vgl. auch Ornig: „Stollenkataster“. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1927 Heft 45 u. 46.

sind Richtungsabweichungen beim Durchschlag hier weniger bedenklich, weil sie leicht durch Einlegen, z. B. einer S-Kurve, ohne Nachteil zu verbessern sind. Der Höhe nach ist namentlich bei Freispiegelstollen große Genauigkeit nötig.

b) **Vortrieb.** Ob mit Richtstollen oder Vollausbuch vorzugehen ist, richtet sich nach der Gesteinsart und der auszubrechenden Querschnittsgröße. Kleinere Querschnitte als etwa 3,0/3,0 m werden unter allen Umständen am zweckmäßigsten gleich voll ausgebrochen. Bei größeren entscheidet oft erst der praktische Versuch. Die für die mittelgroßen Wasserstollen typischen Vortriebsarten mit Richtstollen sind im wesentlichen folgende: In standfestem Gebirge treibt man den Richtstollen, um das Umlegen des Gleises zu vermeiden, als Sohlstollen vor. Die Ausweitung wird meist erst nach Durchschlag des Richtstollens, und zwar von Streckenmitte nach beiden Fenstern zu vorgenommen; zur Beschleunigung in mehreren Abschnitten der Strecke gleichzeitig.



Abb. 272. Stollenvortrieb in plastischem Letten mit unmittelbar nachfolgender Betonierung auf Stahlschalung,  $d = 3,60$  m. (Wasserstollen Detroit 1927, Verw.)

Ein Vorteil dieser Vortriebsweise vor dem Vollausbuch ist die Möglichkeit, die anzuwendende Profiltypen auf Grund der im Richtstollen gemachten Beobachtungen festzulegen und danach die endgültige Ausbruchweite zu bestimmen. Um die Ausweitung zu verbilligen, kann man den Sohlstollen einseitig anordnen, so daß nur eine Seite und die First nachzunehmen sind.

Ist das Gestein weniger widerstandsfähig, aber noch mit einfacher Firstverzugzimmerung zu stützen, so

kann man nach Erfahrungen im Opponitzer Stollen den Richtstollen mit Vorteil, zentrisch angeordnet, gleich auf volle Höhe ausbrechen und die beiderseitige seitliche Ausweitung durch Einreißen mit Brecheisen, Pickel und Schaufel ohne Anwendung von Sprengmitteln vornehmen.

Im druckhaften Gebirge, das Getriebezimmerung verlangt, wird der Richtstollen zweckmäßig als Firststollen vorgetrieben, aber die Strosse (der untere Profiltteil) gleich hinterher in 15 bis 25 m Abstand nachgenommen, wodurch das Umlegen des Gleises gespart wird. Diese Vortriebsweise hat sich in der umfangreichen nordamerikanischen Stollenbaupraxis auch in standfestem, hartem Gestein bei Stollengrößen von über 4,3 m Höhe und 3,0 m Weite allen anderen Verfahren wirtschaftlich weit überlegen gezeigt<sup>1</sup>.

In ganz großen Stollen kommen auch die bekannten, im Eisenbahnbau üblichen Ausbruchmethoden in Anwendung.

**Vortrieb.** Das Gebirge wird fast immer unter Anwendung von Sprengmitteln gelöst. Nur in weichen Gebirgsarten kommt reine Handarbeit mit Brechhacke und Schaufel, in Amerika auch Anwendung rotierender, das kreisrunde Profil in einem ausschneidender Vortriebsmaschinen in Frage.

Zum Sprengbetrieb sind die Bohrlöcher unter Beachtung und Ausnutzung der wechselnden Gesteinsbeschaffenheit und -lagerung grundsätzlich so anzusetzen, daß ein tiefgreifender „Einbruch“ erzielt wird, von dessen Ausfall ja die Wirkung der Hilfs- und Kranzschüsse abhängt. v. Fellner<sup>2</sup> empfiehlt

<sup>1</sup> Starr: Engng. News Rec. 13. April 1922.

<sup>2</sup> v. Fellner: Bautechn. 19. Aug. 1927.

daher, in hartem Gestein die Herzschüsse allein vorweg abzuschließen, um die Verhältnisse für die Wirkung der Hilfs- und Kranzschüsse klarer übersehen zu können. Ähnlich wird in Kalifornien bei großen Wasserstollen in hartem Gebirge mit Erfolg seit Jahren gearbeitet<sup>1</sup>. Dort werden dabei häufig die besten Fortschrittsleistungen mit nur einmaligem Abschluß in 24 Stunden bei großer Bohrlochtiefe erzielt. In Europa, bei überwiegend kleineren Querschnitten, pflegt man 2 bis 3mal in 24 Stunden abzuschließen.

Das Bohren geschieht heute wohl nur noch bei kleinsten Anlagen und bei Probestollen von Hand, sonst ausschließlich mit Preßluft, bei kleineren Stollen mit den leicht beweglichen, anpassungsfähigen Bohrhämmern von 30 bis 40 mm Lochdurchmesser, bei großen, mit schweren, an meist waagerechten Spannsäulen befestigten Stoßbohrmaschinen. Die Sprengung geschieht je nach Gesteinsart mit Dynamit oder einem Sicherheitssprengstoff. Versuche mit flüssiger Luft sollen neuerdings nach Ciampi<sup>2</sup> in Italien mehrfach sehr befriedigt haben, während sich im deutschen Stollenbau<sup>3</sup> das Verfahren noch nicht einbürgern konnte. Weitere Erfahrungen bleiben abzuwarten.

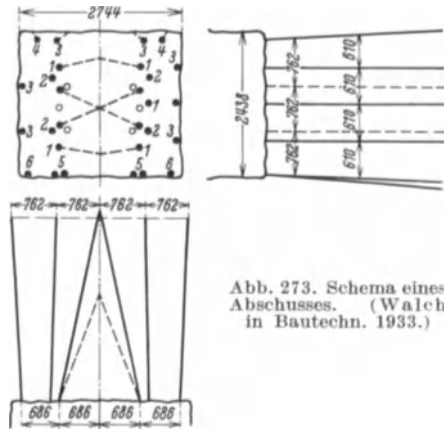


Abb. 273. Schema eines Abschusses. (Walch in Bautechn. 1933.)

Der Arbeitsfortschritt richtet sich in erster Linie nach Gesteinsbeschaffenheit und Größe der Ausbruchquerschnitte. Im groben Durchschnitt kann man je nach diesen Umständen für Wasserstollen in einem Arbeitstag bei 24stündiger Arbeit einen durchschnittlichen Fortschritt: bei Handbohrung von 0,5 bis 1,5 m, bei Preßluftbohrung von 2 bis 4 m in hartem, bis 7 m in weichem Gebirge annehmen. In über 4 m weiten Stollen erreicht man in Kalifornien auch in hartem Gebirge durchschnittlich einen Fortschritt von 0,8mal der lichten Weite. Großen Einfluß auf Geschwindigkeit und Wirtschaftlichkeit des Vortriebs hat die „Schütterung“ oder Räumung; Vorteil der Bohrhämmer u. a., daß die Arbeiter unmittelbar nach dem Abschluß, noch auf den Schuttmassen stehend oder liegend das Bohrgerät wieder ansetzen können. In Europa herrschte — bei den meist kleineren Stollenprofilen und mäßigen Längen mit gutem Grund — die Handarbeit bisher ausschließlich. Sie wird durch Anwendung eines „Schütterbleches“ außerordentlich erleichtert und könnte durch Einführung von Förderbändern oder Schüttelrutschen (Abb. 275) noch rationeller gestaltet werden. In Amerika hat dagegen sich — bei den höheren Löhnen und meist größeren Stollenausmaßen gleichfalls mit gutem Grund — die maschinelle Räumung schon vorherrschend eingeführt. Man verwendet Löffelbagger, Seilbagger und Förderbänder in Verbindung mit eigens konstruierten Scharren.

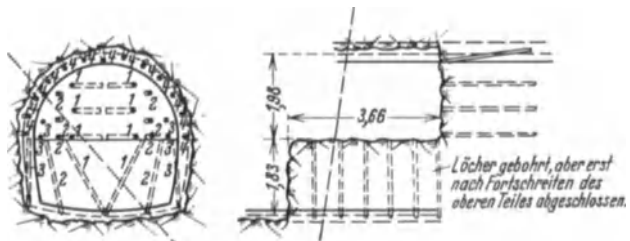


Abb. 274. Vortrieb beim Cobble Mountain-Stollen (Vortrieb mit Bank). (Walch in Bautechn. 1933.) Die Zahlen an den Bohrlöchern geben die Reihenfolge der Abschüsse an.

Der Arbeitsfortschritt richtet sich in erster Linie nach Gesteinsbeschaffenheit und Größe der Ausbruchquerschnitte. Im groben Durchschnitt kann man je nach diesen Umständen für Wasserstollen in einem Arbeitstag bei 24stündiger Arbeit einen durchschnittlichen Fortschritt: bei Handbohrung von 0,5 bis 1,5 m, bei Preßluftbohrung von 2 bis 4 m in hartem, bis 7 m in weichem Gebirge annehmen. In über 4 m weiten Stollen erreicht man in Kalifornien auch in hartem Gebirge durchschnittlich einen Fortschritt von 0,8mal der lichten Weite. Großen Einfluß auf Geschwindigkeit und Wirtschaftlichkeit des Vortriebs hat die „Schütterung“ oder Räumung; Vorteil der Bohrhämmer u. a., daß die Arbeiter unmittelbar nach dem Abschluß, noch auf den Schuttmassen stehend oder liegend das Bohrgerät wieder ansetzen können. In Europa herrschte — bei den meist kleineren Stollenprofilen und mäßigen Längen mit gutem Grund — die Handarbeit bisher ausschließlich. Sie wird durch Anwendung eines „Schütterbleches“ außerordentlich erleichtert und könnte durch Einführung von Förderbändern oder Schüttelrutschen (Abb. 275) noch rationeller gestaltet werden. In Amerika hat dagegen sich — bei den höheren Löhnen und meist größeren Stollenausmaßen gleichfalls mit gutem Grund — die maschinelle Räumung schon vorherrschend eingeführt. Man verwendet Löffelbagger, Seilbagger und Förderbänder in Verbindung mit eigens konstruierten Scharren.

<sup>1</sup> Starr: Engng. News Rec. 13. April 1922.

<sup>2</sup> Ciampi: „Sincronizzando“ 1925 (12), 1926 (1).

<sup>3</sup> Im Gegensatz zu Sprengarbeiten über Tage.

In Stollen über 4,8/4,8 m werden dort jetzt oft gewöhnliche (mit Druckluft betriebene) Dampfschaufeln verwandt. Für kleinere Profile sind Spezialpreßluft-schaufeln (Abb. 276) entwickelt.

In einem Wasserstollen in hartem Kalkstein wurde, da die Leistung von Löffelbaggern nicht genügte, die Seilbaggeranlage mit fahrbarer Füllrumpfbatterie nach Abb. 277 geschaffen. Damit füllten 10 Mann in 6 Stunden 230 Wagen

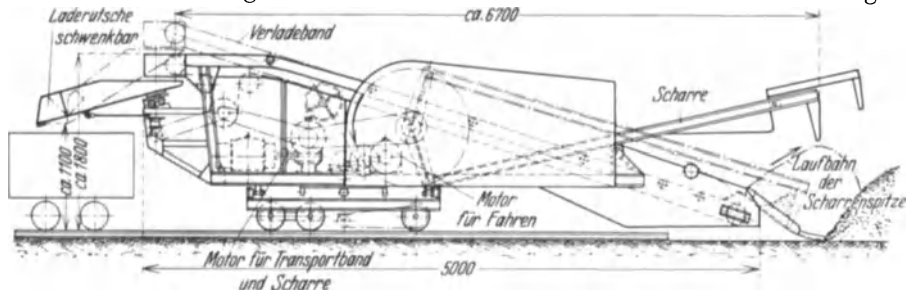


Abb. 275. Schienenfahrbare Verladevorrichtung mit selbsttätiger Materialaufgabe (Flottmann).

zu  $\frac{3}{4}$  m<sup>3</sup>, während im Handbetrieb 60 Mann nur 160 geleistet hatten<sup>1</sup>. Bohren und Räumen wechseln bei Anwendung maschineller Einrichtungen in je 1 oder 2 Schichten/24 Stunden miteinander ab.

In mehreren Fällen wurden durch Übergang zum Maschinenbetrieb trotz Wahl eines etwas größeren Profils nachweislich eine Beschleunigung des Vortriebs um 30% und eine Verbilligung erreicht.

Wegen des günstigen Einflusses der Preßluftmaschinen auf die Luftverhältnisse vor Ort wird auch der Transport gerne mit Preßluft-, an Stelle der luftverschlechternden Benzollokomotiven besorgt. Die Verwendung elektrischer Lokomotiven, überhaupt der Elektrizität, ist im Stollen wegen der Gefährlichkeit blanker Leitungen und der Schwierigkeit dauernder Isolierung in dem feuchten Raum möglichst einzuschränken.

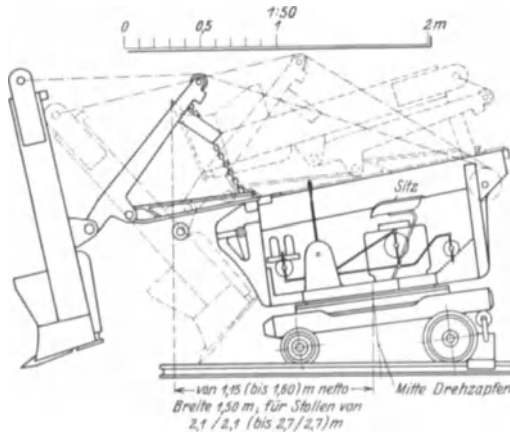


Abb. 276. Kleine maschinelle Verladeschaufel (Allis-Chalmers) „Hoar Shovel“.

Bohrergerüstwagen (mit 30 Bohrmaschinen) zum Vollausschub, Schutterwagen, Löffelbagger mit 2,65 m<sup>3</sup> Löffelinhalt, Ausmeßwagen usw. Der größte Tagesfortschritt (24 h) beim Vortrieb der Firststollen (3,65/3,65 m) betrug an den acht Angriffstellen zusammen 78 m oder  $\sim 9,2$  m je Angriffstelle (in Andesit-Breccie).

**e) Profilregulierung, Auskleidung.** Das ausgeschossene Profil ist auch bei sorgfältigster Bohrung sehr unregelmäßig und zackig. Für unverkleidet bleibende Stollen ist die in Kalifornien in hartem Gestein gemachte Wahrnehmung der Nachprüfung wert, daß der Strömungswiderstand in den entgegen der Fließrichtung vorgetriebenen Strecken kleiner sei als in den anderen. Durch Abschlagen der vorspringenden Zacken, Auspacken größerer Vertiefungen mit Steinsatz oder Beton kann der rohe Stollen hydraulisch etwas verbessert werden.

<sup>1</sup> Engng. News Rec., 26. Mai 1927.

d) **Torkretieren** (Gunnitieren). Die Felsoberflächen werden von losen Platten, Schutt und Schlamm sorgfältig mit Hammer und Druckluft- oder Wasserstrahl gereinigt und dann im Preßluftverfahren (6 bis 7 atm) mit Schleudermörtel von mindestens 2 cm Stärke überzogen — Mischung meist  $400 \text{ kg/m}^3$  bei

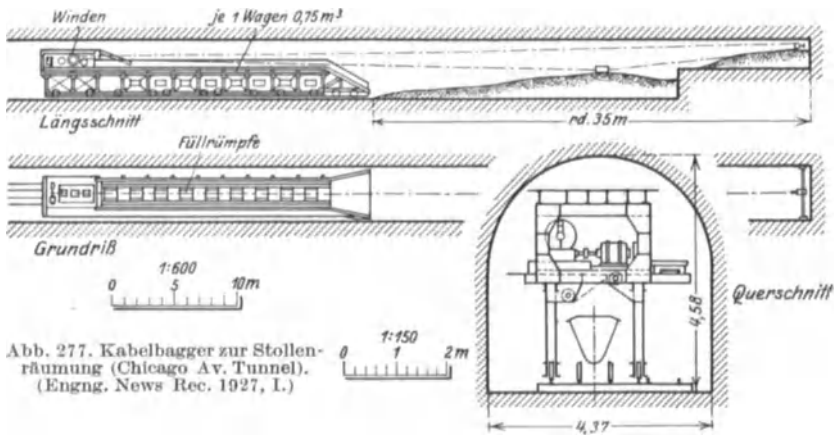


Abb. 277. Kabelbagger zur Stollen-räumung (Chicago Av. Tunnel). (Engng. News Rec. 1927, I.)

10 mm Größtkorn. Dabei läßt sich unter entsprechendem Stoffaufwand leicht eine mäßige Abgleichung der Unregelmäßigkeiten neben der Abdichtung der Risse und Klüfte erzielen. Bei Wasserandrang ist ein Zurückdrängen des Wassers ohne besondere Maßnahmen erfahrungsgemäß nicht zu erwarten.

e) **Massive Schalen** werden heute fast ausschließlich in plastischem oder flüssigem Beton hergestellt. Nur bei treibgefährlichem Gebirge wird der Beton möglichst trocken bereitet; Mauerung, mit Kunststeinen oder Teilschalstücken, wird auf besonders nasse Strecken und meist auf das Gewölbe beschränkt. Die Betonschale muß auch an den Vorsprüngen des Felsens eine bestimmte Mindeststärke, je nach den Beanspruchungsbedingungen zwischen 15 und 30 cm, haben. Um den Betonaufwand einzuschränken, ist aber unnötiger Mehrausbruch möglichst zu vermeiden. Die durchschnittliche Stärke einer Betonschale wird bei z. B. 15 cm Mindeststärke auch ohnedies in zackig brechendem Gestein, wie z. B. Granit, nicht unter 35 bis 40 cm zu halten sein (Warnung vor optimistisch zu kleinen Projektannahmen!). Es empfiehlt sich bei Ausschreibungen, etwa nach amerikanischem Gebrauch, drei Normausbruchlinien in die Profiltypen einzuzeichnen und vertraglich festzulegen (Abb. 278):

A. Die Lichtraumlinie, innerhalb deren alles ausgebrochen sein muß.

B. Die Vergütungslinie, nach ihr wird die zu vergütende Ausbruch- und Betonmasse berechnet, auch wenn sie nicht erreicht wird. (Das läuft auf Bezahlung nach dem laufenden Meter hinaus.) Aller darüber hinaus liegende Ausbruchraum gilt als Mehrausbruch und wird nicht vergütet. Seine Ausbetonierung wird nur mit einem die Unkosten nicht ganz deckenden Satz vergütet.

C. Die Ausgleichlinie gibt die angestrebte durchschnittliche Mantelstärke an.

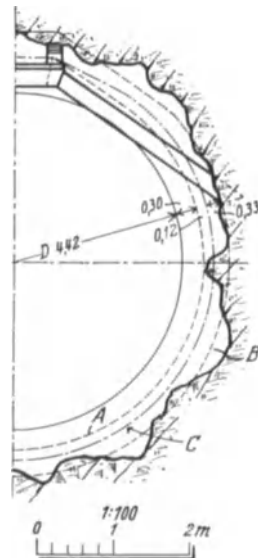


Abb. 278. Normalprofil des Rondoutstollens (Catskillwasserleitung) mit eingezeichneten Verrechnungslinien. (Engng. News 1912.)

Zur Aufmessung der Ausbruchquerschnitte und zur Feststellung der nachzuschließenden Teile bedient man sich zweckmäßig der „Sonnenblume“, Abb. 279 oder einfacher: eines Gestells mit verschiedenen hoch angebrachten waagerechten, verschiebbaren Fühlplatten, die dem Oberhauer unmittelbare Ablesung der noch fehlenden Ausbruchstärken gestatten.

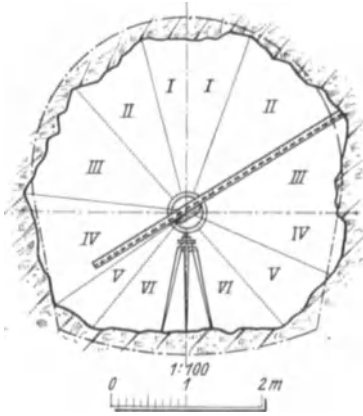


Abb. 279. „Sonnenblume“ zum Aufmessen von Stollenprofilen. (Houille bl.)

Nach durchgängiger Herstellung des Lichtraumprofils und sorgfältiger Reinigung der zu verkleidenden Felswände wird mit dem Aufstellen der Schalung — meist in mehreren Unterabteilungen der Strecke gleichzeitig und einzeln in Richtung nach außen fortschreitend — begonnen. Nur in sehr gebirgtem Gebirge empfiehlt es sich, die Ausbetonierung dem Vortrieb möglichst dicht nachrücken zu lassen, um dem Gebirgsdruck keine Zeit zur Entwicklung zu lassen. Verzimmerungsteile sollten soweit irgend möglich, namentlich in Druckstollen, nicht hinter der Auskleidung stehengelassen werden. Die Schalung wird aus waagrecht hinter Brettern gebildet. In kleinen Stollen werden in der Regel zuerst die Ulmen, dann in einem zweiten, dicht nachfolgenden Holz- oder Eisenrahmen gelegten Brettern gebildet.

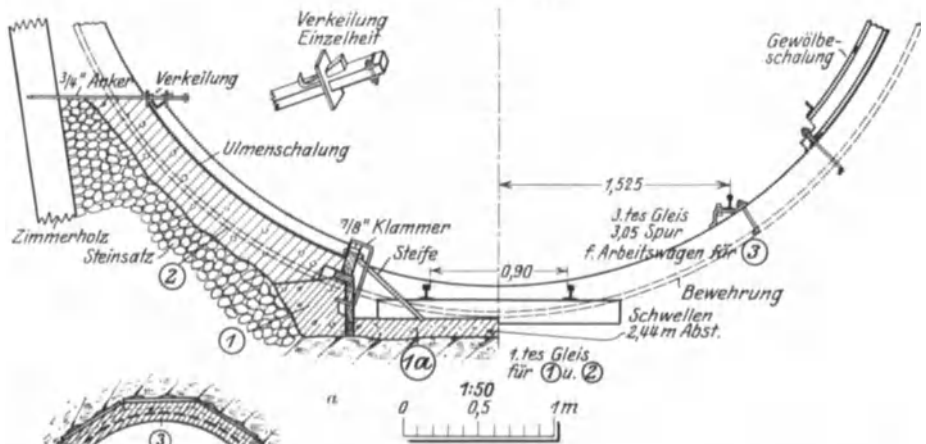


Abb. 280. Pit River III-Stollen. (Engng. News Rec.) a Einzelheiten der Schalung. b Profil; durch Zahlen ist die Reihenfolge der Arbeitsvorgänge angedeutet.

Arbeitsgang die Decke und ganz zum Schluß, nach Abbruch des Gleises, die Sohle eingebracht. Einen ähnlichen Vorgang in einem großen, besondere Vorkehrungen für das Verschieben der Gewölbeschalung erfordernden kreisrunden Stollen verdeutlicht Abb. 280. Durch Aufrauen, Einschleimen usw., Verzahnen der Fugen, im Druckstollen: Einlegen von Rundeisenankern muß jedenfalls der nötige Verband der nacheinander entstehenden Mantelteile gesichert werden. In Amsteg hat man die Kreisprofile mit der Sohle begonnen und in einem Zuge bis zur First durchbetoniert, um die Bildung von Linien geringeren Widerstandes mit Sicherheit

auszuschließen. Es ist aber zu bemerken, daß dieses Verfahren mehr die Entstehung von Schwindrissen begünstigt.

Die Schalungsrahmen müssen leicht zerlegbar, besser mit Scharnieren zusammenklappbar und genau justierbar sein. Bei größeren Ausführungen

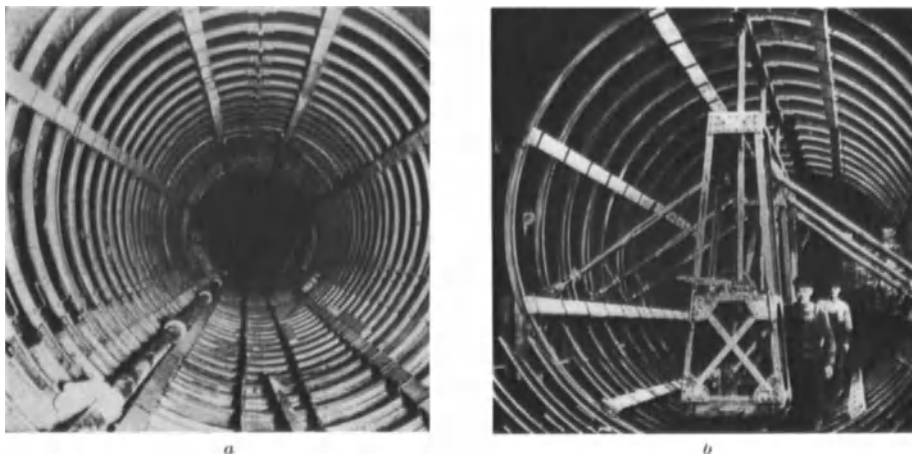


Abb. 281. Deutsche Stahlschalung. *a* Fahr- und klappbares Schalungsgerüst (wird in 4 m Länge von Schalungsmaschine aufgenommen und versetzt). *b* Fertig eingeschaltete Strecke von rd. 150 m (im unteren Drittel Schalung eingesetzt, rechts und links: vor Ansetzen der Schalung). (Ibag - Neustadt/H. = jetzt Stahlschalung Luchterhand & Co.)

werden mit Vorteil eiserne Schalungstafeln verwendet, die eine glatte, dichte Betonoberfläche ohne Putz ergeben und häufige Wiederverwendung ertragen (Abb. 281). Wo Zimmerung zum Vortrieb nötig ist, bietet die (gesetzlich geschützte) Kunz'sche Rüstung (Abb. 282) Vorteile.

Unmittelbar vor Einbringen des Betons wird die vorher sorgfältig gereinigte Felswand von Hand oder mit Hilfe

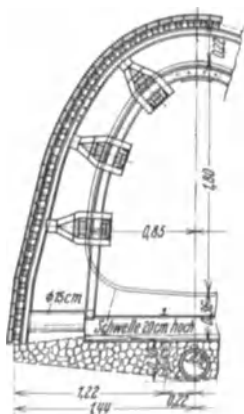


Abb. 282. Rüstung Kunz. Thalhamer Stollen, Wasserversorgung München. (Bautechn. 1926.)

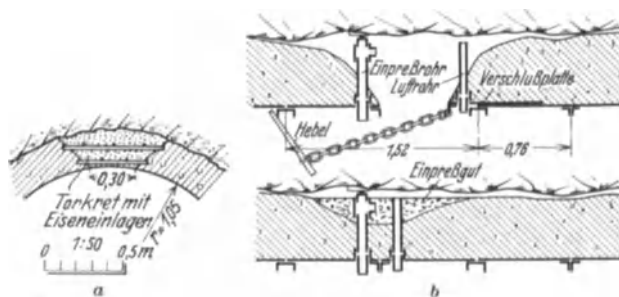


Abb. 283. Ausführungsformen des Kunstschlusses. *a* Strubklammstollen. (Bautechn. 1927.) *b* Kunstschluß mittels Preßmörtel. (Engng. News.)

von Preßluft mit Mörtel beworfen. Andringendes Wasser muß dabei durch Vorhängen von Blechen, Einbau von Dränagen aus dünnen Eisenrohren u. dgl. nach Möglichkeit von der Felswand und der entstehenden Betonschale fern gehalten werden. Der von außen beigefahrte Beton wird lagenweise hinter die Schalung geschüttet und möglichst dicht in alle Vertiefungen der Felswand hineingestochert und gestampft. Unter wiederholtem Vorlegen neuer Schalbretter wird möglichst weit gegen die First hinauf gearbeitet, wobei man etwa auch die Schalung kräftig abhämmert, um die Verdichtung des Betons zu befördern.



Im Scheitel muß der Beton „vor Kopf“ eingebaut und parallel der Stollenachse gestampft werden. Außerdem ergibt sich beim Zusammentreffen zweier Betoniertrupps die Notwendigkeit eines „Kunstschlusses“, der etwa nach Abb. 283a mit Schleuderbeton oder nach Abb. 283b mit Preßmörtel ausgeführt werden kann. Die geschilderte Ausführungsweise läßt leicht am ganzen Gewölbe und bestimmt in der First einen, nachgewiesenermaßen oft über 1 mm starken, Luftraum zwischen Beton und Felswand entstehen, der schon bei geringem Innenwasserdruck zum Reißen der Betonschale führt. Diese Fuge muß durch Einpressen einer dünnflüssigen Mischung von Zement und feinstem Sand 1:2, 1:1 zum Schluß mit reiner Zementmilch möglichst satt ausgefüllt werden (Abb. 284 und 285). Zu dem Zweck wird man im voraus Rohrstützen mit Schraubanschluß in 5 m Abstand in drei Reihen (Kämpfer und Scheitel) einbauen. Durch sachgemäß vorgenommene Zementeinpresse lassen



Abb. 284.



Abb. 285.

Abb. 284 und 285. Zementeinpresse des Stollenscheitels am Strubklammwerk. (Bautechn. 1927.)

so viel einzupressen, als einer umlaufenden Ringmantelstärke von gleichmäßig 30 bis 40 mm Stärke entsprach. Bei 12 atm wurden 1,5 m tiefe (also in den Fels reichende) Bohrlöcher benutzt. Der Fortschritt und Erfolg der Einpressung läßt sich durch Abklopfen des Betonmantels am Klangunterschied feststellen, außerdem stichprobeweise und schließlich für den ganzen Stollen durch Abpressen und Feststellung der Wasserverluste nachprüfen.

Durch gute Organisation der Betonbereitung, -anfuhr und -einbringung kann die Ausführung auch nach der wirtschaftlichen Seite hin weitgehend verbessert werden. In langen Stollen mit großem Betonverbrauch

sich auch etwa vor der Felswand aufgesetzte Steinpackungen und offene Risse und Klüfte des Felsens (unter Zurückdrängung des Bergwassers) weitgehend abdichten (mit Ton, Verwitterungsruscheln u. dgl. erfüllte Spalten dagegen nicht!). Der Preßdruck soll nicht unter 5 bis 6 atm betragen, für höher beanspruchte Druckstollen oder -schächte ist er entsprechend höher zu wählen (Ausführungen bis zu 21 atm in der Catskillwasserleitung)<sup>1</sup>. Auf die begrenzte Widerstandsfähigkeit der Betonschale gegen äußeren Druck ist aber Rücksicht zu nehmen. Im Amsteger Stollen wurde versuchsweise mit 6 und mit 12 atm eingepreßt. Mit beiden Drücken gelang es im gebrächnen Serizitschiefer

so viel einzupressen, als einer umlaufenden Ringmantelstärke von gleichmäßig 30 bis 40 mm Stärke entsprach. Bei 12 atm wurden 1,5 m tiefe (also in den Fels reichende) Bohrlöcher benutzt. Der Fortschritt und Erfolg der Einpressung läßt sich durch Abklopfen des Betonmantels am Klangunterschied feststellen, außerdem stichprobeweise und schließlich für den ganzen Stollen durch Abpressen und Feststellung der Wasserverluste nachprüfen.

<sup>1</sup> Engng. News 2. Mai 1912 und Engng. Rec. 28. Febr. 1914. — Ludin: Wasserkräfte S. 1143.

empfiehlt sich nach nordamerikanischen Vorbildern eine weitergehende Mechanisierung unter Benutzung des Preßluftausstoßverfahrens. Mehrfach wurden für die ganze Betonierarbeit vor Ort (Umladen aus den Materialzügen, Einfüllen

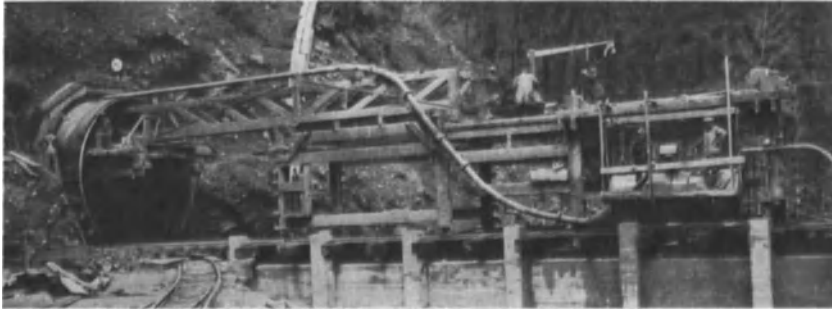


Abb. 286. Pit River-Stollen. Fahrbares Arbeitsgerüst mit Betonkanone zum Betonieren des Gewölbes. (Pac. Gas a. El. Comp. San Francisco.)

hinten die Schalung — im Gewölbe durch Preßluft — Versetzen der Schalung) fahrbare Arbeitsgerüste von 20 bis 40 m Länge in Verbindung mit Aufzugsrampen oder Laufkränen verwendet (Abb. 286). Diese enthalten je nachdem noch Transformatoren für den im Kabel herangeführten Starkstrom, Transportbänder, Kompressoren (oder Windkessel zum Anschluß an die Preßluftrohrleitung), Ausstoßanlagen für 7 atm Betriebsdruck mit 100 m langem, 15 bis 18 cm weitem Schlauch, dessen Beschickrohr (mit gegabeltem Ausguß) auf 20 m



Abb. 287. Auskleidung der Umlaufstollen der Hooverdamm. (Engng. News Rec. 1932.) *a* Sohlenbetonierung. *b* Einbringung des Seitenbetons. *c* Verfahrenbare Gewölbeschalung. (Im Gewölbe Preßluftbetonierung!)

Länge in die First der Schalung vorgestoßen werden kann. Der Beton wird in vielfachem Hin- und Hergang dieses Rohrs von der Firstlinie aus über beide Gewölbeleitungen herunterfließen gelassen, so daß sich das Gewölbe in 60 cm hohen Schichten (unter äußerlicher Bearbeitung der Schalung durch leichte Preßluftstampfer) beiderseits emporbaut. In Stollen zwischen 5,8 und 3,1 m

Nutzlichtweite wurden so Monatsdurchschnittsleistungen von 150 bis 200 cbm und bis zu 21 m je Arbeitstag erreicht, wobei das Einbringen in einer 6 bis 8stündigen Schicht bewerkstelligt wurde, während die übrige Zeit für Einbau von Bewehrungsseisen, Nacharbeiten der Zimmerung und Umsetzen der Schalung verbraucht wurde. Die größten Anfuhrweiten im Stollen betragen zwischen 2600 und 13000 m; dabei wurde der flüssige Beton mit Preßluftstoßrohren im Füllrumpf aufgefrischt<sup>1</sup>.

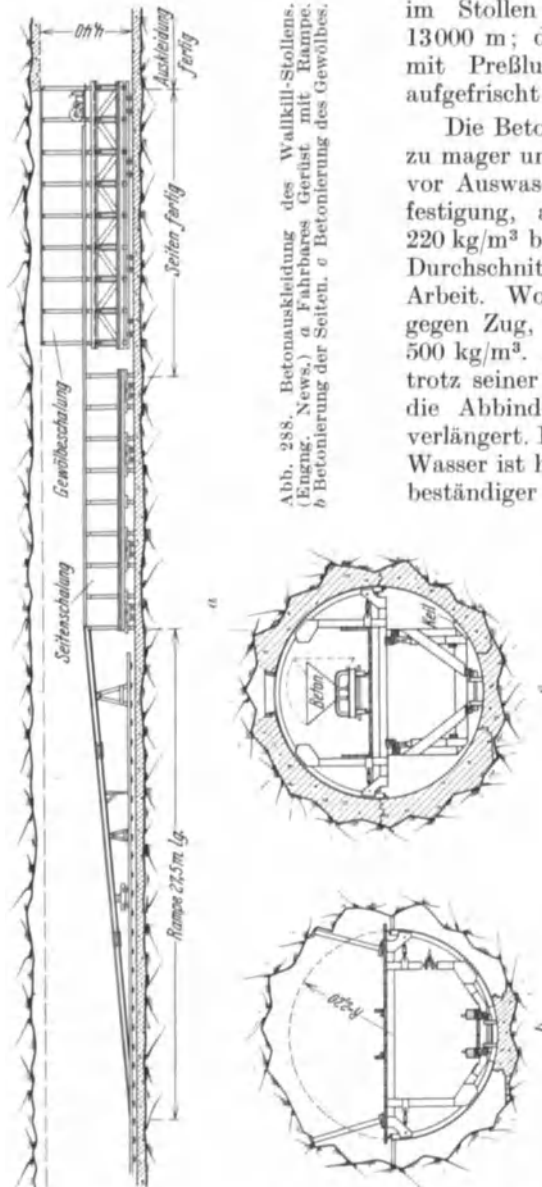


Abb. 288. Betonauskleidung des Walkhüll-Stollens. (Engng. News.) a) Fahrbares Gerüst mit Rampe. b) Betonierung der Seiten. c) Betonierung des Gewölbes.

Die Betonmischung darf im Stollen nicht zu mager und nicht zu trocken sein (Schutz vor Auswaschen, Dichtigkeit, schnelle Verfestigung, angreifendes Wasser). 200 bis 220 kg/m<sup>3</sup> bei 50 mm Größtkorn ist eine gute Durchschnittsgabe auch für pneumatische Arbeit. Wo höhere Festigkeit, namentlich gegen Zug, verlangt ist, geht man bis auf 500 kg/m<sup>3</sup>. Zusatz von Traß empfiehlt sich trotz seiner sonstigen Vorzüge nicht, weil er die Abbinde- und Erhärtungszeit zu sehr verlängert. Bei Anwesenheit von angreifendem Wasser ist hochwertiger Zement oder säurebeständiger Schmelzzement zu verwenden.

Zur Abdichtung der Betonschale genügt oft lediglich Anwendung sauber gehobelter oder Stahlblechschalung. Bei höheren Anforderungen an Dichtigkeit ist nach dem Ausschalen noch ein 15 bis 20 mm starker Zementputz in mehreren Schichten von Mischung 1:4 bis 1:2 aufzubringen, und zwar entweder in 2 bis 3facher Schicht von Hand oder im Schleuderverfahren mit nachträglichem Abglätten mit reinem Zement. Bei nur leicht angreifendem (z. B. reinem, weichem) Triebwasser empfiehlt sich nach völligem Abtrocknen der (in diesem Fall nicht zu glättenden) Außenfläche ein 2maliges Auftragen eines Schutzanstriches (Inertol, Siderosthen u. a.). (Gute Lüftung wegen der dabei entstehenden Dämpfe!)

Gegen stark angreifendes Triebwasser ist der Putz mit Schmelzzement zu bereiten. Bei starkem Wasserandrang, der das Auftragen von gewöhnlichem Putz unmöglich machen kann, und unter Einsetzen von

<sup>1</sup> Nach Mitteilungen der Pacific Gas and Electric Co. S. Franc. Wegen weiterer wertvoller Einzelheiten muß auf Veröffentlichungen verwiesen werden: Engng. News Rec. 1925 S. 350 (Hetch-Hetchystollen L = 32 km); Engng. News Rec. 23. Juli 1925 (Pit. III.-Stollen), Engng. News Rec. 15. Dez. 1932 (Hooversperre: Umleitungsstollen).

Röhrchen, Strohhalmen u. dgl. zu bekämpfen ist, empfehlen sich Spezialzusätze (Sika, Trikosal)<sup>1</sup>.

f) **Entwässerung des Stollens.** Formen und Ausmaß des Auftretens von Bergwasser sind im Stollenvortrieb außerordentlich verschieden. „Schwitzende“, tropfende und aus einzelnen Spalten rinnende Strecken bereiten geringe Schwierigkeiten, quellenreiche Strecken schon mehr; Strecken mit Wasser- und Schlammbrüchen können Betriebsunterbrechung und Gefährdung der Mannschaft bringen; schwimmendes Gebirge endlich ist nur mit Schildvortrieb zu überwinden, und manche Strecken werden vorteilhafter durch Ausbiegen zu umgehen versucht. In der Regel empfiehlt sich das planmäßige Ausschließen eines nicht zu knappen Sohlgrabens mit Gefälle nach außen. Da im voraus nie zu übersehen ist, wieviel Wasser aufgefahren wird, soll das Grabenprofil nicht zu knapp gewählt werden. In den gegen das Kraftwerk vorzutreibenden Strecken bekommt der Graben Gegengefälle gegen die Stollensohle, was bei größerer Streckenlänge und reichlichem Wasserandrang auf Schwierigkeiten führt. Geknickte Anlage des Längenschnittes des Hauptstollens (woran man denken

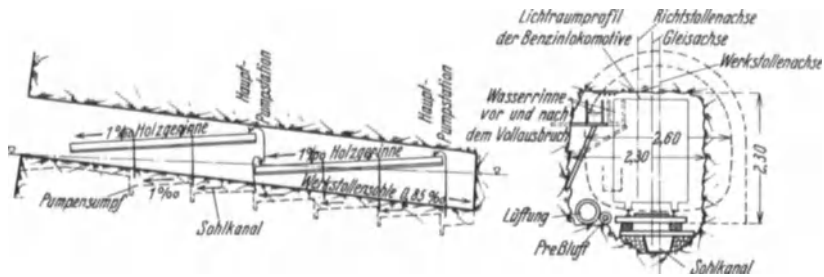


Abb. 289. Entwässerung des Frieslingstollens, Kraftwerk Opponitz. (Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1927.)

könnte) ist (auch in Druckstollen) nicht zulässig, weil dabei Luftsäcke entstehen. Eine gute Lösung besteht in der Anwendung von Pumpen und Druckrohren oder von Rinnen, Haupt- und Zwischenpumpen. Letzteres System wurde erstmals im Opponitzer Ybbsstollen erfolgreich ausgebildet<sup>2</sup> (Abb. 289). (Als Zwischenpumpen dienten dabei selbsttätige, an die Preßluftleitung angeschlossene Preßluftpumpen einfachster Konstruktion, die bis zu 10 sl des durch die Vortriebsarbeiten stark getrübbten Wassers ohne jede Wartung anstandslos förderten.) Erhält der Stollen eine Auskleidung, so wird beim Betonieren der Sohle meist ein Zement- oder Tonrohrstrang in den Sohlengraben eingelegt (oder ein Kanal gemauert) und jede Quelle an Decke und Wänden sorgfältig mit Eisen- oder Tonrohren gefaßt und hinter der Auskleidung herum da hineingeleitet. Um Verstopfungen des Sohlkanals (durch hineingeschwemmten Sand usw.) beseitigen zu können, ordnet man zweckmäßig in angemessenen Abständen Putzlöcher an. Soll der Kanal dauernd wirksam bleiben, so müssen diese Putzlöcher mit eisernen verschraubbaren Schachtdeckeln verschlossen und Durchziehseile in den Kanal eingelegt werden.

Reifliche Überlegung auf Grund aufmerksamer Beobachtung aller Erscheinungen beim Vortrieb erfordert die grundlegende Frage, ob nach Fertigstellung des Stollens die künstlich erleichterte Abführung des Sickerwassers durch Drainage entlang dem Stollen erwünscht oder unerwünscht ist. Jeder Stollenvortrieb lockt das unterirdische Wasser an; diese Wirkung stellt sich aber oft nur sehr allmählich ein, so daß Voraussagen schwierig sind. Die Einrichtung einer dauernden Entwässerung um den an sich dicht ausgeführten Stollenmantel

<sup>1</sup> Vgl. hierzu Ruer: Putz in betoniertem Stollen. Bauing. 1932 Heft 49. — Kiefer: Stollenbau für die III. Zuleitung der Wasserversorgung Münchens. — Altman u. Ölbaum: Überleitung der Mangfall usw. Bautechn. 1930 Heft 53 u. 54.

<sup>2</sup> Vgl. Bericht von Jenikowsky: In Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1927 Heft 9 u. 10.

herum kann dabei weitreichende Wirkungen haben. Entschädigungsansprüche wegen Versiegens oder Nachlassen von Quellen und Brunnen sind möglich (übrigens auch schon dann, wenn keine künstliche Stollendränage angewandt wird). Für den Bestand des Stollens selbst ist eine Dränage wichtig, wenn der Stollen im gebrächen, mit Lettenbänken durchzogenen Hanggelände liegt. Hier muß verhindert werden, daß das Grundwasser sich am Stollen hochstaut und Veranlassung zu Rutschungen geben kann. Die Dränage bildet in diesem Falle eine zwischen der Stollenverkleidung und dem Gebirge sorgfältig satt gesetzte Steinpackung. In Abständen werden durchgreifende, bis auf das ungestörte Gebirge reichende Abfangringe betoniert, die ein Durchfließen und Sammeln des Sickerwassers, entlang dem Stollen und etwaige Auswaschungen, Setzungen der Steinpackung usw. verhindern. Das gesammelte Sickerwasser wird in einem dichten Kanal unter der Stollensohle ab- und an passender Stelle seitlich hinausgeführt. Wenn ein Stollen lösliche Schichten (z. B. Gips) durchfährt, kann eine dauernde Dränage für den Bestand des Bauwerkes schädliche Folgen haben, weil sie den Auslaugungsprozeß beschleunigt und zur Auflockerung des Gebirges beiträgt. Hieraus folgt, daß Strecken, die einerseits Dränage erfordern, andererseits lösliche Schichten enthalten, wenn irgend möglich unter völliger Projektänderung oder wenigstens Trassenverlegung ganz gemieden werden. Ist ihre Durchfahrung unvermeidlich, so müssen besondere Maßregeln, Bewehrung der Stollenschale oder nachträgliches Einziehen eines inneren bewehrten Mantels, Verstopfung der im Stollenumkreis auffindbaren größeren Klüfte und Hohlräume, oberirdische Abfangung und Ableitung des Tagwassers, angewandt werden, um die Lebensdauer des Stollens zu erhöhen, die unter solchen Verhältnissen kaum ganz unbegrenzt sein wird. Wechseln im Zuge eines Stollens Gebirgsstrecken, die Dränierung verlangen, mit trockenem ab, so empfiehlt es sich, den Übergang durch tiefgreifende Herdmauerringe abzudichten und den Sammelkanal unter der Sohle besonders sorgfältig zu dichten, damit kein Fremdwasser in die trockene Gebirgsstrecke eindringt. Unbedingt nötig ist dieses Vorgehen, wenn die trockene Strecke treibgefährliche Gesteine enthält. Am besten ist eine Querableitung des Wassers vor solchen gefährlichen Strecken, nötigenfalls durch besondere Dränagequerstollen. Ist in standfähigem Gebirge der Druck des Grundwassers größer als der des Triebwassers, so kann das Grundwasser unmittelbar in den Stollen eingeleitet werden, sofern es keine betonangreifenden Bestandteile enthält. Kalkhaltiges Bergwasser, das z. B. in einen Freispiegelstollen oberhalb der Auskleidung „wild“ eingelassen wird, führt ferner leicht zu allgemeiner Verkrustung der Putzfläche und unerwünschter Erhöhung der Rauigkeit. Wenn man auf die Einleitung nicht verzichten kann, sollte sie dann wenigstens mit Hilfe von Tonröhren oder Zinkblechrinnen an einzelnen Punkten konzentriert so eingerichtet werden, daß das Bergwasser mit dem Triebwasser gut vermischt wird, ehe es die Wandflächen berührt.

Beim Entleeren eines ausgekleideten Druckstollens übt das Grundwasser (auch im Gebirge angesammeltes Leckwasser) einen nicht zu vernachlässigenden Außendruck auf die Auskleidung aus. Dadurch sind schon Putzflächen abgedrückt, Betonschalen beschädigt, unverankerte Blechfutterrohre abgeplattet worden! Als Abhilfemaßregeln kommen in Betracht:

1. Entsprechend widerstandsfähige Konstruktion der Auskleidung jedoch wirtschaftlicher Weise unter Verminderung der Bruchsicherheit in diesem seltenen Belastungsfall auf 2.

2. Verhinderung der Ausbildung eines Außenwasserdruckes durch leistungsfähige Dränage, wobei aber die Möglichkeit der Verstopfung durch Sinterbildungen, Eisenschlammausscheidung u. a., ins Auge zu fassen ist.

3. Anordnung von genügend zahlreichen, den Mantel durchdringenden Rohrverbindungen zwischen Außen- und Innenwasser unter Verwendung von

Rückschlagklappen oder -ventilen (angewendet im Stollen Klosters-Küblis und nach Abb. 290 in Aistaig).

In allen Fällen, wo die Unterbindung der künstlichen Entwässerung keine direkte Gefahr für den Stollen heraufbeschwören kann, empfiehlt es sich die Dränage nach Bauvollendung gründlich an mehreren Stellen zu verstopfen. Namentlich dort, wo die Stollenumgebung durch Zementeinpressungen verdichtet wurde (vgl. S. 268) wird dies fast immer das Richtige sein. Wo die Vorbedingungen für Abschluß der Dränage vorliegen (standfestes Gebirge), kann man mit Vorteil auch vom Einbau einer Rohrleitung, ja sogar von der Ausführung eines größeren Sohlengrabens von vorneherein absehen und nach dem Vorgang beim Teigitschwerk<sup>1</sup> die Bauentwässerung durch eine über der Sohle verlegte Luttenleitung oder Mannesmannrohre mit Pumpen vornehmen.

#### 4. Trassierung von Wasserstollen.

Durch den generellen Entwurf der Gesamtanlage wird der Stollen erst annähernd, der allgemeinen Richtung nach festgelegt sein. Aufgabe der Stollentrassierung ist die genaue Festlegung aller einzelnen Trassenelemente: Lage und Höhe des oberen und unteren Mundloches, Linienverlauf nach Lage und Höhe.

In der Höhenanordnung hat der Druckstollen, im Gegensatz zum Freispiegelstollen weitere Freiheit. Mit Rücksicht auf die Beanspruchung der Stollenwandung (und die Höhe des Wasserschlosses) wird man aber auch ihn nicht unnötig tief unter die ungünstigste, etwa bei späterer Ausbaurweiterung in Frage kommende Drucklinie legen. Das Gefälle wird man im allgemeinen ungebrochen durchführen. Doch steht auch nichts im Wege, es zu brechen, was im einzelnen ausführungstechnische Vorteile haben kann (Höhenlage bestimmter Fensterstollen, Vermeiden gewisser Gebirgshorizonte). Doch sind Gegengefälle nur ratsam, wenn dadurch keine Luftsäcke im Scheitel erzeugt werden (einzelne Ausführung mit Luftsäcken in Norwegen s. Nordische Wasserkräfte, S. 338).

In der Querschnittsform, Größe und Ausbaugebung sind Wechsel bei entsprechender Änderung der Gebirgsverhältnisse oft wirtschaftlich und ausführungstechnisch unerlässlich. Man wird auf möglichste Beschränkung ihrer Zahl und hydraulisch gute Ausbildung der Übergänge achten, ferner darauf, daß der Scheitel zur Vermeidung von Luftsäcken gerade durchgeführt wird und auch die Sohle womöglich keine Tiefstrecken erhält, die nicht frei entleert werden können (etwa unter Zuhilfenahme einzelner Fenster).

In der Linienführung eines Stollens ist nicht immer die Gerade der billigste Weg zwischen den gegebenen Endpunkten, selbst wenn die Gebirgsbeschaffenheit an sich kein Hindernis böte, sie zu wählen. Die Notwendigkeit Zwischenangriffe (Stollen oder Schächte) zu eröffnen und deren Ausbaustrecken zu verkürzen führt oft, sowohl bei Hang- wie bei Rückenstollen, zu einer mehrfach gebrochenen und etwas längeren Hauptstollenlinie. Es liegt eine Optimumaufgabe vor. Zu nahe an die Hänge darf man aus Rücksicht auf die nach außen hin oft schlechter werdende Gebirgsbeschaffenheit und bei Druckstollen auch mit Rücksicht auf die Abnahme der Vor- und Überlagerungstiefe nicht gehen.

Diese Grenze ist auch bei Druckschächten einzuhalten, wenn sie mit einer auf die Rückwirkung des Gebirges voll angewiesenen stark dehnbaren Haut ausgekleidet sind; es wurden schon ganze Gebirgsschollen bei Außerachtlassen dieser Vorsicht um mehrere Zentimeter gehoben!

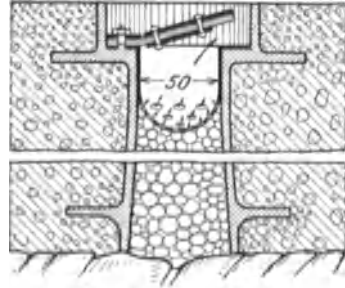


Abb. 290. Rückschlagklappe zur Ausgleichung äußerer Überdrücke, Stollen Aistaig (Schaller).

<sup>1</sup> Ornig: In Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1924 Heft 45 u. 46.

Die rechnerische Behandlung der Frage müßte Eigengewicht, Gebirgs-  
 pression und Reibung der möglicherweise abzuhebenden Gebirgsscholle berück-  
 sichtigen. Die Scher- und Zugfestigkeit des Gesteins sollte wegen des Auftretens  
 von Klüften und Lassen jedenfalls vernachlässigt werden. Das Problem wartet  
 noch einer gründlichen, exakt-wissenschaftlichen Behandlung.

Talkreuzungen. Wird die Stollenluftlinie von einer Schlucht oder einem  
 Tal gekreuzt, so ist zu wählen zwischen einem offenen Talübergang (Dükerrohr,  
 Brückengerinne) oder einer geschlossenen Durchführung des Stollens. Letztere  
 Lösung wird oft ein Ausholen mit der Linie (nach der Seite oder nach unten:

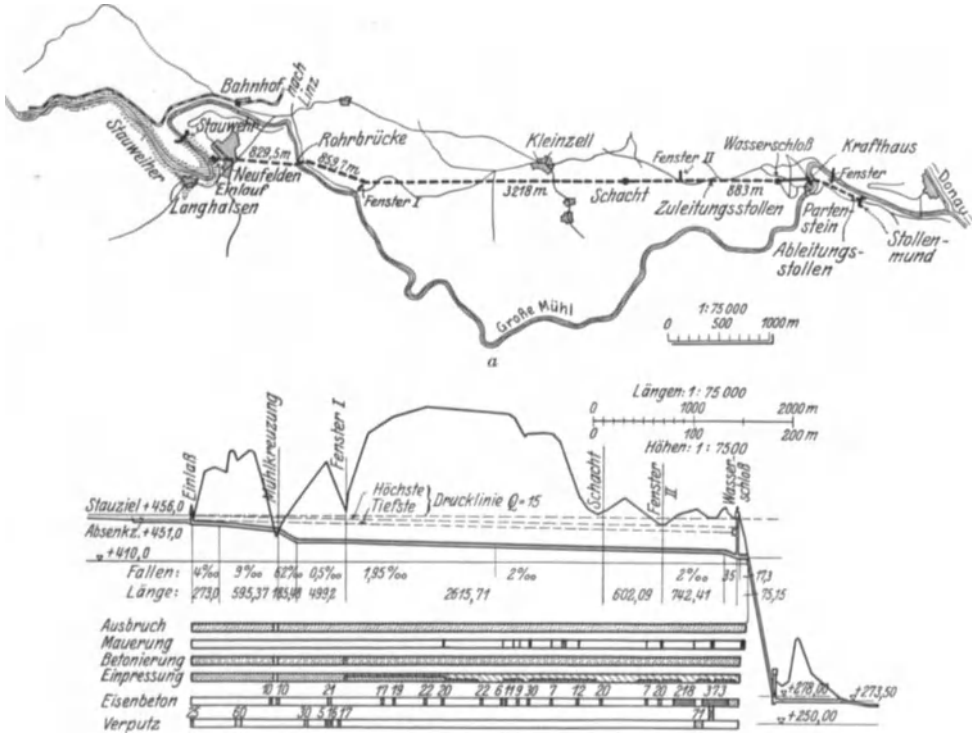


Abb. 291. Partensteinwerk. (Randzio in Bautechn.) a Übersichtsplan. b Längenschnitt mit Übersicht der Druckstollenausführung.

Stollendüker!) erfordern. Das Ausweichen nach unten muß mit Rücksicht auf  
 das Verhältnis der gleichzeitig zunehmenden Drücke des Stolleninhaltes einer-  
 seits, der Stollenüberlagerung und des in ihr enthaltenen Grundwassers ander-  
 seits besonders sorgfältig überlegt werden und wird nur in Ausnahmefällen in  
 Frage kommen.

## 15. Kapitel: Rohrleitungen.

### A. Allgemeines.

#### 1. Wirkung, Zweck, Gesamtanordnung.

Rohrleitungen sind geschlossene Kunstgerinne von in der Regel kreisförmigem  
 Querschnitt. Sie dienen bei Wasserkraftanlagen vor allem zur Leitung des  
 Nutzwassers, manchmal auch zur Ableitung von Freiwasser: „Leerschuß-  
 rohre“.

In hydraulischer Hinsicht haben Rohre vor anderen Bauformen von  
 Triebwasserleitungen den Vorzug, sich ohne Schwierigkeiten als Druck- und

(in gewissen Grenzen) auch als Heberleitungen anlegen zu lassen (Abb. 292). Ihre Trassierung ist daher im waagerechten und senkrechten Sinne außerordentlich freizügig.

Eine Triebwasserleitung kann aus Rohren entweder ganz oder auch nur streckenweise im Wechsel mit anderen Bauweisen hergestellt werden; Betriebs- und Geländebeziehungen sind dafür entscheidend; ebenso für die grundsätzliche Anordnung, hinsichtlich deren folgende Grundformen für ganz aus Rohren bestehende Triebwasserleitungen zu unterscheiden sind.

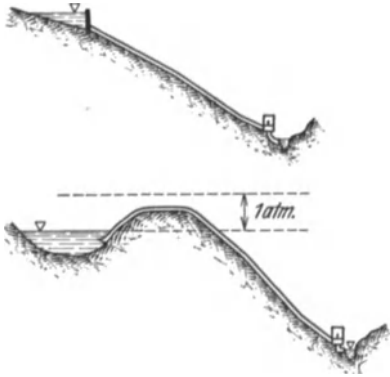


Abb. 292. Turbinenrohr als Druck- und als Heberleitung.

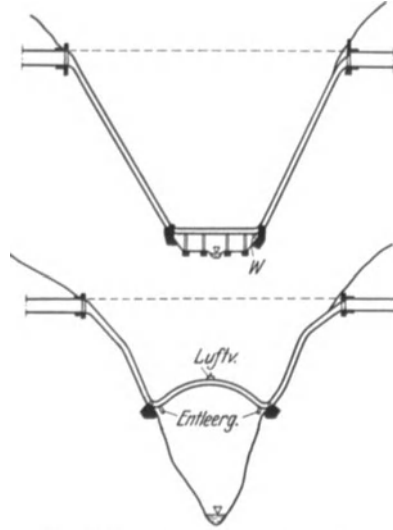


Abb. 293. Düker mit Brückenrohren.

1. Niveau- oder Hangrohrleitung: Beileitung mit kleinstem Gefälle von einer Wasserfassung zu einem Speicher oder Wasserschloß (vgl. Abb. 115c, 349 und 354);

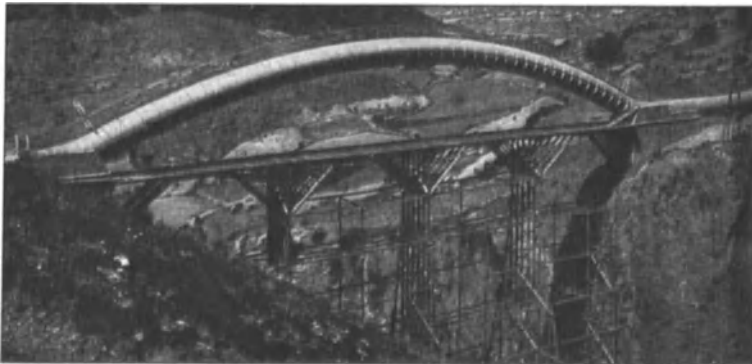


Abb. 294. Brückenrohr (eingespannter Bogen) bei L'Argentière mit Lehrgerüst. (Wkr. 1913.)

2. Turbinen- oder Fallrohrleitung, und zwar (Abb. 108):

a) Steilfallrohrleitung, Trasse in der Fallinie des Talhangs vom Wasserschloß zur Turbinenanlage;

b) Flachfallrohrleitung (Taltrasse) von Wasserfassung oder Speicher unmittelbar zur Turbinenanlage.

Der praktisch wichtigste Unterschied der Anordnungen unter 2. gegenüber denen unter 1. besteht darin, daß die „Turbinenrohrleitungen“ aus hydrodynamischen Gründen als wesentliche Bestandteile des Kraftwerks anzusehen



und im engsten Zusammenhang mit Turbinen und Stromerzeugern zu bemessen sind (vgl. z. B. S. 389). Innigste Gemeinschaftsarbeit von Bau-, Maschinen- und Elektroingenieur ist hier unbedingte Notwendigkeit (vgl. S. 200, 397).

Als Teilstrecken von offenen Kanal- oder Stollenzügen kommen Rohrleitungen überall dort in Betracht, wo besondere Geländeschwierigkeiten zu überwinden oder zu umgehen sind, wie natürliche Taleinschnitte (Düker oder Brückenrohre, Abb. 293, 294), Höhenrücken (Umgehung oder Heberrohrleitung, Abb. 295), hochwertige Grundstücke (Unterfah- rung).

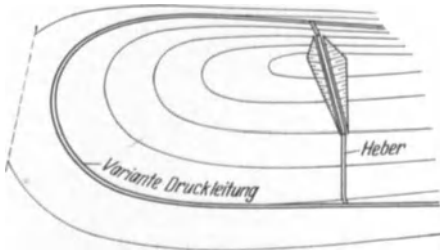


Abb. 295. Umgehung oder Heberrohrleitung.

Rohr durch einen gleichmäßig verteilten inneren Wasserdruck genau wie ein Dampfkessel „auf Zerreißen“ beansprucht (Abb. 360). Ist der Scheiteldruck dabei (Abb. 368) wesentlich kleiner als der Sohlendruck, so wirkt die Wasserfüllung überwiegend durch ihr bloßes Gewicht und dadurch „auf Abplatten“.

Etwa bei einem Verhältnis von Scheitel- zu Sohlendruck  $\sim \geq \frac{4}{5}$  kann genau genug nur mit einem gleichmäßig verteilten, der Achsenhöhe (genauer Sohlenhöhe) des Rohres entsprechenden Wasserdruck gerechnet werden. Daher können

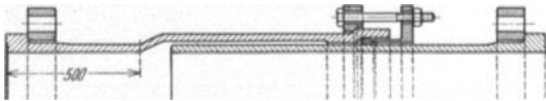


Abb. 296. Dehnungsmuffe. (Thyssen & Co., Mülheim/R.)

Über Rohrleitungen als Auskleidung von Druckstollen und Schächten s. S. 256.

## 2. Das mit Druckwasser gefüllte Rohr als Tragsystem.

Sehen wir zunächst von den immer auftretenden, aber oft vernachlässigbaren zusätzlichen Beanspruchungen durch Auflagerkräfte ab, so erscheint das

wir nach dem Verhältnis zwischen der Höhe der hydraulischen Drucklinie über Achse ( $H$ ) und dem Rohrdurchmesser ( $d$ ) zwei Gruppen unterscheiden:

### A. Hochdruckrohre

$$\frac{H}{d} \geq 4,5$$

### B. Niederdruckrohre

$$\frac{H}{d} \leq 4,5.$$

Im Längenschnitt (Abb. 365) und nun unter Berücksichtigung der Lagerkräfte betrachtet, erscheint das oft auf „Rohrsätteln“ verlegte Rohr aber zugleich als durchlaufender Träger über zahlreichen Stützen, dessen Enden dazu noch eingespannt zu sein pflegen. Als solcher erfährt es Zusatzspannungen aus Momenten und Querkräften, die indes bei höherem Wasserdruckverhältnis (etwa  $\frac{H}{d} > 20$ ) und „normalen“ Sattelabständen (6–10 m) vernachlässigt werden dürfen.

Gleichzeitig weist aber der Längenschnitt noch darauf hin, daß auch Längskräfte auf die Rohrwand wirken können, z. B. der statische Wasserdruck auf den Kreisquerschnitt in einem durch Blindflansch oder Schieber am unteren Ende geschlossenen, am oberen durch einen Auflagerklotz festgelegten Rohr (Abb. 306, Strecke 3–4) oder in einem geknickten und an beiden Enden festgelegten Rohrstrang (I–3 in Abb. 307), oder eine Temperaturkraft in einem an beiden Enden festgelegten Rohr (Abb. 307, Strecke I–3). Treten solche Längskräfte als Druckkräfte auf, so wird das Rohr auch auf Knicken beansprucht. Das Auftreten von Längskräften aus Temperaturänderungen u. a.

kann durch Einschaltung von „Dehnungsstücken“ verhindert werden (Abb. 296 und 306, Strecken 1—3 und 2—3).

Hiernach haben wir zwei grundverschiedene Bauweisen von Rohrleitungen zu unterscheiden:

#### A. Unterteilte.

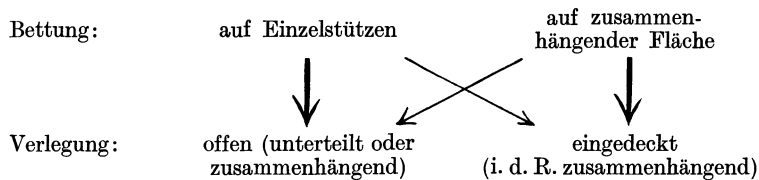
#### B. Zusammenhängende.

„Zusammenhängend“ nennen wir Rohrleitungen, deren Wandungen und Verbindungen durchweg achsenparallele Kräfte voll aufnehmen und übertragen können (z. B. Leitungen aus eisernen Flanschrohren, fortlaufend-geschweißte oder -genietete eiserne, oder durchgehende Eisenbetonrohre u. a. m.).

„Unterteilt“ nennen wir Rohrleitungen, die in Muffenverbindungen oder einzelnen Dehnungsstücken freie Beweglichkeit in der Längsrichtung besitzen, so daß sie achsenparallele Kräfte nicht übertragen können und somit auch von den entsprechenden Nebenspannungen frei bleiben.

Die in den einzelnen Teilstrecken oder Strängen einer unterteilten Rohrleitung auftretenden äußeren Längskräfte (aus Wasserdruck usw., s. S. 318f.) müssen durch schwere Auflagerklötze, sog. Festpunkte, aufgenommen und in den Baugrund geleitet werden. Bei der zusammenhängenden Bauweise kann dagegen sowohl die Zahl wie das Ausmaß solcher Festpunkte bedeutend eingeschränkt werden, wenn nur durch Anordnung von Knicken in der Linie das Ausspielen der noch auftretenden elastischen oder Temperaturlängenänderungen freigegeben oder durch Eindecken der Rohrleitung das Auftreten größerer Temperaturänderungen verhütet wird.

Von wesentlichem Einfluß auf die Gesamtbeanspruchung des Rohres als Träger ist bei alledem natürlich die Art der Bettung und Verlegung. Diese kann grundsätzlich verschiedener Art sein, nämlich:



Die Stärke der Verbindungspfeile deutet die größere Häufigkeit der Anwendung der betreffenden Anordnung an.

### 3. Wahl der Bauweise und Verlegungsart.

Verdeckte oder offene Verlegung? Die Entscheidung zwischen verdeckter oder offener Verlegung muß von Fall zu Fall wohl überlegt werden, da jedes der beiden Systeme seine (örtlich bedingten) Vor- und Nachteile hat. Hauptvorzug der Eindeckung ist der Schutz gegen starke Temperaturwechsel und [bei genügender Deckung über Scheitel (0,8 bis 1,2 m) auch gegen Frost]. Die Eindeckung erleichtert daher unter anderem die Wahl der zusammenhängenden Bauweise sehr. Sachgemäße unter sorgfältigem Einfüllen und -stampfen vorgenommene Verlegung im Rohrgraben gestattet in der Regel, das umgebende Erdreich zur Festlegung der Leitung heranzuziehen. Das erspart auch bei Festhalten an der unterteilten Bauweise die kostspieligen Betonfestpunkte, verlangt aber gleichzeitig, damit Reibungsbewegung zwischen Rohraußenhaut und Erdreich nicht zu groß werde, Vermehrung der Dehnungsstücke oder Übergang zur Muffenverbindung (s. unten).

Bei größerer Zahl und vor allem Lichtweite der Rohrleitungen fallen die Tiefbauarbeiten bei Verlegung im Rohrgraben leicht zu kostspielig aus. Deshalb werden Triebwasserrohre über 0,8 m Lichtweite nur ausnahmsweise verdeckt verlegt. Maßgebend sind dafür dann in der Regel besondere Rücksichten wie

Vermeidung kostspieligen Grunderwerbs durch billigere Pachtung des Nutzungsrechtes, Schonung des Landschaftsbildes, Gefahr von Steinschlag, Lawinengang, Bauunfall, böswillige Zerstörung, Wasserdiebstahl, Verwendung des Wassers zugleich als Trinkwasser. Offene Verlegung verlangt andererseits kostspielige Betonaufleger, Böschungen, Stützmauern, läßt aber dafür die Rohre jederzeit zugänglich, erleichtert die Beaufsichtigung (Dichtigkeit, Anstrich) und die Ausführung von Ausbesserungen. Zugleich setzt sie aber auch wieder die Rohre allen Witterungsunbilden (Einschneien, Frost, Regen, Bildung von äußerem Schwitzwasser) aus und nötigt zu häufiger Erneuerung des Anstrichs.



Abb. 297. Fallrohrleitung des Wäggitalwerkes (untere Stufe, Siebnen).

Dabei ist aber zugunsten der verdeckten Verlegung zu bemerken, daß Nachdichtung von Rohrfugen bei den hochentwickelten Bauweisen nur selten nötig wird; Beobachtung der im Rohrgraben anzuordnenden Sickerwasserleitung gibt meist hinreichende Auskunft über den Dichtungszustand der Leitung. Eine gut ausgeführte Schutzisolierung der Rohroberfläche gibt, wenn nicht gerade sehr stark angreifendes Bodenwasser vorliegt, vieljährige Sicherheit gegen Anrosten.

Man soll daher nicht in gedankenloser Nachahmung in jedem Falle die offene Verlegung als ohne weiteres besser ansehen.

Unterteilte oder zusammenhängende Bauweise? Diese Frage ist noch heute sehr umstritten — man spricht geradezu von einer schweizerisch-deutschen = unterteilten und einer französischen = zusammenhängenden Bauweise. Praktisch ist auch hier Entscheidung von Fall zu Fall (Hand in Hand mit derjenigen der Frage „verdeckt“ oder „offen“) zu treffen.

Die unterteilte Bauweise empfiehlt sich vorwiegend für offen verlegte Leitungen beim Vorkommen großer Temperaturunterschiede (Sonnenhang!) und stark gestreckter Linie, die in Festpunkten nicht allzuviel

Betonmasse verlangt. Nach oben oder im Grundriß stark geknickte Linienführung verursacht dagegen meist sehr erheblichen Betonaufwand, der sich unter Umständen durch Wahl der zusammenhängenden Bauweise stark vermindern läßt.

Diese kann entweder mit festgelegten oder mit elastisch beweglichen Krümmern ausgeführt werden.

Zusammenhängende Leitungen mit festgelegten Krümmern kommen meistens nur bei niedrigem Wasserdruck, geringen Temperatur- und Querspannungskräften, also ausschließlich bei verdeckten Leitungen, in Frage. Hierbei wird die Festlegung meist nicht durch besondere Betonklötze, sondern durch das umgebende Erdreich erreicht.

Zusammenhängende Leitungen mit elastisch verschiebbaren Krümmern empfehlen sich besonders bei mehrfach gewundener oder gebrochener Linienführung. Die sonst nur unangenehmen ausspringenden Knickpunkte werden hier zum Ausgleich der elastischen und Temperaturdehnungen nutzbar. Je näher der Knickwinkel dem Rechten, um so besser (Abb. 297).

Dabei ist darauf zu achten, daß die freitragenden Rohrschenkel beiderseits der hier ohne unmittelbare Unterstützung zu lassenden Krümmer nicht zu kurz

sind, damit ihre Biegungsbeanspruchung nicht zu groß ausfällt. Durch hellfarbigen Anstrich, Überdachung, Umhüllung mit Wärmeisolierstoffen oder schließlich gar Eindecken kann man die Längsbewegungen der Rohre beschränken. Dabei kommt der Umstand zugute, daß die Rohrleitung im Betrieb auch bei extremen Lufttemperaturen sich fast ganz auf die Wassertemperatur einstellt, die ihrerseits in mittleren Lagen wenig schwankt. Gefährliche Spannungen können daher nur bei leerem Rohr auftreten. Dies ist vor allem beim Bau der Leitung zu beachten (S. 284f.).

#### 4. Bauliche Einzelheiten der Rohrbettung.

a) Allgemeines. Niveau- und Flachfallrohre führt man unter bester Ausnutzung des Geländes in möglichst flacher Linie gegen das Wasserschloß bzw. Krafthaus hin, um die Strecken hoher Beanspruchung durch Wasserdruck abzukürzen.

Steilfallrohre dagegen hat man, da das Wasserschloß schon möglichst nahe an das Krafthaus herangeschoben sein wird, auf kürzestem Wege, also möglichst steil zu führen. Meist werden verschiedene Wahlösungen zu untersuchen sein, welche auch die endgültigen Plätze von Wasserschloß und Krafthaus erst mitergeben werden. Man wird dabei für offene Verlegung meist die vortretenden Rippen, nicht die schuttreichen Falten der Hänge aufsuchen. Eine, namentlich im Grundriß, möglichst gerade durchgehende Linie ist erwünscht; aber die Einlegung von Grundrißknicken kann in Hinsicht der Untergrundverhältnisse entscheidende Vorteile bieten. Mit Rücksicht auf das Gesamteisengewicht einer Rohrleitung ist eine nach abwärts sich verflachende Linie ungünstiger als eine steiler werdende. Besonders ungünstig sind lange flache Talbodenquerungen am Steilhangfuß. Auf gute Zugänglichkeit des Fußes und der ganzen Rohrstraße ist besonderer Wert zu legen. Die Linie soll möglichst frei von Lawinengang und Steinschlag sein, was durch mehrjährige Beobachtungen festzustellen ist. Nötigenfalls sind Sicherungsanlagen zu schaffen.

Nach allgemeiner Feststellung der günstigsten Wahllinien erfolgt für eine jede die Unterteilung (in Grundriß und Längenschnitt gleichzeitig!) in möglichst lange gerade Teilstrecken („Stränge“). Nur bei zusammenhängenden (besonders eingedeckten Muffenrohr-) Leitungen kann freiere Linienführung, auch in Kurven, Platz greifen.

Bei der Einteilung in gerade Stränge hat man einerseits auf günstige Lage und Form der Krümmen und Festpunkte, andererseits auf Vermeidung von Eingriffen in unsichere Hänge, Beschränkung des Ausmaßes der zulässig befundenen Einschnitte sowie der Stützhöhen über den Senken zu achten.



Abb. 298. Fallrohrleitung der oberen Stufe des Wäggitalwerkes (Rempen).

Ferner wird man bei mehrrohrigen Anlagen gerne, wenn auch nicht unbedingt, ein möglichst flaches Geländequerprofil im Zuge der Rohrstraße anstreben.



Abb. 299. Schluchsee, Fallrohrleitung des Kraftwerks Häusern (Ludin).

**b) Die Rohrstraße** (offene Verlegung). Eine Einebnung ist bei der üblichen offenen Verlegung auf Einzelsättel nur soweit nötig, als es zur Erleichterung des Baues und der Unterhaltung der Rohrleitungen nötig ist. Einigermaßen widerstandsfähiger Felsgrund kann nach oberflächlicher Freilegung auch am Steilhang oft ohne weitere Schutzabdeckung bleiben, während lose Bodenarten gegen Abspülung durch eine Beton- oder Pflasterdecke zu schützen sind.

Für geordnete seitliche Abführung der Niederschläge ist durch zweckmäßige Ausbildung der Sockel und Anlage seitlicher Gräben oder Felsrinnen zu sorgen. Ein Treppelweg, bei größeren Anlagen neben einer dauernden schmalspurigen Standseilbahn, vermittelt den Verkehr zwischen Krafthaus und Wasserschloß (Abb. 297 und 299).

**Rohrsättel.** Der Abstand der — nur zur Aufnahme von Normaldruck- und Reibungskräften bestimmten — Rohrsättel beträgt, entsprechend den verwendeten Rohrlängen, bei eisernen Hochdruckrohren ziemlich unabhängig von der Lichtweite in der Regel 6 bis 10 m. Er steigt aber beim Weitspannsystem (S. 326, Abb. 374) auch über 20 m.

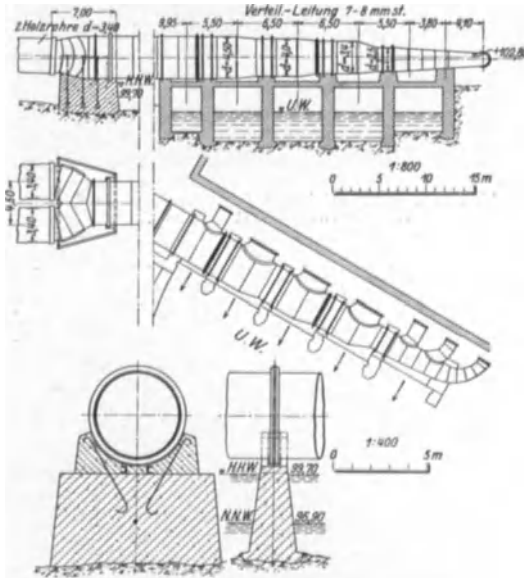


Abb. 300. Äggforsen, Druckrohr-Stromüberführung. (NWK.)

Die Sättel werden aus Mauerwerk, häufiger aus Beton, bei großen, versteifungsbedürftigen Rohren auch mit Eiseneinlagen (Abb. 300) hergestellt. Ihre Oberfläche ist bei dickwandigen Hochdruckrohren genau dem äußeren Rohrumriß anzupassen und zu verputzen. Bei mehr nachgiebigen Rohren ohne Versteifungsringe empfiehlt es sich, die Sattelform etwas der verformten Umrißlinie anzupassen und etwa zunächst nur den mittleren Teil des Lagers formgenau, die seitlichen Flügel aber erst nach Verlegung und Probefüllung des Rohrs herzu-

stellen. Mindestens bei Rohren über 0,8 m Lichtweite empfiehlt sich Anwendung eiserner Unterlagkörper oder -platten (Abb. 301), um das Gleiten der Rohre zu erleichtern. Am einfachsten ist es, über die Sattelfläche etwa

3 cm hervorragende Lagerstreifen aus werkstattmäßig gebogenen U-Eisen (auch in paarweiser Anordnung) einzulassen. Das Gleiten des Rohrs ist außerdem durch Aufbringen einer dicken Asphalttschicht oder einer doppelten Lage mit flüssigem Graphit getränktem Asbestpapiers<sup>1</sup> zu befördern.

Verlangt Geländeform oder Untergrundbeschaffenheit ungünstige Höhe der Sockel, so wird man Walzenauflager (Abb. 301) oder Pendelstützen, unter gleichzeitigem Übergang zum Weitspannsystem in Vergleich ziehen. Ausbildung der Rohrstraße als freitragende Platte über Gewölben oder Eisenbetonrahmen wird seltener in Frage kommen (Abb. 302).

Muß eine Rohrleitung in Gelände verlegt werden, das dauernde kleine Bewegungen aufweist, so kann eine Verlegung auf schwellenartig ausgebildeten und in einem Schotterbett gelagerten Rohrsätteln aus Eisenbeton oder Eisen (Abb. 303) zweckmäßig sein. Die einzelnen Rohre müssen aber dabei nachgiebig miteinander verbunden sein und die Leitungen fleißig nachreguliert werden. Bei verdeckter Verlegung bettet man das Rohr mit Vorteil zu  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{2}$  des Durchmessers sorgfältig in steinigem Aushubgut, um gute Entwässerung und unveränderliche Lage des Rohrs miteinander zu vereinigen. In sehr steilen Strecken kann eine Abpflasterung der Eindeckung nötig werden, um Ausspülung zu verhüten (Abb. 304).

**Festpunkte.** Bei der unterteilten Bauweise eiserner Rohrleitungen geht man mit dem Festpunktabstand selten über 150 m, weil die Längskräfte und Bewegungen sonst zu groß werden. Diese Rücksicht, die Gründungsverhältnisse und der allgemeine, geländebedingte Verlauf der Rohrstraße bedingen die Lage der einzelnen Festpunkte.

Die Standfestigkeit eines Festpunktes beruht in der Regel allein auf seinem Eigengewicht. Je größer daher die waagerechten Seitenkräfte (S. 318f.) aus

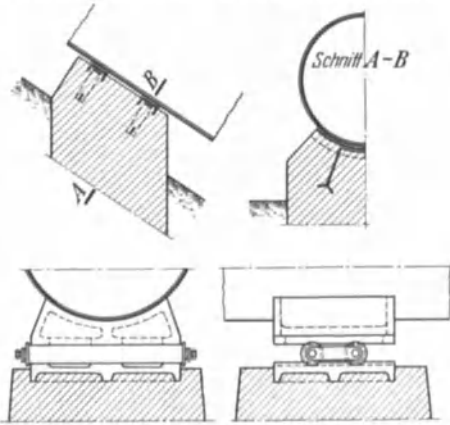


Abb. 301. Arten der Auflagerung auf Sätteln (Tubi Togni).

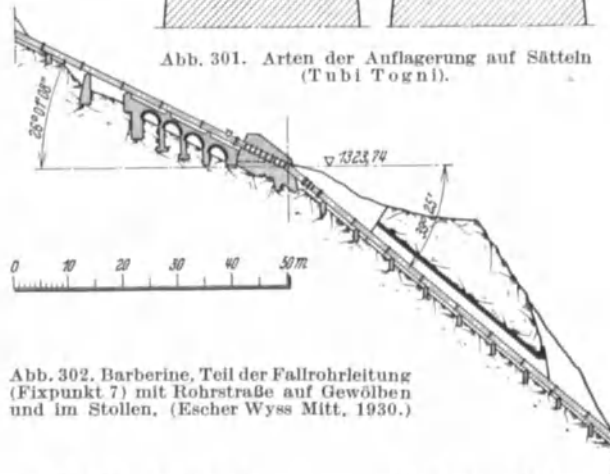


Abb. 302. Barberine, Teil der Fallrohrleitung (Fixpunkt 7) mit Rohrstraße auf Gewölben und im Stollen. (Escher Wyss Mitt. 1930.)

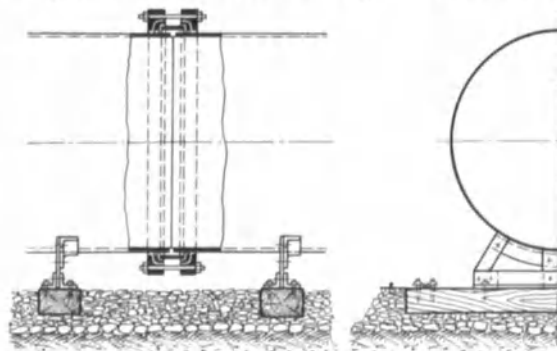


Abb. 303. Rohrsättel in Schotterbett gelagert. (Houille bl.)

<sup>1</sup> Engng. News Rec. 28. Mai 1925.

Wasserdruck, Rohrschub oder -zug usw. sind, um so mehr Baustoff verschlingt der Festpunkt.

Daher sind auswärts gerichtete Gefällsbrüche der Rohrstraße besonders ungünstig, scharf erdwärts eingeknickte dagegen vorteilhaft.

Festpunkte werden in der Regel als massive Klötze aus Mauerwerk oder Beton hergestellt. Hohe Zementkosten (Anfuhr) werden Anlaß geben, Spärsteine zu verwenden oder den oberen Teil des Festpunktes hohl auszubilden und mit Steinsatzballast zu füllen (Abb. 305) (wobei Entwässerung nicht zu vergessen ist!).

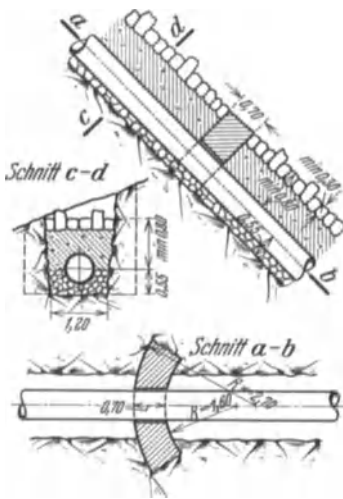


Abb. 304. Tremorgio, Fallrohrleitung im geschützten Graben. (Schweiz. Bauztg. 1927, I.)

Die Rohre müssen unverrückbar mit dem Festpunkt verbunden sein, so daß sie weder durchgezogen noch abgebrochen werden können. Sie erhalten daher aufgenietete oder -geschweißte Winkelringe und Verankerungen, die nach den etwa auftretenden aufwärts gerichteten Kräften zu bemessen und bis nahe an die Sohle des Klotzes hinunterzuführen sind. Bei zuverlässigem Felsgrunde kann es wesentliche Ersparungen an Beton bringen, besondere Anker in genügend tief zu führende Bohrlöcher einzuzementieren. Auch seitliche Einspannung des Klotzes in seiner Baugrube, sei es durch Verzahnung und Reibung, sei es durch Gewölbewirkung (bei entsprechender Ausbildung) kann herangezogen werden, um Massen zu sparen.

An sich ist, bei sehr tiefgründiger Überlagerung des Felsens mit wirklich festgelagerten Bergschutt- oder Moränenmassen auch ein Absetzen von Festpunkten auf solchen Baugrund nicht unbedingt abzulehnen. Doch mahnen vorgekommene Fehlschläge zur größten Vorsicht in

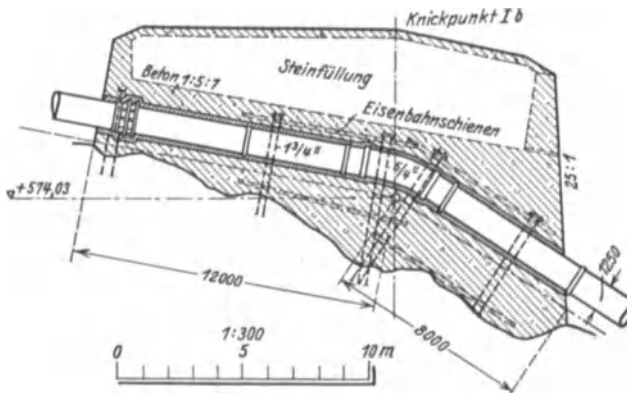


Abb. 305. Rohrfestpunkt von Rjukan I (Verw.). (NWK.)

der Beurteilung. Jedenfalls ist bei solcher Ausführung das fast nie fehlende Schichtwasser sorgfältig abzuleiten, da es sich sonst am Festpunkt stauen und sein Ausweichen verursachen kann. Wo der Festpunkt sehr große Schubkräfte übertragen muß, ist eine entsprechende Bewehrung nötig.

Die Ausdehnungsstücke der unterteilten Bauweise werden gewöhnlich dicht unterhalb des oberen Festpunktes angeordnet. Es empfiehlt sich aber von Fall zu Fall zu untersuchen, ob das Ausdehnungsstück nicht vorteilhafter in der Mitte oder am unteren Ende des Stranges anzuordnen ist. Da die Rohrverlegung gewöhnlich von unten nach oben erfolgt, ist für sie die Anordnung des Dehnungsstücks unterhalb des oberen Festpunktes am bequemsten. Anordnung in der Mitte<sup>1</sup> (Abb. 306, gestrichelt) hat aber den Vorteil, daß die Längsbewegungen der Rohrleitung gegen die Bettung nur halb so groß ausfallen. Außerdem werden die Festpunkte meist weniger beansprucht.

<sup>1</sup> Erstmals ausgeführt auf Vorschlag des Verf. am Teigtischwerk.

Legt man das Ausdehnungsstück endlich an das untere Ende, hängt man also die Leitung sozusagen am oberen Festpunkt auf, so fällt in steileren Strecken jede Knickbeanspruchung weg.

Auch in flachen Strecken, z. B. 1—2 in Abb. 306, kann es Vorteile bieten, das Ausdehnungsstück an das untere Strangende zu legen; im Beispiel wird nämlich jeder größere Rohrschub auf den an und für sich durch Wasserdruck stark beanspruchten Festpunkt 2 ausgeschlossen.

**Endfestpunkt und Verteilleitung.** Eingehendere Betrachtung verdient noch der untere Endfestpunkt. Wird die Verteilleitung wie in Abb. 306 „fliegend“ angeordnet und ist sie, wie meist, annähernd waagrecht, so hat die Schlußkraft aller auf den Festpunkt 3 wirkenden Kräfte annähernd die Richtung des Stranges 2—3 (weil der Wasserdruck  $We$  auf den Blinddeckel durch den nach links gerichteten Wasserdruck  $Wa$  auf den Wasserquerschnitt im Krümmer bei 3 aufgehoben wird). Dies Ergebnis (das übrigens in keiner Weise davon berührt wird, ob der Festpunkt 3 zugleich Grundrißwinkelpunkt ist!) liegt noch verhältnismäßig günstig für die Standfestigkeit des Klotzes. Würde dagegen (etwa zum Zwecke der Freihaltung des Stranges 3—4 von Längszugkräften) als Endfestpunkt ein weiterer Klotz in Punkt 4 angeordnet, so würde auf diesen zwar annähernd die gleiche Schubkraft, aber in fast waagerechter Richtung einwirken, was wesentlich mehr Betongewicht verlangen würde. (Trotzdem wird diese Bauweise manchmal gewählt, weil sie Vorteile hinsichtlich der elastischen Beanspruchung der abzweigenden Verteilrohre bieten kann.) Ähnlich

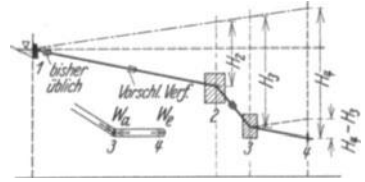


Abb. 306. Schema einer unterteilten Rohrleitung (Ludin).

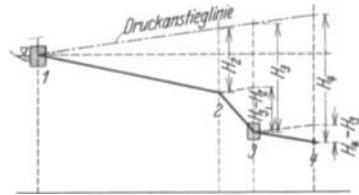


Abb. 307. Schema einer zusammenhängenden Rohrleitung (Ludin).

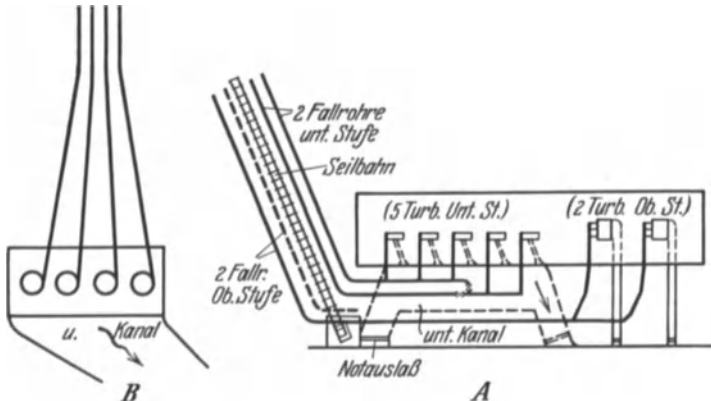


Abb. 308. Verschiedenartige Stellung des Krafthauses zur Druckrohrleitung. A stellt Murg-Schwarzenbachwerk unter Weglassung einer Zwischen-, Unter- und Oberstufe liegenden Zweigleitung der Oberstufe dar (vgl. Abb. 312).

verhält es sich bei zusammenhängender Bauweise (Abb. 307). An sich ist aber anzustreben, Festpunkte womöglich aus Flachstrecken fernzuhalten.

Die Schwierigkeit, dies immer zu verwirklichen, hat Anlaß gegeben, neuerdings die Anordnung des Krafthauses in der Achse der Rohrstraße zu bevorzugen (Abb. 308 B). Hierbei können die Turbinenfundamente mit ihrem toten Gewicht zur Bildung des Endfestpunktes mit herangezogen werden. Daneben kommen auch gegliederte Konstruktionen aus Eisen oder Eisenbeton mannigfaltiger Form in Frage (Abb. 309 u. 310). Lange Zeit hat man auf Grund vorgekommener



Rohrbrüche und Krafthausüberschwemmungen die Anordnung *B* in Abb. 308 vermieden und die Anordnung *A* vorgezogen, die regelmäßig einen sehr umfangreichen, oft gerade an dieser Stelle schwierig zu gründenden Endfestpunkt ergab.

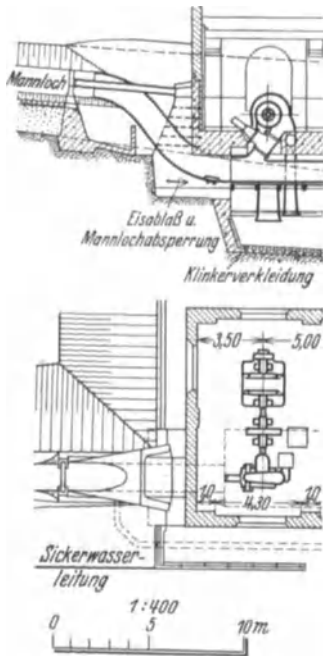


Abb. 309. Röttle, Schnitt und Grundriß des Krafthauses (Sv. V. Kr. För.)

Diese letztere Anordnung hat außerdem den, namentlich bei weiten Rohren, schwerwiegenden Nachteil, daß die einzelnen Turbinenrohre seitlich von der Stammlleitung abzweigen. Dadurch ergeben sich neben großen Druckhöhenverlusten zahlreiche konstruktiv schwierig herzustellende und ungünstig beanspruchte Formstücke und, bei größerer Länge der Verteilleitung, unangenehm hohe Zwängsspannungen infolge der elastischen und Temperaturbewegungen (Abb. 311). Diese Umstände wirkten der Absicht, die Rohrbruchsicherheit zu erhöhen, tatsächlich geradezu entgegen. Muß die Anordnung *A* dennoch gewählt werden, so wird man hiernach die Abzweige hinreichend lang machen, da ihre Sicherheit gegen Abgedrücktwerden in ihrer Elastizität liegt. Aus demselben Grunde wird man sie lieber senkrecht (statt schräg) zum Stammrohre anordnen, dabei aber aus hydraulischen Gründen den Abgang selbst schräg ausbilden (vgl. auch S. 433, Krafthäuser).

### 5. Das Verlegen der Rohrleitungen.

Das Verlegen von Rohrleitungen jeder Art verlangt frühzeitige, wohlüberlegte Anordnungen für die Verteilung der Baustoffe oder Fertighohre über die lange, oft sehr schwer zugängliche Strecke. Die Baueinrichtung dafür soll in Anschaffung und Betrieb



Abb. 310. Ventavon. Verankerung der Fallrohrleitung vor dem Krafthaus (Ludin).

nicht zu kostspielig, aber auch nicht zu primitiv sein, damit die Rohre schonlich behandelt und einwandfrei eingebaut werden. Bei Steilfalleitungen ist eine schmalspurige Standseilbahn, die bei größeren Werken als dauernde Betriebsanlage eingerichtet wird, gebräuchlich. In sehr schwierigem Hochgebirgsgebiete

kann, genügend gestreckte Grundrißlinie vorausgesetzt, auch die meist kostspieligere, aber das Verlegen sehr erleichternde Seilschwebbahn angebracht sein. Diese Zufuhranlagen sind womöglich so frühzeitig zu schaffen, daß sie schon für den Ausbau der Rohrstraße nutzbar werden.

Das Verlegen der Fertighöhre schreitet in der Regel von den einzelnen Festpunkten aufwärts vor. In Erde zu verlegende Rohrleitungen werden zunächst nur unterkeilt, ausgerichtet und erst nachträglich unterstopft.

Bei sehr großen Fallhöhen kann es aber zweckmäßig sein, zur Verminderung der Bauzinsen von der Mitte aus nach oben und unten vorzubauen, so daß die schwersten Stücke erst zuletzt angeliefert werden müssen (Beispiel Fully  $H = 1650$  m, Lit. 15,20).

Kleine Richtungsfehler lassen sich bei Muffenleitungen in den Muffen, bei Flanschleitungen durch Keilringe (Abb. 313) ausgleichen; diese werden, namentlich bei unterteilter Bauweise auch mit Vorteil zur Ausbildung von Krümmungen benutzt. Planmäßig gerade Strecken sind mit größter Genauigkeit auszurichten, um die Knickgefahr auszuschließen.

In Abständen, meist zwischen je zwei Festpunkten, ist ein Paßstück, das an Ort und Stelle abgelängt wird, vorzusehen. Zwängspannungen dürfen durch das Verlegen nicht in die Leitung gebracht werden. Man wird die Arbeit daher möglichst bei einer der künftigen mittleren Betriebs- (d. h. Wasser-) Temperatur gleichkommenden durchschnittlichen Lufttemperatur ausführen (Frühjahr und Herbst!), mindestens ist das für den Schluß der Paßstücke zu beachten. „Verdeckte“ Leitungen wird man abschnittsweise, dem Baufortschritt entsprechend, mindestens leicht eindecken, wobei man die Muffen wegen der nachfolgenden Druckprobe frei läßt. Erlauben

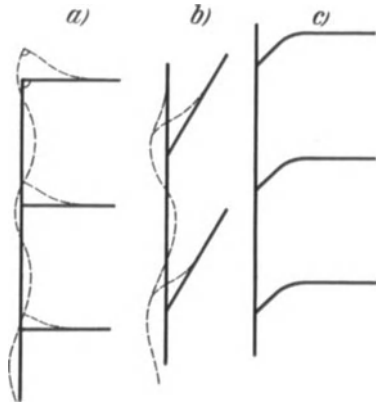


Abb. 311. Elastische Formänderung bei verschiedener Anordnung der Verteilung (Ludin).



Abb. 312. Murg-Schwarzenbachwerk. Verteilrohrleitungen der Ober- (links) und Unterstufe (rechts). (Escher Wyss & Co., Ravensburg.)

es die Verlegungsverhältnisse und die Erhärtung der Festpunkte, so füllt man die Leitung auch möglichst bald streckenweise mit Wasser. Bei Arbeiten im Winter muß dann aber ein gewisser Mindestdurchfluß aufrechterhalten werden, um Einfrieren zu verhüten (s. unten). Vor kaltem Wind und Sonnenbestrahlung ist die Leitung durch Reisig- oder Rohrmatten zu schützen. (Wegen Herstellung zusammenhängender Eisenbetonrohrleitungen auf der Strecke s. S. 303.)

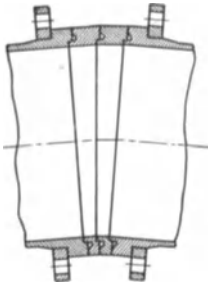


Abb. 313. Keilringe.

Der in den Ausdehnungsstücken zu lassende Spielraum richtet sich nach der Schlußtemperatur. Es ist dabei auf die Längenverkürzung, die durch die Quersammenziehung entsteht, Rücksicht zu nehmen (S. 320). Flanschenrohre können, nach dem Füllen wiederum entleert, erfahrungsgemäß noch etwas nachgezogen werden, ähnlich Holzrohre (S. 306f.).

Beim erstmaligen Füllen ist die Leitung mit Streckeneinteilung sorgfältigst zu überwachen; der Rohreinlauf muß ständig durch einen Wächter mit Signal- oder Telefonverbindung zum Krafthaus besetzt sein. Das Füllen der Druckrohrleitungen ist ganz langsam, am besten durch einen kleineren (z. B. Umlauf-) Schieber vorzunehmen, um Stöße zu vermeiden und die Luft ungehindert entweichen zu lassen.

Eine Füllmenge gleich  $\frac{1}{10}$  bis  $\frac{1}{15}$  der Vollwassermenge wird in der Regel zulässig sein, da dabei nach Gleichung (199) ungünstigenfalls ein Druckstoß in Höhe von rund  $\frac{90}{10}$  bis  $\frac{140}{15}$  mal  $\frac{Q_v}{F}$  auftreten kann. Auf Grund einer Erfahrung ist die Anordnung des Füllens einer Doppelleitung nach Abb. 314 als gefährlich zu bezeichnen: die mit der Geschwindigkeit  $v$  aufsteigende Wassersäule im nicht unmittelbar beaufschlagten Rohr II schließt bei Erreichen der oberen Drosselklappe plötzlich das dort angeordnete Luftventil und veranlaßt einen harten Stoß mit der Druckhöhe  $\sim 100 v$ !

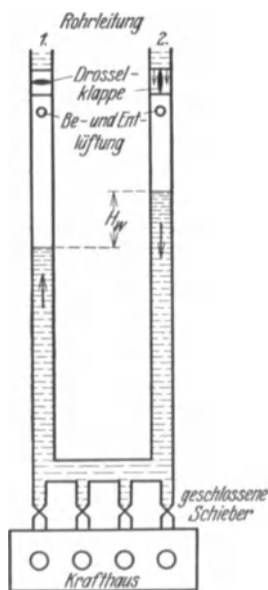


Abb. 314. Schematische Darstellung des Füllens einer Doppelleitung (Ludin).

Vor dem erstmaligen Füllen ist die Leitung sorgfältigst, auch in den Verzweigungen auf liegengelassene Schrauben, Spannhölzer, Werkstoffe, Werkzeuge abzusuchen. Nach vollendeter Füllung ist sie durch Öffnen der vorhandenen Leerläufe längere Zeit kräftig durchzuspülen; danach erst dürfen die Turbinen beaufschlagt werden.

Druckproben. Fertigrohre werden zweckmäßig einzeln in der Fabrik, und zwar auf den 1,5fachen der Berechnung zugrunde gelegten maßgebenden Betriebsdruck (S. 315) abgepreßt. Bei Eisenbetonrohren wird man sich mit dem 1,25fachen des maßgebenden Berechnungsdruckes begnügen und nur stichprobenweise einzelne Stücke bis zum Bruch abpressen, wobei die Bruchlast mindestens gleich dem 2,5fachen Berechnungsdruck sich ergeben muß. Erlaubt es die Natur der Stoßverbindung, so sind immer je zwei Rohre zusammen, einschließlich einer Stoßverbindung zu prüfen. Der Probedruck ist mindestens 10 Minuten, stichprobenweise auch länger zu halten. Krümmer und andere später nicht mehr zugängliche Formstücke (z. B. in Festpunkten) sind besonders scharf und gründlich zu prüfen.

Die Befestigung der für die Druckprobe nötigen Endverschlüsse ist der entwerfsmäßigen Beanspruchung des Rohrs anzupassen. Für unterteilte Leitungen genügt daher die für gerade Rohre übliche gegenseitige Abspannung

der Deckel gegeneinander, bei welcher das Rohr selbst keine Längsspannungen aus Wasserdruck erleidet. Für zusammenhängende Leitungen dagegen muß jeder Deckel einzeln an seinem Rohrende befestigt, oder es muß der Probedruck entsprechend erhöht werden.

Nach der Verlegung ist die Rohrleitung nochmals als ganzes oder streckenweise unter Probedruck zu setzen und sorgfältig auf Schwitzstellen an Nähten, Haarrisse an Rohr und Auflagern sowie auf Bewegungen zu beobachten. Die früher übliche Art des Abpressens der ganz oben und nach Bedarf auch abschnittsweise abgeflanschten Leitung hat große praktische Nachteile. Sie nötigt unter Umständen zu übermäßiger Bemessung der Festpunkte<sup>1</sup>, ergibt nicht durchweg gleichmäßigen Sicherheitszuschlag, wie angestrebt, kann Bewegungen und auch Risse an Auflagern hervorrufen, die im wirklichen Betrieb nicht vorkommen würden. Der Vorschlag von Bundschu<sup>2</sup>, die Druckprobe in Form eines Probetriebes mit in entwurfsmäßigen Grenzen ausgeübter scharfer Handhabung der Absperrrichtungen durchzuführen, ist daher gutzuheißen. Ob ein Abhämmern der unter Druck stehenden Leitung, besonders an Gußstahlformstücken vorzuschreiben ist, bedarf im Einzelfall besonderer Erwägung.

### 6. Betrieb von Druckleitungen.

Durch unvernünftigen Betrieb kann fast jede Druckrohrleitung zerstört werden. Wesentlich für die Betriebssicherheit ist einwandfreies Arbeiten der Absperrrichtungen (einschließlich der Leitapparate der Turbinen!). Durch zu rasches Schließen oder Öffnen können gefährliche Druckschwankungen erzeugt werden (S. 185 f.). Ein rasches, unter Umständen sogar plötzliches Schließen kann u. a. durch Verstopfen von Freistrahldüsen, z. B. durch im Rohr gebildetes Eis veranlaßt werden. Selbsttätiges Lösen derartiger Verstopfungen kann wiederum das sehr gefährliche „plötzliche Öffnen“ herbeiführen.

Eine weitere Gefahr für die Rohrleitung liegt in Luftansammlungen, die zu explosionsartigen Entladungen, Schwingungen und Schlägen Anlaß geben können. Luftansammlungen sind daher durch sachgemäße Gefällsausbildung und betriebssichere Entlüftung unvermeidlicher Scheitelpunkte zu verhüten (Abb. 591).

In Frostzeiten muß in allen nicht durch Eindeckung oder Isolierstoffe unbedingt geschützten Rohrleitungen ständig eine Mindestwassermenge  $Q_{Fr}$  fließen, die nach der Erfahrungsregel von Ingenieur Boucher<sup>3</sup> sich berechnet aus:

$$3600 Q_{Fr} = \frac{|t_a| - \frac{t_w}{2}}{20 t_w} \cdot O.$$

$t_a$  = tiefste Lufttemperatur (=  $-20^{\circ}$  C),

$t_w$  = Eintrittstemperatur des Wassers (=  $-1^{\circ}$  C),

$O$  = luftberührte Rohroberfläche (=  $1 \text{ m}^2$ ).

Mit den eingeklammerten Annahmen folgt: „Stündlicher Wasserbedarf gleich  $1 \text{ m}^3$  auf  $1 \text{ m}^2$  Rohroberfläche.“

An allen Tiefpunkten der Rohrleitung ist für dauernde Ableitung des oft reichlichen Schwitzwassers zu sorgen.

### 7. Nebeneinrichtungen von Rohrleitungen.

Einsteigöffnungen. Eine Rohrleitung von 0,4 m lichte Weite kann zur Not noch von einem Jungen (angeseilt!) auf kurze Strecken bekrochen werden.

<sup>1</sup> Hürzeler: Zur statischen Berechnung des Fixpunktes. Handschrift von 1920 und Schweiz. Bauztg.

<sup>2</sup> Bundschu: Druckrohrleitungen. Berlin: Julius Springer 1929.

<sup>3</sup> Ludin: Wasserkräfte 1913 S. 1177.

Von 0,6 m lichte Weite ab können Rohrleitungen auf längere Strecken frei befahren werden. Man wird mindestens alle 500 m und jedenfalls am unteren Ende der Leitung eine Einsteigemöglichkeit (Abb. 315) vorsehen.

Be- und Entlüftungseinrichtungen sind am besten in Form selbsttätiger Schwimmerventile hinter dem Absperrorgan am Einlauf zur Lüftung

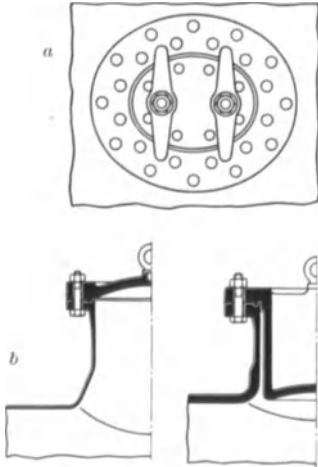
bei Entleerung und Füllung der Leitung anzuordnen. Standrohre (Abb. 316) sind bei Versagen vorgesehener elektrischer Heizung frostgefährdet und bei stärkeren



Druckschwankungen ohnedies ungeeignet.

Entlüftungshähne sind, gut zugänglich, an allen vorhandenen Scheitelpunkten anzuordnen.

Manometer. Zur Überwachung von Drucksteigerung und Druckabfall empfiehlt es sich, das Manometer an der Turbine mit einem Maximum- und Minimumzeiger zu versehen und die Manometerscheibe abschließbar einzurichten. Bei größeren Anlagen ist ein selbstregistrierendes Manometer angebracht. Außerdem wird man an Punkten der Rohrleitung, an welchen ein Abreißen zu befürchten ist, Manovakuummeter mit Maximum- und Minimumzeiger anbringen.



## 8. Schutzanstriche.

Offen verlegte Eisen- und Holzrohre sind mit einem zuverlässigen Schutzanstrich zu versehen. Nur die

Abb. 315. Mannloch für Turbinrohrleitung. a Bei niedrigem Druck (für offen verlegte Rohre) (Tubi Togni). b Bei hohem Druck (für verdeckt verlegte Rohre). (Wkr. 1913.)

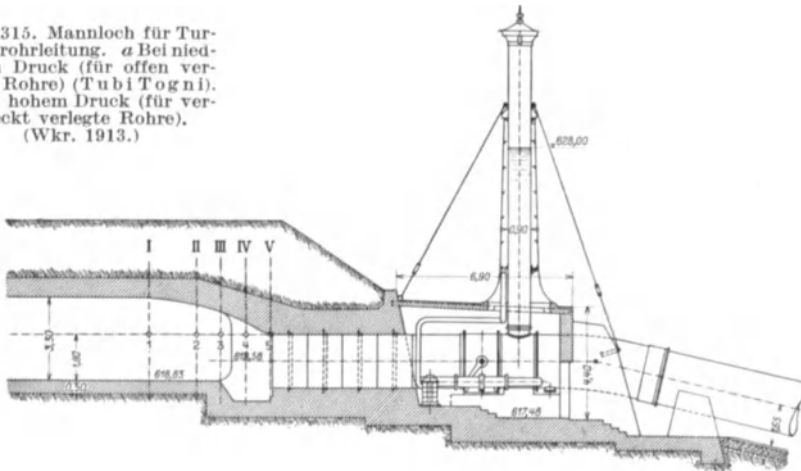


Abb. 316. Belüftungsstandrohre mit elektrischer Beheizung und Rohrbruchsicherung, Kanderwerk. (Wkr. 1913.)

einzubetonierenden Teile bleiben ungestrichen. Eisenrohre werden in der Fabrik entweder heiß asphaltiert oder mit Mennige grundiert, nach Verlegen ausgefleckt und mit einem ein- oder mehrmaligen Deckanstrich mit einer bituminösen Anstrichmasse oder einer guten Eisenanstrichfarbe versehen. Für Ölfarben wird neuerdings das weniger wasserdurchlässige Holzöl dem billigeren Leinöl vorgezogen. Als Schutz gegen starke Temperatureinflüsse sind helle Farbstoffe, besonders das, auch mechanisch widerstandsfähige, Aluminiumpulver zu empfehlen (wichtig für offene zusammenhängende Leitungen!). Neuerdings sind Verfahren zum fabrikmäßigen Aufschmelzen von

Spezialmassen ausgebildet<sup>1</sup>, die eine Schutzhaut von hoher chemischer und mechanischer Widerstandsfähigkeit liefern sollen.

### 9. Unterteilung in mehrere Rohrstränge.

Erreicht der Durchmesser eine gewisse Größe, so kann es aus konstruktiven und Transportgründen vorteilhaft sein, die Leitung in zwei oder mehrere Rohrstränge zu unterteilen. Wie Bauersfeld nachwies [s. auch Gleichung (214)], nimmt Gewicht und Reibungsverlust einer Rohrleitung in  $n$  Strängen, deren jeder für  $1/n$  der Werksvollwassermenge in wirtschaftlich günstigster Weise gerechnet ist, das  $\sqrt[n]{n}$ -fache des Wertes an, der für die einfache Leitung gilt (z. B. für  $n = 2$ ;  $\sqrt[2]{2} = 1,104$ ).

Eine Zerlegung ist also nur dann wirtschaftlich, wenn der Nachteil der Zunahme des Gewichtes und des Reibungsverlustes durch den Vorteil der einfacheren Herstellung und des bequemereren Transportes aufgehoben wird. Die Unterteilung hat aber außerdem noch den Vorteil, daß bei Ausfall eines Rohrstranges der Betrieb mit dem anderen aufrechterhalten bleiben kann.

Öfters findet man auch die Anordnung, daß erst von einer gewissen Druckhöhe ab die Rohrleitung mit einem Hosenrohr in zwei Rohrstränge unterteilt wird.

Der erforderliche Lichtabstand zwischen den Strängen richtet sich nach den Bedürfnissen des Unterhaltungsdienstes ( $\geq 0,6$  m).

## B. Bauarten und Baustoffe.

### 1. Allgemeines.

Zwei Bauarten stehen allgemein, ohne Rücksicht auf den Baustoff, bei größeren Rohrleitungen zur Wahl:

1. Leitungen aus abgelängten „Fabrikrohren“, mit am Ort zu schließenden Rohrverbindungen.

2. „Fortlaufend am Ort“ gebaute Leitungen (kontinuierliche Bauart).

Die erste Bauart kürzt durch Übertragung der Hauptherstellungsarbeit in die Fabrik oder Baustellenwerkstatt die von der Witterung abhängige Verlegearbeit zugunsten der Wirtschaftlichkeit und der Güte der Arbeit aufs äußerste ab. Im allgemeinen wird man daher, wenn es die Zugänglichkeit der Baustelle und die Rohrabmessungen erlauben, der Verwendung von fabrikfertigen Rohren den Vorzug geben (Ausnahmen s. bei Holzrohren). Wo nicht etwa Anfuhr zu Schiff möglich ist, setzen die Lichtraumprofile der Eisenbahnen den Abmessungen der Fabrikrohre eine Grenze, die für normalspurige Hauptbahnen etwa bei  $d = 2,8$  und  $l = 8$  bis  $15$  m liegt und die nur durch Verwendung von Sonderwagen noch auf größere Längen und bis  $d = 3,3$  m erweitert werden kann.

Die allgemeinen Anforderungen an die Baustoffe ergeben sich aus den besonderen Betriebsanforderungen an Kraftwasserrohrleitungen, welche sind:

1. Große Glätte, um hohe Geschwindigkeit mit möglichst kleinen Fallverlusten zu erreichen.

2. Vollkommene Wasserdichtigkeit.

3. Hohe Festigkeit und Elastizität, um die oft sehr hohen Druck- und Stoßbeanspruchungen beim Verlegen und im Betrieb sicher aushalten zu können.

4. Dauerhaftigkeit bei vielerlei mechanischen und chemischen Angriffen durch trübes, saures u. a. Betriebswasser, durch Witterung und angreifende Bodenbestandteile.

Als Baustoffe finden wir verwandt: Eisen, Zement mit verschiedenartigen Zuschlägen und Holz.

<sup>1</sup> Patent der Mannesmannwerke.

## 2. Eiserne Rohre.

Gußeisen wird in fabrikfertigen Muffen- und Flanschenrohren, handelsmäßig  $l \leq 4,0$  m und  $d \geq 1,2$  m, auf Bestellung auch in größeren Weiten, verwendet. Zur Abschwächung des angeborenen Fehlers der Gußrohre, ihrer ungleichen Wandstärke, müssen sie stehend gegossen sein. Trotzdem gibt man vorsichtshalber zur errechneten Wandstärke [Gleichung (225)] noch 7 mm Zuschlag, auch mit Rücksicht auf

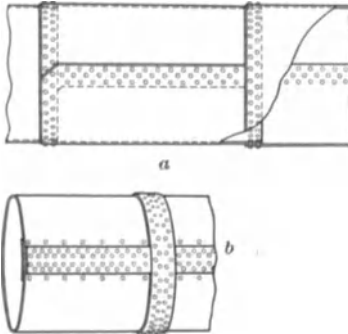


Abb. 317. Nietnähte von Rohrleitungen (Scobey). a Einfach überlappte Naht. b Verlaschte Naht.

Möglichkeit versteckter Gußfehler. Gußhaut und hoher Kohlenstoffgehalt bedingen natürliche hohe Widerstandsfähigkeit gegen Korrosion, die aber durch äußere und innere Schutzanstriche und Umwicklung mit asphaltgetränkter Jute auch den Stahlrohren ferngehalten werden kann. Auch der niedrigere Gewichtseinheitspreis kann die sonstigen großen Nachteile der Gußrohre nicht wettmachen, welche sind: Empfindlichkeit gegen Schläge (bei Umladen und Verlegen) und Stöße (im Betrieb), niedrige Zug- und

Biegefestigkeit ( $k_{zul} \geq 3 \text{ kg/mm}^2$ ), hohes Einzelrohrgewicht, große Zahl der Rohrstöße. Gußrohre werden daher im Wasserkraftbau kaum mehr verwendet.

Der basische Siemens-Martin-Flußstahl ist der vorherrschende Baustoff der eisernen Kraftwasserrohre. Er wird in Form von Walzblechen in Fabrik

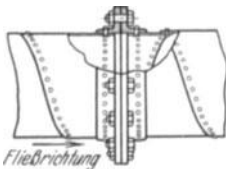


Abb. 318. Spiralnietung (Scobey).

oder auf Baustelle zu genieteten oder geschweißten, in Form von Blöcken zu nahtlos-geschmiedeten, -gezogenen oder -gewalzten Fabrikrohren verarbeitet. Der verwendete Stahl ist des näheren für genietete und geschweißte Rohre ausgesprochen „weicher“ Flußstahl mit 34 bis 45  $\text{kg/mm}^2$  Zugfestigkeit, 18 bis 20  $\text{kg/mm}^2$  Streckgrenze und 22 bis 25% Bruchdehnung; für nahtlose Rohre und höchste Beanspruchungen ( $\gamma H \cdot d$ ) sind es „hochwertige“ Stähle wie St. 34,29 oder 55,29 (letzterer mit 55 bis 65  $\text{kg/mm}^2$  Zugfestigkeit, 35 Streckgrenze und  $\sim 15$  bis 18% Bruchdehnung).

Die Bleche der, bis zu größten Weiten ausführbaren, genieteten oder geschweißten Rohre werden (auch für fortlaufende Baustellenleitungen) in der

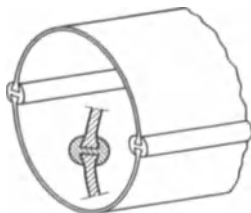


Abb. 319. Amerikanisches Rohr mit Klemmleiste (Lock pipe).

Fabrik fertig gebogen (kalt bei  $\frac{d}{s} \geq 100$ , darunter warm) und durch Längs- und Quernähte verschiedenster Ausbildung verbunden.

Genietete Rohre erhalten (Abb. 317) je nach Beanspruchung und Blechstärke 1 bis 3fache Nietreihen und einfach-überlappte, einseitig verlaschte Nähte (beide zusätzliche Biegungsspannungen verursachend!), oder doppelt verlaschte. Stark vorstehende Nietköpfe, vorstehende Rohrschuß- oder Laschenkanten erhöhen den hydraulischen Widerstand wesentlich (s. S. 178). Das

tote Mehrgewicht der Überlappungen, Laschen und Nieten beträgt 15 bis 30% des idealen, aus Blechstärke und Lichtweite allein berechneten, Rohrgewichtes. Die Nähte müssen verstemmt werden, um dicht zu halten, dadurch ist eine Mindestblechstärke von 6 bis 7 mm vorgeschrieben.

Eine besondere nordamerikanische Bauweise stellt das spiralgenietete Rohr dar, das bei kleineren Lichtweiten durch seine Steifigkeit und Wirtschaftlichkeit empfohlen wird (Abb. 318).

Eine andere speziell amerikanische Ausführung ist das Rohr mit Klemmleiste (Abb. 319).

Schweißnähte (Abb. 320) bildet man stumpf, keilig oder überlappt aus (die Reihenfolge kennzeichnet den Gütegrad, vgl. S. 316).

Stumpfe und keilige Nähte werden im Wege der „Schmelzschweißung“ (dem Lötverfahren verwandt) geschlossen und können außerdem durch Aufschweißen von Deckklaschen, wenn nötig, verstärkt werden (z. B. hochbeanspruchte Längsnähte). Die überlappte Schweißnaht wird durch Aufeinanderlegen der vorher keilig zugerichteten Blechränder gebildet und schrittweise von einem Ende zum anderen vorrückendes beidseitiges Erhitzen und gleichzeitiges (Abb. 321) Pressen oder Hämmern in Spezialmaschinen geschlossen. Der Werkstoff wird hierbei im wahren Wortsinne (ohne Zugabe von Schmelzgut) in sich verschweißt (Schmiedeschweißung). Hierdurch wird eine Schweißnaht von höchstem Gütegrad (nachweisbar 90 bis 95%, Gewährleistung 85 bis 90%!) erzielt. Um das glatte Blech voll ausnutzen zu können, empfiehlt es sich, die Schweißnaht so anzurichten, daß sie um 11 bis 17% dicker als das glatte Blech ausfällt.

Dem Erhitzungsverfahren nach unterscheidet man autogene, elektrische und Wassergasschweißung. Autogene und elektrische Schweißung sind als Schmelzschweißung auch im Gelände anwendbar, wobei allerdings auf die wertvolle mechanische Bearbeitung der Schweißstelle verzichtet werden muß. Autogenschweißung ist am billigsten und vor allem für stumpfe und keilige Rundnähte zur Herstellung langer fugenloser Rohrstränge geeignet. Sie arbeitet hier bei Beschränkung auf kleinere Blechstärken und Beanspruchungen  $H \cdot d$  unter etwa 80 (t/m) zufriedenstellend. Die Längsnähte der einzelnen dabei verwendeten Rohrschüsse werden meist in der Weise hergestellt, daß in der Fabrik das ebene Blech nach Erhitzung beider Längsränder durch Ziehen über einen Dorn zum Zylinder umgebildet und gleichzeitig die dabei zur Deckung oder Stumpfberührung gekommenen Ränder durch Pressen oder Hämmern miteinander verschweißt werden (sog. patentgeschweißte Rohre).

Elektrische Schweißung ergibt eine sehr gleichmäßige Durchhitzung der Schweißstelle und ist neuerdings mit Erfolg auch im Felde für große Beanspruchungen verwandt worden ( $d = 4,0$  m,  $H = 190$ ,  $s = 31$  mm bei überlappten Quer- und überlaschten stumpfen Längsnähten)<sup>1</sup>.

Wassergasschweißung wird fast ausschließlich als überlappte Fabrik-schweißung ausgeübt. Die wichtige Frage des Ausgleichs der bei jeder Schweißarbeit durch die örtliche Erhitzung und Wiederabkühlung bedingten hohen Nebenspannungen ist bei Schweißung in der Fabrik einwandfrei lösbar durch nachträgliches Ausglühen der fertigen bis zu 8 bis 9 m langen Rohre in besonderen Öfen unter gleichzeitiger mechanischer Bearbeitung und Nachformung.

Die erreichbaren Abmessungen der Fabrikrohre sind verschieden je nach dem Herstellungsverfahren.

Für die Lichtweiten genieteteter und geschweißter Rohre besteht, abgesehen von den Verfrachtungsbedingungen keine Beschränkung.



Abb. 320. Schweißnähte.

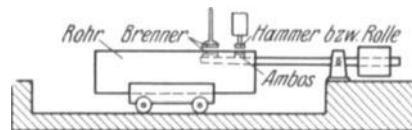


Abb. 321. Maschine zur Herstellung überlappter Schweißnähte (Mannesmannwerke).

<sup>1</sup> Escher-Wyss Mitt. 1928 Heft 3 und 1929 Heft 5.



Für nahtlose Rohre ist die größte erreichbare Lichtweite etwa im Ehrhardverfahren  $\sim 2,5$  m, im Mannesmannschrägwalzverfahren  $\sim 1,7$  m, im Ziehverfahren  $\sim 0,6$  m.

Die erreichbaren, besser: noch als zulässig empfehlenswerten Wandstärken sind: bei autogener Stumpfschweißung etwa 3 bis 15 mm, bei elektrischer Schweißung im Gelände 5 bis 40 mm, bei elektrischer und Wassergasschweißung in der Fabrik 5 bis 80 mm.

Hiernach kann man in der Regel rein technisch allen tatsächlich vorkommenden Beanspruchungen  $H \cdot d$  entsprechen, ohne in der Unterteilung der Werkwassermenge auf mehrere Rohrleitungen zu weit gehen zu müssen.

Reifenrohre. Für Fälle sehr großer Werkwassermengen oder wenn die ungleichmäßige Spannungsverteilung und damit verbundene unvollkommene Werkstoffausnutzung dickwandiger Rohre (S. 316) sich fühlbar macht, kann es wirtschaftlich sein, statt glatter, bereifte (bandagierte) Rohre zu verwenden. Ihrem Aufbau liegt der Gedanke zugrunde, auf ein glattes Rohr kleiner oder mittlerer Wandstärke äußere, geschmiedete Stahlreifen mit Vorspannung aufzuziehen. Im leeren Zustande bestehen in einem solchen Rohr im Blechmantel Ringdruckspannungen, in den Reifen Ringzugspannungen. Unter Betriebswasserdruck  $H$  soll in beiden Bestandteilen annähernd die gleiche Ringzugspannung bestehen. Hiernach ist unter Berücksichtigung der nebenher vorhandenen radialen Druckspannungen die Vorspannung zu wählen.

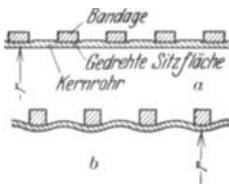


Abb. 322. Reifenrohre (bandagierte Rohre).  
a Heiß aufgeschumpfte Reifen. b Autotrettierte (kalt-gereckte) Rohre.

Herstellungsverfahren von Reifenrohren gibt es zwei:

1. das Warmaufschumpferverfahren und
2. das Kalteinpreßverfahren.

Das Aufschumpfen der nur im erhitzten Zustande auf das kalte Mantelrohr frei passenden Reifen ist das gebräuchlichste und bewährteste Verfahren (Abb. 322). Bei größeren Wand- und Reifenstärken wird durch äußeres Abdrehen des Mantelrohres an den Reifensitzstellen die notwendige gleichmäßige Druckübertragung ohne Nebenbiegungsspannungen sichergestellt<sup>1</sup> (Abb. 322). Durch stetige Veränderung des Abstandes der Reifen und Wahl abgestufter Reifenquerschnitte ist eine weitgehende Anpassung an den idealen Werkstoffbedarf in geneigt zu verlegenden Druckleitungen ermöglicht.

Beim Kalteinpreßverfahren („autofrettage“) wird das aus besonders weichem Stahl hergestellte dünnwandige Mantelrohr nach Auflegen der kalt überzustreifenden Reifen in der hydraulischen Prüfmaschine bis über die Streckgrenze abgepreßt und so in ein Flachwellrohr mit Reifen in Vorspannung verwandelt (Abb. 322). Abb. 766a in NWK. zeigt ein in Norwegen ausgeführtes Reifenrohr (Glomfjord).

Stoßverbindungen. An Grundformen stehen zur Verfügung: Muffen mit und ohne mechanische Sicherung gegen Herausdrücken der Dichtung oder Auseinanderziehen der Rohre, Überschiebemuffen, schließlich feste und lose Flanschen. Die Muffen müssen so steif sein, daß das Verstemmen der Hanfstrick- oder Bleiwolledichtung einwandfrei gelingt. Durch unterschrittene Form oder angeschraubten Sicherungsring (für hohe Drucke) muß das Herausschleudern der Packung verhindert sein. Flanschen müssen so steif sein, daß sie sich unter dem zur Dichtung nötigen Schraubenzug nicht merklich verbiegen; durch Rillen geeigneter Ausbildung müssen sie die eingelegten Dichtungen (Preßpapp-, Hartbleiring, Gummischnur) unbedingt festhalten.

Gußrohrmuffen und -flanschen dürfen, da längst normalisiert, als bekannt vorausgesetzt werden.

<sup>1</sup> Patent der Mannesmannwerke.

Für Stahlrohre gibt es eine sehr große Zahl verschiedenster Ausführungen, aus denen Abb. 323 eine Auswahl der festzustellenden Haupttypen gibt.

Da gedrehte, aufgezoogene Flanschen oder Flanschbunde teuer sind, hat man die Stauchbarkeit des weichen Stahls bei geringen Wandstärken zur Ausbildung gebördelter Flanschen mit losen Ringen oder gebördelter und nach Bedarf verstärkter Muffen benutzt.

Ein Vorzug der Muffenleitungen gegenüber den zugfesten (Flanschen- oder endlos geschweißten) Leitungen ist, daß das Spiel der einzelnen Muffen die Längsbewegungen und -kräfte verteilt und verkleinert. Ist der Baugrund des Rohrgrabens gut und dauernd trocken, so wird man unter Umständen bei nicht zu hohem Wasserdruck auch bei einer Muffenleitung die Festlegung voll dem umgebenden Erdreich zuweisen können, so daß der Aufwand für besondere Betonfestpunkte ganz oder teilweise erspart wird.

Bei offener Verlegung einer Muffenleitung muß, mindestens auf steileren Strecken, jedes Rohr einzeln festgelegt werden, weil sonst einseitiges Wandern

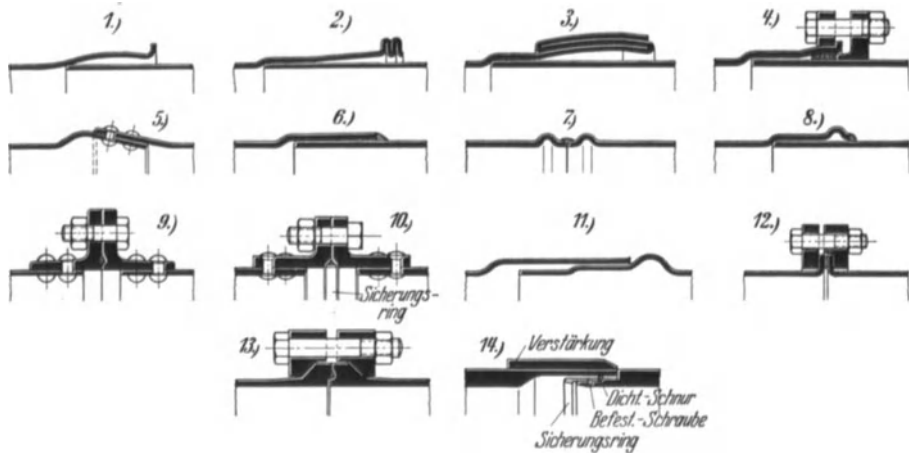


Abb. 323. Stoßverbindungen für stählerne Druckrohre. 1—3 Bördelmuffen (2 mit Verstärkung) (Schweißrohrverband). 4 Bördelmuffe mit losem Sicherungsflanschring (Mannesmannwerke). 5 Nietmuffe (Mannesmannwerke). 6 Schweißmuffe (Schweißrohrverband). 7 Stumpfer Schweißstoß mit Dehnungsrillen (Patent Kunze, Göppingen). 8 Schweißmuffe mit Dehnungsrille (Patent Kunze, Göppingen). 9 Winkelflanschverbindung (Gehr. Sulzer, Ludwigshafen). 10 Winkelflanschverbindung mit von innen auswechselbarer Dichtungsschnur (Bell & Co., Kriens). 11 Innenmuffe (Patent Schweißrohrverband). 12 Bördelflanschverbindung mit losen Flanschringen (Schweißrohrverband). 13 Bundflanschverbindung mit losen Flanschringen für Rundgummidichtung (Mannesmannwerke). 14 Innenmuffe für dickwandige Röhren (Druckschächte) (Patent Mannesmannwerke).

des Rohrstranges (unter der Wirkung von Schleppkraft, Temperaturänderungen, Eigengewicht) und damit Klaffen oder Ausknicken einzelner Muffen möglich ist. Unter Umständen müssen gegen das Ausknicken in gewissen Abständen Bügel angeordnet werden, die aber das freie Spiel der Temperatur-, Querdehnungs- usw. -Bewegungen nicht hindern.

### 3. Zementrohre.

#### a) Grundsätzliches über Zementrohre.

a) Allgemeines. Die Wandstärke eiserner Rohre kann in der Regel nicht unter 5 mm gewählt werden, z. B. mit Rücksicht auf Steifigkeit, Rostsicherheit und Nietmöglichkeit. Dabei ist aber meist die Festigkeit des Baustoffes bei kleineren und mittleren Druckhöhen nicht mehr voll ausnutzbar. Diese Tatsache und die ungünstige wirtschaftliche Entwicklung der letzten 14 Jahre mit ihrer Verteuerung der Herstellung und Verlegung eiserner Rohre, haben dazu geführt, gerade für das Gebiet der geringeren Drucke, dem Eisenbeton mehr Aufmerksamkeit zu schenken. Das Eisenbetondruckrohr ist heute soweit

entwickelt, daß es in vielen Fällen dem Eisenrohr gleichwertig, wenn nicht sogar auf Grund besonderer örtlicher Bedingungen oder allein durch die Vorzüge des Baustoffes überlegen ist.

Betonrohre ohne Eisenbewehrung kommen beim Ausbau von Wasserkraften nur in kleineren Lichtweiten etwa bis zu 0,80 m, und zwar nur für drucklose Leitungen vor. Aus Gründen der Sicherheit gegen außerbetriebliche Beanspruchungen beim Transport und Einbau gibt man jedoch auch solchen Rohren eine schwache Eisenbewehrung. Als Druckrohr haben nur die eisenbewehrten Betonrohre Bedeutung. Hierbei werden zwei Arten unterschieden:

1. die unterteilte Rohrleitung aus fabrikmäßig hergestellten Rohren, je nach der Lichtweite in Längen von 2 bis 5 m,
2. die zusammenhängende Rohrleitung, in der Baugrube fortlaufend hergestellt.

**b) Baustoffe.** Mit Rücksicht auf die Lebenswichtigkeit der Druckrohrleitung für das Wasserkraftwerk und die auftretenden hohen Beanspruchungen werden nur hochwertige Baustoffe verwandt. Von großer Wichtigkeit für die verlangte hohe Betonzugfestigkeit ist die Güte des Zementes. Zur Erreichung höchster Dichtigkeit — meist gleichbedeutend mit größter Zugfestigkeit — werden die Zuschlagstoffe — Sand, Kies, Splitt — nach bestimmten Verhältnissen der Korngrößen zusammengesetzt, wobei auch für große Rohrweiten die Höchstkorngröße nicht über 15 mm betragen soll. Die Eiseneinlagen werden aus dem üblichen Handelsflußstahl hergestellt. Hochwertiger Stahl bietet demgegenüber keine Vorteile, da die Dehnungen beider Stahlorten innerhalb des hier zulässigen Spannungsbereiches sich nur wenig unterscheiden. Die Größenordnung der vorkommenden Bewehrungsgrade ist 0,5 bis 4%, die der Zementbeigabe 350 bis 400 kg auf 1 m<sup>3</sup> fertigen Betons, die Betonkonsistenz weich bis dickflüssig.

**c) Beanspruchung.** Eisenbetonrohre werden heute in der Regel so berechnet, daß die aus Wasserdruck, Eigengewicht und Erdüberlast herrührenden Zugkräfte mit geringer Bruchsisicherheit vom Beton allein aufgenommen werden, weil eine Verschiebung dieser Zugkräfte auf die Eisenbewehrung ein vorheriges Reißen der Betonschale verlangen würde. Die Bewehrung wird daneben aber mit 3 bis 4facher Bruchsisicherheit so berechnet, daß sie auch beim Aufreißen der Schale den vorgeschriebenen Wasserdruck allein aushalten kann.

Die Erfahrungen mit Eisenbetonrohren auch für höhere Drücke haben gezeigt, daß die veraltete Forderung nur geringer zulässiger Betonzugspannungen nicht aufrechtzuerhalten ist. Allgemein ist heute schon bei Eisenbetonrohren eine Betonzugspannung von 12 bis 15 kg/cm<sup>2</sup> zulässig, sie wurde aber auch schon wesentlich höher gewählt. So ist bei der Eisenbetondruckrohrleitung des Itterkraftwerkes eine größte Zugbeanspruchung des Betons von 28 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen worden<sup>1</sup>. Im Ausland, so in Amerika und Frankreich, ging man erfolgreich noch weiter und stellte fest, daß bei einer rechnerischen Zugbeanspruchung von 35 kg/cm<sup>2</sup> die Rohre vollkommen rissefrei und wasserdicht blieben. Man erklärt dieses Verhalten der Rohre angesichts der rechnerisch nachgewiesenen Überschreitung der Betonzugfestigkeit damit, daß die starke Aufteilung der Bewehrung die Rißbildung nur in Form feinsten, mit dem Auge nicht wahrnehmbarer Risse zuläßt. Diese Haarrisse werden durch die Trübstoffe des Wassers alsbald geschlossen; durch die Rißbildung ist aber die Entlastung des Betons, gleichzeitig die Beanspruchung der Bewehrung herbeigeführt. Um allgemein über die Zugfestigkeit des Betons Aufschluß zu erhalten, sind verschiedentlich Versuche durchgeführt worden, so z. B. beim Bau der Druckrohrleitung für die Mittlere Isar A.G. — Schleuderbetonrohre System Vianini —, und zwar einmal Versuche über die günstigste Kornzusammensetzung an

<sup>1</sup> Beton u. Eisen 1927 S. 25.

Probekörpern von Professor Graf und über die Materialeigenschaften an geschleuderten Rohren auf der Baustelle (Scheiteldruckfestigkeit) und in der Materialprüfungsanstalt in Zürich auf Veranlassung der Internationalen Siegwartbalken Gesellschaft in Luzern<sup>1</sup>. Während Graf an gestampften Prismen eine Biegezugfestigkeit von 37 kg/cm<sup>2</sup> fand, stellte man bei Prüfung der geschleuderten Rohre auf Scheiteldruckfestigkeit eine mittlere Biegezugfestigkeit von 80 kg/cm<sup>2</sup> fest, also mehr als die doppelte Festigkeit der gestampften Prismenkörper, eine Feststellung, die Beweis ist für den Vorteil der Schleuderbetonrohre gegenüber den Stampfbetonrohren. In der Materialprüfungsanstalt in Zürich erhielt man (nach Professor Roš) bei den Versuchskörpern nach 28tägiger Lagerung folgende Werte: bei nicht geschleuderten Körpern: Zugfestigkeit = 32 kg/cm<sup>2</sup>, Druckfestigkeit = 470 kg/cm<sup>2</sup>; bei geschleuderten Körpern: Zugfestigkeit = 60 kg/cm<sup>2</sup>, Druckfestigkeit = 420 kg/cm<sup>2</sup>. Bei den eigentlichen Rohrversuchen fand man bei einer Einzelbelastung in Rohrmitte eine mittlere Biegefestigkeit von 45 kg/cm<sup>2</sup>, bei linienhafter Scheitelbelastung im Mittel eine Biegezugfestigkeit von 60 kg/cm<sup>2</sup> und für die Ringzugfestigkeit 40 kg/cm<sup>2</sup>. Als Ergebnis der Festigkeitsuntersuchung wurden für die Berechnung von überdeckten und unter Innendruck stehenden Rohren folgende Anhaltspunkte aufgestellt:

1. daß die Ringspannungen aus dem Wasserinnendruck den  $\frac{1}{2,5}$ -fachen Betrag der wirklichen Betonzugfestigkeit von 40 kg/cm<sup>2</sup> nicht erreichen sollen,

2. daß die größte Randfaserzugspannung aus Längskraft und Biegemoment nur den  $\frac{1}{1,5}$ -fachen Betrag der Beanspruchung beim Auftreten der ersten sichtbaren Risse ungefähr 60 kg/cm<sup>2</sup> ausmachen soll,

3. und daß die größte Zugspannung der Bewehrungsseisen ohne Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit 1200 kg/cm<sup>2</sup> nicht überschreiten soll.

Die Wirtschaftlichkeit verlangt, daß die Betonzugfestigkeit als zuverlässiger (z. B. durch Vorversuche festzustellender) Faktor in der Berechnung erscheint, damit das Rohr sowohl rissfrei bleibt, als auch der Eisenverbrauch gegenüber dem des Blechrohres wesentlich zurücktritt. Bei Eisenbetonrohren ist nach Emperger<sup>2</sup> die Bruchgrenze mit dem Auftreten der ersten Risse gegeben. Es kommt weniger auf den üblichen Sicherheitsgrad des allgemeinen Betonbaues als auf die Rissfreiheit des Betons an, so daß man mit der zulässigen Zugfestigkeit bis nahezu an die Grenzfestigkeit selbst gehen kann. Wird eine niedrige zulässige Spannung vorausgesetzt, so fallen die Rohrwandungen unwirtschaftlich stark aus und verlieren zugleich unvorteilhafterweise an Elastizität.

Nach den Betonbestimmungen sind heute die Normenfestigkeiten des Zementes nach 28tägiger Lagerung für Handelszement:

Druckfestigkeit . . . . .	350 kg/cm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit . . . . .	30 „

für hochwertigen Zement:

Druckfestigkeit . . . . .	500 kg/cm <sup>2</sup>
Zugfestigkeit . . . . .	40 „

Auf die besondere Bedeutung der Zugfestigkeit des Zementes, insbesondere der hochwertigen Zemente hat u. a. Spangenberg nachdrücklich hingewiesen<sup>3</sup>. Einseitige Steigerung der Druckfestigkeit des hochwertigen Zementes ist unzweckmäßig. Die Verhältniszahl  $n$  soll nach Spangenberg mit Rücksicht auf die Abnahme der Dehnungszahl bei wachsendem Zementgehalt etwa 8 bis 10 sein. Das Verhältnis der reinen Zugfestigkeit zur Biegefestigkeit soll ungefähr 0,5 sein, bei besonders sorgfältig hergestellten Rohren mit Nachbehandlung vergrößert sich der Wert auf etwa 0,65.

**d) Wasserdichtigkeit.** Für die Dichtigkeit (und Zugfestigkeit) des Betons ist neben sorgfältigster Bauausführung die Auswahl und Behandlung der

<sup>1</sup> Graf: Beton u. Eisen 1928 S. 2f.

<sup>2</sup> Emperger: Beton u. Eisen 1923 S. 223.

<sup>3</sup> Spangenberg: Beton u. Eisen 1927 S. 16.

Betongrundstoffe entscheidend. Die vorteilhafteste Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe ist diejenige, die bei einem günstigen Verhältnis der groben und feinen Bestandteile den geringsten Zement- und Wasserbedarf erfordert. Richtgebend hierfür sind die Kornverteilungskurven („Siebkurven“), die nach Fuller und Graf stetig, nach Ludin unstetig, treppenförmig sein müssen, um optimale Dichtigkeit zu ergeben<sup>1</sup>. Hinsichtlich der Dichtigkeit (nicht der Festigkeit!) ist Naturkies und -sand dem durch Quetschen und Mahlen hergestellten überlegen. Grundlegend für ideale Wasserdichtigkeit ist, daß Bildung von Oberflächenrissen im Beton und damit Durchfeuchtung verhütet wird. Die Bildung durchgehender Risse muß unter allen Umständen ausgeschlossen sein. Eine wichtige Rolle spielt hierbei der Wasserzementfaktor (Gewichtsverhältnis von Wasser zu Zement), den die Amerikaner mit  $\frac{W}{Z} = 0,53^2$  angeben. Die Durchlässigkeit des Betons nimmt bei plastischer Anmischung mit steigendem Wasserzementfaktor ( $\frac{W}{Z} > 0,6 - 0,7$ ) zu.

e) **Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Abnutzung und chemische Einflüsse.** Betonmischung nach dem Prinzip des Hohlraumkleinstwertes und hoher Zementgehalt verleihen den Eisenbetonrohren besonders hohen Abnutzungswiderstand (Schleifversuche von Bauschinger, Garys Sandstrahlversuch). Während somit Betonrohre den auftretenden mechanischen Abnutzungswirkungen (sandführendes Betriebswasser, ist selten) durchaus gewachsen sind, ist ihre Widerstandsfähigkeit gegen chemische Angriffe weniger leicht sicherzustellen.

Als angreifende Stoffe kommen in Frage: Alkalien, Säuren und Salze im Betriebswasser und, bei eingebetteten Rohren auch im Grundwasser und im Boden selbst. Schon das fast chemisch reine Wasser kalkfreier Formationen ist dem ungeschützten Betonrohr sehr gefährlich, um so mehr, wenn es freie Kohlensäure (von überschwemmten Pflanzen!), Humussäuren enthält. Sehr gefährlich sind Böden mit höherem Gehalt an Sulfaten (Gips), Magnesiumsalzen und freien Säuren (Moor). Daher sind zunächst gründliche Analysen des Betriebs- und Außenwassers sowie des Bettungsbodens jedenfalls notwendig. In der geringen Wasseraufnahmefähigkeit der sachgemäß hergestellten Rohrschale, die das Eindringen schädlicher Flüssigkeiten erschwert, liegt schon ein „natürlicher“ Schutz des Eisenbetonrohres gegen chemische Einflüsse „normaler“ Stärke. Bei übernormaler Stärke dieser Einflüsse (weichem, saurem Wasser, saurem Boden) muß der Schutz aber wesentlich verstärkt werden. Hierzu dienen bitumenhaltige Schutzanstriche, je nach Betonmischung und -verarbeitung unmittelbar auf diesen oder auf einen besonderen Dichtungsputz aufgetragen, und säurebeständigere Zemente (Traßzusatz, Hochofenzement, Schmelzzement). (Ein leicht rauher, mit Bürste aufgetragener Putz ist als Anstrichgrund einem ganz glatt geriebenen Stahlputz überlegen).

f) **Hydraulische Leistungsfähigkeit.** Die Reibungsverluste sind in Eisenbetonrohren, ausweislich zahlreicher Untersuchungen<sup>3</sup> meist nicht größer als in neuen nahtlosen Stahlrohren. In vieljährigem Betrieb wird sich in der Regel das Eisenbetonrohr jedem Eisenrohr als hydraulisch überlegen erweisen. Versuche von Professor Staus, Eßlingen ergaben, daß z. B. Schleuderbetonrohre schon anfangs einen um 13 bis 16% kleineren Druckabfall gegenüber neuen gußeisernen Muffenrohren aufweisen und daß in einer mehrjährigen

<sup>1</sup> Erstmals vom Verfasser 1913/14 beim Bau des Murgkraftwerkes experimentell als Möglichkeit nachgewiesen (D.R.P.a).

<sup>2</sup> Engng. News Rec. 2. Mai 1929.

<sup>3</sup> Scobey: In U. S. Dep. Agric. Bull. — Wilcox: Bull. Univ. Wash., Engng. exper. Stat. 1924 Nr. 27. — Scimemi (Asbestzementrohre): Jb. Ing.-Schule Padua 1925. — Ludin: Mitt. Inst. Wasserbau Nr. 13. Berlin 1932.

Betriebsdauer die Druckverluste des Betonrohres um rund 11 bis 17% abnehmen können, weil sich eine reibungsvermindernde Kolloidschicht aus harmlosen Algen bildet, welche die Schlüpfrigkeit erhöht (vgl. Tab. 4, S. 177 f.). Jedes Eisenrohr dagegen verliert mit den Jahren durch Korrosion an hydraulischer Leistungsfähigkeit.

**g) Vor- und Nachteile der Eisenbetonrohre.** Eisenbetondruckrohre, einwandfrei hergestellt und verlegt, sind eisernen Rohrleitungen auch in manch anderer Beziehung überlegen. Sie erfordern in der Regel keinerlei Unterhaltung und Ausbesserung, sind, im Boden verlegt, widerstandsfähiger gegenüber den äußeren Einflüssen im Erdreich, wo eine ständige Überwachung des Schutzanstriches unmöglich ist. Wärmeleitfähigkeit und Wärmeausdehnung sind gering. Die Eisen, im Beton sicher eingebettet, unterliegen keiner Rostgefahr. Infolge der geringen erforderlichen Eisenmenge und des bedeutenden Preisunterschiedes Blech: Stabeisen (1932 etwa 204:167 RM/1 t) sind Eisenbetonrohre den Eisenrohren wirtschaftlich meist überlegen.

Die Anwendbarkeit von Eisenbetonrohren ist indes auf einen unteren Druckhöhenbereich beschränkt, da bei normaler Ausführung die Rohrwandungen bei 3 bis 4 atü ihre Wasserundurchlässigkeit einbüßen. Nur durch den kostspieligen Kunstgriff des Einbaues einer besonderen Innenauskleidung (Blechmantel) kann das Eisenbetonrohr auch für erheblich über 40 m hinausgehende Wasserdrücke geeignet gemacht werden. Ein wesentlicher Nachteil ist die Sprödigkeit und große Empfindlichkeit der Rohrschale gegen Stöße. Voraussetzung für Anwendbarkeit der Eisenbetonbauweise ist daher, daß im Rohr keine großen dynamischen Drucksteigerungen auftreten. Daher werden vor allem Flachtrassen mit Wasserschlossern aus Eisenbetonrohren hergestellt, weniger häufig reine Turbinenleitungen. Ein wesentlicher Nachteil der Bauweise liegt in dem Auftreten von Schwindrissen, die oft mit dem Auge nicht erkennbar sind. Sie schwächen das Rohr und setzen als durchgehende wasserlassende Risse die Rohraußenfläche der Frostgefahr aus. Auch die mit Temperaturschwankungen verbundenen Temperaturzugspannungen führen oft zu Haarrißbildung und Undichtigkeit. Eine Gefahrenquelle bilden auch oft die Dehnungsfugen bei zusammenhängender Bauweise und besonders die vielen Stoßverbindungen unterteilter Rohrleitungen.

#### ***b) Konstruktive Durchbildung und Herstellungsarten.***

**a) Unterteilte Bauweise aus abgelängten Einzelrohren.** Die Herstellung von Eisenbetonleitungen aus fabrikmäßig gefertigten Einzelrohren bietet technische und wirtschaftliche Vorteile. Die Fertigung wird befreit von dem nachteiligen Einfluß der naturgegebenen Erschwernisse und Zufälligkeiten der freien Baustelle, sie genießt die Vorzüge der Möglichkeit, die Arbeitsweise rationell durchzubilden und die Herstellungsvorschriften peinlichst einzuhalten.

I. Gießen oder Stampfen in stehenden Formen. Das Verfahren von Bordenave und Bonna entwickelte sich in Amerika und Frankreich aus dem ursprünglich allgemein angewandten Gießen und Stampfen in stehenden Formen, das durch Einführung von Maschinen verbessert und verbilligt wurde. Bordenave bewehrt mit leichten I-Profilen Eisen, die spiralförmig auf einen Formkern gewickelt und mit Längseisen verbunden werden. Bonna verwendet einzelne Ringe aus kreuzförmigen (+) Eisen. Neuerdings wird das Bonnarohr für hohen Innendruck aus einem dünnen geschweißten Stahlblechmantel hergestellt, der innen und außen durch eine bewehrte Betonbekleidung geschützt ist. Die innere Betonlage wird angeschleudert (s. unten), die Außenverkleidung gestampft. Die Sicherheit und Güte dieses Bonnahochdruckrohres ist hoch, allerdings auch der Preis.

II. Geschleuderte Rohre. Eine umwälzende Verbesserung stellte die Anwendung des Schleuderbetonverfahrens dar. Die Fliehkraft wird zur Formung und Verfestigung zylindrischer Betonhohlkörper nutzbar gemacht.

Dywidagverfahren. Nach Patent der Schleuderröhrenwerke Otto & Schlosser stellen Dyckerhoff & Widmann sowohl nichtbewehrte wie einfach und doppelt spiralbewehrte Schleuderbetonrohre in Lichtweiten von 100 bis 2000 mm und Normlängen bis zu 5 m her. Nach demselben Verfahren wird auch für große Lichtweiten und hohen Betriebsdruck ein unbedingt wasserdichtes Eisenbetonmantelrohr hergestellt. Hierbei ist das 2 bis 3 mm starke und wasserdicht geschweißte Blechmantelrohr in Mitte der Wandung angeordnet, die Mantelinnenseite wird angeschleudert, die Außenseite stehend gegossen. Die beiderseits des Blechmantels angeordnete Spiralbewehrung wird durch eine Wickelmaschine endlos in einem Stück gefertigt. Das Mischungsverhältnis ist ungefähr 1:3,5 bis 1:4. Während für den stehend gegossenen Außenmantel der Mörtel ziemlich flüssig gehalten, die Dichtung durch Rütteln und Abklopfen herbeigeführt wird, ist die Mischung für den geschleuderten Innenmantel ziemlich trocken aber noch plastisch. Die Schleuderzeit ist bei einem 5 m langen Rohr mit 1500 mm Lichtweite ungefähr 20 Minuten. Das nicht abgebundene Anmachwasser wird nach dem Schleudern entfernt, die Innenwand mit Gummischabern geglättet. Die Stoßverbindung ist bei kleinen Rohrweiten als Glockenmuffe, bei großen Rohrweiten als Überschiebring ausgebildet. Die Stoßdichtung geschieht durch Verstemmen der Muffe mittels eines Strickes und durch Verfugen mit Asbestbeton. Um die

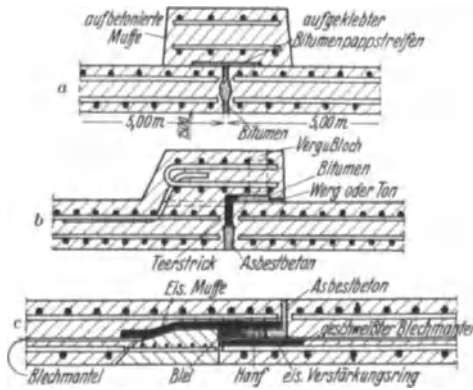


Abb. 324. Stoßausbildung für Dywidag-Schleuderbetonrohre. (Bautechn. 1930.)

a Nachträglich aufbetonierte Überschiebmuffe. b Spezialmuffenverbindung. c Eisenmuffe für Blechmantelrohr D. R. P.

beim Verstemmen auftretenden Schlagbeanspruchungen aufnehmen zu können, ist die Rohrbewehrung an den Enden enger als rechnerisch erforderlich gewählt. Bei den Blechmantelrohren kann die Ausbildung der Muffe in ähnlicher Weise wie bei den guß- und schmiedeeisernen Rohren ausgeführt werden (vgl. Abb. 324).

Das Schleuderverfahren von Hume wird in Deutschland durch die Deutsche Hume-Röhren A.G., Berlin ausgeübt. Auf einer Schleuderbank werden in einem Arbeitsgang mehrere Rohrformen, die aus zwei in den Mittellinien zusammengeschraubten Zylinderhälften bestehen, durch Rollen in Umlauf versetzt. Der ziemlich trocken gehaltene Beton — etwa 8% Wasserzusatz — wird an den Stirnseiten eingeschaufelt. Der Schleudervorgang geht in mehreren Spielen vor sich. Nach dem ersten Spiel wird das überschüssige Wasser entfernt. Das nachfolgende Spiel dient zur Glättung der Wandung mit Hilfe einer in das Rohr hineingesteckten und an den beiden herausragenden Enden von je einem Arbeiter gehaltenen Eisenstange. Durch dieses Verdichtungs- und Entwässerungsverfahren wird ungefähr die Hälfte des Anmachewassers entfernt. Anschließend gehen die Rohre zur Beschleunigung der Erhärtung auf 8 bis 12 Stunden in ein Dampfbad von 40° C und nach Ausschaltung zur Minderung der Schwindspannungen in ein Wasserbad, in dem sie 24 Stunden, mit Strohmatten abgedeckt, liegen. Als Bewehrung dient Rundstahl von 7 bis 8 mm Stärke. Bei stärkerem Bewehrungsgrad wird der Eisenabstand auf wenige Zentimeter beschränkt, wobei auch mehrere Spiralen übereinandergelegt werden, die durch dazwischenliegende und sich kreuzende Längseisen versteift werden.

Die Verbindung von Quer- und Längsseisen wird mehr und mehr statt mit Bindedraht zur Zeit- und Stoffersparnis im Wege elektrischer Schweißung ausgeführt.

Als Stoßverbindung wird in Amerika die Falzverbindung mit Überschiebung (Abb. 325) bevorzugt, trotz ihres Nachteils, daß die zeitlich getrennte Durchführung der Dichtung der beiden Hälften der Überschiebmuffen leicht Undichtigkeiten veranlassen kann. In Deutschland verwendet man hierneben die elastische, selbstdichtende Schnellkupplung, die aus einem kurzen eisernen Überschieber und zwei Spezialgummiringen besteht (Abb. 326).

Bewehrte Humeröhren werden für Betriebsdrücke von bis zu 20 atü gebaut. Die Kosten stellen sich ungefähr auf die Hälfte derjenigen gußeiserner Rohre.

Seit 1932 hat die Deutsche Humeröhren A.G. die Fabrikation eines Stahlmantelrohres D.R.P. aufgenommen, das innen eine Schleuderbetonauskleidung und außen einen Asphaltbetonmantel erhält. Gegen angreifendes Wasser wird das Innenrohr entweder durch einen Anstrich oder ein Asphaltbetonfutter geschützt. Als Rohrverbindung wird hier die selbstdichtende Schnellkupplung oder für besondere Fälle die normale Eisenmuffenverbindung für Blei- und Handdichtung gewählt.

Schleuderverfahren Vianini. Während beim Humeverfahren die Schalung auf Rollen umläuft, bewegt sich beim Verfahren Vianini die Rohrform zwischen zwei Planscheiben, von denen eine elektrisch angetrieben wird. Hierdurch werden nachteilige Erschütterungen der Drehform vermieden. Die einfache oder doppelte Eisenbewehrung aus Ringspiralen (2,5 bis 12 mm  $\varnothing$ ) und versteifenden Längs- und Diagonaleisen (2,5 bis 7 mm  $\varnothing$ ) wird in die Schleuderform zentrisch eingespannt. Der Abstand der einfachen und doppelten Spiralen schwankt zwischen 25 bis 100 mm. Der plastische Beton wird durch einen über die ganze Schleuderformlänge reichenden Löffel unter Beibehaltung der Umlaufgeschwindigkeit nach und nach in die Form gleichmäßig verteilt eingebracht. So wird schon während des Einfüllens schichtweise fortschreitend eine Verdichtung bewirkt: Die Maschine macht beim Füllen ungefähr 80 Umläufe/Min., nach vollendeter Füllzeit (12 bis 14 Minuten) zunächst 170 bis 180 später 250 bis 300. Das nicht gebundene Anmachwasser wird abgefangen und nach außen abgeführt. Das fertig geschleuderte Rohr bleibt noch 24 bis 48 Stunden in der eisernen Form. Nach dem Ausschalen wird es noch einige Tage tüchtig genäßt und mit feuchten Tüchern behängt, um soweit praktisch erreichbar, die schädlichen Schwindspannungen zu vermindern. Über Abmessungen der Vianini-Rohre gibt folgende Tabelle Aufschluß:

Bis zu mittleren Rohrweiten wird als Stoßverbindung eine mit dem Rohr in einem Arbeitsgang geschleuderte Glockenmuffe verwendet (Abb. 327), bei größeren Rohren dagegen Überschiebmuffen (Abb. 328). Die Überwurfmuffe wird in einer gegen das Rohr mit Gummiringen abgedichteten Ringschalung aus Z-Eisen gegossen. Die Muffe wird möglichst schwach bewehrt, damit sie unbehindert schwinden kann und so dauernd kräftig auf den Rohrumfang gepreßt bleibt. Die Stoßfuge wird mit einer bituminösen Spezialmasse ausgegossen, wodurch dauernde Plastizität

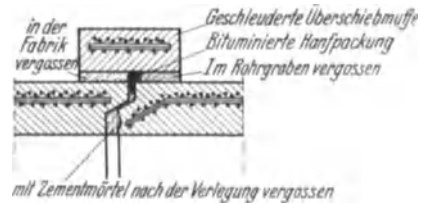


Abb. 325. Muffenverbindung der Humerohre. (Bautechn. 1930.)

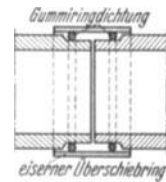


Abb. 326. Hume-Schnellkupplung.

Lichtweite	Wandstärke	Baulänge
m	mm	m
0,10	16	2,00
0,20	35	2,00
0,30	40	2,00
0,40	45	2,00
0,50	45	3,60
1,00	60	3,60
1,40	70	5,00
2,00	110	5,00



erhalten werden soll. Gegenüber der Überschiebmuffe hat die Glockenmuffe den Vorteil rascherer Verlegbarkeit, größerer Dichtigkeit sowie der Möglichkeit späteren Nachdichtens.

Hier verdienen auch die beweglichen Stoßverbindungen der Lock

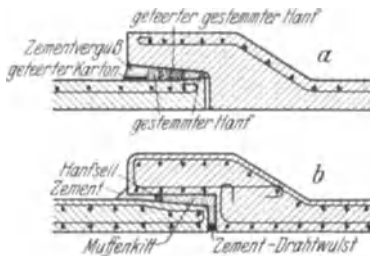


Abb. 327. Glockenmuffen Vianini für mittlere Rohrweiten. (Schweiz. Bauztg. 1929.) a Für mittleren Innendruck. b Für hohen Innendruck.

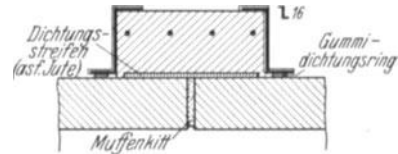


Abb. 328. Aufgeglichene Übermuffe für Baustellenrohre nach Vianini. [Schweiz. Bauztg. Bd. 93 (1929).]

Joint Pipe Company in Ampere (N. J.) Erwähnung, die in verschiedenen Ausführungsformen verwendet werden. An die Rohrbewehrung sind an beiden

Rohrenden gepreßte Ringe aus galvanisiertem Stahlblech oder profilierte Gußeisenringe angebaut (Abb. 330).



Abb. 329. Verlegung der 2 m weiten Schleuderrohre der Mittl. Isar A. G. (Züblin-Vianini).

Das Verfahren von Moir und Buchanan (Schottland) führt den Beton in die Schleudermaschine durch einen Kipptrug ein, der ungefähr die Länge des Rohres hat und an dessen einer Seite ein Abstreifmesser liegt. Zur Herstellung eines Rohres sind zwei Trogfüllungen nötig. Ist der Beton ausgekippt, so wird der Trog, der außenmittig zur Drehform gelagert ist, so zurückgedreht, daß das Abstreifmesser mit seinem Rücken

die Masse zusammenpreßt und die Rohrwandinnenfläche glättet, während der Trog den Abfall von Beton und Anmachwasser auffängt (Abb. 331).

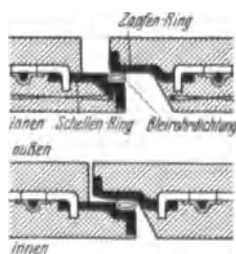


Abb. 330. Bewegliche Stoßverbindung für hohen Druck der Lock Joint Pipe Company. (Bauing. 1922.)

Durch Anwendung kleiner Umlaufzahlen, kurze Schleuderdauer und lagenweises Anschleudern einzelner Ringlamellen wird der Entmischungsgefahr vorgebeugt. Das Abstreifmesser sichert genaue Maßhaltigkeit und verbessert die Entwässerung, Verfestigung und Glättung der Innenfläche. Die kurze Schleuderdauer ermöglicht vergleichsweise hohe Tagesleistungen, z. B. an 1,83 m langen Rohren  $d = 300$  bis 460 mm 88 Stück und  $d = 910$  bis 1220 mm 56 bis 64 Stück in 8 Stunden.

Das Verfahren von Billé & Ligonet (Abb. 332) will das Schleuderrohr durch nachträgliches Anbringen einer Asphaltsschicht gegen Berührung mit dem Betriebswasser schützen. In das fertige Betonrohr wird Splitt

mit einer so knapp bemessenen Zementmörtelmenge eingebracht, daß sich beim weiteren Schleudern des Rohres der Mörtel mit der noch feuchten Rohrwand fest verbindet und die Splittkörner zur Hälfte aus der Mischung herausragen. Nach 48stündigem Erhärtungsdampfbad wird das Rohr auf dem Lagerplatz 6 Tage

überrieselt, um dann, sobald es lufttrocken und die Splittlage innen gesäubert ist, nochmals in die Drehform eingesetzt zu werden. Bei langsamer Drehung wird die Splittlage mit einem Heißluftgebläse auf  $160^{\circ}$  erhitzt, darauf bei rascher Drehung eine ausreichende Menge flüssigen Asphalt eingeführt und solange weiter geschleudert, bis ein gleichmäßiger Asphaltüberzug von 12 bis 20 mm Stärke hergestellt und erstarrt ist (Abb. 332). Prüfungsergebnisse sprechen für unbedingte Dichtigkeit des Asphaltüberzuges; doch bleibt abzuwarten, ob die einseitige Erhitzung der Wandung auf  $160^{\circ}$  nicht die schädliche Folge hat, die Reißfreiheit des Betons und damit die Rostsicherheit der Stahleinlagen zu gefährden.



Abb. 331. Schleudervorgang beim Verfahren Moir und Buchanan, Wirkungsweise des Kipptruges und Abstreifmessers. (Bautechn. 1930.)

### III. Rohre mit Vorspannung.

Das System Dr. Emperger zielt darauf ab, die Stahleinlagen in erhöhtem Maße zur Aufnahme der Ringspannungen heranzuziehen und so die Anwendbarkeit von Eisenbetonrohren in das Gebiet höherer Wasserdrucke hinaufzuverlegen. Dieses Ziel ist nach Emperger's Patenten auf zwei Wegen erreichbar, nämlich durch:

1. Vorspannung der Ringbewehrung und

2. Einbau eines beim Reißen der Betonschale wasserdicht bleibenden Mantelrohres aus weichem Stahlblech.

Die Vorspannung der Ringbewehrung erzielt Emperger durch Umwickeln eines nicht- oder schwachbewehrten Betonkernrohres mit der Spiralbewehrung, die nachher mit Mörtel überzogen wird. Für besonders hohe Drucke hat Emperger das Blechmantelrohr entwickelt, wobei der Blechmantel bei kleineren Rohrweiten innen, bei größeren Rohrweiten außen verlegt wird. Das eigentliche Betonrohr wird über das Blechrohr von innen und außen gespritzt. Bei den Röhren mit größerer Lichtweite ist als Innenauskleidung eine Segmentsteinausfütterung zweckmäßig. Nach der Erhärtung des Mörtels werden auch diese Blechmantelrohre mit Hilfe der Eisenumschnürung, die wegen der Rostgefahr auch nachher in Mörtel gebettet wird, einer Druckvorspannung unterzogen. Der wirtschaftliche Vorteil der Betonblechmantelrohre liegt in der Ersparnis der Schalung und des immerhin kostspieligen Dichtungsputzes.

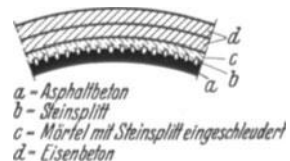


Abb. 332. Querschnitt durch ein Schleuderbetonrohr mit einem Billé-Lignonnet-Asphaltfutter. (Bautechn. 1930.)

Das Ruml-Rohr unterscheidet sich von dem Emperger-Rohr nur durch die Art, wie die Bewehrung unter Vorspannung gesetzt wird: nämlich durch Aufwickeln des Stahldrahtes im erhitzten Zustand und durch Verzicht auf die kostspielige Blecheinlage. Der Mörtel für das Kernrohr und den äußeren Rostschutzmantel wird pneumatisch eingebracht, die Erhärtung des Kernrohres durch Dampfbad beschleunigt.

Die Wandstärken des Innen- und Außenrohres, die Stärke der Bewehrung sowie die Erwärmung der Spirale werden so gewählt, daß die Druckvorspannung im Beton höher ist, als die Summe der Zugspannungen, die durch den Innen- und Außendruck im Rohr entstehen können. Die Rohre besitzen besonders hohe Festigkeit und Wasserdichtigkeit. Ruml-Hochdruckrohre wurden amtlich bis zu 70 atm Innendruck geprüft, ohne daß die Wasserdichtigkeit verloren ging. Den geringen Materialbedarf für 1 Rohr mit 20 atm Innen- und  $300 \text{ kg/cm}^2$  Außendruckbeanspruchung veranschaulicht folgende Tabelle:



Abb. 333. Stößerverbindung eines Billé-Lignonnet-Eisenbetonrohres mit Überschiebmuffe. (Bautechn. 1930.)

Licht- weite	Länge	Wand- stärke	Stahlbewehrung auf 1 lfd. m
m	m	mm	mm
0,08	4,5	20	20 Ø 5
0,90	10,0	65	58 Ø 8
1,20	7,0	80	54 Ø 9

IV. Asbestzementrohre. Asbestzement, Durasbest, Eternit ist eine Mischung aus langsam bindendem Portlandzement und Asbestfaser im Verhältnis 4:1. Dieser, zuerst für Dachplatten u. a. verwendete Baustoff hat sich auch für Druckrohre als technisch und wirtschaftlich vorzüglich geeignet erwiesen, da er mit hoher Zugfestigkeit Wasserdurchlässigkeit und chemische Widerstandsfähigkeit verbindet. Das in einem Rührwerk durchgearbeitete Asbestzementgemisch wird auf breiten endlosen Filzbändern in dünner papierähnlicher Schicht einer der Rohrlichtweite entsprechenden Aufnahme- und Abnehmerwalze zugeführt und auf ihr unter Mitwirkung von Druckwalzen vom Überschußwasser befreit und bis zur gewünschten Wandstärke aufgewickelt. Alsdann wird die Aufnahme- und Abnehmerwalze durch einen Holzkern ersetzt, der als Schutz des Rohres gegen Verformung dient, schon aber nach einigen Stunden der Erhärtung entfernt werden kann. Nach einer anschließenden 8- bis 10tägigen Lagerung im Wasserbad werden die Rohre in der Regel auf das Maß von 4 m abgelängt und die Rohrenden zentrisch abgedreht, um ein gutes Schließen der Rohrverbindungen zu gewährleisten.

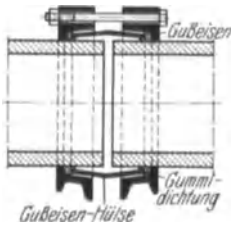


Abb. 334.  
Gibault-Kupplung.  
(Deutsche Asbestzement A. G.,  
Berlin-Rudow.)

Die Rohre können für Betriebsdrücke bis zu 10, sogar 15 atm verwendet werden. Die glatten Rohre werden durch Überschiebmuffen mit Gummidichtungen verbunden. Die Gibault-Hochdruckkupplung (Abb. 334) mit Eisen- oder Eternitmuffe besteht aus zwei losen gußeisernen Flanschringen, die durch Schrauben zusammengezogen werden. Die einfachere, billigere Simplexkupplung (Abb. 335), anwendbar bis zu 12 atm Betriebsdruck (bei 1,5facher Sicherheit), besteht lediglich aus einer profilierten Überschiebmuffe, die mittels einer besonderen leicht handhabbaren Zugvorrichtung über zwei sich selbsttätig in richtige Stellung rollende Gummiringe gezogen wird. Beide Kupplungen sind nachgiebig, was beim Verlegen große Vorteile bietet. Die an sich sehr hohe hydraulische Leistungsfähigkeit dieser Rohre geht auch bei Abwinklungen um einige Grad, wie sie zum Ausgleich von Bettungsfehlern oder zur Herstellung flacher Krümmungen erwünscht sein können, nicht nennenswert zurück<sup>1</sup>. Dem Lichtweitenbereich (5 bis 100 cm Ø) nach eignen sich Asbestzementrohre vorwiegend für kleinere Wasserkraftanlagen. Sie sind durch geringes Gewicht und mäßigen Preis sowie leichte Verlegbarkeit und vorzügliche hydraulische Leistungsfähigkeit ausgezeichnet.

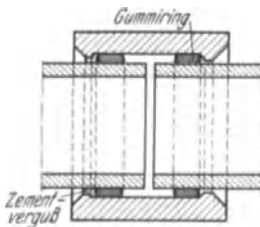


Abb. 335. Simplex-  
Kupplung. (Deutsche  
Asbestzement A. G.,  
Berlin-Rudow.)

V. Eisenbetondaubenrohre. Eine Sonderart fabrikfertig hergestellter Rohrleitungselemente stellen die längsbewehrten Betondauben der 325 m langen Druckleitung des Kleinkraftwerkes Gutenbühel bei Schönstein in Slovenien dar ( $d = 0,70$  m, Betriebsdruck 4,5 m)<sup>2</sup>. Die 2 m langen, auf der Innenseite glatt verputzten Eisenbetonstäbe wurden zwischen Profil haltenden Flacheisenringen  $b$  und Spannringen aus Rundeißen  $c$  ohne Schalung zum Rohr zusammengesetzt (Abb. 336). Die Fugen wurden sorgfältig ausgegossen und geglättet. Die Ringbewehrung  $c$  wurde nach Schließen und Anziehen der Spannschlösser ebenso wie die Rohrstöbe — alle 2 m — mit Zementmörtel

<sup>1</sup> Ludin: In Mitt. 13 des Instituts f. Wasserbau. T. H. Berlin 1932.

<sup>2</sup> Beton u. Eisen 1927 Heft 4 und eigene Erhebung.

überdeckt. Die durch leichte Beförderungsfähigkeit ausgezeichnete Konstruktion hat sich in den Längsfugen gut gehalten, während die Stoßfugen sich infolge Verschiebens der Leitung unten öffnen und alljährlich an einzelnen Stellen Nachbesserungen erfordern.

VI. Verlegung der unterteilten Rohre. Bei verdeckter Verlegung werden die Rohre ungefähr bis zu 30 cm Höhe in Feinerde oder Sand gebettet und meist noch zur Sicherung der Achslage an den Stoßstellen auf Betonsättel aufgelegt. Letztere Unterstützungsart ist bei offener Verlegung die Regel.

Bei schlechtem Untergrund wird ein durchlaufendes Magerbetonbett hergestellt, um den Druck gleichmäßig auf den Untergrund zu verteilen.

b) **Zusammenhängende Bauweise.** Allgemeines. Das bei Zunahme der Lichtweite unverhältnismäßig stärkere Anwachsen des Einzelrohrgewichtes und der davon abhängigen Beförderungs- und Verlegungsschwierigkeiten schränkt die Anwendung ausgesprochener Fabrikrohre auf Lichtweiten unter 1,00 m ein. Durch Errichtung fliegender Rohrfabriken an der Baustelle kann diese Grenze auf etwa 2,00 m erhöht werden (Mittlere Isar<sup>1</sup>). Bei größeren Lichtweiten oder besonderen örtlichen Verhältnissen geht man zur zusammenhängenden Bauweise und damit zur Herstellung des ganzen Rohres in der Baugrube über. Während derartige Ausführungen in Nordamerika und romanischen Ländern schon vor dem Weltkrieg häufig waren, sind sie in Deutschland erst nachher mehr aufgekommen. Neben großen wirtschaftlichen Vorteilen sichert diese Bauweise auch höhere Güteeigenschaften. Um schädliche Witterungseinflüsse, insbesondere Wärmewirkungen, auszuschließen, werden auch diese Rohrleitungen in der Regel mit Erde bedeckt, wodurch Dehnungsfugen überflüssig gemacht werden.

Die Ausführung erfolgt in der Regel so, daß der Raum für die untere Hälfte der Rohrleitung ausgehoben und mit einem nach Bedarf zu dränierenden Magerbetonbett ausgefüllt wird, das die Schalung für den unteren Rohrteil abgibt (Abb. 337). Die Bewehrung besteht aus Längseisen und aus einer fortlaufenden vorgebogenen Spirale oder bei größeren Durchmessern, einzelnen Ringen, deren Stoßstellen geschweißt sind.

Schalung. Für den Arbeitsfortschritt bei zusammenhängender Bauweise ist zweckmäßige Ausbildung der Schalung, insbesondere des Kerns, entscheidend. Die Kernform, die zur leichteren Handhabung aus einzelnen Gliedern zusammengesetzt wird, wurde bisher aus Holz oder Eisen hergestellt. Die Entwicklung ging naturgemäß dahin, mit möglichst wenig Schalung auszukommen und die einzelnen Elemente möglichst oft wiederholt benutzbar zu machen. Beim Bau des Dükers von Albelda<sup>2</sup> wurde noch eine Holzkonstruktion

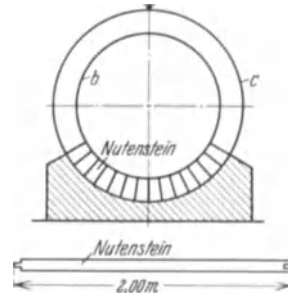


Abb. 336. Baustellenrohr aus Eisenbetondauben (Nutensteinen). (E. W. Gutenbühl: Beton u. Eisen 1927.)

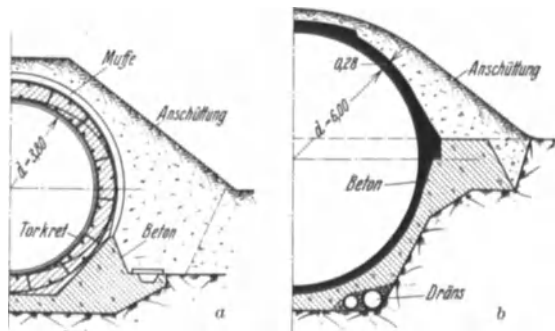


Abb. 337. Querschnitte großer Eisenbetonrohrleitungen. a Ceprano am Liri, Italien. (Energia elettr. 1928.)  $H_s = 48,6$  m,  $Q = 44$  m<sup>3</sup>/sek. b Drac-Romanche, Frankreich. (Houille bl. 1921.)  $H_s = 11,5$  m,  $Q = 80$  m<sup>3</sup>/sek.

<sup>1</sup> Beton u. Eisen 1928 Heft 13.

<sup>2</sup> Die Wasserkräfte S. 1167.

gewählt, die es gestattete, die Kernelemente durch die aufgestellte Kernform vorzubringen, eine Handhabung, bei der besondere Vorsicht walten muß, um den abbindenden Beton nicht durch Erschütterungen zu stören. [Die vereinzelt (E. W. Vöhrenbach i. B.) angewandte Vereinigung eines Betonrohres mit einer zunächst als Innenschalung, in der Folge als dauernde Dichtungshaut dienenden Holzrohreinlage wird der hohen Kosten und der zu befürchtenden ungünstigen gegenseitigen Beeinflussung der beiden verschiedenartigen Rohrmäntel nicht zur Nachahmung zu empfehlen sein.]

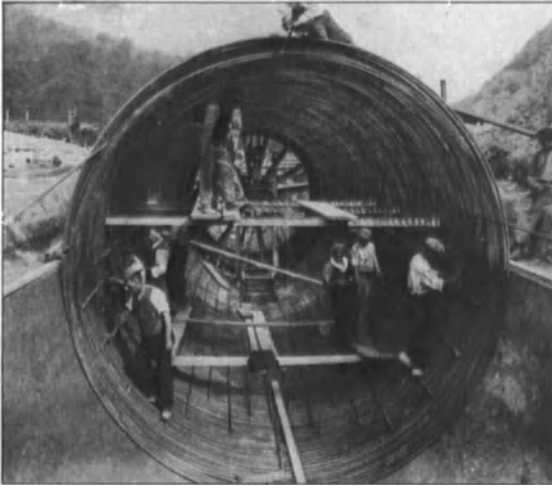


Abb. 338.



Abb. 339.

Abb. 338 u. 339. Druckleitung Pontamafrey. (Wkr. 1913.)  
Abb. 338. Rohrbett und Eiseneinlagen.  
Abb. 339. Kernform.

Eine Stahlschalung wurde (1912) mit Erfolg u. a. bei der 3,5 km langen, 4,0 m weiten Druckleitung von Pontamafrey (Savoyen) ( $H_s = 30$  m) angewandt (Abb. 338 und 339). Die Ausschalung

erfolgt durch Verkleinerung des Kerndurchmessers mittels der durch Schrauben oder Exzenter verkürzbaren Speichen; 1 bis 2 Stunden werden dem Beton zum Abbinden gelassen. Dann wird die Kernform auf der in Abb. 339 sichtbaren Tragschiene längs verschoben. Die Tragschiene selbst wird in ähnlicher Weise mit ihren fahrbaren Böcken in Zwischenräumen nachgerückt.

Die Ausführung hat hier besondere Rücksicht auf die Rißgefahr infolge Schwindens und späterer Temperaturänderungen zu nehmen. Den größten Teil der Schwindung schaltet man durch vorläufige Unterteilung der entstehenden Leitung aus. Die früher gewählten Einzelbaulängen von 5 bis 10 m sind heute durch größere ersetzt. So ist man beim Kraftwerk Föhrenwald ( $d = 2,30$  m)<sup>1</sup> bis 72 m gegangen, wobei jede Strecke in etwa drei Arbeitsschichten symmetrisch von der Mitte aus vor-

getrieben wurde. Zwischen benachbarten Teilstrecken wurden Lücken von 0,6 m gelassen, in welche die Längsbewehrungen hineinragten. Die Schluß-

<sup>1</sup> Saliger: Schweiz. Bauztg. Bd. 86 (1925) S. 171.

stücke (Abb. 340) erhielten eigene Längs- und Ringbewehrung und wurden mit besonderer Sorgfalt 6 Wochen nach den Teilstrecken eingebaut (hierfür eignet sich besonders die kalte Jahreszeit, s. unten!). Die volle 1 m-Überschüttung der Leitung wurde unmittelbar nach Einbau der Schlußstücke begonnen, die Überdeckung der Schlußstücke folgte möglichst bald nach.

Grundsätzlich gleichartig ist das Druckrohr des Kraftwerks Blumau ( $d = 1,60$  m) ausgeführt. Die Baustrecken waren hier 91 m lang.

Bei der gleichfalls ohne bleibende Dehnungsfugen ausgeführten Druckleitung des Itterkraftwerks bei Eberbach a. Neckar ( $d = 1,80$  m) begegnete man der Entstehung von Schwindspannungen durch Einteilung der 150 m langen Leitung in drei Baustrecken, deren jede für sich einheitlich hergestellt wurde, und schaltete außerdem negative Temperaturspannungen durch Verlegung der Ausführung in den Winter aus. Hierbei wurde durch Vorwärmung aller Betonstoffe, Anwendung von Vorhängen und Koksöfen die Frostgefahr (bei Temperaturen bis  $-18^{\circ}$  C) wirksam bekämpft.

Querschnittsausbildung. Beim Kraftwerk Steinhelle a. Ruhr wurde die bis dahin überwiegende Kreisringform (meist Wandstärke  $\approx 0,05 \cdot d$ ) durch eine „zitronenförmige“ (Abb. 341) ersetzt. Abgesehen von den Ersparnissen an Stahl und Schalholz, Vereinfachung der Schalungsform und Abkürzung der Frist für die Außenschalung, die sogar unter Umständen ganz fortfallen kann, erzielt diese Bauform besonders günstige Beanspruchung durch Erdauflast und Eigengewicht (Kämpferdruckwirkung). Die im Scheitel entstehenden Gewölbespannungen bewirken eine Entlastung gegenüber den Zugspannungen aus dem Wasserdruck, was zur Verbesserung der Wasserdichtigkeit beitragen kann.

Der weniger Beton verbrauchende Ringquerschnitt ist hiernach nicht immer der billigste. Dafür bieten die amerikanischen Kanalisationsquerschnitte der Abb. 342 einen weiteren Beleg; der ausführungstechnisch einfachere Querschnitt *a* wurde um 7 Dollar/m billiger angeboten als *b*, obwohl er  $0,5$  m<sup>2</sup> Betonfläche mehr enthält.

Umgekehrt kann aber unter Umständen eine stärkere Gliederung der Konstruktion trotz der damit verbundenen Verteuerung der Schalung verbilligend wirken, wenn erhebliche Ersparnisse an Stahl und hochwertigem Beton damit erzielt werden. Beispiel: Wasserleitung in Apulien (Italien) (Abb. 343), Ingenieur Prof. C. Guidi, Turin. Die 10 bis 12,5 cm starken Rippen nehmen die Abplattungsnebenspannungen beim Füllen auf.

Eisenbeton-Brückenrohre zur Überwindung von Geländeeinschnitten und Flußläufen werden entweder als gewöhnliche Brücke geeigneter Bauart mit aufgelagertem einfachem Eisenbetonrohr oder als selbsttragendes Rohr auf Pfeilern ausgebildet.

Beispiele:

1. Der Trebsenbachaquädukt des Kraftwerks Vernayaz (Schweiz) ist ein Eisenbetonrohr mit  $d = 3,46$  m,  $s = 0,20$  m,  $l = 50,65$  m und als durchlaufender Träger mit zwei Zwischenpfeilern ausgeführt (Abb. 250). An den Pfeilern

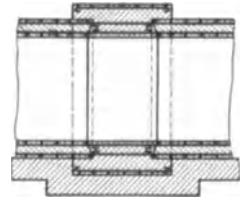


Abb. 340. Schlußring zwischen zwei Teilstrecken (K.W. Föhrenwald). (Baug. 1926.)

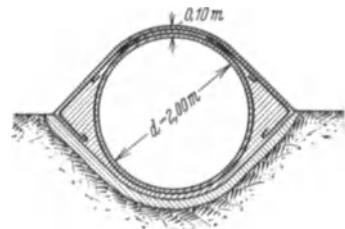


Abb. 341. „Zitronenquerschnitt“ (K.W. Steinhelle a. d. Ruhr). (Baresel-Stuttgart.)

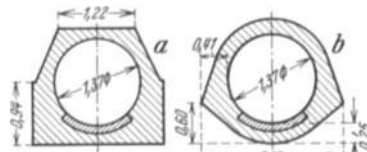


Abb. 342. Einfache Form (a) trotz Mehrmasse billiger. (Engg. News Rec. 1920.)

ist das Betonrohr zur Aufnahme der Querkräfte wulstförmig verstärkt, an den Enden ist es durch eine kräftige Eisenbetonkonstruktion in den beiderseits anschließenden Stollen eingebunden. Das Rohr ist mit einer 7 cm starken bewehrten Schleudermörtelschicht ausgekleidet<sup>1</sup>.

2. Der als 3fach statisch unbestimmter Bogenträger ausgebildete Düker des Ybbs-Kraftwerkes ( $d = 2,45$ ) (Abb. 344) besteht teils aus Eisenbeton ( $s = 0,300$ ), teils aus Stahlblech ( $s = 0,008$ ).

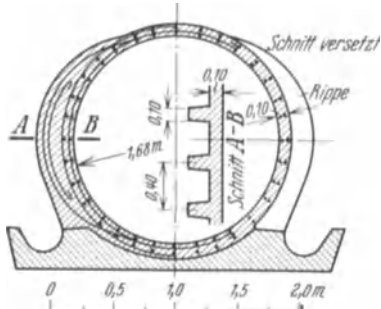


Abb. 343. Italienisches Eisenbetonrohr zusammenhängender Bauweise mit Rippen. (Beton u. Eisen 1927.)

eigneter Mischung kann eine

Beispiel: Lungernsee-Kraftwerk, wo Druckproben mit 5 bis 6 atü an dem unverputzten Eisenbetonrohr von  $d = 2$  m und  $s = 0,22$  m gute Wasserdichtigkeit nachwiesen.

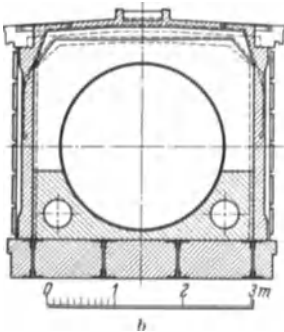
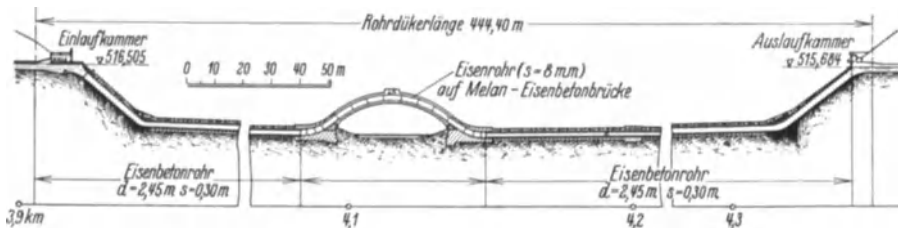


Abb. 344. Ybbs-Düker des K.W. Opponitz. *a* Längsschnitt durch den Düker. (Bauing. 1932.) *b* Querschnitt in Mitte der Dükerbrücke (Stahlrohr auf Melan-Eisenbetonbogenbrücke). (Wasserwirtsch. 1926.)

Bei höheren Betriebsdrücken als 4 atü hat sich ein Blechmantelrohr bewährt. Allerdings war bei der Druckrohrleitung von Meran (Etschwerke II. Stufe) die Anwendung eines solchen Stahlmantelrohres als Innenauskleidung ein Fehlschlag. Das Blech, das zugleich beim Betonieren als Schalkern verwandt wurde, mußte, da es sich nach Entfernung der Innenaussteifung an verschiedenen Stellen von der Betonwandung gelöst hatte, entfernt werden und ist durch einen 5 cm dichten Torketputz ersetzt worden.

#### 4. Holzrohre.

**a) Allgemeines.** Neben Stahl und Eisenbeton ist das Holz als Baustoff für Triebwasserleitungen in den letzten 10 Jahren auch in Deutschland, begünstigt

<sup>1</sup> Schweiz. Bauztg. Bd. 98 (1931) S. 219 f.

durch die Wirtschaftslage, weitgehend zur Anwendung gekommen. Dabei hat man die in den Gebirgsgegenden noch aus alter Zeit anzutreffenden,

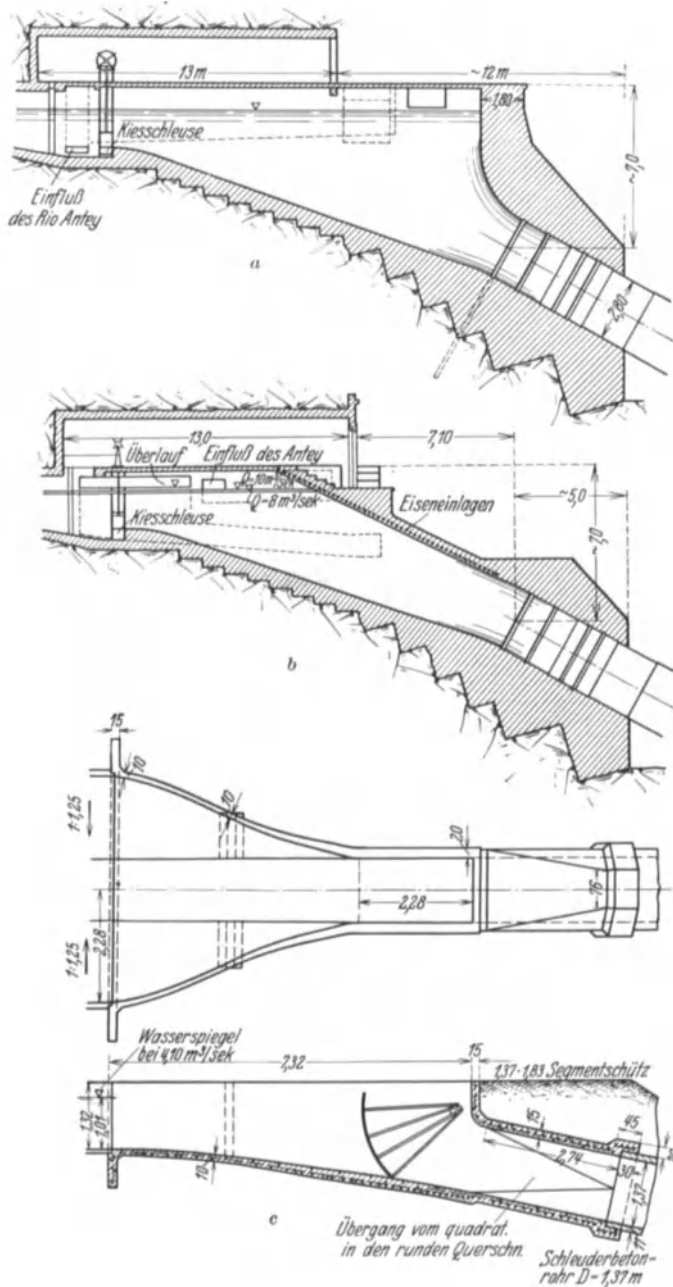


Abb. 345. Düker-Einlaufbauwerke. (Bauing. 1932.) a Düker Herin der W. A. Marmore, Oberitalien, erster Entwurf. b Herin, ausgeführt, hydraulisch vorteilhafter Entwurf. c Taneum-Düker der Yakima-Bewässerungsleitung.

wenig zweckmäßigen Bauweisen (gebohrte Bäume: „Deichel“ u. dgl.) verlassen und sich an neuzeitliche Vorbilder derjenigen Länder angelehnt, die infolge Mangels an Eisen (Finnoskandien, Island) oder Größe der Entfernungen



und Verkehrsschwierigkeiten (Weststaaten von Nordamerika) den Bau von Holzrohrleitungen im letzten Halbjahrhundert mit Nachdruck und Erfolg weiterentwickelt hatten.

**b) Baustoff.** Heute werden auf Grund der gesammelten Erfahrungen Holzrohrleitungen ausgeführt, die weitgehenden Ansprüchen genügen und innerhalb ihrer technischen und wirtschaftlichen Anwendungsgrenzen vollwertig neben den Eisenrohren stehen. Während Amerika über große Bestände besonders harzreicher Nadel- und Harthölzer mit geringem Quell- und Schwindmaß verfügt, steht in Deutschland vorwiegend nur das in diesen Beziehungen doch schon in zweite Reihe zu stellende Fichten- und Weißtannenholz zur Verfügung. Nur besondere Fälle ertragen wirtschaftlich die Verwendung der erstrangig geeigneten Holzarten Lärche, Kiefer und Eiche. Der Gütemaßstab des Druckrohrbauholzes ist sein Harzgehalt; gesunde, trockene, fast astfreie gerade und langsam gewachsene Hölzer, frei von Blaufäule dürfen allein verarbeitet werden. Das Holz muß im Herbst geschlagen



Abb. 346.  
Holzdauben für niedrigen und für hohen Druck.

sein, bei den Jahresringen soll das weiche Frühholz gegenüber dem festen und dichten Spätholz zurücktreten. Die Ringe sollen möglichst, bei höher beanspruchten Rohren unbedingt, parallel zur Daubensehne verlaufen (Abb. 346). Die nicht ganz auszuschließenden Astlöcher müssen 2 bis 3 cm von den Kanten



Abb. 347. Turbinenleitung Mylau. Vorstrecken des kontinuierlichen Holzrohres, offen verlegt auf Holzsätteln mit Betonfundamenten.  $d = 1215$  mm, Gesamtlänge 284 m. Druck am unteren Ende 9 m W.S. (Steinbeis u. Kohns., Rosenheim.)

liegen; sie werden konisch angebohrt und von der Innenseite her mit genau passenden Holzpfropfen und wasserunlöslichem Leim verschlossen.

**c) Konstruktion und Bauweise.** Die Holzrohrwand wird aus einzelnen, 2,5 bis 6 m langen Dauben zusammengesetzt, die auf Vierseitfräsmaschinen in einem Arbeitsgang genau auf Innen- und Außenradius, an den radialen Stoßlängsseiten auf Nut und Feder bearbeitet sind. Die zunächst lose zusammen-

gefügt Dauben werden durch Eisendraht- oder Rundeisenumschnürung zusammengezogen. Der Zusammenbau einer Holzrohrleitung auf der Baustelle benützt entweder fabrikmäßig hergestellte Einzelrohre oder lose angefahrne Dauben in „kontinuierlicher“ Bauweise.

**d) Fabrikrohre.** Die Fabrikrohre werden bis zu einem lichten Durchmesser von 600 mm und in Längen von 2,5 bis 5,0 m mit sauber für die Stoßverbindung abgedrehten Enden geliefert. Die Umschnürung aus (meist verzinktem) Eisendraht von gewöhnlich 4 bis 7 mm Stärke, wird auf Wickelbänken spiralförmig in dem geforderten Drahtabstand, der nur an den Rohrenden zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit des Rohrs gegen Überbeanspruchung verengt wird, aufgebracht. Als Rohrverbindung dient, wie bei Beton- und Eisenbetonrohren, eine Überschiebmuffe. Die auch mögliche Verbindung mit angearbeiteten

Zapfen und Muffen ist nur für geringen Innendruck geeignet und bedingt äußerst genaue Bearbeitung, wenn nach Füllen der Rohrleitungen ein dichtes Schließen der Stöße erzielt werden soll. Das Auswechseln der Zapfenrohre ist sehr schwierig. Gebräuchlicher ist deshalb die Überschiebmuffe, die aus einzelnen Dauben — bei hohem Preßdruck besser aus Hartholz — zusammengefügt ist, innen sauber ausgedreht sein muß und wie das Rohr entweder eine Spiraldrahtumschnürung oder, besser noch Rundeisenbügel mit Spannschuhen als Bewehrung erhält. Sehr gute Erfolge hat man in Amerika bei Rohrleitungen mit Drücken von 8 bis 10 atm mit Gußeisenmuffenringen mit Innenriffelung zur Erhöhung der (mit Werg oder Bleiwolle herzustellenden) Stoßdichtung erzielt.

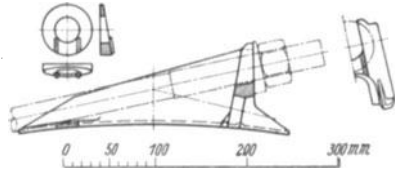


Abb. 348. Spannschuh für Holzrohre. (Engng. News 1913.)

e) **Kontinuierliche Rohrleitungen.** Die kontinuierlichen Holzrohrleitungen werden aus einzelnen der Länge nach um Stufen von 0,6 bis 1,2 m gegeneinander versetzten Dauben (Abb. 347) zusammengebaut. Für die untere Rohrhälfte bildet der Rohrsattel die Lehre, während für die obere Hälfte einfache, bewegliche Innenlehren verwendet werden. Der Zusammenbau geht so vor sich, daß an der Spitze jeweils eine Daube zwischen zwei benachbarte, schon eingebaute Dauben fest eingetrieben wird, wobei Nut und Feder der Dauben-

längsseiten dicht ineinandergreifen. Der Daubenhirnstoß (Abb. 350*b* links) wird durch schmale galvanisierte Stahlblechdübel von 2 bis 3 mm Stärke abgedichtet, die in vorgefräste Schlitzlöcher der Daubenstirnflächen 2 bis 3 cm tief eingetrieben werden und die, da sie ungefähr 6 mm breiter als die Einzeldaube sind, mit den geschärften Seitenkanten in die Nachbardauben einschneiden. Zur Verbesserung der Stirndichtung ist auch schon<sup>1</sup> außer den Blechdübeln noch eine Magnesitdichtungsmasse eingebracht worden. Über



Abb. 349. Holzrohr im Gebirge (Pikes Peak Pow.-Co. bei Victor Col. USA.). (Geolog. Survey 22. Ann. Rep. IV.)

die Dauben werden die Spannrings (weiches Fluß-Rundeisen verzinkt oder gekupferter Rundstahl) gelegt, die bei großen Rohrweiten zweiteilig sind. Die Anspannung der Bügel erfolgt mittels Spannschuhen aus Schmiedeguß oder gepreßtem Stahlblech, und zwar zunächst nur mäßig, derart, daß mit Holzhämmern die Querschnittsform sauber ausgeglichen werden kann. Von einer besonders folgenden Nachspannkolonne werden die Spannschlösser vorsichtig mit einem zweihändigen, aber kurzgriffigen Schlüssel nachgezogen, wobei Verletzung der Holzfaser sorgfältig vermieden werden muß. Durch das Gewinde am Spannringende wird der Bügelquerschnitt gerade dort geschwächt, wo er gleichzeitig auf Zug und Verdrehung beansprucht wird. Daher wird das

<sup>1</sup> Bautechn. 1928 S. 227 f.

Bügelschraubende entsprechend stärker gewählt und maschinell durch elektrische Stumpfschweißung an den Bügel angesetzt.

f) **Trassierung.** Holzrohrleitungen lassen sich den Geländeformen nach allen Raumrichtungen gut anpassen (Abb. 349). Mit Fabrikrohren können Kreiskrümmungen mit  $R = 70 d$  durch Verdrücken in den Rohrstößen, besser durch den Einbau von winkelachsigen, konischen Muffen hergestellt werden. In zusammenhängender Rohrleitung können schwache Krümmungen durch Verziehen des zunächst geradlinig, lose gebundenen Rohres, schärfere Krümmungen durch Anwendung kürzerer, ungleich langer Dauben erreicht werden. Krümmungsverankerungen sind nur bei scharfen Krümmungen nötig. Sehr kurze und scharfe Krümmungen werden durch Einbau eiserner, konischer

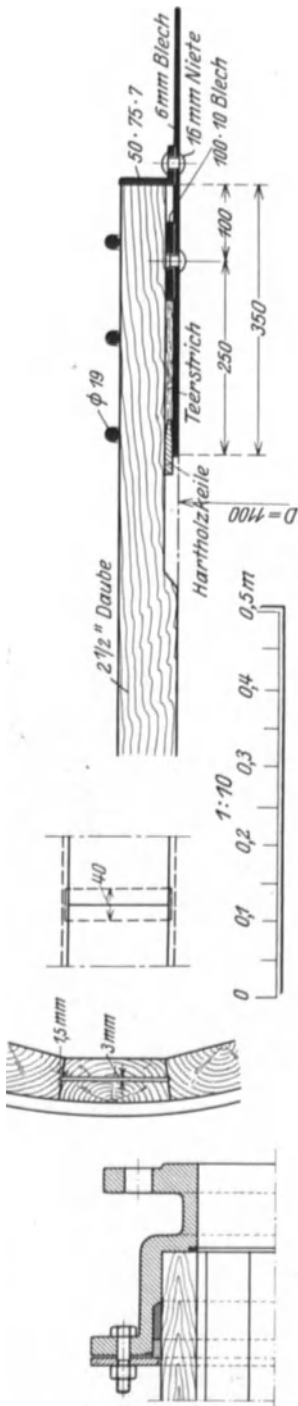


Abb. 350. Übergangsstücke. a Holz- auf Gußrohr (D.R.G.M.) b Holz- auf Blechrohr. (NWK.)

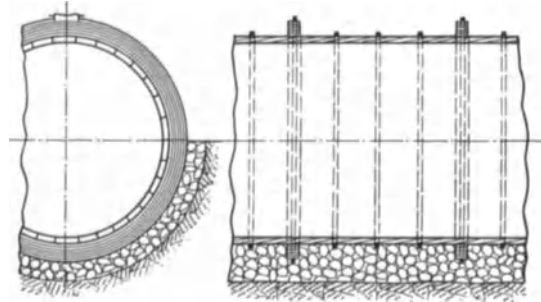


Abb. 351. Holzrohr auf Schotterbettung mit Versteifungsringen (Vorschlag Samstoe). (NWK.)

Rohrstücke überwunden, die besonders verankert werden müssen (Betonklotz), da Holzrohrleitungen selbst keine axialen Zugkräfte aufnehmen können. Verbindung von Holz- und Eisenrohren ist durch Übergangsstücke (Abb. 350) möglich. Auch Rohr-abzweigungen und Mannlöcher lassen sich auf ähnliche Art einbauen. Bei nachträglichem Einbau solcher Stücke ist dagegen ein dichter Anschluß nur schwer zu erzielen.

g) **Auflagerung.** Während im allgemeinen für Fabrikrohre verdeckte Verlegung vorgezogen wird, wählt man häufig für die kontinuierliche Bauweise wegen des dabei oft großen Durchmessers die offene Verlegung schon, um umfangreiche Erdarbeiten zu sparen. Beide Verlegungsarten haben ihre örtlich wechselnden Vor- und Nachteile.

Die Vorteile verdeckter Verlagerung sind: Das Rohr ist willkürlichen Beschädigungen mehr entzogen und vor nachteiliger, vorübergehender Austrocknung der Außenfläche geschützt, die benutzte Geländefläche ist freigehalten, die Auflagerung zusammenhängend und die Rohrwand bei sachgemäßer Hinterfüllung gegen Verformung und Überbeanspruchung geschützt.

Die Nachteile sind: Ungleichmäßiges Setzen der Überschüttung und Verkehrslast kann ungünstig einwirken, das verdeckte Rohr ist der Überwachung

entzogen, auf dem unteren auflagernden Umfangsteil ist Nachdichtung unmöglich. Im Boden vorhandene schädliche Stoffe (Humussäuren!) greifen Holz und Eisen an. Letztere Gefahr ist vermeidbar durch sachgemäße Hinterfüllung mit rein mineralischem, am besten Lehm Boden, der durch die Unterbindung der Verdunstung das Rohr ständig feucht erhält.

Bei offener Verlegung ruht das Rohr entweder auf einheitlicher Bettung (Abb. 351), z. B. auf einem entwässernden Kies- oder Schotterbett oder auf einzelnen Sätteln und Jochen (Abb. 352), die aus Holz, Eisen, Beton oder Mauerwerk bestehen können. Bei umfangreichen Rohren und niedrigem Wasserdruck müssen rahmenartige Stützen dem Rohr die nötige Steifigkeit geben. Bei ganz großen Lichtweiten kommt man zur Aufhängung in einzelnen Profileisenringen („Weitspannsystem“, vgl. S. 326) (Abb. 353, 354).

h) **Lebensdauer.** Die Lebensdauer der Rohrleitungen ist von der Widerstandsfähigkeit des Holzes gegen Fäulnis und der Rostsicherheit der Bewehrung abhängig. Der wirksamste Fäulnisschutz ist die Wassersättigung des Holzes, weshalb Holzrohre stets unter einem Scheiteldruck von mindestens 3 bis 5 m stehen sollen. Die Rohrrinnenwand hält man naturrein, um die Durchfeuchtung und das Quellen des Holzes zu sichern. Von der Imprägnierung und Vakuumtränkung der Dauben wird allgemein abgesehen, es sei denn, daß es sich um Freispiegleitungen oder offene Kanalgerinne (Abb. 253) handelt. Als Schutz gegen äußere Einflüsse erhält die Außenseite der Dauben vor dem Einbau einen 1 bis 2maligen heißen Kreosot- oder Inertolanstrich, nach dem Einbau das fertige Rohr einen 2maligen Deckanstrich aus Teer oder Asphaltmasse; Fabrikrohre erhalten häufig einen Asphaltjuteschutzmantel. Die Eisenringe und Spannschuhe werden vom Herstellungswerk heiß asphaltiert, die Schraubenenden heiß gefettet geliefert. Nach der Fertigstellung der Rohrleitung auf der Baustelle werden die Eisenteile nochmals 1 bis 2mal überstrichen und die

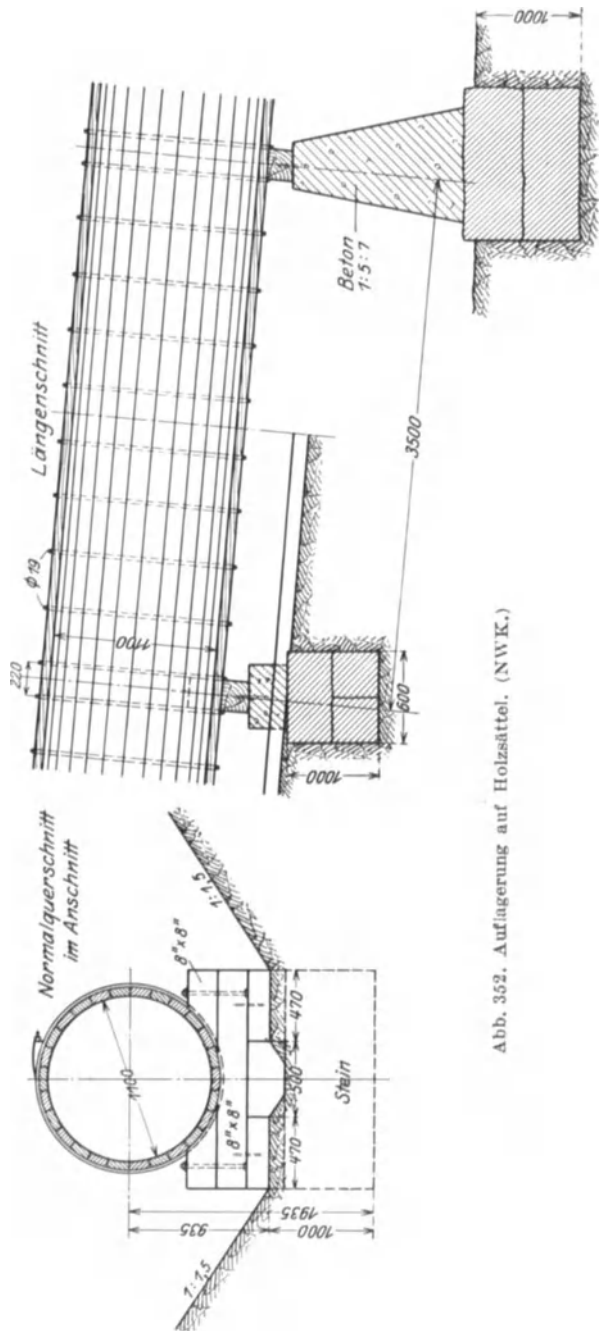


Abb. 352. Auflagerung auf Holzsattel. (NWK.)

Gewindeteile mit heißem Rindstalg überzogen. Bei verdeckten Rohren wird ein Rostzuschlag gegeben.

Erfahrungen in Amerika und Skandinavien beweisen, daß bei vorsichtigster Abschätzung die Lebensdauer der Holzrohre bei offener Verlegung auf über 20 Jahre und bei verdeckter Verlegung auf über 30 Jahre veranschlagt werden darf.

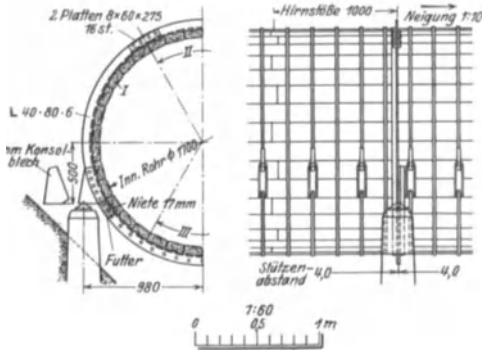


Abb. 353.



Abb. 354.

Abb. 353 und 354. Lindesnäs. Holzrohr in Ringrahmen aufgelagert (Vattenb. Byrån-Stockholm).

**i) Hydraulisches Verhalten.** Über die Druckverluste in Holzrohren sind in Nordamerika eingehende Untersuchungen und Messungen an ausgeführten Leitungen durchgeführt worden, auf Grund deren Scobey, bei Ausschaltung der ganz glatten und der ganz rauhen Rohre, folgende Formel entwickelt hat:

$$v = 49,4 \cdot J^{0,556} \cdot d^{0,65}$$

Um sicher zu gehen vermehrt Scobey die hiernach errechnete Wassermenge um 5%, wo Ablagerungen voraussichtlich nicht eintreten;

10%, bei sinkstoffhaltigem Wasser, wo Verschlämmung und Verwachsen befürchtet wird;

15% bei stark sinkstoffhaltigem Wasser, namentlich bei Grus- und Sandführung.

In der hydraulischen Leistung sind Holzrohre den Stahl- und Gußeisenleitungen überlegen, und zwar verhält sich Leistungsfähigkeit von neuen und

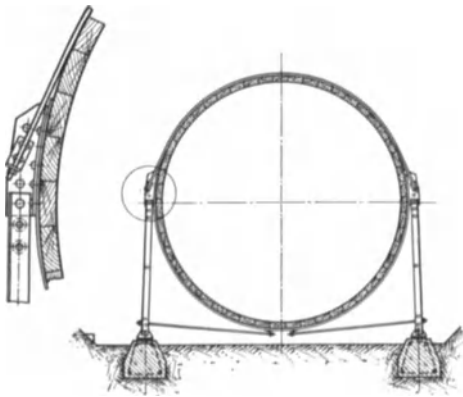


Abb. 355. Holzrohr auf elastischen Stahlstützen;  $d = 3,36$  m (Rio- and Delaware-Werke, N. Y.). (Pwr. Plant Engng. 1930.)

alten Holzrohrleitungen zu derjenigen alter Flußstahl- und Gußrohre wie 120:110:100.

**k) Wasserverluste.** Von guten Holzrohrbaufirmen wird heute ein Wasserverlust von nicht mehr als  $1 \text{ l/sek} \cdot d \cdot \text{km}$  gewährleistet, ein Wert, der in der Praxis, abgesehen von der ersten Zeit der Inbetriebnahme der Leitung, ausweislich genauer Messungen noch unterschritten wird (Abb. 356). In Amerika ist bei einer Leitung, die 12 Jahre im Betrieb war, bei einem mittleren Druck von 5,25 atü und einem größten von 8,8 atü ein Verlust von  $0,106 \text{ l/min} \cdot d \cdot \text{km}$  festgestellt worden.

**l) Statische Berechnung.** Die statische Berechnung der Rohrwand wird auf den Fall eines durchlaufenden Balkenträgers über zahlreichen Stützen mit dem Wasser-

innendruck als gleichmäßig verteilter Belastung zurückgeführt, wobei die Balkenhöhe (Daubenstärke) =  $s$  und die Trägerbreite =  $n \cdot b = d \cdot \pi$  ( $b$  = Daubenbreite) ist. Die Spannringe stellen die Stützen im gleichen Abstände  $a$  dar (Abb. 357, 358).

Die gleichmäßige Belastung ist  $q = p \cdot d \cdot \pi = p \cdot n \cdot b$ , das entsprechende größte Biegemoment etwa:

$$M = 0,106 \cdot q \cdot a^2 = k_z \cdot n \cdot W_1 = k_z \frac{\pi d s^2}{6} \quad (222)$$

$W_1$  = Widerstandsmoment der Daube,  
 $k_z$  = zul. Holzbeanspruchung.

Es wird dann

$$s_{\text{erford}} = 0,797 \cdot a \cdot \sqrt{\frac{p}{k_z}}.$$

Für Tannen- und Lärchenholz ist bei 5facher Sicherheit  $k_z = 1100 \text{ t/m}^2$ . Demnach ist die Rohrwandstärke (m):

$$s = 0,076 \cdot a \cdot \sqrt{p}.$$

Der erforderliche Eisenquerschnitt ist  $F_{\text{erford}} = \frac{p d}{2 \cdot k_{ze}}$ . Die

zusätzlichen Spannungen infolge Quellens des Holzes, sowie die Vorspannung infolge des Anziehens der Ringe beim Bau, werden durch geringeren Ansatz der zulässigen Eisenspannung berücksichtigt. Und zwar rechnet man bis zu 5 atü mit  $k_{ze} = 8000 \text{ t/m}^2$  und für höhere Drucke mit  $k_{ze} = 10000 \text{ t/m}^2$ . Unter Quelldruck versteht man den Druck, der notwendig ist, das Holz bei Wasseraufnahme am Aufquellen zu hindern. Er ist auf Grund von Versuchen mit  $q' = 100$  bis  $120 \text{ t/m}^2$  anzusetzen. Die Zusatzbelastung des Eisens aus dem Quelldruck beträgt somit  $P' = q' \cdot s \cdot a$ .

Die Gesamtbelastung der Eisenumschmürung aus Wasserinnendruck, Quelldruck und Vorspannung ist schließlich:

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{2} p \cdot d \cdot a + q' \cdot s \cdot a + c \\ &= a \cdot p \cdot \frac{d}{2} \left( 1 + 2 \cdot \frac{q' \cdot s}{p \cdot d} \right) + c \\ &= F \cdot k_{ze} \left( 1 + 2 \cdot \frac{q' \cdot s}{p \cdot d} \right) + c. \end{aligned} \quad (223)$$

Bei hohem Innendruck leistet der Quelldruck des Holzes allein für dichten Fugenschluß nicht genügend Gewähr; daher muß dann die Vorspannung  $c$  der Eisenbewehrung wesentlich erhöht werden.

**m) Anwendung.** Der wirtschaftliche Anwendungsbereich der Holzrohre liegt im Gebiet der niederen Drucke. Als Turbinenleitung können sie mit voller Sicherheit bis zu 50 m W.S. verwendet werden, bei Trinkwasserfernleitungen und bei Zuleitungen mit Schwallschacht am Ende geht man neuerdings bei fortlaufender Bauweise auf 80 bis 100 m W.S. Sehr gute Erfahrungen hat man mit dem Holzrohr bei Abwasserleitungen, so z. B. zur Fortleitung von Ablaugen und Kali-Abwassern, gemacht. Die umfangreichste, bisher bekannte Holzrohrleitung ist in Nordkalifornien mit 4,90 m Durchmesser bei 402 m Länge ausgeführt worden. Die in Amerika seit langem eingeführten offenen Gerinne in Holzdaubenbauweise haben sich bei sorgfältiger Imprägnierung des Holzes auch gut erhalten; ein neueres deutsches Beispiel zeigt Abb. 253.

**n) Vorteile.** Die Vorzüge der Holzrohrleitungen liegen: in dem niedrigen Preis innerhalb der Grenze des zukommenden Wirtschaftsbereiches, in der leichten, einfachen, keine besonderen Vorbereitungen erfordernden Beförderung an die

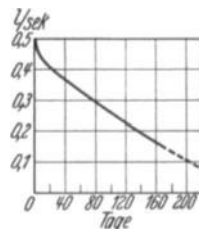


Abb. 356. Abnahme der Wasserverluste der Holzrohrleitung Mittweida (Druckhöhe bis 34 m;  $l = 735 \text{ m}$ ). (Bautechn. 1928.)

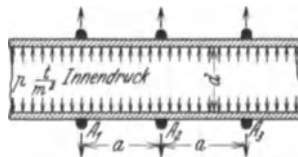


Abb. 357.

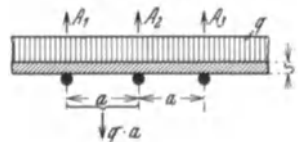


Abb. 358.

Abb. 357 und 358. Statische Verhältnisse von Holzrohren.

Einbaustelle, besonders in schwierigem Gelände, in dem raschen und einfachen Zusammenbau, für den nur wenige Facharbeiter notwendig sind, in der Unempfindlichkeit gegen Wärmeänderungen, so daß der Einbau besonderer, kostspieliger Dehnungsstücke sich erübrigt, in der Anschließbarkeit an die Geländeform, in der Unempfindlichkeit gegen angreifendes Wasser (Kohlensäure, Humussäure), in der Widerstandsfähigkeit gegen Ausschleifen durch sandführendes Wasser. Weiterhin liegt der Vorteil in der hohen Lebensdauer, die allerdings nur bei richtiger Holzauswahl und Verarbeitung, einwandfreier Verlegung und sorgfältiger Behandlung zu erwarten ist.

**o) Nachteile.** Die schwachen Seiten der Holzrohrleitung sind: die Schwierigkeit, unbedingte Wasserdichtigkeit zu erzielen (Stoßstellen, Astlöcher), die geringe Widerstandsfähigkeit gegen Außendruck (namentlich einseitigen), die Fäulnisgefahr für das Holz und die Rostgefahr für die Eisenbügel. Die Anwendungsmöglichkeit wird durch die Niedrigkeit des zulässigen Innendruckes (praktisch nicht über 6 bis 8 atü) beschränkt. Besonders nachteilig ist die trotz der Elastizität des Holzes beobachtete Empfindlichkeit der Holzrohrleitungen gegen dynamische Druckbeanspruchungen, Vakuumbildung und dadurch bedingte Wasserschläge; bei längeren Turbinenleitungen aus Holz wird daher in der Regel ein Wasserschloß vor der Turbine auch dort erforderlich, wo es bei Stahlrohren noch entbehrlich wäre.

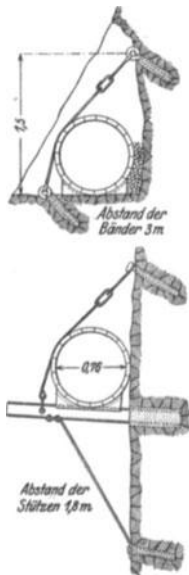


Abb. 359. Druckleitung der Wasserversorgung von Cañon City (Ark). (Engng. Rec. 1909.)

### C. Statische Berechnung von Druckrohrleitungen.

#### 1. Hydrostatische und hydrodynamische Grundlagen.

Bei der Berechnung von Druckrohrleitungen bedient man sich mit Vorteil des Druckhöhenplanes (Abb. 155), der sich insofern vom Längenschnitt unterscheidet, als in ihm als Abszissen die Achslängen der Rohrstrecken aufgetragen sind. In diesen Druckhöhenplan werden, nötigenfalls unter Berücksichtigung von Stau- und Absenkziel an der Wasserrfassung (z. B. bei Großspeichern!) und der Grenzausschläge eines etwa vorhandenen Schwalltschachtes (S. 328), die Grenzanstiegslinie beim Schließen, die Grenzabfalllinie beim Öffnen und die Drucklinie für Stillstand (Waagrechte) und Vollbetrieb eingetragen. Die tiefste Drucklinie und die Grenzabfalllinie dürfen in der Regel an keiner Stelle der Rohrachse zu nahe kommen, außer bei Leitungen, die planmäßig als Heberleitungen wirken sollen. Hier zeichnet man außerdem im lotrechten Abstände =  $a - s$  mit  $s$  verminderter Atmosphärendruck eine Parallele zur Rohrachse auf. Zur Sicherheit und mit Rücksicht auf Beschleunigungs- und andere Verluste wählt man  $s = 2$  bis  $4$  m.

Auf  $45^\circ$  Breite ist in Meereshöhe 1 atm gleich dem Druck einer Quecksilbersäule von 760 mm Höhe und  $0^\circ$  C. Dies entspricht dem Druck einer Wassersäule ( $4^\circ$  C) von 10,33 m. Ist  $h_0, h_u$  die geod. Höhe zweier Punkte,  $p_0$  und  $p_u$  der jeweilige Luftdruck,  $w_m$  die mittlere Temperatur der Luftschicht zwischen den zwei Horizonten, so gilt für mittlere Breiten:

$$h_0 - h_u = 1000 (18,4 + 6,67 w_m) \cdot l g \frac{p_u}{p_0} .$$

Bei  $w_m = 0^\circ$  C und normalen Luftdruckverhältnissen ist die dem Luftdruck gleichwertige Wassersäule in  $h_0 =$  in Meereshöhe . . . . . 10,33 m

„ + 1000 m über Meereshöhe . . . . .	9,15 m
„ + 2000 m „ „ . . . . .	8,08 m
„ + 3000 m „ „ . . . . .	7,13 m
„ + 4000 m „ „ . . . . .	6,30 m

Zu beachten ist, daß Schwankungen bis zu  $\pm 10\%$  vorkommen.

Bei der Anlage einer Heberleitung ist dafür Sorge zu tragen — vor allem durch zweckmäßig und genügend tiefe Lage des Rohreinlaufs unter dem tiefsten Wasserspiegel —, daß keine Luft in die Leitung eindringen kann. Sonst reißt die Wassersäule ab und der Heber arbeitet nicht weiter. Die unvermeidliche allmähliche Ausscheidung von Luft aus dem Betriebswasser verlangt Entlüftungseinrichtungen (Luftpumpe oder Ejektor auf ein im höchsten Punkt der Heberleitung aufzusetzendes Entlüftungsrohr wirkend!). Die Luftausscheidungen verengen den Durchflußquerschnitt und führen zu Wasserschlägen oder zum Abreißen des Hebers.

## 2. Einfache Ringspannungen der Hochdruckrohre.

Der Berechnung ist allgemein der größte praktisch denkbare Betriebswasserdruck ( $H$ ) = statische ( $H_0$ ) plus dynamische Druckhöhe ( $\Delta H$ ) nach S. 185f. zugrunde zu legen<sup>1</sup>. Außerdem ist im Einzelfall zu prüfen, ob das Rohr nicht luftleer werden und so auf Eindrücken durch den einseitigen äußeren Luftdruck (und gegebenenfalls noch Wasser- oder Erd- druck) zu berechnen ist.

### a) Dünnwandige Rohre.

$$\frac{s = \text{Wandstärke}}{d = \text{Lichtweite}} < \frac{1}{20}.$$

Die Gleichgewichtsbedingung für alle in einem waagerechten Axialschnitt auftretenden Kräfte (Abb. 360) liefert die einfache „Ring“- oder „Kesselformel“:

$$\sigma = \frac{\gamma H d}{2s}. \quad (224)$$

Durch Auflösung nach  $s$ , Ersatz von  $\sigma$  durch  $k_z \cdot \varphi$  = zulässige Zugbeanspruchung mit Rücksicht auf den „Gütegrad“  $\varphi$  einer etwa in der Rohrwand vorhandenen Längsnaht (S. 290) und Berücksichtigung der durch Altern des Rohrbaustoffes (z. B. Abrosten) zu erwartenden Schwächung durch einen „Rostzuschlag“  $s_R$  entsteht:

$$s_{\text{erford}} = \frac{\gamma H d}{2 k_z \varphi} + s_R. \quad (225)$$

Bedingt die Bauweise das Auftreten von beachtenswerten Längskräften in der Rohrwand, so ist die daraus entspringende zusätzliche achsenparallele Zugspannung  $\sigma_l$  mit der Ringspannung  $\sigma_t$  zur reduzierten, maßgebenden Spannung  $\sigma_r$  zusammzusetzen.

$$\sigma_r = \sigma_t - \frac{1}{m} \sigma_l. \quad (226)$$

$m$  = Querdehnungszahl nach Poisson (für Stahl z. B. =  $\frac{10}{3}$ ). Für ein waagerechtes fliegend vorgestrecktes Rohrende (entsprechend Strecke 3–4 in Abb. 307) ist z. B.

$$\sigma_l = \frac{\gamma H}{k_z \varphi_l} \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot \frac{1}{\pi d s} = \frac{\gamma H d}{4 k_z \varphi_l \cdot s}$$

und hiernach:

$$s_{\text{erf}} = \frac{\gamma H d}{2 k_z} \left( \frac{1}{\varphi} - \frac{1}{2 m \varphi_l} \right) + s_R$$

( $\varphi_l$  = Gütegrad der Quernähte).

<sup>1</sup> Mit Rücksicht auf die dynamische Wirkungsweise kann es sich bei Rohrleitungen „unruhiger“ Betriebe mit häufigen starken Lastschwankungen empfehlen mit  $H = H_0 + 2 \Delta H$  zu rechnen (vgl. S. 185f.).

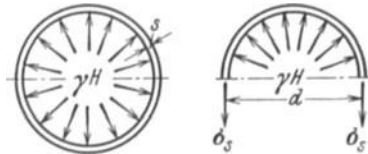


Abb. 360. Zur Ableitung der Ringformel.



Werte des Gütegrades für Eisenrohre (Abb. 317 und 320):

Stumpfgeschweißte Naht . . . . .	= 0,70
Überlappt wassergas- oder elektrischgeschweißte Naht . . . . .	= 0,90
für genietete Naht durchschnittlich . . . . .	= 0,80

Die zulässige Zugbeanspruchung beträgt bei 4facher Sicherheit:

für Gußeisen . . . . .	2500— 3000 t/m <sup>2</sup>
für Flußeisen . . . . .	8000—10000 „
für Stahl (je nach Sorte) . . . . .	9000—13000 „

In Rohrstrecken, bei denen ein Bruch keinen unverhältnismäßig großen Schaden verursachen kann, wird man mit der zulässigen Beanspruchung noch etwas höher gehen. Dagegen empfiehlt es sich, dort, wo ein Bruch unter allen Umständen zu vermeiden ist, z. B. im Krafthaus, die zulässige Beanspruchung herabzusetzen.

Aus konstruktiven Gründen (z. B. Verstemmbarkeit einer Nietnaht) ist eine gewisse Mindestwandstärke  $s_0$  erforderlich. Sie beträgt etwa bei Lichtweiten:

$d$ bis 0,80 m	$s_0 = 0,005$ m
$d$ „ 3,00 m	$s_0 = 0,006$ „
$d$ über 3,00 m	$s_0 = 0,007$ m.

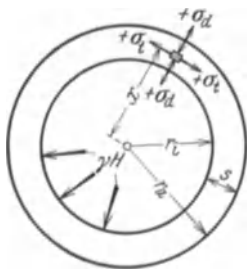


Abb. 361. Zur Berechnung eines dickwandigen Rohres.

**b) Dickwandige Rohre.**

$$\left(s > \frac{d}{20}\right).$$

Genau betrachtet, empfängt in jedem Falle die Rohrwand durch den Wasserdruck zunächst eine diametrale Druckbeanspruchung  $\sigma_d$ , die nach außen zu auf Null abklingen muß. Infolgedessen und wegen der elastischen Nachgiebigkeit verteilen sich die tangentialen Zugspannungen („Ringspannungen“)  $\sigma_t$  ungleichmäßig über die Wandstärke.

Allgemein ist (nach Bach) mit Bezug auf Abb. 361:

$$\sigma_d = \gamma H \frac{r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \frac{x^2 - r_a^2}{x^2} \text{ und } \sigma_t = \gamma H \frac{r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \frac{x^2 + r_a^2}{x^2}. \tag{227}$$

Die Größtwerte an der Innenfläche sind:

$$\sigma_{di} = \gamma H \text{ und } \sigma_{ti} = \gamma H \frac{r_a^2 + r_i^2}{r_a^2 - r_i^2}. \tag{228}$$

Als maßgebende größte Beanspruchung kann aus Gleichung (227) und (228) die reduzierte Zugspannung  $\sigma_r = \sigma_t - \frac{1}{m} \sigma_d$  berechnet werden. Man erhält aus Gleichung (228) den Größtwert:

$$\max \sigma_{\text{Zug}} = \frac{\gamma H}{r_a^2 - r_i^2} \left( \frac{m+1}{m} r_a^2 + \frac{m-1}{m} r_i^2 \right) = \gamma H \left( \frac{r_a^2 + r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} + \frac{1}{m} \right). \tag{229}$$

Einfache Entwicklungen liefern (wegen  $r_a - r_i = s$ ):

$$s_{\text{erford}} = r_i \left( \sqrt{\frac{\varphi k_z + 0,7 \gamma H}{\varphi k_z - 1,3 \gamma H} - 1} \right) + s_R. \tag{230}$$

Beim Vorliegen einer Längskraft infolge Querdehnung des an den Enden festgehalten gedachten Rohres, wie oben angenommen, und mit der Vereinfachung  $\varphi_l = \varphi$  tritt in Gleichung (230) an Stelle des Beiwertes 0,7 der kleinere: 0,4.

Man erhält<sup>1</sup> in den meisten praktisch vorkommenden Fällen Werte, die mit Gleichung (230) auf 1 bis 3% übereinstimmen, wenn man mit der einfachen

<sup>1</sup> Verf. bisher unveröffentlicht.

Ringformel [Gleichung (224)] rechnet, aber für  $d$  den Außendurchmesser  $d_a = d + s_1$  einführt, worin  $s_1$  einen ersten mit dem Innendurchmesser berechneten Näherungswert darstellt.

### c) Berechnung auf Außendruck.

Nach Mayer<sup>1</sup> genügt mit  $x$ facher Sicherheit zur Verhinderung des Ein-drückens bei einem gleichmäßig von allen Seiten wirkenden Außendruck  $\gamma y$  ( $t/m^2$ ) die Wandstärke (m):

$$s_a = d \sqrt[3]{\frac{\gamma y x}{2E}}. \quad (231)$$

$E$  = Elastizitätsmaß der Rohrwandung ( $t/m^2$ ).

Bei einem im Rohrgraben in gutem Baugrund verlegten Rohr wirkt bei satter Umstämpfung die umhüllende Erde aussteifend; für diesen Fall kann mit einer kleinen Sicherheitsziffer, unter Umständen bis herunter auf 1,00, gerechnet werden. Ist mit aussteifender Wirkung der Eindeckung nicht zu rechnen, so wird man  $x = 3$  bis 4 annehmen. Gleichung (231) gilt auch für ein infolge Abreißens der Wassersäule durch den äußeren Luftdruck ( $y = 10$  m) einseitig auf Abplattung beanspruchtes Rohr. Für Flußeisen und -stahl ( $E = 20000000$   $t/m^2$ ) und  $x = 4$  ergibt Gleichung (231) für ein frei, ohne Erdauflast verlegtes Rohr unter einseitig-äußeren Luftdruck:

$$s_{atm} = 0,01 d. \quad (232)$$

Die Berechnung der Niederdruckrohre kann nicht ohne Eingehen auf die besonderen Auflagerbedingungen erfolgen, wir stellen sie daher zurück und wenden uns zunächst zur Betrachtung der

## 3. Zusatz- und Auflagerkräfte der Hochdruckrohre.

### a) Einfluß der Bettungsart.

Die Bettung von Hochdruckrohren erfolgt entweder:

A. Flächenhaft-zusammenhängend („kontinuierlich“) auf und in Beton oder Erde (meist in Verbindung mit zusammenhängender Bauweise!)

oder:

B. „Punktweise“, auf zahlreichen Stützsockeln (Rohrsätteln) und einzelnen in größeren Abständen (selten über 150 bis 200 m) angeordneten „Festpunkten“, welche die Längs- und Abhebekräfte aufzunehmen haben. Die zweite Bettungsart wird sowohl bei unterteilter wie bei zusammenhängender Bauweise angewandt.

Kraftarten. Die Zahl der insgesamt an Rohrleitungen auftretenden Kraftarten ist sehr groß; Hruschka<sup>2</sup> wies ihrer 32 nach; doch brauchen im allgemeinen nur die nachstehenden (und sie nicht immer alle!) berücksichtigt zu werden.

### b) Wirkungen der stillstehenden Wassersäule.

Als Druckhöhe ist in erster Linie der größte möglicherweise auftretende Gesamtdruck  $H = H_0 + \Delta H$  (vgl. S. 185f., die größte Summe der gleichzeitig möglichen Werte von statischem und Stoßdruck beim raschen Stillsetzen der Wassersäule) einzusetzen. Dementsprechend sind z. B. in Abb. 306 und 307 die Drucklinien ansteigend gezeichnet. In besonderen Fällen (dünnwandige Rohre, S. 325) kann die rein statische Beanspruchung bei halbentleertem Rohr ungünstiger ausfallen.

Die diametralen Seitenkräfte des Wasserdruckes werden von der Rohrwandung allein (als in sich ausgeglichene Kräfte) aufgenommen (Ausnahme

<sup>1</sup> Elastizität und Stabilität des geschlossenen und offenen Kreisbogens. Z. Math. u. Phys. Bd. 61 (1913) S. 246f.

<sup>2</sup> Hruschka, Elektrotechn. u. Maschinenb. Nov. 1922 und „Druckrohrleitungen der Wasserkraftwerke“. Berlin: Julius Springer 1929.

S. 256: Druckschacht). Auf die Rohrbettung werden nur etwa auftretende achsenparallele Seitenkräfte des Wasserdruckes übertragen. Dabei ist zur Vermeidung von Denkfehlern immer zu unterscheiden zwischen Längskräften, die zuerst auf längere Strecke in der Rohrwand verlaufen und erst von dieser in die Bettung übertragen werden (Rohrwandkräfte, Abb. 362, 363 u. a.) und solchen, die unmittelbar, die Rohrwand quer durchdringend, in die Bettung gehen (Wassersäulenkräfte, Abb. 364 u. a.). Diese Unterscheidung ist namentlich bei Untersuchung „zusammenhängender“ Rohrleitungen wichtig.

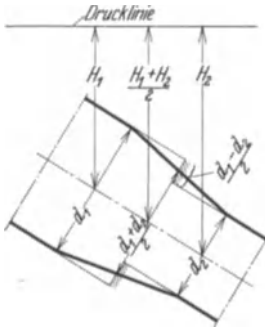


Abb. 362. Kegelstückdruck.

bar, die Rohrwand quer durchdringend, in die Bettung gehen (Wassersäulenkräfte, Abb. 364 u. a.). Diese Unterscheidung ist namentlich bei Untersuchung „zusammenhängender“ Rohrleitungen wichtig.

I. Kegelstückdruck (Abb. 362). In einem geradachsigen Übergang von der Lichtweite  $d_1$  mit Druckhöhe  $H_1$  auf die (nach unten zu praktisch fast immer kleinere)  $d_2$  mit Druckhöhe  $H_2$  wirkt eine statische Längsdruckkraft vom Näherungsbetrage:

$$K_1 \approx \gamma \frac{H_1 + H_2}{2} \pi \frac{d_1^2 - d_2^2}{4}. \quad (233)$$

Übergangsstücke werden in der Regel in die Festpunkte oder dicht über sie verlegt.

II. Stopfbüchsendruck (Abb. 363). In dem ringförmigen Spielraum einer als Dehnungsstück eingebauten Stopfbüchse (ähnlich auch bei jeder einzelnen Muffe oder Flansche) tritt eine auf Auseinanderschieben der beiden Rohre hinwirkende unaufgehobene Längskraft gleich dem Wasserdruck auf die ringförmige Stirn des Degenrohres auf:

$$K_2 \approx \gamma H \pi d s. \quad (234)$$

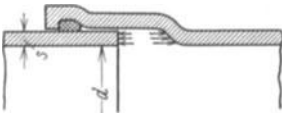


Abb. 363. Stopfbüchsendruck.

III. Kniestückkraft (Abb. 364). In den beiden Schenkeln eines Kniestücks oder eines Krümmers vom Brechungswinkel  $\alpha$  treten zwei Wassersäulenlängskräfte  $W_1, W_2$  auf, deren Resultierende  $K_3$  das Kniestück quer zu verschieben bestrebt ist. Für den allgemeinsten Fall, daß der Krümmer zugleich Übergangsstück von  $d_1$  auf  $d_2$  ist, gilt:

$$\left. \begin{aligned} K_3 &= \sqrt{W_1^2 + W_2^2 - 2 W_1 W_2 \cos \alpha} \\ \text{mit} \quad W_1 &= \gamma H_1 \frac{\pi d_1^2}{4}; \quad W_2 = \gamma H_2 \frac{\pi d_2^2}{4} \end{aligned} \right\}$$

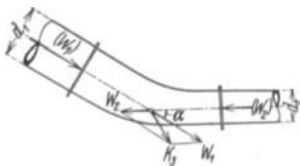


Abb. 364. Kniestückkraft.

Sind beide Enddurchmesser gleich und wird näherungsweise  $H_1 = H_2 = \frac{H_1 + H_2}{2} = H$  gesetzt, so ist einfacher:

$$K_3 = \gamma H \frac{\pi d^2}{2} \sin \frac{\alpha}{2}. \quad (235)$$

IV. Gewicht der Wasserfüllung. Das Gewicht einer Strecke  $l$  von der Lichtweite  $d$  und der

Neigung  $\alpha$

$$4. G = \gamma \pi \frac{d^2}{4} l \quad (236)$$

zerlegt sich (Abb. 365) in Längskraft 4a)  $K'_4 = G \sin \alpha$  und Querkraft 4b)  $K''_4 = G \cos \alpha$ .

Die Längskraft kommt nur bei Vorliegen eines der unter Ziffer 1. bis 3. behandelten Fälle (teilweise!) zur Wirkung auf Rohrwand und Bettung. Sie ist dann schon in den unter diesen Ziffern ausgewiesenen Kräften enthalten, darf also in keinem Falle besonders berechnet und eingesetzt werden! Die Querkraft geht als Auflagerdruck im Verhältnis der anteiligen Stützweite in die Bettung.

c) *Wirkung des Eigengewichtes der Rohrwand.*

$$5. G_R = \gamma_R \pi d s l. \tag{237}$$

Dieses zerlegt sich ähnlich Ziffer 4 in eine Längskraft und eine Querkraft (Abb. 365):

$$5a) K'_5 = G_R \sin \alpha; \quad 5b) K''_5 = G_R \cos \alpha.$$

Die Querkraft (aufgeteilt in einzelne Satteldrücke wie in Ziffer 4) wirkt (bei nicht etwa durch einseitige Erwärmung verkrümmtem Rohr) immer. Die Längskraft ( $K'_5$ ) wird nur zeitweise voll zur Entwicklung kommen, und zwar, wenn das Rohr im ganzen erwärmt wird und sich, gestützt z. B. auf den unteren Festpunkt, streckt. Hierbei wird meist zugleich noch eine nach unten gerichtete Reibungskraft (Ziffer 12) auftreten.

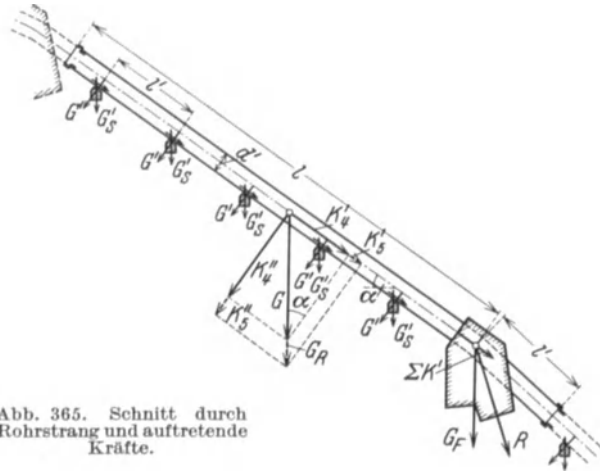


Abb. 365. Schnitt durch Rohrstrang und auftretende Kräfte.

d) *Wirkungen der Wasserströmung.*

VI. Schleppekraft (Längskraft). Der bei beharrlicher gleichförmiger Strömung auftretende Energiefallhöhenverlust  $H_w$  auf die Rohrlänge  $l$  (entsprechend dem Energiefallgefälle  $J = H_w : l$ ) bedingt eine vom Wasser auf das Rohr ausgeübte Reibungskraft:

$$K_6 = \gamma H_w F = \gamma \frac{\pi d^2}{4} J l. \tag{238}$$

Hierin ist z. B. nach Gleichung (163)

$$J \approx \left( \frac{Q}{k \pi d^2} \right)^2 \cdot \left( \frac{4}{d} \right)^{\frac{4}{3}}.$$

Somit auch:

$$K_6 = \frac{4^{\frac{7}{3}} \gamma Q^2 l}{\pi k^2 d^{\frac{10}{3}}}.$$

Diese Kraft hat meist nur in Leerschußrohren Bedeutung (S. 463).

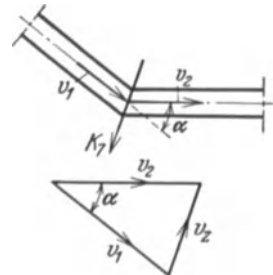


Abb. 366. Ablenkungskraft in Krümmungen.

VII. Ablenkungskraft (Fliehkraft) in Rohrknien und Krümmungen. Die Überführung einer Geschwindigkeit  $v_1$  in eine andere und um  $\alpha$  verschwenkte  $v_2$  kann als Wirkung einer querverrichteten (Zentripetal-) Beschleunigung aufgefaßt werden, welche der Wassermenge  $Q$  in der Zeit des Durchfließens der Krümmerstrecke die Geschwindigkeitskomponente  $v_z$  (Abb. 366) aufzwingt.

Diesem Vorgang entspricht nach den Sätzen vom Antrieb und von Wirkung und Gegenwirkung eine vom Wasser auf die Rohrwand ausgeübte Gegenkraft (positiv im Gegensinne von  $v_z$ ):

$$K_7 = \frac{\gamma Q}{g} v_z = \frac{\gamma Q}{g} \sqrt{v_1^2 + v_2^2 - 2 v_1 v_2 \cos \alpha}. \tag{239}$$

Für  $d_1 = d_2 = d$  und  $v_1 = v_2 = v$  wird einfacher

$$K_7 = \frac{\gamma Q^2}{g \pi \frac{d^2}{4}} 2 \sin \frac{\alpha}{2}. \tag{240}$$

Auch diese Kraft hat meist nur in Leerschußrohren Bedeutung.

*e) Zwängungskräfte.*

VIII. Dehnungskräfte. Eine in der Rohrwand unmittelbar, insonderheit also durch den Wasserdruck, erzeugte Ringspannung  $\sigma$  bringt nach dem Gesetz von Poissons eine negative, achsenparallele Querdehnung (Zusammenziehung)  $\Delta l$  mit sich:

$$\Delta l = \frac{1}{m} \frac{\sigma}{E} l.$$

Wird diese Zusammenziehung durch Reibung oder Einspannung der Rohrenden verhindert, so entsteht in der Rohrwandung eine entsprechende Zugspannung

$$\sigma_8 = \frac{\sigma}{m}$$

und im Wandquerschnitt  $f$  eine Kraft

$$K_8 = \frac{\sigma}{m} \cdot f, \tag{241}$$

z. B. für  $\sigma = \frac{\gamma H d}{2 s}$  [Gleichung (224)] und  $f = \pi d s$  ergibt sich

$$K_8 = \frac{\gamma \pi d^2 H}{2 m}.$$

Poissonsche Zahlen  $m$ :

- für Flußeisen und Stahl . . . . . = 3,3
- für Beton . . . . . = 7.

Für Holzrohre kommt eine Quersammenziehungskraft nicht in Frage, da in den Stoßfugen der Dauben Bewegungsmöglichkeit vorhanden ist.

Die Quersammenziehungskräfte können in zusammenhängend gebauten Rohrleitungen erhebliche Werte annehmen. Sie sind unabhängig von der Länge des Rohrstranges. Bei der Festsetzung des Spielraumes in den Dehnungsstücken eiserner Rohrleitungen darf aber die mit der Stranglänge wachsende Quersammenziehung nicht außer acht gelassen werden!

IX. Temperaturkräfte. Ein Rohrstrang von der Länge  $l$  sucht sich bei Erwärmung (Abkühlung) um  $t^0$  gegenüber der „Bautemperatur“ um

$$\Delta l = w t l \tag{242}$$

auszudehnen (zusammenzuziehen). Wird er durch Festlegung seiner Enden daran völlig verhindert, so entsteht in ihm eine von der Länge unabhängige Kraft (+ = Zug!):

$$K_9 = - (w \cdot E) \cdot f \cdot t \tag{243}$$

Der Kraft  $K_9$  entspricht eine von Länge und Wandstärke unabhängige Spannung:

$$\sigma_9 = - (w \cdot E) t. \tag{244}$$

Mittelwerte von  $w$ ,  $E$  und  $(w \cdot E)$ .

Baustoff	$E$ Mio. t/m <sup>2</sup>	$w$	$(w \cdot E)$ t/m <sup>2</sup>
Flußeisen und Stahl .	21—22	0,000012	240
Beton . . . . .	2	0,000010	20
Holz . . . . .	1	0,000004	4

X. Schwindkräfte.

Bei Betonrohren treten, wenn nicht durch besondere Ausführungsart entgegengewirkt oder durch genügend zahlreiche Fugen Bewe-

gungsmöglichkeit geschaffen wird, beim Erhärten große Schwindspannungen  $\sigma_{10}$  auf. Diese können rechnerisch als Wärmespannungen für  $t = -10$  bis  $-15^\circ \text{C}$  ermittelt werden. Die resultierende Schwindkraft ist:

$$K_{10} = \sigma_{10} \cdot f. \quad (245)$$

In der Regel wird durch Einschaltung von Bewegungsfugen und Maßnahmen der Bauausführung die Entstehung dieser Schwindkraft verhindert (S. 304).

XI. Reibungskräfte in Dehnungsfugen. Bei unterteilten Rohrleitungen ist der Entwicklung von Temperatur- und Querdehnungskräften eine Grenze gesetzt: sie können insgesamt nicht größer werden als die Summe der möglichen Reibungskräfte, z. B. in Ausdehnungsstücken, Muffen, Bettungen.

Die Muffenreibungskraft errechnet sich aus:

$$K_{11} = a \mu \gamma \pi d_M l_M H. \quad (246)$$

$a$  = Zuschlagziffer = 1,5 zu schätzen, zur Berücksichtigung der Starrheit der gepreßten Packung gegenüber hydrostatischer Druckverteilung;  
 $\mu$  = Reibungszahl (Hanf auf Eisen = 0,15);  
 $d_M$  = äußerer Durchmesser der Packung (m);  
 $l_M$  = Länge der Packung (m);  
 $H$  = statische Wasserdruckhöhe in m (hier genügt die statische Druckhöhe, da dynamischer Druckanstieg nur kurze Zeit vorhält und daher keine wirksame Steigerung der Reibungskraft hervorrufen kann).

XII. Bettungsreibung. Aus dem lotrecht zur Bettungsoberfläche gerichteten (aus Gewicht von Rohrwand und Wasserfüllung nach Gleichung (236) und (237) zu errechnenden Auflagerdruck  $A = K'_4 + K'_5$  (Abb. 365) und der Reibungsziffer  $r$  berechnet sich die größtmögliche Reibungskraft (der Ruhe):

$$K_{12} = \pm r A. \quad (247)$$

Werte der Reibungsziffer  $r$  für eiserne Rohrleitungen:

Rohrsättel mit Gleitlager aus Eisen . . . . .	0,15
"          aus glattem Beton . . . . .	0,20
Durchlaufende Betonbettung . . . . .	0,3—0,4
Erdreich . . . . .	0,5—0,6.

Das Wechselvorzeichen weist darauf hin, daß die Richtung dieser Kraft doppelsinnig sein kann, je nach dem Bewegungsstreben der Rohrwand. Bei Streckung eines Stranges (wie 3—2 Abb. 306 und 307) mit unterem Festpunkt addiert sich (für einen unteren Festpunkt!) die Reibungskraft zu der dadurch wirksam werdenden Seitenkraft  $K'_5$  des Eigengewichts der Rohrwand (Abb. 365).

Bei der Anwendung vorstehender Ausdrücke zur Ermittlung der in den Rohrsträngen und Auflagern wirkenden Kräfte muß man den ungünstigsten Beanspruchungsfall durch sorgfältige Vergleichung aller physikalisch möglichen Zustände heraussuchen.

#### 4. Statische Untersuchung der Auflager.

##### a) Stützpunkte (Süttel, Pendelstützen).

Als wirkende Kräfte kommen in Betracht (anteilig nach Verhältnis der Feldlänge  $l'$  zur Stranglänge  $l$ , Abb. 365):

1. Normalseitenkraft des Gewichtes des gefüllten Rohrs:  $K'_4 + K'_5$ .
2. Reibungskraft des gefüllten Rohres:  $K_{12}$ .
3. Eigengewicht des Stützpunktklotzes:  $G_F$ .

Die Resultierende dieser Kräfte muß im Kern der Sohlenfuge des Klotzes liegen, und die Druck- und Schubspannungen müssen überall in zulässigen Grenzen bleiben.

##### b) Festpunkte.

a) Unterteilte Bauweise (Abb. 306). In einem Festpunkt sind neben der verhältnismäßig kleinen auch für ihn nach a) 1. zu berechnenden Normalseitenkraft

des anteiligen Rohrgewichtes  $K'_4 + K'_5$  der beiden anstoßenden Felder die ungleich größeren Längskräfte  $K_1, K_2, K_5, K_6, K_8, K_9, K_{11}, K_{12}$  und gegebenenfalls auch Kniestückkräfte  $K_3, K_7$  aufzunehmen. Zusammen mit dem Eigengewicht  $G_F$  des Klotzes und etwa auch des durch Felsanker erfaßten Untergrundes sollen diese Kräfte eine Schlußkraft ergeben, die innerhalb der Kernfigur der Sohlenfläche bleibt und Überschreitung der zulässigen Beanspruchungen des Baugrundes vermeidet (Abb. 365).

b) **Zusammenhängende Bauweise** (Abb. 307). Hier heben sich von den unter a) erwähnten Kräften unter Umständen gerade die bedeutendsten gegenseitig heraus, so daß die ohnedies weniger zahlreichen Festpunkte dieser Bauweise

auch wesentlich kleiner bemessen werden können. Andererseits könnten die Zwängkräfte  $K_8, K_9, (K_{10})$  sehr groß werden, wenn sie nicht durch Einlegung frei, elastisch beweglicher Kniestücke (wie bei 2 in Abb. 307) oder durch verdeckte Verlegung ausgeschlossen würden.

Z. B. wirken auf Festpunkt 3 in Abb. 307 folgende Längskräfte:

a) Wassersäulenkraft  $W_{1,3}$  auf den Eintrittsquerschnitt des Krümmers 3 (s. Aufstellung S. 318 unter  $K_3$  und Abb. 364).

b) Rohrwandzug im Strang 3—2. Dieser rührt von der im Punkte 2 auf den Endquerschnitt des Krümmers 2 wirkenden Wassersäulenkraft  $W_2$  (Abb. 364) her.

c) Als Rest des Gegenspiels von a) und b) verbleibt somit eine kleinere abwärts gerichtete Wassersäulenkraft in 3 übrig:

$$W'_{1,3} = \gamma \frac{\pi d^2}{4} \cdot (H_3 - H_2). \quad (248)$$

d) Eigengewichtsseitenkraft des Stranges 2—3  $K_4$ .

e) Wassersäulenkraft  $W_2$  auf den Endquerschnitt des Krümmers 3.

Abb. 367. Wahrer Krümmerwinkel.

f) Rohrwandzug des fliegenden Stranges 3—4 umgekehrt gleich der Wassersäulenkraft  $W_1$  auf das geschlossene Ende 4!

g) Als Rest aus e) und f) verbleibt in 3 die abwärts gerichtete Rohrwandkraft

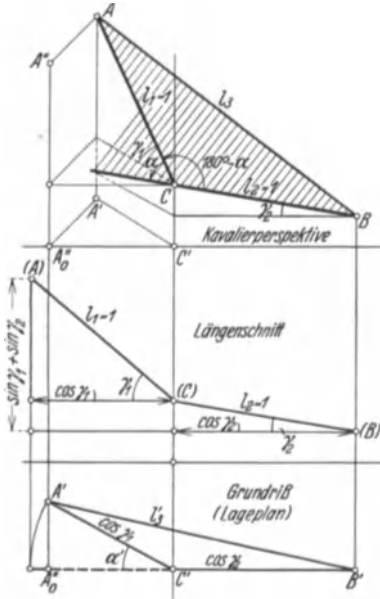
$$- W'_2 = \gamma \frac{\pi d^2}{4} (H_4 - H_3). \quad (249)$$

An Zwängkräften kommt im wesentlichen nur die Bettungsreibung  $K_{12} (\pm!)$  der beiden Stränge in Ansatz, da Quer- und Wärmedehnung ( $K_8, K_9$ ) sich teils elastisch (bei 2) teils ganz frei (bei 4) ausspielen können.

c) **Räumliche Knickpunkte.** Bei „räumlichen“ Knickpunkten, d. h. solchen, deren anschließende Rohrachsen nicht nur im Längenschnitt, sondern auch im Grundriß einen Knickwinkel zeigen, müssen die wirkenden Kräfte graphisch oder rechnerisch nach drei senkrechten Achsrichtungen zerlegt und wieder zur räumlichen Schlußkraft zusammengesetzt werden.

Zugleich ist für die Werkstattarbeit aus den im Entwurf ja zunächst nur gegebenen Neigungswinkeln  $\gamma_1, \gamma_2$  und dem Grundrißknicke Winkel  $\alpha'$  der wirkliche Krümmerwinkel  $\alpha$  zu berechnen. Hierfür läßt sich durch mehrfache Anwendung bekannter Dreiecksätze nach Andeutung der Abb. 367 leicht ableiten:

$$\cos \alpha = \cos \gamma_1 \cos \gamma_2 \cos \alpha' + \sin \gamma_1 \sin \gamma_2. \quad (250)$$



5. Statische Verhältnisse der Niederdruckrohre.

a) Allgemeines.

Der Wasserdruck auf ein Flächenelement der Rohrwand läßt sich (Abb. 368) vorteilhaft als Summe des im Rohrscheitel herrschenden Druckes und eines zusätzlichen, mit der Tiefe unter dem Scheitel zunehmenden Druckes darstellen:

$$\gamma y = \gamma (H_s + y_s). \quad (251)$$

Dementsprechend zerlegt man auch bei der Ermittlung der in der Rohrwand auftretenden inneren Kräfte und Spannungen diese in:

1. Einfache Ringspannungen, aus dem Scheiteldruck  $\gamma H_s$ , nach Gleichung (224) oder (227) zu berechnen.

2. Zusätzliche, dem Sonderfall eines eben bis zum Scheitel gefüllten Rohres entsprechende Spannungen.

Für die Ausbildung dieser hier allein noch zu behandelnden zusätzlichen Spannungen ist die Art der Auflagerung des Rohres und der Grad der Steifigkeit

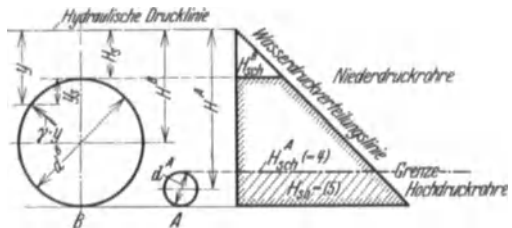


Abb. 368. Verteilung des Wasserinnendruckes bei Hoch- und Niederdruckrohren (Ludin).

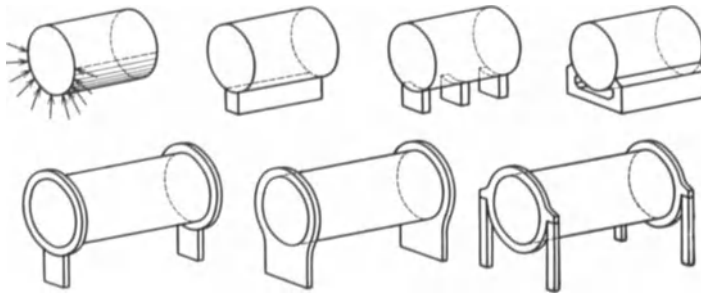


Abb. 369. Arten der Auflagerung von Rohren (Ludin).

der Rohrwand von entscheidender Bedeutung. Die Auflagerung kann, allgemein gesprochen, in zusammenhängenden Flächen, Linien oder Punkten erfolgen (vgl. Abb. 369).

Unter der Zusammenwirkung der ungleichen Wasserdrücke und der mehr oder minder konzentrierten Auflagerkräfte treten bei linien- und flächenhaft fortlaufender Unterstüztzung (Erdbettung oder Betonwanen) im Querschnitt Biegemomente und Biegungsspannungen auf, die nach der Elastizitätslehre zu berechnen sind und steife Bauweise der Rohrschale verlangen.

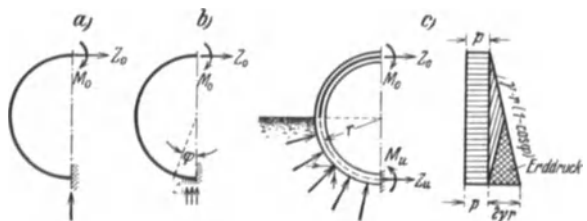


Abb. 370. Zur Berechnung steifwandiger Niederdruckrohre (Forchheimer).

Biegsame Rohrschalen (aus dünnem Eisenblech) dagegen vermögen sich, wenn sie

freitragend zwischen steifen, in Abständen angeordneten Stützrahmen aufgehängt werden, durch ihre elastische Nachgiebigkeit ohne überanstrengt zu werden, den Momenten weitgehend zu entziehen und erhalten, wie Fröhlich nachgewiesen hat<sup>1</sup>, auch aus dem Wassergewicht nur reine Ring-, keine Biegungsspannungen. Wir unterscheiden daher in folgenden steifwandige und nachgiebige Rohre.

<sup>1</sup> Fröhlich: Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1910 S. 38.



**b) Steifwandige Rohre.**

Nimmt man mit Forchheimer<sup>1</sup> an, daß das Rohr bis zur Mitte satt in Erde gebettet und der (statisch unbestimmte!) Bettungsdruck rein radial gegen die äußere Rohrwand gerichtet und dem  $\cos \varphi$  (Abb. 370) verhältnismäßig sei, so ergibt sich eine doppelt symmetrische Verteilung der äußeren Kräfte. Dabei errechnet sich (auf 1 m Rohrlänge) für den tiefsten Punkt des Rohrquerschnittes aus dem Wassergewicht allein:

$$\begin{aligned} \text{das Biegemoment} & \dots \dots \dots M_u = 0,137 \gamma r^3 \\ \text{die waagerechte Zugkraft} & \dots \dots \dots Z_u = 0,5 \gamma r^2. \end{aligned}$$

In einem beliebigen Punkte ( $\varphi$ ) ergeben sich bei obiger Annahme die Momente  $M$  und Ringkräfte  $Z$  (symmetrisch in bezug auf den senkrechten und waagerechten Durchmesser) zu:

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{\gamma r^3}{2} \left( \frac{4}{\pi} - \varphi \sin \varphi - \cos \varphi \right) \\ Z &= \gamma r^2 \left( -\cos \varphi - \frac{\sin^2 \varphi}{2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (252)$$

$M$  ist hierbei positiv gerechnet, wenn es die Krümmung verkleinert,  $Z$ , wenn es Zugkraft ist.

Für ein offen, auf einer schmalen Längsrippe (Abb. 370a) verlegtes Rohr gibt Forchheimer:

$$\begin{aligned} M_u &= 0,75 \gamma r^3, \\ Z_u &= \frac{5}{4} \gamma \cdot r^2. \end{aligned} \quad (253)$$

In einem beliebigen Punkt ( $\varphi$ ) ist hierbei:

$$M = \frac{\gamma r^3}{2} \left( 1 - (\pi - \varphi) \sin \varphi + \frac{\cos \varphi}{2} \right). \quad (254)$$

Für ein offen auf einem Längsstreifen von der Breite  $b = 2r \sin \alpha$  verlegtes Rohr (Abb. 370b) gibt Forchheimer unter der Voraussetzung gleichförmig verteilter, rein lotrechter Bettungsdrücke:

$$\begin{aligned} M_u &= \gamma r^3 \cdot \left( \frac{1 - (\pi - \alpha) \sin \alpha}{4} + \frac{\sin^2 \alpha}{6} + \frac{3 \sin \alpha \cos \alpha + \alpha}{8 \sin \alpha} \right), \\ Z_u &= \gamma r^2 \left( \frac{5}{4} + \frac{\sin^2 \alpha}{6} \right). \end{aligned} \quad (255)$$

Das Eigengewicht der Rohrwand kann in der Regel vernachlässigt werden (wie bei Ableitung obiger Formeln geschehen).

Bei sehr weiten Rohren (über 3 m) ist zu beachten, daß unter Umständen bei Teilfüllung, insbesondere halber Füllung größere Biegemomente auftreten als im scheinbar vollen Zustand (vgl. weiter unten S. 325).

**c) Nachgiebige Rohre.**

Sehr dünnwandige Rohre müssen entweder durch eine voll widerstandsfähige fortlaufende Bettung oder (zuverlässiger, weil statisch klarer) durch biegungsfeste Auflageringe in einzelnen Querschnitten gefaßt und gestützt werden, da ihre dünne Schale von konzentrierten Auflagerkräften eingedrückt würde. Das Rohr hängt bei der überwiegend gebräuchlichen Ringauflagerung (Abb. 371) als kontinuierlicher Röhrenträger in den Ringen. Dabei entstehen:

1. In der senkrechten Längssymmetrieebene Biegemomente  $M$  und aus ihnen längsgerichtete Zug- und Druckspannungen  $\sigma_z$  im ganzen Rohrquerschnitt.
2. In den Querebenen Scherkräfte  $S$  und entsprechende längs- sowie tangential zum Rohrfumfang gerichtete Schubspannungen  $\tau$ .
3. Im Rohrquerschnitt Ringspannungen aus Wasserdruck

$$\sigma_u = \frac{\gamma [H_s + r(1 + \cos \varphi)] r}{s}. \quad (256)$$

<sup>1</sup> Forchheimer: Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902 S. 343, 1904 S. 133, 1905 S. 329.

Biegemomente treten in den Querebenen nicht auf, da das Rohr ihnen durch Abplatten ausweicht.

Thoma<sup>1</sup> hat folgende Formeln für die erwähnten Spannungen entwickelt:

$$\tau = z \frac{\gamma r \sin \varphi}{s} \tag{257}$$

$$\sigma_z = \frac{\gamma}{s} \left\{ \left( \frac{l^2}{24} + \frac{r^2}{m} - \frac{z^2}{2} \right) \cos \varphi + \frac{r(H_s + r)}{m} \right\} \tag{258}$$

Der Entwicklung liegt folgender Gedankengang zugrunde:

1. Die Gleichung (257) für  $\sigma_u$  gilt nicht nur für Kreiszyylinder, sondern für beliebige abwickelbare Wände, wenn sie nur dünn genug sind.

2. Unter der gleichen Voraussetzung muß die Verteilung der Spannungen  $\sigma_u$  und  $\sigma$  den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen des ebenen Systems genügen:

$$\frac{\partial \sigma_u}{\partial u} + \frac{\partial \tau}{\partial z} = 0 \quad (\text{a}); \quad \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau}{\partial u} = 0 \quad (\text{b}). \tag{259}$$

3. Obiger Ausdruck für  $\sigma_u$ , differenziert und in Gleichung (259 a) eingesetzt, liefert:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} = \frac{\gamma r \sin \varphi}{s}$$

und dies, integriert, ergibt Gleichung (257) für  $\tau$ .

4. Differentiation von  $\tau$  nach  $u$  (über  $\varphi$ ) ergibt bei Einführung in Gleichung (259 b):

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = -\frac{\gamma \cdot z}{s} \cos \varphi$$

und durch Integration

$$\sigma_z = -\frac{\gamma z^2}{2s} \cos \varphi + f(\varphi).$$

5.  $f(\varphi)$ , eine statisch unbestimmte Funktion von  $\varphi$ , ist auf Grund der jeweils gegebenen Auflagerbedingungen zu bestimmen. Sind z. B. die Stützquerschnitte starr festgelegt (weder neigbar, noch verschiebbar), so behält jede Rohrwanderzeugende ihre Länge. Die Dehnung einer solchen in der  $z$ -Richtung ist an beliebiger Stelle:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E_R} \left( \sigma_z - \frac{1}{m} \sigma_u \right). \tag{260}$$

Ihre Gesamtlängenänderung:

$$dl = \int_0^l \varepsilon_z dz \text{ muß } = 0 \text{ sein.}$$

Dies führt nach Einführung von  $\sigma_z$  und  $\sigma_u$  und Ausführung einfacher Integrationen zu:

$$f(\varphi) = \frac{\gamma}{s} \left\{ \left( \frac{l^2}{24} + \frac{r^2}{m} \right) \cos \varphi + \frac{r(H_s + r)}{m} \right\}$$

und somit zu Gleichung (258) für  $\sigma_z$ .

Nach Karlsson treten bei Teilfüllung des Rohres wesentlich größere Momente auf, denen sich die Rohrwand kaum mehr ganz entziehen kann. Karlsson schätzt auf Grund näherungsweise Ansätze das bei Halbfüllung auftretende größte Moment auf

$$M_{\max} = 0,074 \gamma r^3. \tag{261}$$

Auf Grund von Versuchen an der 5 m weiten Rohrleitung des Ljungawerkes glaubt er indes annehmen zu dürfen, daß trotzdem „Zwischenversteifungsringe“ auch bei größeren Spannweiten und Durchmessern meist entbehrlich sein können.

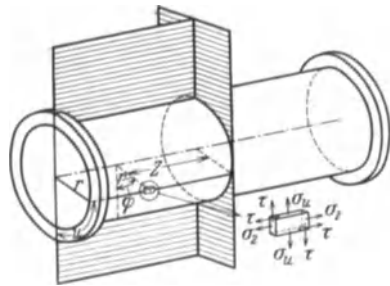


Abb. 371. Zur Berechnung nachgiebiger Niederdruckrohre.

<sup>1</sup> Thoma: Z. ges. Turbinenwes. 1920 S. 49.

**d) Untersuchung der Auflagerringe.**

Die Beanspruchung eines Auflagerringes hängt nur von den Schubspannungen in den beiderseits anstoßenden Rohrquerschnitten und der Anordnung der Auflager des Ringes selbst ab. Wir betrachten, Karlsson<sup>1</sup> folgend, einen in zwei

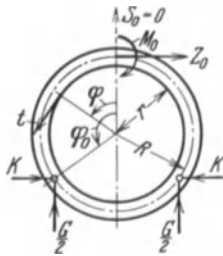


Abb. 372. Statische Untersuchung eines Auflagerringes (Karlsson).

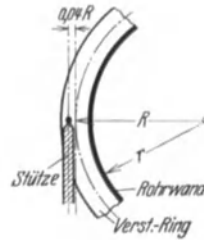


Abb. 373. Stützung des Auflagerringes nach Höckerberg.

Punkten  $(r, \varphi_0)$  (Abb. 372) symmetrisch gestützten Auflagerring und wählen als statisch unbestimmte Grundwerte  $Z_0$  und  $M_0$  ( $S_0$  muß wegen Symmetrie = 0 sein).

Die Elastizitätstheorie liefert (mit  $G = \gamma \pi r^2 l$ ):

$$Z_0 = \frac{1}{\pi} \left[ \frac{G}{2} \left( 2 \cdot \frac{r}{R} - \frac{1}{2} - \sin^2 \varphi_0 \right) - K \left( \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 + \pi - \varphi_0 \right) \right]. \quad (262)$$

$$M_0 = \frac{R}{\pi} \left\{ \frac{G}{2} \left[ \frac{1}{2} + \sin^2 \varphi_0 + \cos \varphi_0 - (\pi - \varphi_0) \sin \varphi_0 \right] + \right. \\ \left. + K \left[ \frac{1}{2} \sin 2\varphi_0 - \sin \varphi_0 + (\pi - \varphi_0) (1 - \cos \varphi_0) \right] \right\} \quad (263)$$



Abb. 374. Kungfors, Weitspannrohrleitung (Prof. Karlsson).

Hiernach lassen sich die Ausdrücke für die Kräfte und Momente in einem beliebigen Punkte des Ringes aufstellen. Durch zweckmäßige Wahl des oben noch unbestimmten Horizontalschubes  $K$  und Winkels  $\varphi_0$  kann man schließlich versuchen, möglichst kleine Ringmomente zu erzielen. Nach Karlsson wird dies annähernd durch Verlegung der Stützpunkte in die Enden des waagerechten Durchmessers und mit  $K = 0$  erreicht. Hierbei werden die Momente:

In Punkten der oberen Ringhälfte:

$$M' = \frac{GR}{2\pi} \left[ \varphi \sin \varphi + \frac{3}{2} \cos \varphi - \frac{\pi}{2} \right],$$

in Punkten der unteren Ringhälfte:

$$M'' = -\frac{G \cdot R}{2\pi} \left[ (\pi - \varphi) \sin \varphi - \frac{3}{2} \cos \varphi - \frac{\pi}{2} \right].$$

Hieraus ergibt sich das größte Moment:

$$M_{\max} \text{ bei } \varphi \approx 67^\circ \text{ mit } M'_{67^\circ} = 0,015 G \cdot R (= -M''_{113^\circ}!).$$

<sup>1</sup> Karlsson: Nach Originalhandschrift 1921, vgl. Tekn. T. 1910 und Schweiz. Bauztg. 2. Sept. 1922.

Das kleinste ist

$$M_{\min} \text{ bei } \varphi = 180^\circ \text{ mit } M'_{00} = -0,0113 G \cdot R (= -M''_{180}!).$$

Bei  $\varphi = 90^\circ$  ist  $M = 0$ .

Höckerberg hat gezeigt (Abb. 373), daß Hinausrücken jedes Stützpunktes um  $0,04 R$  die äußersten Momentwerte senkt auf den kleineren Wert:

$$M_{\max}^{\text{Hö}} = 0,0101 G \cdot R. \quad (264)$$

Eine der bemerkenswertesten Ausführungen ist die schon 1921 von Karlsson entworfene zweite Niederdruckleitung bei Kungfors (Schweden):  $d = 3,30 \text{ m}$ ;  $s = 0,006 (!) \text{ m}$ ;  $l = 12,50 \text{ m}$ , die keine Zwischenversteifungsringe hat. Das „Weitspannsystem“ ist auch bei Hochdruckrohren mit Vorteil angewendet, z. B. beim Wäggital-Rempenwerk 1923:  $l = 22 \text{ m}$ ,  $d = 2,30$  bis  $2,20$ ,  $s = 0,018$  bis  $0,027^1$  (Abb. 298).

## 16. Kapitel: Wasserschlösser.

### A. Aufgaben, Arten und Hauptteile.

Beim Übergang der schwach geneigten Zuleitung in die in der Regel stark fallende Turbinenleitung ist zur Milderung der mit dem Turbinenbetrieb verbundenen hydrodynamischen Stoßwirkungen ein Schwallraum nötig, d. h. ein Schacht oder Behälter mit freiem Wasserspiegel, der als Speicher im kleinen beim Abschließen der Turbinen den Überschuß des durch die Zuleitung nachströmenden Wassers aufnimmt und umgekehrt beim Öffnen den zunächst entstehenden Fehlbetrag deckt. Dadurch wird Zeit für allmähliche Abbremsung oder Beschleunigung des Zuleitungsinhaltes gewonnen und der damit verbundene Druckanstieg oder -abfall wird ermäßigt.

Die neueste Entwicklung geht dahin, das Wasserschloß bei Anlagen von nicht gerade besonderer Größe und nicht besonders langer Turbinenleitung wegzulassen, soweit es sich um Betriebe im Rahmen eines größeren Netzes handelt. Für den Fall der Belastung benützt man dabei die Überlastbarkeit aller parallel arbeitenden Anlagen des Netzes und für den Fall der Entlastung gibt man dem Regler genügend lange Schlußzeit, um eine übermäßige Drucksteigerung in der Turbinenleitung zu verhindern.

Außerdem werden an dieser Stelle oft zweckmäßig Abschlußvorrichtungen der Turbinendruckleitung angeordnet (daher der Name „-schloß“) und nach Bedarf die nötigen Einrichtungen zur letztmaligen Reinigung des Triebwassers von Schwemmseln, Eis und Kies.

Das „Wasserschloß“ hat also in der Regel zwei Aufgaben:

1. selbsttätiges hydrodynamisches Entlastungsorgan und
2. willkürlich oder selbsttätig zu betätigendes Verschlusorgan

zwischen Zuleitung und Turbinendruckleitung zu sein.

Die zur Erfüllung dieser Aufgaben nötigen Wasserräume, Einrichtungen usw. können entweder in einem einzigen Bauwerk vereinigt oder auch in mehr oder minder großem Abstände voneinander in verschiedenen Bauwerken angeordnet sein (Abb. 382 und 394). Maßgebend dafür ist unter anderen namentlich die Art der Zuleitung, ob Druckleitung oder Freispiegelleitung. Bei der Druckleitung erweist es sich meistens als zweckmäßig, das Wasserschloß aufzuteilen in Schwallraum (Schwallschacht, Behälter, Kammer, Becken) und Apparateraum (Schieberhaus, Rechenhaus, Schieberkammer). Bei einer Freispiegelzuleitung hingegen bildet dieser Apparateraum als „Werkseinlaß“ den natürlichen Abschluß der in ein sog. (Vor- oder) Verteilungsbecken endigenden offenen Zuleitung. (Das Verteilungsbecken bildet dabei, wie wir S. 184 gesehen haben, nur einen kleinen Teil des über die

<sup>1</sup> Mannesmannröhrenwerke, Turbinenrohrleitungen 1930 S. 89.

ganze Zuleitung sich erstreckenden Schwallraums.) Das Wasserschloß ist daher hier in der Regel eine einheitliche Anlage: Verteilungsbecken mit Werks-einlaß in engster Verbindung.

Wegen der angedeuteten wesentlichen Unterschiede zwischen den Wasserschlossern am Ende von Druckleitungen gegenüber denen am Ende von Freispiegelzuleitungen empfiehlt es sich grundsätzlich zu unterscheiden:

1. Druckwasserschloß: am Ende einer Druckzuleitung,
2. Freispiegelwasserschloß: am Ende einer Freispiegelzuleitung.

Dabei ist zur Vermeidung eines Mißverständnisses zu betonen, daß beide Arten von Wasserschlossern im Schwallraum freien Wasserspiegel haben (wenn von den heute nicht mehr gebräuchlichen Windkesseln abgesehen wird).

Für beide Arten von Wasserschlossern kann man dann noch hinsichtlich der Anordnung im Gelände und der Bauweise unterscheiden:

unterirdische, halbunterirdische und oberirdische Wasserschlosser.

Betrachten wir nun zunächst die eben kurz skizzierten Aufgaben und ihre Erfüllung am Druckwasserschloß, weiterhin, parallel dazu, am Freispiegelwasserschloß.

## B. Druckwasserschlosser.

### 1. Der Schwallraum.

Die Druckschwankungen. Die Druckänderungen (Druckanstieg beim Schließen, Druckabfall beim Öffnen der Turbine) sind in hohem Grade abhängig von der Länge der Turbinendruckleitung (vgl. S. 190f.). Ohne die Einschaltung eines Wasserschlosses würde der ganze geschlossene Druckleitungszug von der Turbine bis zur Wasserfassung hinauf als Turbinendruckleitung wirken; die Druckänderungen würden dementsprechend sehr hohe Werte erreichen. Sie würden sich nicht auf die Fallrohrleitung beschränken, sondern auf den Druckstollen übergreifen und außerdem die Turbinenregulierung sehr ungünstig beeinflussen. Durch das Einschalten eines Wasserschlosses werden die in der Zuleitung auftretenden dynamischen Druckschwankungen unter das Maß der Spiegelausschläge des Schwallraumes heruntergedrückt und die Druckschwankungen der Turbinendruckleitung stark ermäßigt, da als maßgebende Rohrlänge nun nur die von Turbine bis Wasserschloß wirkt. Durch geeignete Bemessung und Ausbildung des Schwallraumes hat man es in der Hand, die Spiegelausschläge in ihm und damit die Druckschwankungen der Zuleitung in den zulässigen Grenzen zu halten (S. 331).

Im einzelnen spielen sich die hydrodynamischen Vorgänge in Wasserschloß und Zuleitung grundsätzlich folgendermaßen ab:

Abschließen der Turbinen. Durch eine Schließbewegung des Turbinenleitapparates wird der Abfluß aus dem Wasserschloß mehr oder minder weit und schnell verringert; die in der Druckzuleitung in Bewegung befindliche Wassersäule fließt aber zunächst noch [entsprechend der augenblicklichen Druckverteilung (Drucklinie) und Bewegungsgröße] mit unverminderter Geschwindigkeit zum Wasserschloß hin. Der Überschuß der Zuflußwassermenge gegenüber der verringerten Abflußwassermenge wird im Schwallraum, dessen Spiegel sich entsprechend hebt, aufgespeichert. In dem Maße dieser Spiegelhebung entwickelt sich ein Gegendruck gegen die aus der Zuleitung nachdrängende Wassermasse; deren Bewegung wird demgemäß verzögert. Die Zuflußwassermenge geht daher immer mehr herunter, wird in der Regel sogar kleiner als die „neue“, verringerte Turbinenbeaufschlagung. Der Schwallschachtspiegel ist dann (infolge der Massenträgheit des fließenden Wassers in der Zuleitung zu hoch gestiegen; das Gefälle der „neu“ in der Zuleitung eingestellten Drucklinie reicht nicht mehr aus, um die Abflußwassermenge durch entsprechende Speisung aus

der Zuleitung zu decken. Infolgedessen muß jetzt dem Speichervorrat des Schwallschachtes „Zuschußwasser“ entzogen werden, was zur Folge hat, daß der Schwallschachtspiegel unter seine inzwischen erreichte Höchstlage wieder herunterschwingt, wobei sich nun das umgekehrte Spiel ergibt. Schließlich klingt, infolge der „dämpfenden“ Wirkung der Reibungs- und sonstigen hydraulischen Widerstände in der Druckzuleitung (und auch im Wasserschloß selbst) der eingeleitete Schwingungsvorgang allmählich auf einen neuen Beharrungszustand aus, der erst wieder verlassen wird, wenn ein neuer Reguliervorgang in der Turbinenanlage den Anstoß dazu gibt.

Öffnen der Turbinen. Die Vorgänge beim Öffnen der Turbinen sind in dem Vorstehenden schon mit angedeutet. Durch Öffnen der Leitapparate wird die Abflußwassermenge des Wasserschlosses über den Betrag der bisherigen Zuflußwassermenge hinaus gesteigert; der entstehende Fehlbetrag wird durch Entnahme aus dem Speicherraum des Wasserschlosses solange gedeckt, bis durch die mit der Spiegel-senkung verbundene Senkung der Drucklinie in der Zuleitung die genügende Beschleunigung der Wassermasse erreicht ist. Auch hierbei tritt in der Regel infolge der Massenträgheit zunächst ein Zuviel und damit ein nur allmählich ausklingender Schwingungsvorgang ein.

Der höchste im Betrieb mögliche Spiegelstand im Wasserschloß tritt ein, wenn bei höchstem Stande des Zuleitungsoberwassers eine plötzliche Abdrosselung von Vollbeaufschlagung auf Null stattfindet. Dieser Vorgang kann zwar nicht durch die Turbinenregler, die nur auf „Leerlauf“ = etwa 10 bis 20% der Vollwassermenge und auch nicht im strengen Sinne: „plötzlich“ schließen, herbeigeführt werden, wohl aber durch das Wirken der „Rohrbruchsicherung“ (S. 481), die bei einem Bruch der Turbinendruckleitung die im Schieberhaus angeordneten Drosselklappen selbsttätig innerhalb weniger Sekunden schließt. Auch durch andere Zufälligkeiten, namentlich des Probebetriebs (Einkeilen eines im Druckrohr liegengelassenen Holzstücks od. dgl. in die Peltondüse u. dgl.), können sehr heftige Stöße eingeleitet werden.

Der tiefste im Betrieb mögliche Spiegelausschlag des Wasserschlosses tritt bei stärkster Absenkung des Zuleitungsoberwassers und schneller Steigerung der Turbinenbeaufschlagung ein. Welcher Grad der Beaufschlagungssteigerung tatsächlich zu erwarten und für die Wasserschloßbemessung als maßgebend anzunehmen ist, hängt ganz von den Betriebsverhältnissen ab und kann nicht allgemein festgelegt werden. Mit der weitverbreiteten Annahme einer Steigerung von 50% der Volleistung auf 100% wird man auch ungünstigen Betriebsverhältnissen meistens vollkommen gerecht werden; vielfach wird in großen und im Verbundbetrieb arbeitenden Werken sogar nur eine Steigerung von 70 bis 85% auf jeweils 100% in Rechnung gestellt.

Auch beim tiefsten im Betrieb möglichen Spiegelausschlag muß genügend Wasserüberdeckung über dem Abgang der Turbinendruckleitung vorhanden sein, damit Einsaugen von Luft mit Sicherheit vermieden wird. Daher kröpft man häufig die Turbinendruckleitung beim Stationseinlaß kräftig nach unten ab (vgl. Abb. 383). Beim höchsten im Betrieb möglichen Spiegelausschlag darf das Wasserschloß nicht überronnen werden, es sei denn, daß es durch Anordnung von Überlaufkanten oder -öffnungen mit passenden Ablaufgerinnen dafür eingerichtet ist. Durch Anordnung eines Überlaufs in hinreichender Tiefe unter dem ohne solchen zu erwartenden Höchstauschlag (zweckmäßig in Höhe des höchsten Zuleitungsoberwasser oder bei nicht speicherfähigen Anlagen ein

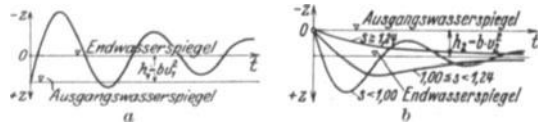


Abb. 375. Schwingungsganglinien einfacher Schachtwasserschlösser (nach Mühlhofer). a Für plötzliche Entlastung auf 0. b Für plötzliches Öffnen von 0 aus.

$$\text{für verschiedene } s. \quad \left( s = b \cdot \frac{Q_u}{f} \sqrt{\frac{g \cdot F}{L \cdot f}} \right).$$

wenig darunter) kann am Ausmaß und den Kosten des Wasserschlosses erheblich gespart werden. Die dabei durch Überlaufen eintretenden Wasserverluste werden bedeutungslos sein, wenn die Abmessungen so gewählt werden, daß der Überlauf nur bei den höheren seltener vorkommenden Graden der Schließbewegung in Tätigkeit tritt, was dabei immer nur einige Minuten dauert. Je höher die Fallhöhe und damit der Wert der Wassermenge (vgl. S. 170), um so mehr wird der Überlauf des Wasserschlosses, sofern man ihn überhaupt noch anordnet, die Bedeutung eines Notauslasses für die ganz seltenen Fälle des schnellen völligen Abschließens erhalten. Ob man einen Überlauf anordnet, hängt natürlich auch von der wirtschaftlichen Möglichkeit, ein betriebs sicheres Abschußgerinne anzuordnen, ab.

## 2. Einfluß der Turbinenregulierung.

Die bisherige Darstellung behandelte die Abflußwassermenge des Wasserschlosses und deren Änderungen als etwas von der Betriebsseite her fest gegebenes. Tatsächlich wird aber die Aufschlagwassermenge nicht nur durch die ursprünglichen Belastungsschwankungen der von den Turbinen angetriebenen Stromerzeuger beeinflusst, sondern auch in Rückwirkung durch die Spiegelchwankungen des Wasserschlosses, da diese das Nutzgefälle beeinflussen; dem Nutzgefälle ist aber bei gegebener Turbinenbelastung der Wasserbedarf umgekehrt verhältnismäßig. Verursacht also z. B. eine primäre elektrische Belastungsänderung eine Abschließbewegung des Turbinenreglers, so bedingt das dadurch eingeleitete Steigen des Wasserschloßspiegels und Nutzgefälles anschließend, auch ohne nochmalige Änderung der elektrischen Belastung, ein („sekundäres“) weiteres Heruntergehen des Wasserbedarfs der Turbine, also eine weitere Schließbewegung des Turbinenreglers, die ihrerseits wieder eine Steigerung der Spiegelhebung im Wasserschloß bedingt und — unter Umständen — so weiter. Genau das Entsprechende ist natürlich im umgekehrten Falle bei einer Öffnungsbewegung der Turbine möglich. Die Abhängigkeit des Turbinenwirkungsgrades vom Nutzgefälle kann unter ungünstigsten Verhältnissen, also namentlich in Niederdruckanlagen und bei hoher Belastung der Turbinen, den beschriebenen Vorgang noch verschärfen. — Man erkennt die Möglichkeit einer fortgesetzt weiteren wechselseitigen Hinaufsteigerung der beiderseitigen Vorgänge in Turbine und Wasserschloß von einer kleinen Anfangsstörung aus zu stehenden oder sogar dauernd angefachten Schwingungen. Die Neigung des Systems Zuleitung-Schwallschacht-Turbine zum Eintritt in solche (für den elektrischen Betrieb natürlich sehr unerwünschte) Schwingungszustände wird nun aber um so mehr gemindert, je größer die Phasenverschiebung zwischen der Arbeitsdauer des Turbinenreglers (meist nicht über 10 sek) und der Spiegelschwingungszeit im Schwallschacht ist. Die Ausschläge des Wasserschlosses werden aber unter gleichen Betriebsverhältnissen, wie leicht einzusehen, um so größer und verlaufen um so schneller, je kleiner im Verhältnis zum Querschnitt der Zuleitung die speichernde Spiegelfläche des Schwallschachtes ist. Daher darf man die aus Sparsamkeitsgründen an sich erwünschte Verengung des Schwallraumes nicht über eine gewisse Grenze hinaustreiben. Diese Grenze ist durch die von D. Thoma entwickelte Stabilitätsbedingung: Schwallraumspiegelfläche größer oder gleich  $\frac{K \cdot \text{Zuleitungsquerschnitt}^{1,5}}{\text{Nutzfallhöhe}}$  gegeben. Darin ist

$$K = \frac{\kappa \cdot k^2}{4g \cdot \psi \cdot \sqrt{\pi}}$$

Für die Beiwerte  $\kappa = 1,05$  und  $\psi = 0,97$  erhält man nach Streck  $K = 0,01556 \cdot k^2$ . Sicherheitshalber wird man nicht ohne Not eng an die Grenze gehen, sondern den Schwallraumspiegel 1,25 bis 1,4mal größer als die Gleichung angibt, machen. Außerdem kann man das Auftreten angefachter Schwingungen in schwierigen Fällen auch dadurch bekämpfen, daß man bei der Turbine Freilaufventile, Druckregler u. dgl. mit langer

Schlußzeit anordnet. Damit ist auch ein Ausweg gegeben, um in bestehenden Anlagen bei gesteigerten Betriebsanforderungen auftretende Unstabilität zu dämpfen, wie es erstmals mit Erfolg im Kraftwerk Heimbach (Urfttalsperre) geschehen ist <sup>1</sup>.

### 3. Wirtschaftliche Schwallraumbildung.

Ein der Stabilitätsbedingung entsprechender Schwallenschachtquerschnitt kann trotzdem noch bei den maximalen Belastungsänderungen unerwünscht hohe Grenzausschläge ergeben. Diese wachsen, wie die rechnerische Verfolgung zeigt (S. 340f.) unter sonst gleichen Verhältnissen mit der Länge der Zuleitung. Deshalb ist nur bei kurzen, weiten Zuleitungen die Stabilitätsbedingung allenfalls für den Schwallenschachtquerschnitt ausschlaggebend, während bei langen und engeren Zuleitungen der „stabile“ Schachtquerschnitt noch zu klein sein kann, weil die Grenzausschläge unangenehm groß ausfielen. Wirtschaftliche Überlegungen führen dann aber zur Einsicht, daß der einfache, von oben bis unten

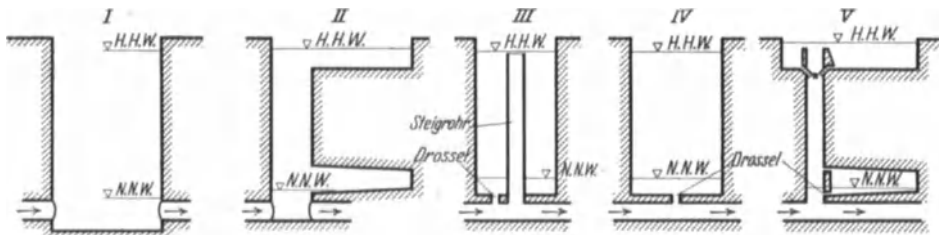


Abb. 376. Einfache Typen von Druckwasserschlossern. *I* Einfaches Schachtwasserschloß. *II* Zweikammerwasserschloß. *III* „Differentialwasserschloß“ von Johnson. *IV* Gedrosseltes Schachtwasserschloß. *V* Zweikammerwasserschloß mit Anwendung des Differentialprinzips auf beide Kammern.

annähernd gleich weite Schwallenschacht (Abb. 376 *I*) (namentlich bei Speicherwerken mit großer Absenkungshöhe des Zuleitungsoberwassers) unzweckmäßig ist und daß durch Verfeinerung der Formgebung des Schwallraumes erheblich an Rauminhalt gespart werden kann. Die verschiedenen bisher entwickelten „wirtschaftlichen“ Typen sind in Abb. 376 *II*—*V* zusammengestellt.

Das Zweikammerwasserschloß (Typ *II*) zerlegt den Speicherinhalt des Schwallraumes in eine obere und untere Kammer, die möglichst dicht an den zulässigen Spiegelgrenzlagen angeordnet und mit der Zu- und Ableitung durch einen verhältnismäßig engen, nur die Stabilitätsbedingungen noch sicher erfüllenden Steigschacht verbunden sind. Die erste und sehr gut gelungene Ausführung dieses Typs (in Verbindung mit einem Notüberlauf) zeigt das Löntschwerk <sup>2</sup> (vgl. Abb. 382, 383).

Das „Differentialwasserschloß“ von Johnson (Typ *III*) ist dem Gedanken entsprungen, die Stabilitätsbedingung durch Anordnung eines in den Schwallenschacht eingebauten Steigrohrs mit Überlauf zum Schwallenschacht neben einer stark gedrosselten, unmittelbaren Verbindung zwischen Zuleitung und Schwallraum zu umgehen. Vogt hat gezeigt, daß theoretisch, d. h. für unendlich kleine Ausschläge, die Stabilitätsbedingung tatsächlich auch hier gilt und den Steigrohrquerschnitt bestimmt. Bei Ausschlägen von endlicher Größe werden aber die Verhältnisse tatsächlich günstiger. Daher ist es bei diesem Typ zulässig, wenigstens das Sicherheitsmaß bei Bemessung des Steigrohrs auf 1,1 bis 1,2 zu beschränken. Die Wirkung des Johnson-Schwallschachts ist, z. B. bei einer starken Schließbewegung, die, daß das (meist nur etwa die Weite der Zuleitung besitzende) Steigrohr schnell bis zu einer von der Größe des „Stoßes“ abhängigen Höhe gefüllt, allenfalls auch zum Überlaufen gebracht wird, so daß ein hoher und längere Zeit annähernd unveränderter Überdruck

<sup>1</sup> Vgl. Z. VDI 1908 S. 609f.

<sup>2</sup> Vgl. Wkr. 1913 S. 714.



zur Verzögerung der Zulaufwassermenge rasch herbeigeführt wird. Bei einer Öffnungsbewegung wird umgekehrt schnell ein starker Druckabfall an der Drosselöffnung hergestellt, so daß der Beschleunigungsvorgang schnell und kräftig eingeleitet wird. Diese, namentlich für Niederdruckanlagen mit wenig veränderlichem Zuleitungsoberwasser sehr vorteilhafte Art von Schwallveränderlichem war schon 1924 in mehr als 70 Anlagen, hauptsächlich in USA. und Kanada, verbreitet. Ihre stark dämpfende Wirkung, selbst bei ungewöhnlich ungünstig angenommenen Betriebsverhältnissen (wie sie allerdings in der Praxis nicht vorkommen) zeigt das (gerechnete) Schwingungsschaubild Abb. 377.

Bei der einfacheren, älteren Anordnung IV (ohne Steigschacht, Abb. 376) ist in der Bemessung der Drosselöffnung Vorsicht geboten, um unzulässige Drucksteigerungen oder ein Abreißen der Wassersäule in der Zu- und Ableitung zu

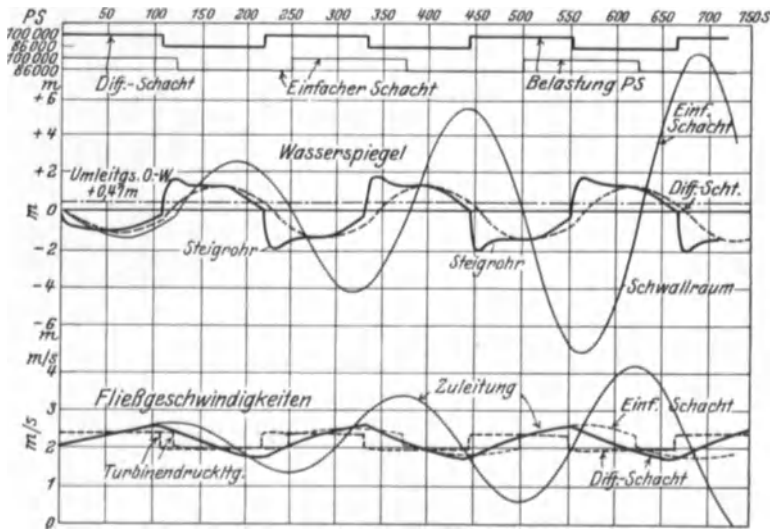


Abb. 377. Vergleich der Wirkung von Johnsons-Differentialwasserschloß mit einfachem Schachtwasserschloß. (Trans. Amer. Soc. civ. Engr. Bd. 78 S. 760.) Annahmen: Periodische plötzliche Leistungsänderung 100 000 auf 86 000 PS und umgekehrt. Zuleitung:  $d = 9,15$  m (Felsstollen),  $L = 1503$  m. Einfaches Schachtwasserschloß:  $F = 10 f$  ( $D = 29$  m). Differentialwasserschloß: Schwallschacht  $D = 29$  m. Steigrohr  $D = 6,46$  m ( $F = 0,5 f$ ). Stationsfallhöhe bei 100 000 PS = 61 m. Drosselöffnungen:  $5,7$  m<sup>2</sup>, Widerstandsziffer 0,7.

verhüten. Die Drosselöffnung sollte daher verstellbar eingerichtet werden, so daß nach den Abnahmeversuchen notwendig erscheinende Änderungen leicht vorzunehmen sind. Erfolgreiche nachträgliche Anwendung des Prinzips durch Einbau eines mit seitlicher Drosselöffnung versehenen Hosenrohrs zwischen Zuleitung und abgehenden Turbinenleitungen ist in Engng. News Rec. 29. Okt. 1925 beschrieben.

Ist bei großer Schwingungshöhe des Zuleitungsoberwassers auch noch die Betriebswassermenge und der Zulaufquerschnitt groß, so empfiehlt sich die von Vogt empfohlene und von Schoklitsch unabhängig davon erstmals beim Teigitsch- und Partensteinkraftwerk angewandte Übertragung des Johnsonschen Differentialprinzips auf die Zweikammerbauweise (Abb. 376, Typ V). Die das Leerlaufen der Kammer ermöglichenden Drosselöffnungen an der Sohle der Oberkammer können, um die Wirkung des Steigrohrs zu erhöhen, durch einfach gebaute, nach dem Innern des Steigrohrs aufschlagende Hängeklappen roh verschlossen werden.

Endlich kann (Abb. 376 V) das Johnsonsche Differentialprinzip nach Vogt auch auf die untere Kammer angewandt werden, am einfachsten und sichersten durch Einbau einer tief liegenden Drosselöffnung<sup>1</sup>.

<sup>1</sup> Die Weiterbildung der Drosselung der unteren Kammer stellen die Vorschläge von Kammüller (Lit. 16,15) dar.

Vogt hat in seiner wertvollen vergleichenden Darstellung der verschiedenen Schwallschachttypen festgestellt, daß die „wirtschaftlichen“ Formen bis gegen 50% des beim einfachen Zylinderschacht (Typ I) erforderlichen Nutzraumes ersparen. Ihre Anwendung wird sich daher immer empfehlen, vielleicht mit Ausnahme kleinster Anlagen und geringer Schwallschachthöhen, wo der Vorteil der größeren Einfachheit der Schachtform überwiegen kann. Doch ist auch das nur gedrosselte Schachtwasserschloß Typ IV sehr einfach zu bauen (Abb. 378, Adamello). Diese Form hat allerdings folgende Nachteile:

1. Empfindlichkeit gegen Belastungsstöße (weil die Druckänderung hier schnell, ohne wesentliche Phasenverschiebung gegenüber der Reglerbewegung eintritt).

2. Erfordernis erheblicher Verlängerung der Öffnungszeit bei großen langsameren Belastungsvorgängen.

3. Vermehrte Unsicherheit der Berechnung hinsichtlich der Einschätzung des Widerstandsbeiwertes der Drosselöffnung.

4. Ungeeignetheit für Anordnungen, wo der Einbau von Rechen und Schützen nötig ist.

Im allgemeinen bevorzugt man bei Niederdruck- und Mitteldruckanlagen die Anordnung III mit Steigrohr (auch in Turmbauweise, Abb. 379). Sie ist weniger mit den angeführten Nachteilen belastet. Für Speicherhochdruckwerke dagegen ist das Zweikammerschloß (Anordnung II), mehr noch das noch durch Differentialwirkung verbesserte Zweikammerwasserschloß (Typ V) nach Vogt und Schoklitsch mit Steigrohr und Drosselöffnungen in der oberen und unteren Kammer zu empfehlen. Bei der Entscheidung spielen natürlich auch die konstruktiven Fragen eine wichtige Rolle (vgl. S. 337).

#### 4. Hydraulische Anforderungen.

Mehr als bisher geschehen, sollte bei Ausbildung des Schwallraumes auf die Vermeidung unnötiger Fallhöhenverluste darin geachtet werden. In dieser Richtung besonders ungünstig ist die Anordnung des einfachen Schachtwasserschlosses, wie sie bisher meist üblich war (vgl. Abb. 376 I und Abb. 380). Das beiströmende Zuleitungswasser muß quer durch den offenen Wasserraum hindurch seinen Weg nach dem Mund der Turbinendruckleitung suchen, der oft noch unter einen großen Winkel gegen die Zuleitungsachse angeordnet ist. In dieser Anordnung stellt das Wasserschloß einen sehr wirksamen Energieverzehrer vor, was sich auch an der Oberfläche durch das Auftreten starker Wallungen, quellender Wirbel usw. verrät. Ähnlich ungünstig liegen die Strömungsverhältnisse bei Zweikammerwasserschlossern, deren untere Kammer durch Ausweitung des Zuleitungstollens hergestellt ist. Grundsätzlich sollte die Zuleitung ohne Querschnittsänderung in möglichst schlanker Linie in die Turbinendruckleitung

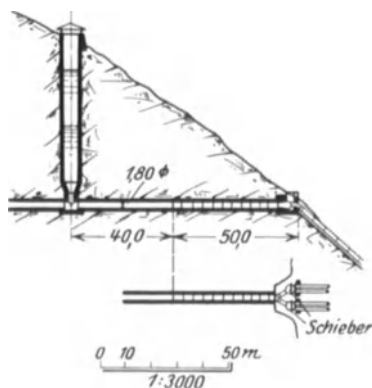


Abb. 378.

Gedrosseltes Schachtwasserschloß der Wasserkraftanlage Adamello. [Schweiz. Bauztg. Bd. 57 (1911).]

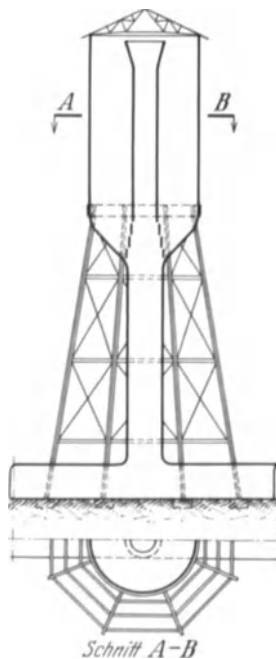


Abb. 379. Gerüstwasserschloß.

übergeführt werden. Dies konnte im alten Schachtwasserschloß durch Einbau von Leitwänden annähernd erreicht werden. Am vollkommensten wird es bei den „wirtschaftlichen“ Anordnungen dadurch erreicht, daß das Wasserschloß abseits der selbständig durchgeführten Zuleitung angeordnet wird. Der dabei nötige Verbindungsstutzen kann durch Querschnitts- oder Längenbemessung als Drosselorgan oder zugleich untere Wasserkammer, falls solches

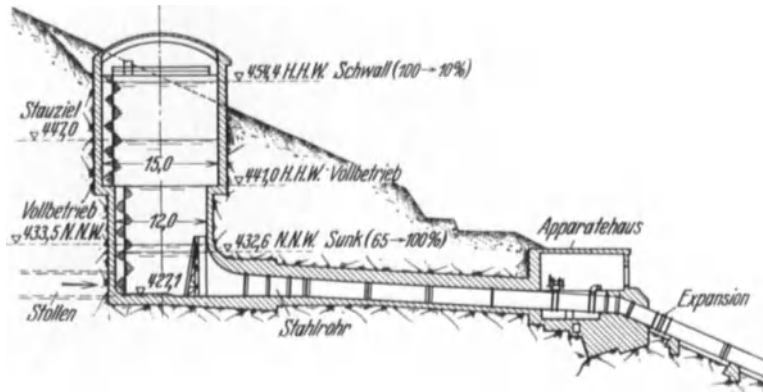


Abb. 380. Schachtwasserschloß des Murgwerks. (Verw.)

in Frage kommt, nutzbar gemacht werden. Wegen der Massenträgheit darf er jedoch nicht allzulang gewählt werden (z. B. Wäggitalwerk, Abb. 381, vgl. auch Abb. 378, Adamello).

Wenn die Absperrvorrichtungen der Turbinendruckleitung, aufziehbare Rechen u. dgl., aus besonderen Gründen in den Schwallraum hereinverlegt

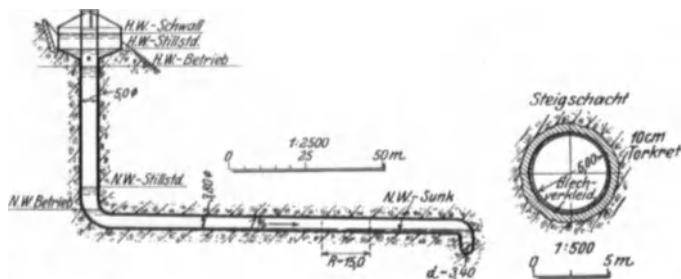


Abb. 381. Wasserschloß Rempen (Wäggital). (Elektro-J. 1925.)

werden, müssen sie so angeordnet und bemessen werden, daß keine unzulässigen Drosselwirkungen entstehen. Sonst treten bei starken Belastungssteigerungen unzulässige Spiegelsenkungen hinter den Einbauten auf, die Luft in die Turbinenleitung gelangen lassen können.

### C. Werkseinlaß bei Druckwasserschlossern.

Der Werkseinlaß des Druckwasserschlosses hat im allgemeinsten Falle eine erhöhte Einlaufschwelle, die in Verbindung mit einer gruben- oder grabenartigen Vertiefung davor die im Zulaufwasser noch etwa enthaltenen Schwerstoffe aufzuhalten hat. Eine Spülöffnung oder ein Spülschlitz (Abb. 390, Pit River!) erlaubt bei ganz tief abgesenktem Wasserspiegel die Abschwemmung dieser Stoffe, meist durch ein besonderes Rohr, ins Freie. Ferner ist im allgemeinsten Falle hinter der Einlaufschwelle ein Feinrechen angeordnet und ein Verschuß mit Roll- oder Drehschützen.

Wenn die Zuleitung völlig geschlossen und die Einrichtungen für Ausscheidung von Schwerstoffen, Schwemmseln und Eis am Umleitungseinlaß genügend sind, kann der Rechen und die Schwelle aber meist entbehrt werden und es bleibt nur die Verschlußeinrichtung. Um allen Möglichkeiten Rechnung zu tragen (Abbröckeln von Beton, Putz u. dgl.), glaubt man oft, wenigstens eine niedrige Schwelle und vielleicht sogar noch einen Fußrechen (Rechen von  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{3}$  der vollen Höhe) beibehalten zu müssen. Das dürfte meist eine übertriebene Vorsicht sein; auch verschlechtern solche Anordnungen leicht die hydraulisch gute Ausbildung der Eintrittsöffnung in die Turbinendruckleitung unnötig. Bei der Beurteilung des Für und Wider sind selbstverständlich auch Größe und Bauart der Turbinen zu berücksichtigen.

Die Ausbildung der Werkseinlaßöffnung und die Anordnung der Verschlüsse muß auf jeden Fall den erwähnten hydraulischen Anforderungen Rechnung tragen. Im übrigen ist die Gestaltung von der Lage und Bauart des Schwall-schachtes abhängig. Bei Hochdruck-, namentlich Speicheranlagen, überwiegt die unterirdische Anordnung, bei Mittel- und Niederdruckanlagen die oberirdische.

Bei der unterirdischen Anordnung des Schwall-schachtes führt man in der Regel das Wasser durch die mit dichten Betonpfropfen gut eingebauten, vorne trompetenförmig ausgebildeten Turbinenrohre aus dem Berghang heraus und schließt nahe oberhalb des sich dort ergebenden Knickpunktes die Verschlüsse und an diese die eigentliche Fallrohrleitung an (Abb. 382, 383). Bei flacheren Hangneigungen würde der Druckrohrabschnitt zwischen dem Schwall-schacht und dem „Schieberhaus“ ziemlich lang und man führt daher in gutem Gebirge gerne den Druckstollen noch ein Stück weiter, soweit die Überlagerung, etwa in Verbindung mit Bewehrung der Betonschale, es gestattet. Die hinter dem Übergangs- und Teilungspfpfen weitergehenden Druckrohre betoniert man in dem zutage gehenden Stollen satt ein oder man läßt sie frei darin liegen, zieht dann aber meist ein Schutzgewölbe zur Stützung des Stollendaches ein. Letztere Anordnung ist im allgemeinen vorzuziehen; das Schutzgewölbe läßt sich durch „Einbetonieren“ meist nicht etwa sparen, ist vielmehr Voraussetzung der Durchführbarkeit des Einbetonierens in den sehr flachen Rohrstoßenquerschnitten, die im gebräuchlichen Gebirge schwere Auszimmerung erfordern.

Das Apparatehaus kommt bei dieser Anordnung naturgemäß auf den obersten Festpunkt der Rohrstraße zu stehen. Man wird hier je Rohrstrang eine selbsttätige und etwa auch fernsteuerbare Drosselklappe anordnen. Die früher übliche doppelte Anordnung der Drosselklappen (je eine nur handbediente als Reserve) wird als zu weitgehend immer mehr verlassen. Im Schieberhaus sind auch die Lüftungseinrichtungen der Turbinenrohre dicht unterhalb der Drosselklappen unterzubringen, ebenso die Schieber der Leerlaufleitung des Schwall-schachtes und der Zuleitung. Als Lüftungseinrichtungen verdienen in kalten Ländern Ventile den Vorzug, weil frei herausgeführte Luftstandrohre leicht einfrieren.

Bei Anlagen mit großen und zahlreicheren Turbinenleitungen empfiehlt sich die Anordnung eines einfachen Laufkranes, sonst einer Laufkatze auf Tragschiene im Schieberhaus.

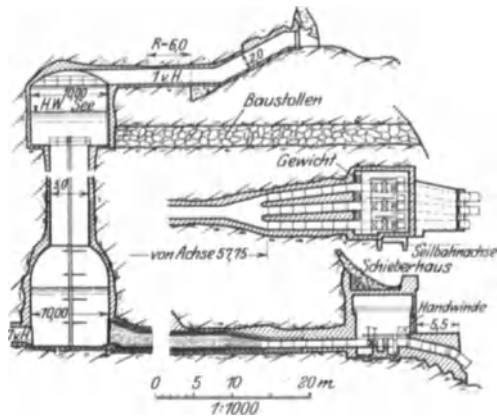


Abb. 382. Wasserschloß des Kraftwerkes Ritom. (Z. VDI 1924.)

Ist der Hang steil, so ist es aus den verschiedensten Gründen oft das Vorteilhafteste, die Drosselklappen usw. unterirdisch in einem Schieberstollen, dicht hinter dem Schwallschacht, anzuordnen (Abb. 383 und NWK Abb. 433).

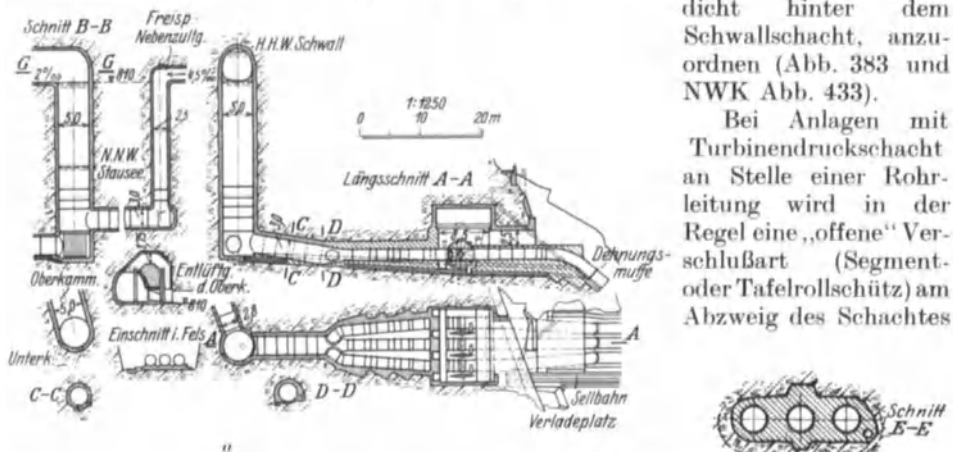
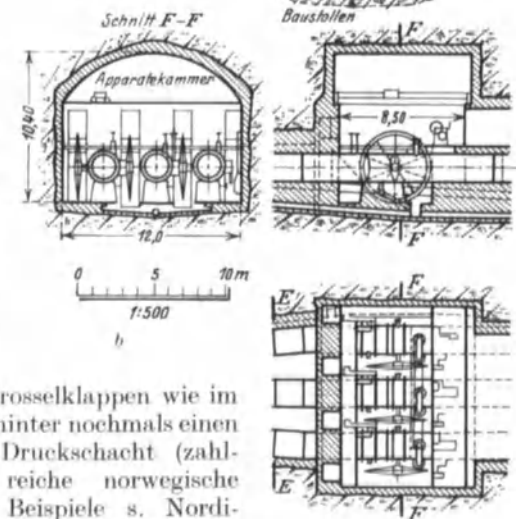


Abb. 383. Wasserschloß Amsteg. (Schweiz. Bauztg. 1925, II.) a. Übersichtzeichnung. b. Einzelheiten der Apparatekammer.

vom Schwallraum das Zweckmäßigste sein (Abb. 384). Wenn der Schwallschacht aber besonders hoch ist, so daß die Gestänge und Antriebe der Verschlüsse zu schwer und teuer werden, kann es sich als vorteilhaft erweisen, hinter dem Schwallschacht einen „normalen“ Rohrabschlußpfropfen anzuordnen, dahinter in einer Felsenkammer Drosselklappen wie im oberirdischen Apparateraum und dahinter nochmals einen Rohrpfropf zum Anschluß an den Druckschacht (zahlreiche norwegische Beispiele s. Nordische Wasserkräfte,



z. B. Abb. 433, Rjukan II).

Bei halb- oder ganzoberirdischer Anlage des Schwallraumes kann der Verschuß dicht hinter den Schwallraum gelegt werden (Walchensee) oder er wird (bei freistehenden Wasserschloßern) in die Druckleitung hinter dem Steigrohr eingeschaltet. Oft wird der Verschuß auch bei mäßiger Werkfallhöhe der Einfachheit der Überwachung halber in das Krafthaus hinab verlegt (Abb. 388), so daß der Werkseinlaß selbst keinen Verschuß hat. Das wird man indes bei einer Mehrzahl

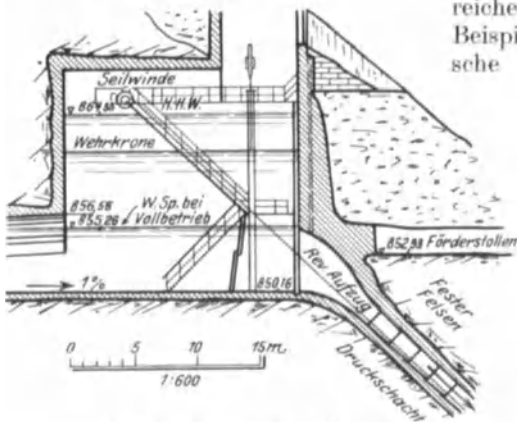


Abb. 384. Wasserschloß Naturns. (Dtsch. Wasserwirtsch. 1927.)

der Turbinendruckleitungen besser vermeiden, weil man sonst die Rohrleitungen nicht einzeln trocken legen kann.

## D. Konstruktive Einzelheiten der Druckwasserschlösser.

### 1. Unterirdische Anordnung

des Wasserschlosses wird in der Regel nur im gewachsenen Fels angewandt, so daß sich normale Aufgaben des Stollen- und Schachtbaues ergeben, je nach Gebirgsart erleichtert oder erschwert durch die großen Abmessungen der Hohlräume. Die Notwendigkeit einer Auskleidung mit Spritzputz, Beton- oder Eisenbetonschalen ist nach der Dichtigkeit und Standfestigkeit des Gesteins sinngemäß wie für Druckstollen zu beurteilen; beim Auftreten starker örtlicher Unterschiede im Gebirge kommen Teilauskleidungen, Teilbewehrungen in Frage. Auch große Unterschiede des Wasserdrucks, wie sie bei hohen Schacht- und Zweikammerräumen vorkommen, rechtfertigen unterschiedliche Behandlung, z. B. der oberen Kammer gegenüber Steigschacht und Unterkammer. Bei einfachen Schachtwasserschlossern empfiehlt sich eine zonenweise-sprunghafte Erweiterung nach oben, weil sie die Aufstellung der Rüstung erleichtert (Abb. 380). Die Ausführung des Mantels und sonstiger Arbeiten in hohem Schacht geschieht zweckmäßig von einer fliegenden, oben aufgehängten Arbeitsbühne unter dem Schutz eines Drahtnetzes (gegen Herabfallen von Steinen, Werkzeugen usw.). Preßmörtel muß auch hier nach Bedarf den dichten und druckfesten Anschluß an das Gebirge sichern.

Über die nachträgliche Ausbesserung eines im klüftigen Gebirge gerissenen Schwallschachts durch wiederholte Zementinpressungen im Oak-Groovewerk, vgl. Engng. News Rec. Bd. 95 (1925) Nr. 19.

### 2. Halboberirdische Anordnungen.

Um die Turbinendruckleitung abzukürzen und die Ausbruchkosten des Wasserschlosses selbst einzuschränken, wird man oft mit Vorteil den Schwallraum soweit gegen den Hang hinausrücken, daß der Oberteil über die Felslinie und sogar über die Geländelinie emporragt, so daß er als freistehende Kammer, meist in Eisenbeton oder auch mit Betonstützmauer auszuführen ist (Abb. 385 und 386). Statt der Kreiszyylinderform wählt man

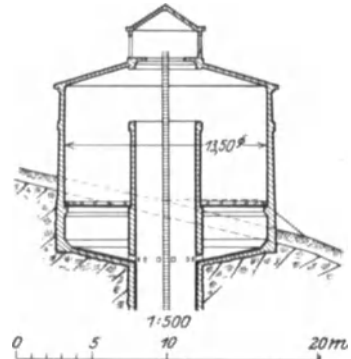


Abb. 385.  
Obere Kammer des Wasserschlosses Partenstein. (Z. VDI 1925.)

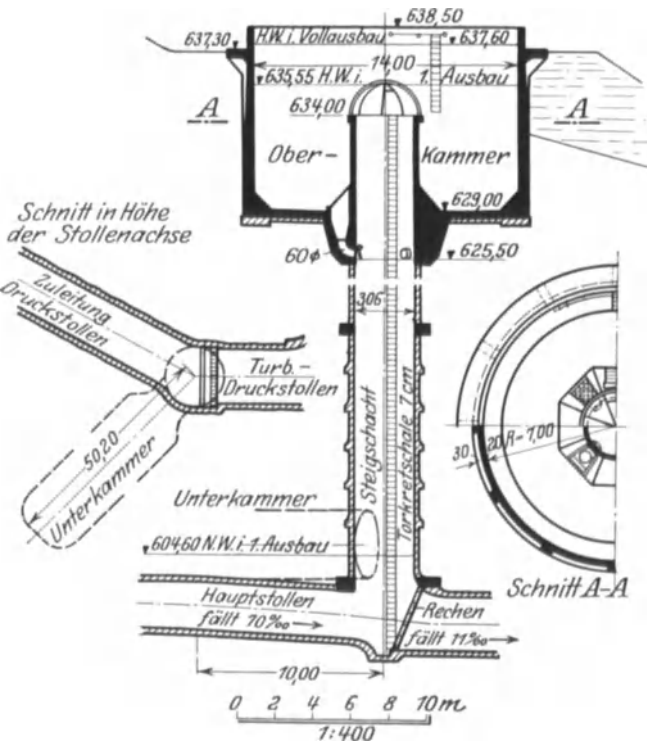


Abb. 386. Wasserschloß Teigtischwerk. (Wasserwirtsch. 1926.)

dabei unter Umständen für die Oberkammer mit Vorteil die eines länglich-rechteckigen Behälters. Am steileren Hang kann auch die Rückwand des Schwallraumes (Werkseinlaßmauer) in voller Höhe als Staumauer zutage

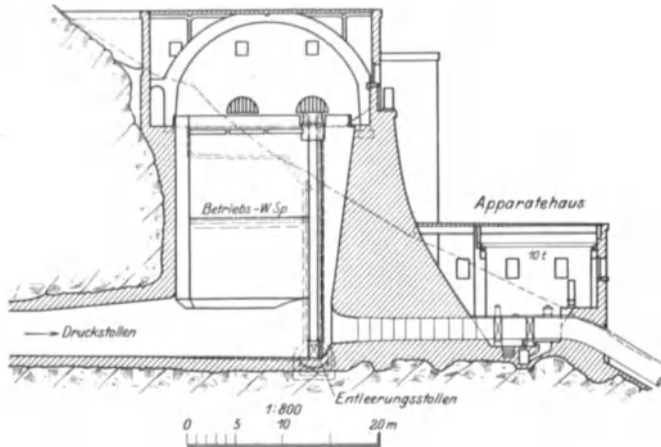


Abb. 387. Wasserschloß Walchenseewerk. (Elektrotechn. Z. 1925.)

treten (Abb. 387). Dies wird am ehesten bei großer Wassermenge und hoher Zahl der Turbinenrohre am steileren Hang Vorteile bieten.

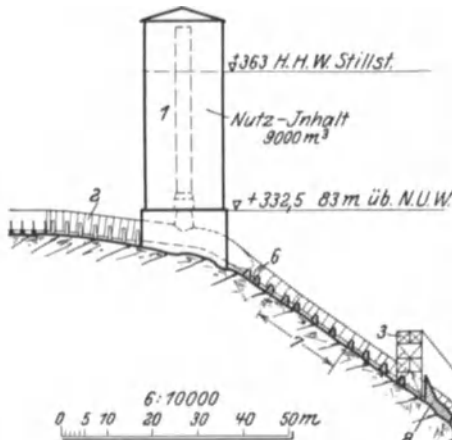


Abb. 388. Freistehendes Differentialwasserschloß des Kraftwerks Wallenpaupack. (Elektr. Wld., N. Y. Bd. 88 (1926).) 1 Steigrohr, 2 Holzrohr,  $d = 4,27$  m,  $L = 5500$  m,  $Q_v = 49$  m<sup>3</sup>/sek, 3 220 kV-Fernleitung, 4 220 kV-Umspanner, 5 Johnson-Schieber, 6 Hosenrohr, 7 Venturimeter, 8 Festpunkt. Wasserschloß mit zwei Lagen einzölliger Dielen mit Papiereinlage verkleidet. Am Fuß Dampfheizschlangen und außerdem Heizung mit Warmluft von Krafthaus.

### 3. Oberirdische Anordnungen.

Bei ungenügender Standfestigkeit oder loser Beschaffenheit des Gebirges werden die Schwierigkeiten der Ausräumung großer Schwallschächte so bedeutend, daß es geboten ist, ganz ins Freie zu rücken (Abb. 390). Kreiszyylinder oder andere Rotationsflächen sind dann die zweckmäßigsten Bauformen der Schächte und Kammern, und

Eisenbeton oder reines Eisen der gegebene Baustoff. Den bei starrer Verbindung der Behälterschale mit der Sohle auftretenden Biegebungsbeanspruchungen am Fuße der Wand muß durch kreuzweise Bewehrung (Ringe und Erzeugende) begegnet werden. Bei sehr großen Anlagen hat man diese Notwendigkeit auch schon erfolgreich dadurch umgangen, daß man die Zylinderschale statisch frei, nur mit einer Fugendichtung, auf die Sohlplatte aufsetzte. Dem Wandern des Zylinders muß durch Erhöhung der Sohle im Innern begegnet werden (Abb. 389).

4. Gerüstwasserschlösser.

Liegt der tiefste vorkommende Stationswasserspiegel hoch über Gelände, so erweist es sich als vorteilhaft, den Schwallschacht auf ein Turmgerüst zu setzen und durch ein Steigrohr, etwa vom Zuleitungsquerschnitt, mit der unten durchgehenden Zu- und Turbinenleitung zu verbinden. Der geeignetste Baustoff ist hier wohl im allgemeinen reines Eisen (Abb. 379, 388), aber auch Eisenbeton kommt in Frage.

5. Hangwasserschlösser.

Billiger als ein freistehender Schacht oder ein Gerüstbehälter kann unter geeigneten örtlichen Verhältnissen, namentlich bei kleineren Wassermengen ein Zweikammerwasserschloß sein, bei dem das Steigrohr in der steilsten

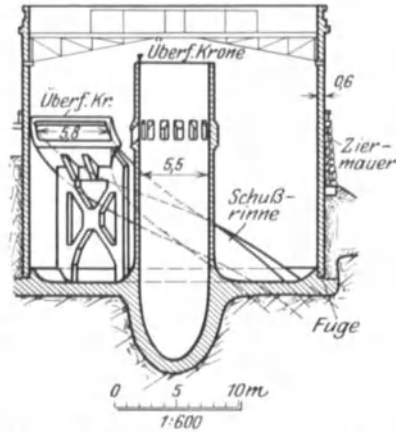


Abb. 389. Differentialwasserschloß des Ontario-Werkes, Zuleitung Nr. 2 (Engng. Rec. Bd. 71, ergänzt nach Weltkraftkonf. Ber. 1924 Bd. 2).  
 Zuleitung:  $L = 1952$  m;  $f = 23,5$  m<sup>2</sup>;  
 Drosselöffnung in Sohlenhöhe  $F' = 2,9$  m<sup>2</sup>;  
 Zulaufgeschwindigkeit  $v_e = 6,9$  m/sek,  
 $Q_e = 170$  m<sup>3</sup>/sek.

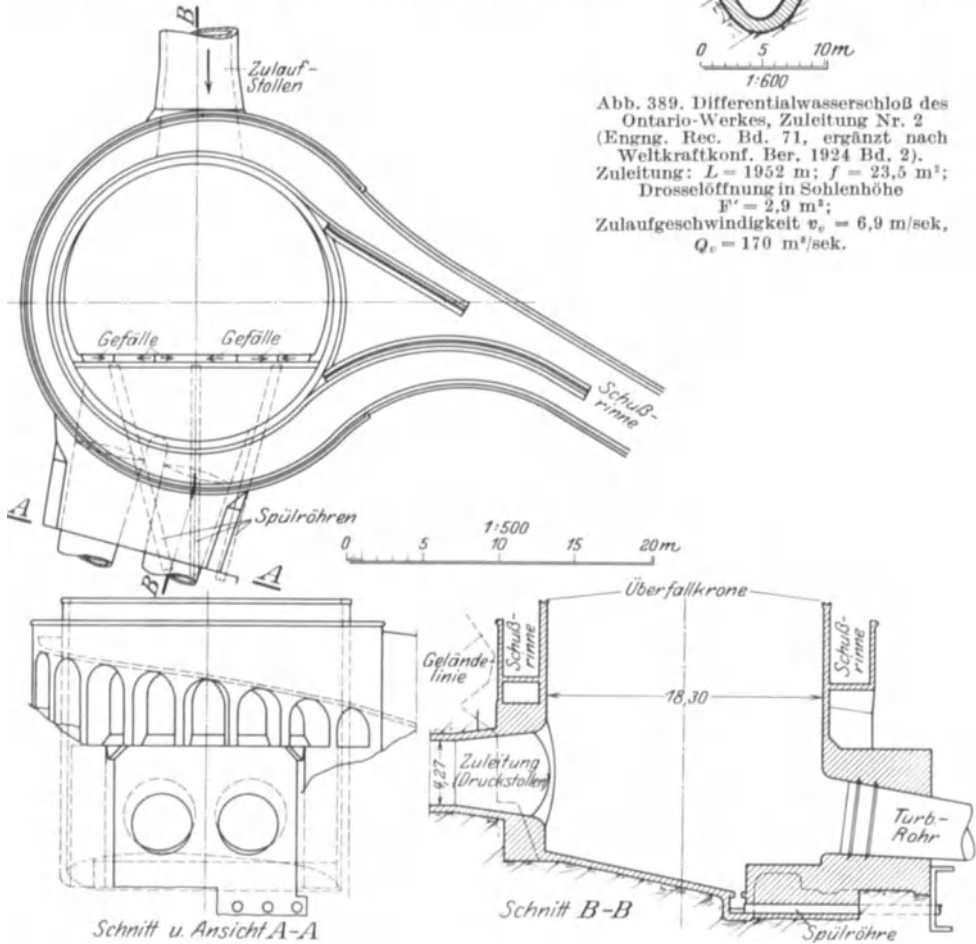


Abb. 390. Wasserschloß Pit River I. (Verw.)

Neigung des Geländeanges ähnlich wie ein Turbinendruckrohr verlegt ist. Obere und untere Kammer werden als Eisen- oder Eisenbetonbehälter gleichfalls auf den festen Boden unmittelbar aufgesetzt (z. B. Kraftwerk Lauf in Baden).



## 6. Die Überläufe

werden als „äußere“ oder „innere“ Überläufe ausgebildet. Äußere Überläufe führen von unterirdischen Anlagen in Stollen oder Schächten nach einer geeigneten künstlichen oder natürlichen Ablaufrinne. Innere Überläufe sind als zentrische Steig- oder peripherische Spiralrohre von passendem Querschnitt zu konstruieren (Abb. 389, 390).

Die Überlaufkante kann bei Bedarf auch einstellbar, z. B. mit Hilfe eines aufgesetzten Zylinderschützes (Elverum, vgl. Nordische Wasserkräfte), konstruiert werden.

Eine Abdeckung des zutage tretenden oder ganz oberirdischen Schwall-schachtes wird sich in den meisten Fällen sehr empfehlen. Sie schützt gegen unbefugtes Einwerfen von Gegenständen, verhütet Unfälle und wirkt mit als Kälteschutz. Jede Art von Dachkonstruktion kommt in Frage, am meisten Kegelrippen- oder Kuppeldächer in leichter Eisenbetonkonstruktion (vgl. Abb. 380, 385, 387). Für reichliche Luftwege ist im Hinblick auf die schnellen, starken Wasserstandswechsel immer zu sorgen, ebenso für bequeme Zugänglichkeit und möglichst auch Beleuchtung.

Freistehende Schwall-schächte, namentlich solche aus Eisenblech, müssen in kälteren Gegenden durch Ummantelungen (z. B. doppelte Bretter-

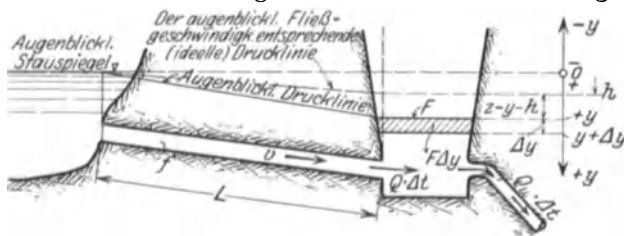


Abb. 391. Schema eines Druckstollens mit Wasserschloß.

wände mit Dachpappeinlage) gut isoliert und unter Umständen sogar zum Heizen mit in den Zwischenraum eingeführtem Dampf oder Warmluft aus dem Krafthaus eingerichtet werden (vgl. Lit. 16,30).

## E. Hydraulische Grundlagen der Bemessung von Druckwasserschlossern.

Auf S. 328f. sind die Vorgänge im Wasserschloß und der Zuleitung bei Veränderung der Turbinenbelastung in allgemeinen Zügen geschildert. Hier werden jetzt die Grundlagen zur rechnerischen Verfolgung dieser Vorgänge gezeigt, und zwar im Anschluß an die auf Prašilsche Gedankengänge zurückgehende Entwicklung von Mayr und Pressel, die Untersuchungen von Ph. Forchheimer, von D. Thoma und die wertvollen zusammenfassenden Arbeiten von Vogt und Calame-Gaden<sup>1</sup>.

Wir benutzen folgende Bezeichnungen (im m-, t-, sek-System), vgl. Abb. 391.

### 1. Festwerte bedingt durch die Anlageabmessungen.

- $L$  = Achslänge der Zuleitung,  
 $f$  = lichter Querschnitt der Zuleitung (auch im allgemeinen meist unveränderlich über die Länge  $L$ ),  
 $P$  = Profilradius der Zuleitung,  
 $Q_v$  = Vollwassermenge bei Volleistung der Turbinen und normaler Umleitungsfallhöhe  $H_v$ ,  
 $g$  = Beschleunigung der Schwerkraft,  
 $\gamma$  = Raumeinheitengewicht des Wassers,  
 $v_v = \frac{Q_v}{f}$  mittlere Fließgeschwindigkeit in der Zuleitung bei Volleistung,  
 $h_v$  = zugehöriger normaler Fallhöhenverlust in der Zuleitung (Eintritts-, Geschwindigkeits-, Krümmungs- und Reibungsverluste zusammen),  
 $k_v$  = Widerstandshöhe beim Durchtritt von  $Q_v$  durch eine Drosselöffnung,  
 $F$  = waagerechte Schnittfläche des Schwallraumes (im allgemeinen der Höhe nach veränderlich).

<sup>1</sup> Vgl. Literaturverzeichnis zum Kapitel 16.

## 2. Veränderliche, vom Betriebszustand abhängige Größen.

- $Q$  = Augenblickliche Zuflußwassermenge in der Zuleitung,  
 $v = \frac{Q}{f}$  augenblickliche mittlere Fließgeschwindigkeit in der Zuleitung,  
 $Q_u$  = augenblickliche Ausflußwassermenge nach den Turbinenleitungen (Turbinenbeaufschlagungen),  
 $y$  = Tiefenlage des jeweiligen Schwallraumspiegels unter dem Umleitungs-*OW*-Spiegel als Bezugshorizont,  
 $y < 0$  bedeutet dabei Höhenlage über Bezugsspiegel,  
 $Y$  = oberer und unterer Grenzwert von  $y$  (Maximalausschlag),  
 $h$  = der augenblicklichen Zuflußgeschwindigkeit  $v$  entsprechender Fallhöhenverlust in der Zuleitung (entsprechend oben  $h_v$ ),  
 $b$  = Beiwert, der, mit  $v^2$  vervielfacht, den Fallhöhenverlust  $h$  ergibt  

$$b = \frac{1}{2g} \left( 1 + \zeta + \frac{L}{P} \cdot \frac{2g}{k^2} \right) \text{ (vgl. S. 179),}$$
 $t$  = die Zeit von einem beliebig bestimmten Ausgangspunkt gemessen.

Zur Beschreibung der in einem beliebig klein zu wählenden Zeitabschnitt  $\Delta t$ ,  $dt$  sich abspielenden hydrodynamischen Vorgänge stehen zwei Gleichungen zur Verfügung:

1. Die Raumgleichung (Kontinuitätsbedingung) des Schwallschachtes:  
 „Zufluß + Schwallraumentnahme = Abfluß“.

2. Die Beschleunigungsgleichung (Impulssatz) des Wasserinhaltes der Zuleitung:

„Kraft = Masse  $\times$  Beschleunigung“.

Die Raumgleichung schreibt sich:

$$Q dt + F dy = Q_u dt \text{ oder } (fv - Q_u) dt + F dy = 0,$$

oder 
$$dy = \frac{Q_u - fv}{F} \cdot dt. \quad (265)$$

Die Beschleunigungsgleichung entwickelt sich wie folgt:

Aus dem Unterschied der wirklichen Spiegellage  $y$  gegenüber dem für die Aufrechterhaltung der augenblicklichen Fließgeschwindigkeit nur nötigen kleineren Fallhöhenverlust  $h$  ergibt sich ein Wasserunterdruck auf dem Zuleitungsendquerschnitt, somit eine beschleunigende Kraft

$$K = \gamma (y - h) f.$$

Die zu beschleunigende Masse des Zuleitungswasserinhaltes ist:

$$m = \frac{\gamma}{g} L f.$$

Daher die Beschleunigung:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{K}{m} = \frac{y - h}{L} g$$

oder 
$$dv = \frac{g(y - h)}{L} dt. \quad (266)$$

Durch Einführung von  $h = b v^2$  entsteht aus Gleichung (266):

$$dv = \frac{y - b v^2}{L} g dt. \quad (267)$$

Entfernt man hieraus mit Hilfe von Gleichung (265)  $v$ , so erhält man eine Differentialgleichung zweiten Grades und zweiter Ordnung zwischen  $y$  und  $t$ :

nach Gleichung (265) 
$$v = -\frac{F}{f} \frac{dy}{dt} + \frac{Q_u}{f} \quad (268)$$

und durch Ableitung

$$\frac{dv}{dt} = -\frac{F}{f} \frac{d^2 y}{dt^2}. \quad (269)$$

Hierbei ist  $F$  als unveränderlich und  $Q_u$  als unabhängig von der Zeit angenommen, d. h. plötzliche Änderung von  $Q_{u1}$  auf  $Q_{u2}$  vorausgesetzt.

Durch Quadrierung entsteht aus Gleichung (268):

$$v^2 = \left(\frac{F}{f}\right)^2 \left(\frac{dy}{dt}\right)^2 - 2 \frac{F Q_u}{f^2} \frac{dy}{dt} + \frac{Q_u^2}{f^2}, \tag{270}$$

aus Gleichung (266) und (269) folgt:

$$\frac{dv}{dt} = g \frac{y - b v^2}{L} = - \frac{F}{f} \frac{d^2 y}{dt^2} \tag{271}$$

oder [mit Gleichung (270)]:

$$y - b \left\{ \left(\frac{F}{f} \frac{dy}{dt}\right)^2 - 2 \frac{F Q_u}{f^2} \cdot \frac{dy}{dt} + \frac{Q_u^2}{f^2} \right\} + \frac{L}{g} \cdot \frac{F}{f} \frac{d^2 y}{dt^2} = 0$$

und, aufgelöst und geordnet:

$$y + 2 \frac{b F Q_u}{f^2} \cdot \frac{dy}{dt} - b \left(\frac{F}{f}\right)^2 \left(\frac{dy}{dt}\right)^2 + \frac{L F}{g f} \frac{d^2 y}{dt^2} - b \cdot \frac{Q_u^2}{f^2} = 0. \tag{272}$$

Diese (nur für plötzliches Abdrosseln oder Öffnen von  $Q_{u1}$  auf  $Q_{u2}$  abgeleitete) Differentialgleichung ist integrierbar nur für den besonderen Fall des völligen Schließens von  $Q_{u1} = Q_1$  auf  $Q_{u2} = 0$ . Und auch dies nur mit Beschränkung auf Feststellung des höchsten bei der ersten Halbschwingung auftretenden Ausschlages  $Y$  (auf Grund der Bedingung:  $\frac{dy}{dt} = 0$ ).

Die allgemeine Form der von Forchheimer angegebenen Lösung ist:

$$(m Y + 1) - \ln(m Y + 1) = m h_1 + 1, \tag{273}$$

worin:

$$m = \frac{2 b g F}{L f},$$

$$h_1 = b v_1^2 \text{ (Ausgangszustand).}$$

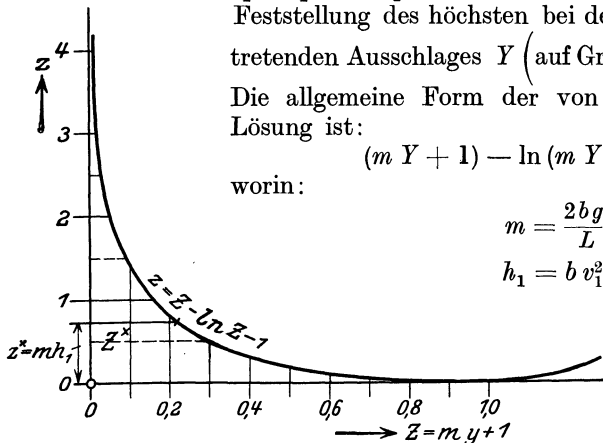


Abb. 392. Diagramm zur Forchheimer-Formel.

Zur übersichtlichen, halbgraphischen Lösung dieser Gleichung setze man:  $m Y + 1 = Z$ , wodurch Gleichung (273) mit kleiner Umstellung übergeht in:  
 $Z - 1 - \ln Z = m h_1. \tag{274}$

Trägt man ein für allemal die logarithmische Linie  $z = Z - 1 - \ln Z$  in Abb. 392 auf, so gewinnt man für eine beliebige Ausgangsbeaufschlagung  $Q_1$  die Lösung  $Z^*$  durch Auftragen des zu  $Q_1$  gehörigen Wertes  $z_1 = m h_1 = - \frac{2 g F}{L f} b^2 v_1^2$ .

Der gesuchte größte Anstieg ist  $Y^* = \frac{Z^* - 1}{m}$ . Da nach den Voraussetzungen (Abb. 391) der größte Anstieg stets negativ herauskommen muß, kommt nur der Kurvenbereich zwischen  $Z = 0$  und  $Z = 1$  in Betracht.

[Schmitthenner und Haller gaben die für teilweise Entlastung brauchbare Näherungslösung:

$$Y = (v_1 - v_2) \sqrt{\frac{f L}{F g} - \frac{h_2}{2}}.]$$

Für den umgekehrten Sonderfall des plötzlichen Öffnens von  $Q_{u1} = 0$  auf einen beliebigen Wert  $Q_{u2} = Q_2$  gibt es zwar keine genaue, aber doch eine genäherte Lösung für den ersten und größten Ausschlag nach unten. Forchheimer entwickelt dafür a. a. O.:

$$Y^* = 0,178 h_2 + \sqrt{(0,178 h_2)^2 + \frac{L}{g} \frac{f}{F} \cdot v_2^2}, \tag{275}$$

wobei  $h_2 = b v_2^2$  (Beharrungszustand nach der Störung). Diese Gleichung ist aber von geringem praktischen Wert, weil man meist den Ausschlag kennen will, der bei plötzlicher Öffnung von  $n = 0,5$  bis  $0,7$  auf  $1,00$ , d. h. auf  $100\%$

der Vollbeaufschlagung eintritt. Für diesen Fall empfiehlt sich die Berechnung des Ausschlags nach der von Vogt angegebenen guten Näherungsformel:

$$Y \simeq h_2 + h_2 \left\{ \sqrt{\varepsilon - 0,275 \sqrt{n}} + \frac{0,05}{\varepsilon} - 0,9 \right\} \cdot (1 - n) \left( 1 - \frac{n}{\varepsilon^{0,62}} \right). \quad (276)$$

Hierbei ist

$$\varepsilon = \frac{L f v_2^3}{g F h_2^3} \left( \text{Systemkonstante} = \frac{\text{Kinetische Energie der Zuleitung}}{\text{Potentielle Energie des Schachthaltens bezogen auf Ausgangshorizont}} \right).$$

Schmitthenner und Haller entwickelten folgende, etwas zu große Absenkungen liefernde Näherungsformel:

$$Y = (v_1 - v_2) \sqrt{\frac{fL}{Fg}} - h_2. \quad (277)$$

Vorstehende Entwicklungen gelten nur für den ungedrosselten zylindrischen Schwallschacht und berücksichtigen die Wechselwirkung zwischen den Spiegelschwankungen und dem Wasserverbrauch der Turbinen nicht, was meistens (mit Ausschluß größerer Werte  $\frac{h_v}{H_v}$  — Niederdruckanlagen!) zulässig ist. Für Zweikammerschwallräume und gedrosselte Zylinderschwallschächte (Abb. 376, II, III, IV) hat Vogt verschiedene praktisch wertvolle Näherungslösungen angegeben, die es erlauben, den erforderlichen Inhalt der oberen und unteren Kammer bzw. des abgedrosselten Schachtes unmittelbar aus dem zu wählenden positiven oder negativen Grenzausschlag  $Y$  zu berechnen. Calame und Gaden haben die von Vogt angeschlagenen Gedankengänge weiter verfolgt und vollständige graphische Bemessungstafeln entworfen, welche die verwickelten Beziehungen zwischen den vielen Veränderlichen noch eingehender (auch den Gesamtschwingungsvorgang) erfassen und sie synoptisch darstellen. Die genannten wertvollen aber umfangreichen Arbeiten wird man beim Entwurf größerer Wasserschlösser, durch deren wirtschaftliche Bemessung ansehnliche Summen erspart werden können, zu Rate ziehen müssen. Für kleinere Aufgaben genügen indessen die oben auszugsweise gemachten Angaben, namentlich wenn man sich erinnert (S. 333), daß der Nutzinhalt von gedrosselten und Zweikammerschwallräumen (ohne den Steigschacht) etwa 50 bis 60% des Nutzinhalts eines gleichwertigen einfachen Schwallraumes zu sein pflegt.

Immer kann man mit Vorteil zur tastenden Ermittlung oder zur Nachprüfung der Abmessungen die folgende schrittweise Berechnung anwenden.

#### Schrittweise Berechnung nach Mayr und Pressel.

Wir greifen auf die Grundgleichungen des Schwingungsvorganges (265) und (267) zurück, ersetzen die Differentiale ( $d$ ) durch endliche Differenzen  $\Delta$ .. und erhalten mit kleiner formaler Änderung:

$$\Delta y = \frac{Q_u}{F} \Delta t - \frac{f}{F} v_a \Delta t, \quad (278)$$

daraus:  $y_e = y + \Delta y$ .

$$\Delta v = \frac{g y_e}{L} \Delta t - \frac{b g v_a^2}{L} \Delta t, \quad (279)$$

daraus:  $v_e = v_a + \Delta v$  usw.

Diese Gleichung wenden wir in der durch Zusatz der Indizes  $a$  und  $e$  (Anfang und Ende!) angedeuteten Weise der Reihe nach auf die einander folgenden Zeitabschnitte  $\Delta t$  an. Um trotz größerer Wahl der Zeitabschnitte genauer zu rechnen, kann man jeweils nachträglich, ehe man zum nächsten Abschnitt weitergeht, die für den vorliegenden Abschnitt gültigen Mittelwerte feststellen und an Stelle

der Anfangswerte zur nochmaligen Berechnung der Endwerte verwenden.  $\Delta t$  wird man = 15'' — 30'' wählen und nur nach Bedarf an empfindlichen Stellen des Rechnungsweges (Scheitelstand, Ober- und Unterkante einer Kammer) verkleinern. Änderungen des Schwallraummaßes  $F$  können in der angedeuteten

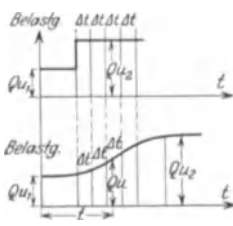


Abb. 393. Wasserschloß-berechnung mit Differenzen (oben: plötzliche Belastungsänderung, unten: allmähliche).

Weise mitberücksichtigt werden, ebenso die Wirkung eines Drosselwiderstandes, Steigrohrs, Überlaufs, endlich auch, nach Bedarf, eine Veränderlichkeit der Belastung, des Wirkungsgrades und Wasserbedarfs der Turbinen.

In der praktischen Anwendung wird man zweckmäßig, den Unsicherheiten in der Bestimmung des „Fließwiderstandes“ ( $h = bv^2$ ) Rechnung tragend, für „Öffnen“ mit dem Höchstwert von  $b$ , für „Schließen“ aber mit dem Mindestwert, der in Frage kommen kann, rechnen. Bei einem gedrosselten Wasserschloß wird man ebenso mit dem Drosselwiderstand ( $k, k_v$ ) verfahren.

## F. Freispiegelwasserschlösser.

### 1. Allgemeines.

Bei einem Freispiegelwasserschloß beteiligt sich nach Kapitel 10, S. 183 die ganze oberhalb liegende Zuleitung an der Aufnahme der Schwall- und

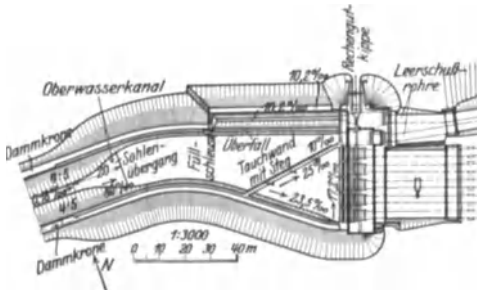
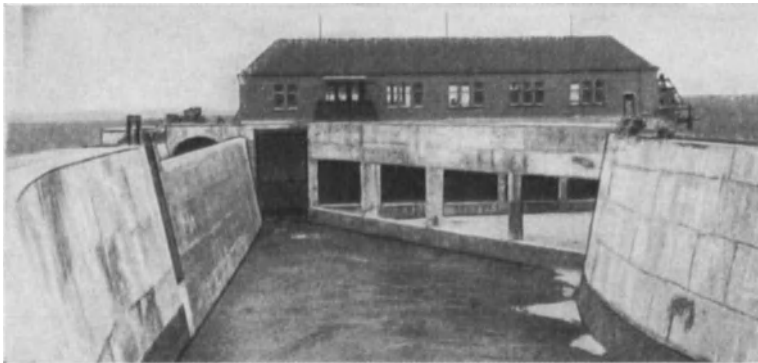


Abb. 394 und 395. Wasserschloß des Alzwerkes Burghausen. (Verw.)

Sunkerscheinungen. Die Wasserspiegelausschläge sind dabei in der Regel im Vergleich mit den bei Druckwasserschlässern auftretenden verhältnismäßig klein, nehmen aber kanalaufwärts relativ wenig ab. Infolgedessen tritt die Bedeutung des im Freispiegelwasserschloß enthaltenen Schwallraumes, dessen Oberfläche meist nur einen unbedeutenden Bruchteil der Spiegeloberfläche der Zuleitung ausmachen wird, stark zurück. Nur wenn zu Zwecken der Wasserspeicherung das Wasserschloß mit einem Speicherbecken verbunden oder zu einem solchen ausgestaltet wird, kann von ihm allein eine erhebliche Verminderung der Schwall- und Sunkhöhen bewirkt werden.

In allen anderen Fällen aber ist die Hauptaufgabe des Freispiegelwasserschlosses die, das Betriebswasser in hydraulisch einwandfreier Weise von der Zuleitung auf den nach Maßgabe der Zahl und Größe der Turbinenleitungen breit auseinander zu ziehenden Werkseinlaß zu verteilen, daher die Bezeichnung Verteilungsbecken. Außerdem muß das Freispiegelwasserschloß meist einen selbsttätigen Überlauf aufnehmen. Die Entstehung momentaner Schwalle wird dadurch zwar (entgegen früheren Annahmen) nur ganz unwesentlich beeinflußt (wegen der zeitlichen Verzögerung der Überlaufwirkung), aber es wird wenigstens die dem ersten Stoß nachfolgende weitere Auffüllung der Haltung verhindert oder begrenzt. Bei längeren Oberkanälen kann man die Überlaufkante meist nicht auf Stauziel der Wasserfassung legen. Daher kann

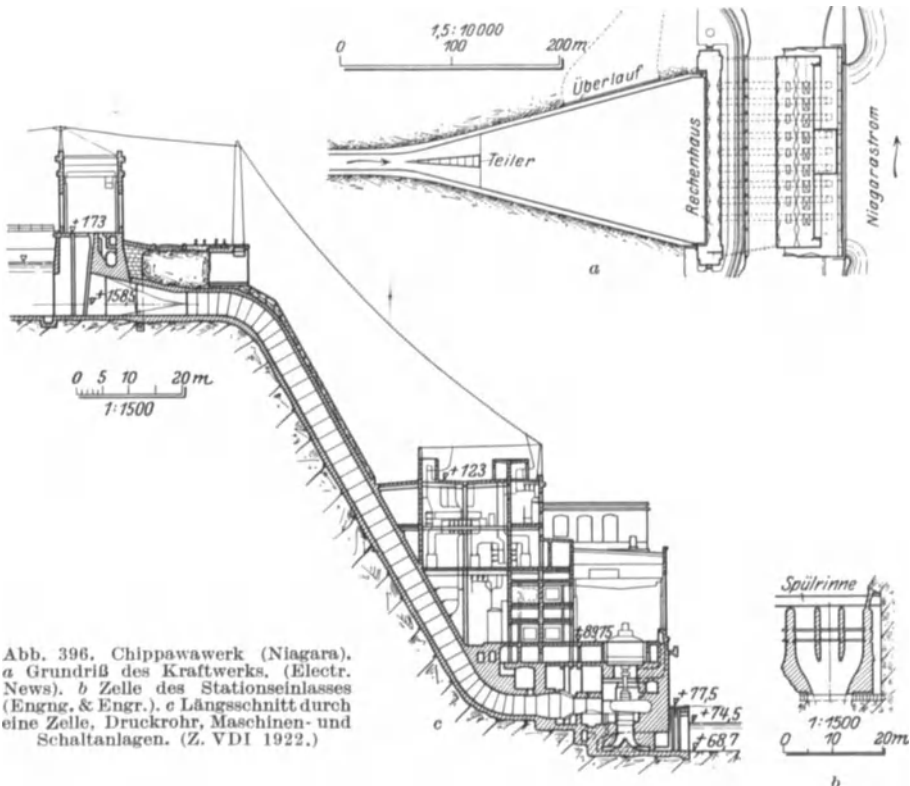


Abb. 396. Chippawawerk (Niagara). a Grundriß des Kraftwerks. (Electr. News). b Zelle des Stationseinlasses (Engng. & Engr.). c Längsschnitt durch eine Zelle, Druckrohr, Maschinen- und Schaltanlagen. (Z. VDI 1922.)

der Durchfluß in einem solchen Kanal nur durch Absperren des Einlasses am Wehr abgestellt werden. Außerdem gehört dann zum Freispiegelwasserschloß wieder der Werkseinlaß, eine Entleerungs- und Spülgrundschleuse und ein Eisablaß (Abb. 394, 395).

## 2. Verteilungsbecken.

Damit möglichst wenig Fließenergie des Zulaufs verloren geht, muß der Übergang von der schmälern Zuleitung auf den meist breiteren Rechen möglichst schlank ausgezogen werden; das gilt auch für den Längenschnitt, d. h. für die Überführung der Stollen- und Kanalsohle auf die Höhe der meist tiefer liegenden Werkseinlaßschwelle. Um bei großen Wassermengen keine zu langen Übergänge zu erhalten, wird man die Breite und Tiefe des Verteilungsbeckens auf das unbedingt Notwendige beschränken. Man vermeidet dadurch auch unnötig starke Verminderung der Fließgeschwindigkeit, durch die sonst das

Ausfallen der Schwebstoffe und unerwünschte Ablagerungen veranlaßt werden könnten. Zur Verbesserung der Verteilung des Wassers kann man bei hoher Zulaufgeschwindigkeit am Eingang des Beckens einen oder mehrere Wasserteiler (Abb. 396) einbauen.

Je nach der Lage im Gelände kann auch das Freispiegelwasserschloß unterirdisch (seltener, z. B. Kandergrund, Schweiz. Bautg. Bd. 59, Chippis, Schweiz. Bautg. Bd. 58) oder oberirdisch (häufig) angeordnet sein. Das oberirdische Freispiegelwasserschloß wiederum kann ganz im Einschnitt, halb im Einschnitt, halb im Auftrag und ganz über Gelände angeordnet sein, wobei die Umschließung durch Staudämme oder Staumauern in verschiedenster Bauweise erfolgen kann.

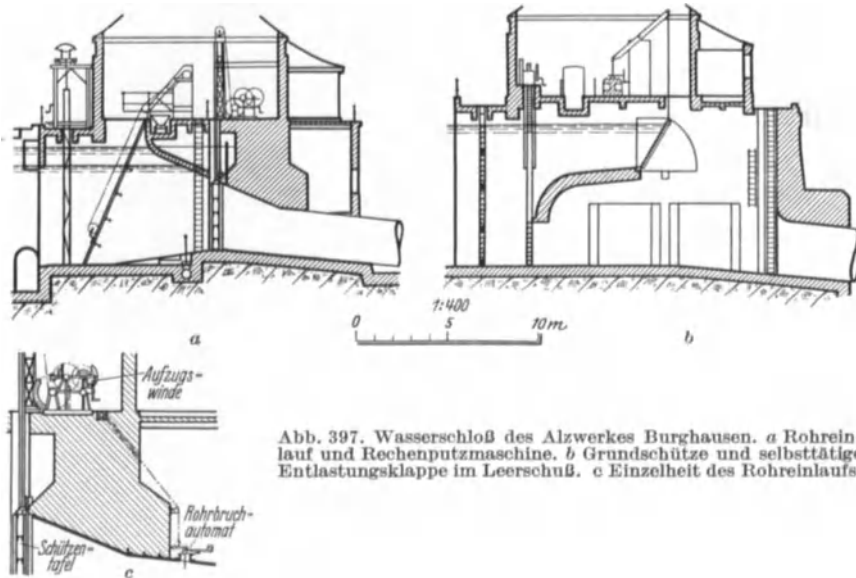


Abb. 397. Wasserschloß des Alzwerkes Burghausen. a Rohreinlauf und Rechenputzmaschine. b Grundschiße und selbsttätige Entlastungsklappe im Leerschuß. c Einzelheit des Rohreinlaufs.

### 3. Werkseinlaß.

Rein hydraulisch ist die vorteilhafteste Anordnung die, daß der Werkseinlaß symmetrisch und rechtwinklig zur Achse der gerade ankommenden Zuleitung angeordnet wird (Abb. 396). Die Geländeverhältnisse können auch eine davon abweichende Anordnung verlangen, derart, daß die Zuleitung in der Flanke der abgehenden Turbinendruckleitung herangeführt werden muß, was eine mehr oder minder vollkommen rechtwinklige Umlenkung des Wassers bedingt.

Auch abgesehen davon kann, wenn mit starkem Eisandrang zu rechnen ist, eine leichte Abschwenkung der Verteilungsbeckenachse gegenüber der Zuleitung vorteilhaft sein, weil dadurch die einseitige Ableitung des Oberflächeneises erleichtert wird (Abb. 395).

Die Eisabführung wird vor allem durch Anordnung einer festen oder, einfacher und meist genügend, schwimmenden Tauchwand (Eisbaum) unterstützt, wodurch die Oberflächenschichten mit der Hauptmasse des Eises nach einem (zu diesem Zweck mit wegnehmbaren Aufsätzen und Versenkschützen zu versehenen) Überlauf oder einer besonderen Eisschütze abgeleitet werden. Ohne erhebliche Wasseropfer geht es dabei nicht ab. Diese Andeutungen weisen darauf hin, Überfall- bzw. Eissenkschütze an exponierte und nicht etwa in bezug auf die Wasserströmung im toten Winkel liegende Kanten des Verteilungsbeckens zu legen, da es sonst große Schwierigkeiten macht, die Oberflächenschichten mit dem Treibeis darüber zu leiten. Im Trollhättanwerk in Schweden hat man unter solch schwierigen Verhältnissen jetzt durch Einbau von großen,

teils senkrecht auf der Kanalsole stehenden, teils waagrecht an den Kanalmauern befestigten und leicht schraubenförmig verwundenen Leitwänden versehen, die ganze Zulaufwassermasse in eine schraubenförmige Bewegung zu versetzen, um das Oberflächenwasser mit den Eisschollen nach einer Seite abzuwerfen (Näheres: Nordische Wasserkräfte).

Vor dem Werkseinlaß ist durch entsprechende Neigung der Sohle des Verteilungsbeckens ein genügend hoher Absatz, oder eine nicht zu schmale Rinne auszubilden, die das etwa aus der Zuleitung kommende Geschiebe und die schwereren Sinkstoffe zurückhält für Entfernung durch Greifbagger oder Abspülung bei tief abgesenktem Beckenspiegel. Wirksame Spülung im Betrieb kann man durch Anwendung des Prinzips der Hohlschwelle mit verteilten Saugkanälen erreichen, wie für den Umleitungseinlaß (S. 203) ausführlicher beschrieben ist (vgl. Abb. 168, 169, 170).

Zum Werkseinlaß gehört in der Regel ein, je nach Wasser- und Gefällsverhältnissen fein oder grob gebauter Rechen, ein Betriebsverschluß (Tafel-, Drehschützen u. dgl.) und ein Notverschluß, meist mit Dammbalken.

Der Rechen wird bei nicht ganz kurzen Zuleitungen am Werkseinlaß nicht zu entbehren sein, weil bei der offenen Zuleitung immer die Möglichkeit der Verunreinigung durch hineingeratene Schwemmsel und Auftreten von Platteneis gegeben ist. Der Rechen wird bei großen Wassermengen mit mäßig hartem Winterklima vor die Zwischenpfeiler des Einlaufbaues gelegt, weil er dabei die größte Nutzfläche gewinnt. Bei überwiegender Grundeisgefahr in hartem Winterklima legt man ihn dagegen besser zwischen die Pfeiler und ordnet vor ihm einen leicht bedienbaren Notverschluß, etwa sogar einfache Gleitschützen, an, um einzelne Rechenabteilungen schnell trocken legen und frei machen zu können. Sonst kommt

der Notverschluß hinter den Rechen, aber vor den Betriebsverschluß zu liegen. Der Betriebsverschluß kommt schon deshalb in der Regel hinter den Rechen zu liegen, weil er dabei kleinere Abmessungen erhalten kann, was sehr auf die Kosten der Schützen einwirkt. Der Betriebsverschluß, je nach Größe mit Hand- oder motorischem Antrieb, wird zweckmäßig außerdem als Freifallverschluß für automatischen oder ferngesteuerten Schnellschluß (Rohrbruchsicherung) eingerichtet (Abb. 397 und 398, vgl. S. 329 beim Druckwasserschloß). Hinter dem Betriebsverschluß ist entweder ein freier Wasserspiegel oder, wenn gleich dahinter die Turbinendruckleitung ansetzt, eine Belüftungseinrichtung (Ventil- oder Steigrohr) anzuordnen. Der Übergang Verteilungsbecken — Turbinendruckleitung ist hydraulisch einwandfrei auszubilden und genügend gegen Lufteinsaugen zu schützen. Abb. 396, 397, 399, 403 bieten gute Beispiele. Der Unterteilung der

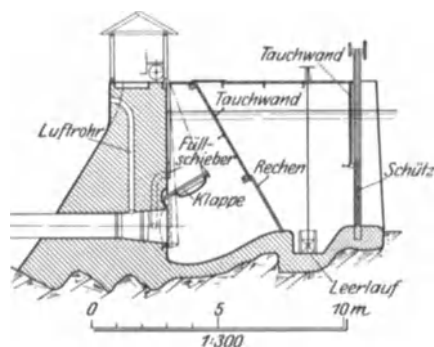


Abb. 398. Kleiner Werkseinlaß (Freispiegelwasserschloß) mit Klappe nach Jensen und Dahl.

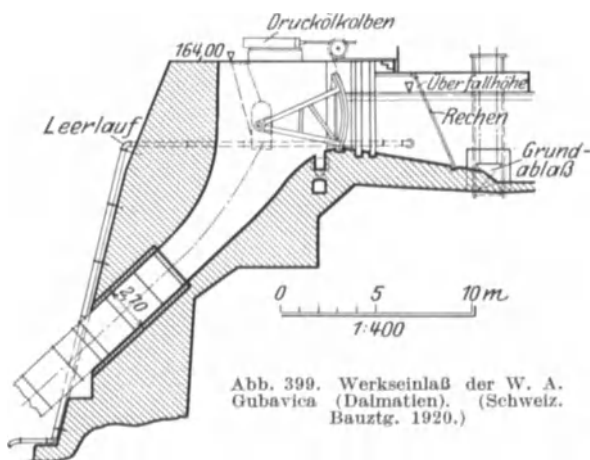
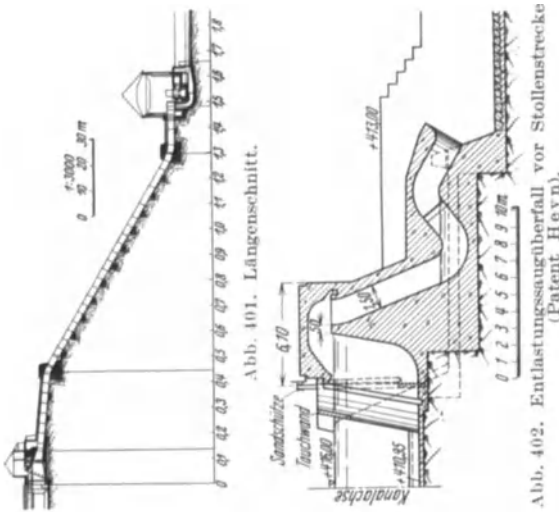


Abb. 399. Werkseinlaß der W. A. Gubavica (Dalmatien). (Schweiz. Bautzg. 1920.)



Turbinendruckleitung in einzelne Stränge entspricht bei größeren Wassermengen in der Regel eine durchgehende Unterteilung des Werkseinlasses in Zellen mit Zwischenwänden, die einseitigem Wasserdruck (bei Entleerung einer Zwischenzelle) standhalten müssen.

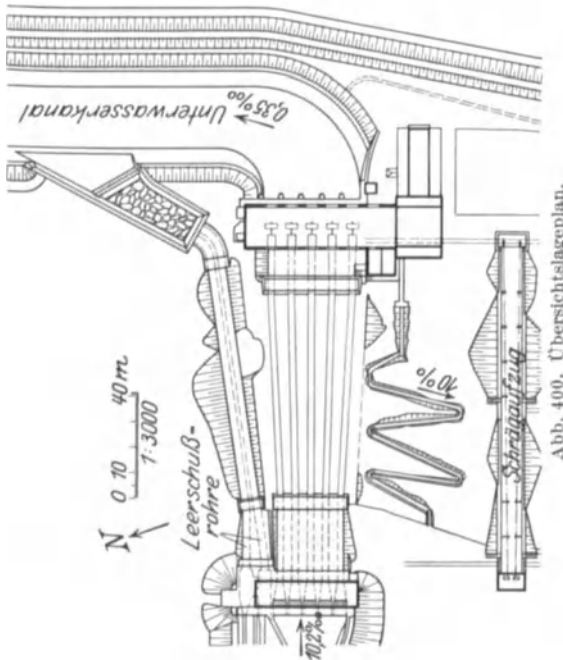


Die Rechenbühne wird zweckmäßig so eingerichtet, daß eine Rechenputzmaschine mit zugehörigem Schwemmselabfuhrgleis oder Schwemmselabspülkanal angeordnet werden kann (vgl. auch S. 458). Mit Rücksicht auf die meist sehr exponierte Lage des Werkseinlasses empfiehlt sich oft eine Behausung der ganzen Anlage, wobei das Zusetzen des Rechens mit Nadeleis durch Fernhalten der kalten Luft mittels vorgehängter Tauchwand bekämpft werden kann. Nötigenfalls wird das Rechenhaus mit Warmluft vom Krafthaus aus angewärmt (vgl. S. 458).

Die Abmessungen der Werkseinlässe ergeben sich aus der Vollwassermenge und den angemessenen Fließgeschwindigkeiten (S. 194).

**4. Entlastung.**

Zum Abwerfen des Übersassers dienen freie Überfälle, selbsttätige Überfallaufsätze (Stauklappen, Segmente usw., vgl. S. 464) oder Saugüberfälle. Das überfallende Wasser wird in einem Leerschuß (Rohrleitung, offene Rinne) auf kürzestem und sicherstem Wege nach dem Unterkanal abgeführt. An der Einleitungsstelle ist nach Bedarf ein besonderes Tosbecken zur Energieverzerung anzuordnen. (Ausführliches über Leerschüsse s. Kapitel 21, S. 461.)



**5. Konstruktive Einzelheiten.**

Größte Sorgfalt ist auf die wasserdichte Ausbildung des Freispiegelwasserschlosses zu verwenden. Es gilt dafür sinngemäß das S. 229f. und in Band III, 9 über das Abdichten von Kanälen, Stau-mauern und Staudämmen Gesagte. Hauptfahrpunkte für die Dichtigkeit sind die Übergänge vom Einschnitt in die Auffüllung und die Anschlüsse von Dämmen an Kunstbauten (Werkseinlaß, Überfallrohr usw.).

Die Gesamtanlage ist unter eingehender Würdigung der geologischen Verhältnisse gründlich auf die Möglichkeit zu prüfen, ob das Sickerwasser oder

ein natürlicher Grundwasserstrom von der Zuleitung her sich gegen den Werkseinlaß bewegt, und dort am natürlichen Hang oder den künstlichen Einschnittböschungen austritt. Es können dann unter begünstigenden Verhältnissen leicht Setzungen des Untergrundes und der Bauwerke hervorgerufen werden, die eine sehr ernste Gefährdung der Anlage bedeuten würden. Als vorbeugende Abhilfsmaßnahme empfiehlt sich die Anordnung einer Abfangsickerung in Form einer Rohr- oder Stollenleitung in genügendem Abstände quer vordem Beginn des Verteilungsbeckens (Abb. 403).

Der Werkseinlaß ist seinem Wesen nach eine Stauwehr mit vielen Durchbrechungen. Oft wird er daher sehr zweckmäßig grundsätzlich als gegliederter Eisenbetonbau entworfen (Abb. 397). Bei großen Einzelwassermengen kommt Unterteilung der Zellen durch waage- und senkrechte Zwischenwände in Frage, wie des Näheren S. 409 ausgeführt ist.

Bei Freispiegelwasserschlossern im Einschnitt kann man, statt eine Stauwehr als Werkseinlaß anzuordnen, die Turbinendruckleitungen auch durch einen stehengelassenen Erdkern herausführen, also eine der Wasserfassung in Erddämmen entsprechende Anordnung wählen. Abb. 404 zeigt dies an einem kleineren Beispiel, zugleich: wie man durch Abbiegung des Rohreinlaufmundes eine möglichst tiefe Absenkung des Oberwasserspiegels ohne unerwünscht tiefen Einschnitt des Rohrbettes erreicht.

In Ausnahmefällen, in denen das Wasserschloß zu hoch über Gelände zu liegen kommt, als daß die Sohle gleich der Bodenoberfläche gemacht werden könnte, findet man wohl auch „Kunstbecken“, trogförmige auf Gewölbe oder Pfeiler abgestellte Schalen aus Beton oder Eisenbeton, die in Grenzfällen sogar auch unmittelbar über den Turbinen oder die Turbinen einschließend ausgebildet werden können (vgl. Abb. 528).

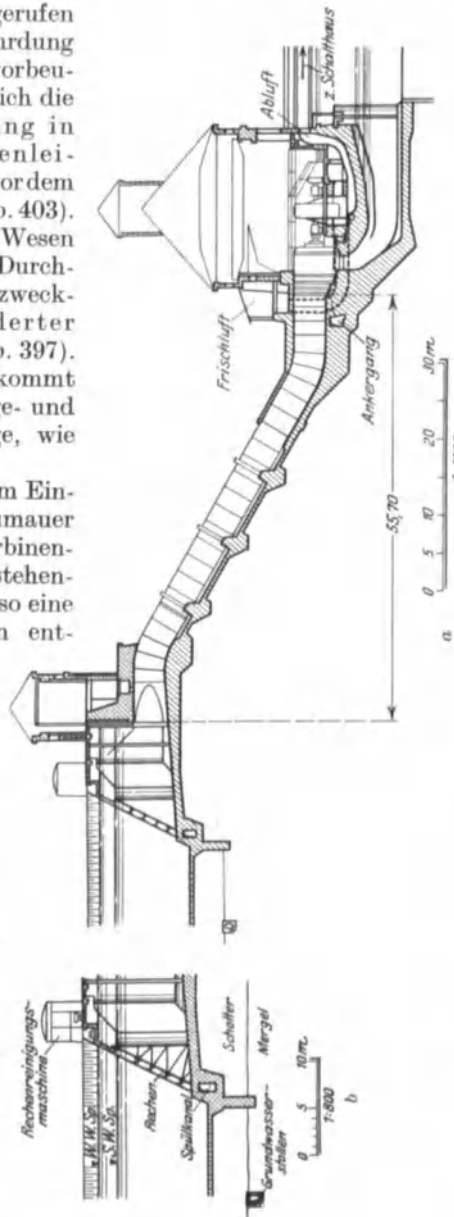


Abb. 403. Innwerk. (Siemens-Z.) a Schnitt durch Wasserschloß, Rohrbahn und Krafthaus, b Einzelheit des Wasserschlosses mit Grundwasserabfangstollen und Herdmauerdichtung.

## G. Besondere Anordnungen.

### 1. Zwischenschwallschächte.

In Druckzuleitungen ergibt sich oft die Möglichkeit oder Notwendigkeit weiter oberhalb des Werkseinlasses einen Schacht (z. B. zum Anschluß von Nebenwasserfassungen) anzuordnen. Solche Schächte wirken dann naturgemäß auch als Schwallräume mit, machen aber im allgemeinen das Hauptwasser-

schloß am Werkseinlaß nicht entbehrlich. Wenn die Einleitung der Nebengewässermengen so erfolgt, daß sie in ständig gleicher Menge ohne Rücksicht auf den Turbinenbedarf in die Zuleitung eindringen, so verschlechtern sie die Stabilitätsbedingungen des Systems, wie Vogt nachgewiesen hat.

Erfolgt die Einleitung des „Nebengewässers“ erst im Hauptwasserschloß, z. B. mit Hilfe einer zweiten Zuleitung („Zwieselanlage“, S. 153), so vergrößert sich gleichfalls der aus Stabilitätsgründen erforderliche Mindestquerschnitt des Schwallenschachtes.

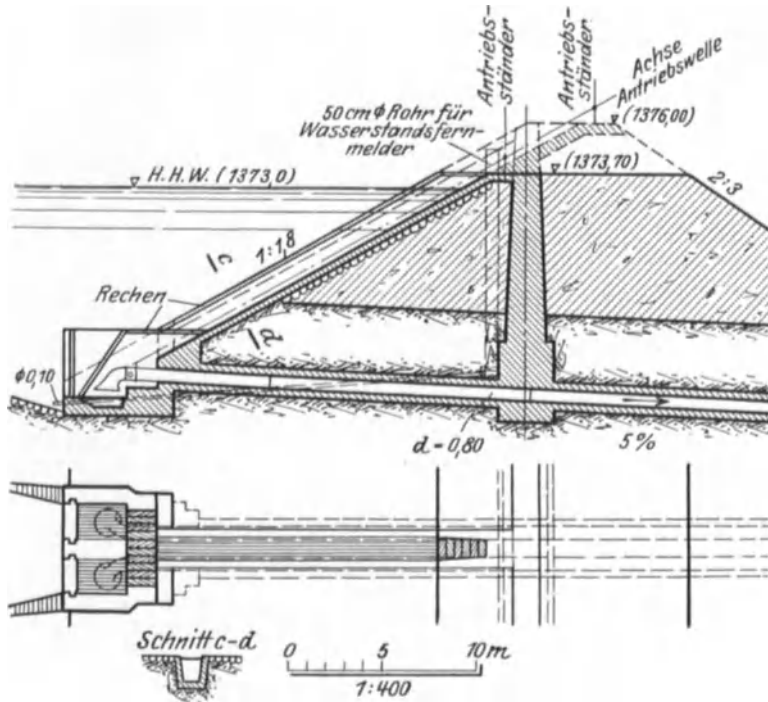


Abb. 404. Werkeinlaß aus dem Speicherteich des Arniberg-Werkes. [Schweiz. Bauztg. Bd. 40 (1912).]

## 2. Zwillingwasserschlosser.

Unter besonderen Verhältnissen kann es bei Zwieselanlagen zweckmäßig sein, zwei getrennte aber durch Überläufe oder Verbindungsstollen gekuppelte (kommunizierende) Wasserschlosser anzuordnen, von denen aus je eine besondere Kraftstation gespeist wird. Dabei ist dann die Möglichkeit eines gegenseitigen Austausches von Betriebswasser bei wechselnden Beanspruchungsverhältnissen, im ganzen also wohl einer besseren Ausnutzung der Wasserkraft gegeben. Diese Anordnung findet sich als Ergebnis historischer Entwicklung am Sill-Ruetzwerk bei Innsbruck durchgeführt.

## 3. Unterwasserschwallkammer.

Wenn die Ableitung ein längerer Druckstollen ist (wie z. B. beim großen Porjuswerk) (vgl. Nordische Wasserkräfte), so wird die Anordnung eines zweiten Schwallraumes am Auslauf der Turbinen nötig, um ein Abreißen der Wassersäule im Saugrohr beim Schließen der Turbine und übermäßige Drucksteigerung im Unterwasserstollen (und damit auch in der Turbinendruckleitung) beim Öffnen der Turbine zu verhüten. Ober- und Unterwasserschloß beeinflussen sich dabei gegenseitig und die Vorgänge sind unter anderem auch auf die Möglichkeit des Auftretens schädlicher Resonanzwirkungen zu untersuchen. Einzelheiten der Berechnung gibt u. a. Vogt.

# Kraftwerke.

## 17. Kapitel: Wasserkraftmaschinen.

Von Dipl.-Ing. Baurat **E. Treiber.**

### 1. Wesen und Entwicklung.

Arten der Wasserkraftmaschinen. In der Wasserkraftmaschine vollzieht sich die Umwandlung der dargebotenen hydraulischen Energie in nutzbare mechanische Energie. Unter den verschiedenartigen bis heute entwickelten Wasserkraftmaschinen nehmen in neuzeitlichen Werken die auf dem Gedanken der reinen Rotation aufgebauten Wasserturbinen die weitaus überwiegende Stellung ein. Sie gestatten die wirtschaftlichste Ausnützung der hinsichtlich Wassermenge und Fallhöhe überaus mannigfaltigen Wasserkräfte und eine weitgehende Anpassung der Energieerzeugung an die oft in weiten Grenzen wechselnde Energiedarbietung. Die in den letzten Jahrzehnten erreichte, noch keineswegs abgeschlossene Steigerung der elektrischen Einzelmaschinenleistung ist überhaupt erst durch die Wasserturbine möglich geworden, die sich hinsichtlich der bei der unmittelbaren Kupplung des Großstromerzeugers erforderlichen Steigerung der Drehzahl als überaus entwicklungsfähig erwies. Den überragenden wirtschaftlichen und konstruktiven Vorzügen der Turbine gegenüber haben die übrigen Wasserkraftmaschinen: die Wasserkolbenmotoren, auch Wassersäulenmaschinen genannt, die mit einem durch Wasserdruck hin- und herbewegten Kolben und Kurbelgetriebe nach Art einer Dampfmaschine arbeiten, wie auch die Wasserräder, die durch das Gewicht der um die Fallhöhe absinkenden Wasserfüllung der einzelnen Radzellen, teilweise auch durch Stoß- oder Strömungsdruck in Umdrehung versetzt werden, abgesehen von sehr beschränkter Verwendung als Kleinmotoren vollständig an Bedeutung verloren.

Wasserturbinen. Die für die Energieumsetzung maßgebenden Teile einer Turbine, von der im folgenden ausschließlich die Rede sein soll, sind der Leitapparat oder das Leitrad und das Laufrad. Der Leitapparat, ein mit dem Krafthausunterbau fest verbundenes, zentrisch zur Achse des umlaufenden Teiles angeordnetes System von Leitflächen oder -kanälen, leitet das Wasser mit gesetzmäßig festgelegter Richtung und Geschwindigkeit dem Laufrad, einem zweiten System fest mit der drehbaren Welle verbundener Arbeitsflächen, zu. Als weiteres wichtiges, bei neuzeitlichen Schnellläuferturbinen (s. unten) sogar unentbehrliches Glied ist das Turbinensaugrohr schon hier zu erwähnen.

In den Laufradkanälen wird die Wasserströmung zwangsläufig abgelenkt und übt dabei Drucke auf die Laufradschaufeln aus, deren tangentialen Seitenkräfte ein nutzbares Drehmoment entwickeln. Dieses wird von der Welle auf die anzutreibenden Arbeitsmaschinen, in der Regel einen unmittelbar oder unter Zwischenschaltung von Übersetzungsgetrieben angekuppelten elektrischen Stromerzeuger, übertragen. Drehmoment  $M_d$  (mt) und Nutzleistung  $N$  hängen zusammen durch die Beziehung

$$\left. \begin{aligned} N &= M_d \omega \left( \frac{\text{mt}}{\text{sek}} \right), \\ N &= \frac{1000 M_d \cdot \omega}{75} \text{ (PS)} \end{aligned} \right\} \quad (280)$$

wobei 
$$\omega = \frac{\pi n}{30} \quad (281)$$

= Winkelgeschwindigkeit je Sekunde der mit  $n$  Umdrehungen je Minute umlaufenden Welle.

Die Energieumsetzung in einer Wasserturbine erfolgt im wesentlichen derart, daß die vor dem Leitapparat allergrößtenteils in potentieller Form auftretende Energie des Triebwassers erst im Leitapparat ganz oder teilweise in die kinetische Form („lebendige Kraft“) übergeführt und danach im Laufrad weitestgehend dem Wasser entzogen wird, so daß das abströmende Wasser möglichst wenig Energie entführt (vgl. Abb. 407).

Turbinenarten. Je nachdem nun die potentielle oder Druckenergie beim Verlassen des Leitapparates und vor Eintritt in das Laufrad, im sog. Spalt, bereits völlig in kinetische oder Geschwindigkeitsenergie umgesetzt ist oder sich diese Umsetzung restlos erst im Laufrad selbst vollzieht, spricht man von Gleichdruck- (Freistrah-) oder Überdruckturbine. Bei der Überdruckturbine ist demnach der Unterschied: Eintrittsdruck weniger Austrittsdruck immer größer als bei der Gleichdruckturbine, wo er gleich Null ist<sup>1</sup>.

Wie der Name „Freistrahlturbine“ besagt, erfolgt bei dieser vorzugsweise für die Ausnützung großer Fallhöhen, aber verhältnismäßig kleiner Wassermengen geeigneten Turbinenart die Beaufschlagung des Laufrades durch einen, zwei, selten mehr Strahlen, die mit einer der gesamten Nutzfallhöhe  $H_n$  nahezu entsprechenden Geschwindigkeit  $c_0 \cong \sqrt{2gH_n}$  frei (in Atmosphärendruck) den Arbeitsflächen des Rades zugeführt werden. Der Leitapparat schrumpft hier auf eine Düse für jeden Strahl zusammen. Die früher üblichen, total, d. h. über den ganzen Laufradumfang beaufschlagten Freistrahlturbinen mit einem vollständigen Leitrad (Girardturbinen) sind ebenso wie die mit einzelnen rechteckig geformten Strahlen von innen nach außen durchströmten Schwamkrugturbinen der jetzt allein angewandten Form, der Pelton-Turbine mit tangentialer Beaufschlagung durch runde Strahlen gewichen.

Im Gegensatz zur Freistrahlturbine verlangt die Überdruckturbine naturgemäß einen möglichst dichten Anschluß der Leitradbegrenzungen an die Eintrittsfläche des Laufrades, um die infolge des Überdruckes nutzlos durch den „Spalt“ entweichende Wassermenge, den sog. Spaltverlust, klein zu halten. Die von den Arbeitsflächen (Schaufeln) des Laufrades gebildeten Kanäle sind (gleich Druckrohren) vollständig mit Wasser gefüllt; es findet also eine geschlossene Strömung vom Ober- zum Unterwasserspiegel durch die Turbine und das meist anschließende Saugrohr statt. Daher ist es möglich, die Überdruckturbine bis zu einem bestimmten Maß über dem Unterwasserspiegel anzuordnen, die Nutzfallhöhe in Druckhöhe und Saughöhe zu unterteilen, wobei die Verbindung der Austrittsseite des Laufrades mit dem tieferliegenden Unterwasser durch das Saugrohr hergestellt wird. Selbstverständlich läßt sich bei der Überdruckturbine die sich nicht im Laufradbereich selbst vollendete Umsetzung von Fallhöhe in Geschwindigkeit, also die restliche Beschleunigung der die Laufradzellen durchströmenden Wassermenge in gleicher Weise durch Druck- wie durch Saugwirkung erzielen. Der Beschleunigungskraft, genauer ihrer der Umlaufrichtung entgegengerichteten Teilkraft entspricht hierbei nach dem Satz von Aktion und Reaktion eine gleichgroße, im Umlaufsinne wirkende Gegenkraft (Reaktion), woraus sich die früher sehr viel gebrauchte Bezeichnung „Reaktionsturbine“ für die Überdruckturbine ergab, im Gegensatz zu der unter der unmittelbaren Wirkung des schon vollbeschleunigten Freistrahles arbeitenden „Aktionsturbine“.

Die besonders günstige Anschlußmöglichkeit eines Saugrohres an die Austrittsfläche des Laufrades war es nicht zuletzt, die der mit radial nach innen

<sup>1</sup> Von dem in der sog. Saugstrahl-turbine auftretenden Fall: Druckunterschied kleiner als Null, kann wegen der praktischen Bedeutungslosigkeit dieser Turbinenart ganz abgesehen werden.

gerichteter Zuströmung im Leitrad und von radialer allmählich in axiale Richtung umgelenkter Strömung im Laufrad arbeitenden sog. äußeren Radialturbine ihre von Francis besonders geförderte Entwicklung zur heute am meisten verbreiteten Überdruckturbine verschafft hat. Die ältere, axial durchströmte Überdruckturbine (Jonvalturbine) ist aufgegeben.

Die Entwicklung der Francis-turbine zu immer größerer Schnellläufigkeit ist gekennzeichnet durch die Gegenüberstellung der in Abb. 405 im Axialschnitt dargestellten Formen: der Anfangsform mit  $D_s < D_1$  (Abb. 412), der „Normalform“ (Abb. 413) mit  $D_s \cong D_1$  und der (teilweise schon als „Diagonalturbine“ mit Ausströmung schräg nach außen arbeitenden) „Extremform“ (Abb. 414, 415) mit  $D_s > D_1$ ; nähere Erklärungen geben die Ausführungen über die Erhöhung der Schnellläufigkeit S. 356f. Darüber hinaus führte eine — heute noch nicht abgeschlossene — Entwicklung zu den rein axial durchströmten, in ihrer äußeren Form an Schiffs- und Flugzeugpropeller erinnernden und tatsächlich auch ähnlichen Strömungsgesetzen unterworfenen Flügellauf-rädern der Kaplan- und Propellerturbinen (Abb. 405 e). Die Laufräder dieser mit meist noch rein radialen Leitapparaten nach Art von Francis-turbinen ausgerüsteten Turbinen besitzen infolge des verhältnismäßig sehr weiten Abstandes (großer Teilung) der wenigen Arbeitsflächen (Flügel) keine eigentlichen Laufradkanäle mehr. Daher gelten die für die Francis-turbinen (abgesehen von deren Extremformen) zutreffenden, schon von Euler angegebenen Strömungsgesetze nicht mehr ohne weiteres; vielmehr muß die Strömung um den einzelnen Flügel nach den ursprünglich für die Flugzeugtragflächen gefundenen Gesetzen der Aerodynamik behandelt werden.

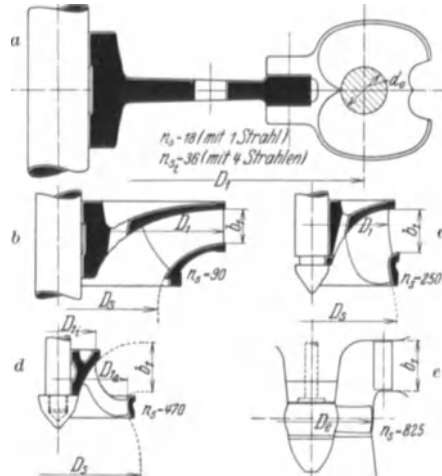


Abb. 405. Turbinentypen, Laufräder gleicher Leistung (bei gleicher Fallhöhe aber verschiedener Drehzahl). a Pelton-turbine. b Francis-turbine:  $D_s < D_1$  (Langsamläufer). c Francis-turbine:  $D_s < D_1$  (Normalläufer). d Francis-turbine  $D_s \cong D_1$  (Schnellläufer). e Flügellaufrad-turbine (Treiber).

## 2. Theorie der Wasserturbinen.

Hauptgleichung. Die Arbeitsgleichung eines Turbinenlaufrades leiten wir hier nicht aus den allgemeinen Gesetzen der Strömung in einem Rotations-hohlraum (z. B. demjenigen innerhalb der äußeren Begrenzungen eines Turbinen-laufrades nach Abb. 405) ab, sondern der Kürze halber nur aus elementaren mechanischen Überlegungen und auf Grund äußerst vereinfachender Annahmen. Dabei werden gleichzeitig einige weitere Grundbegriffe aufgestellt werden.

In Abb. 406 ist, als Ausschnitt aus dem achsennormalen Schnitt des Lauf-rades einer rein radialen äußeren Überdruckturbine einer der gleichmäßig über den Radumfang verteilten Kanäle mit den ihn begrenzenden Laufradschaufeln  $S_n$  und  $S_{n+1}$  und der Mittellinie 1—2 dargestellt.

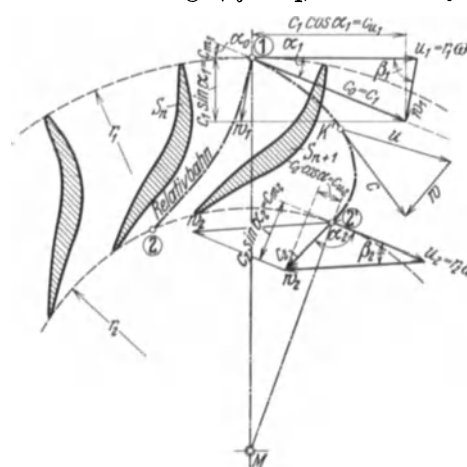
Wir denken uns, mit zulässiger Abstraktion, die gesamte Aufschlagwasser-menge  $Q$  des Laufrades in einem Massenpunkt von der (sekundlichen) Masse  $m = \frac{\gamma}{g} Q$  vereinigt und, gleich einer Kugel aus dem umgebenden Leitapparat mit der „Eintrittsgeschwindigkeit“  $c_0 = c_1$  unter dem Winkel  $\alpha_0 = \alpha_1$  (gegen die Umfangstangente des Laufrades) bei 1 in dieses hineingeschossen und dort durch entsprechende Führungen gezwungen, die Bahn 1—2 „relativ“ zum Laufrad zu beschreiben. Da das Laufrad sich während dieser Bewegung des

Massenpunktes auf seiner Relativbahn mit der unveränderlichen Winkelgeschwindigkeit  $\omega$  von 2—2' weiterdreht, so macht der Massenpunkt in jedem Augenblick eine zusammengesetzte Bewegung und seine jeweilige Absolutgeschwindigkeit  $c$  (in bezug auf ein im Raum feststehendes Bezugssystem) ist die geometrische Summe der jeweiligen scheinbaren Geschwindigkeit  $\omega$  längs der Relativbahn 1—2 und der Umlaufgeschwindigkeit des gerade erreichten Punktes  $K'$  derselben:  $u = r \omega$ .

Das Ergebnis dieser zusammengesetzten Bewegung des Massenpunktes ist seine Absolutbahn 1—2'. Diese entfernt sich in stetiger Krümmung von der Eintrittsrichtung ( $c_0 = c_1$ ), d. h. derjenigen Bahn, welche der Massenpunkt verfolgt hätte, wenn er nicht den

Zwangsführungskräften der Laufradschaufeln ausgesetzt gewesen wäre. Diesen Zwangsführungskräften entsprechen andererseits, nach dem Satz von Wirkung und Gegenwirkung, Druck- (oder Sog-) Wirkungen  $P$  der Wassermasse auf die Laufradschaufeln, durch die Arbeit vom Wasser auf das Rad übertragen werden muß. Um diese Energieübertragung rechnerisch zu erfassen, denken wir alle auftretenden Geschwindigkeiten, Kräfte, Impulse, Arbeitsleistungen je in eine tangentiale und radiale Komponente zerlegt. Für Energieabgabe an das um die feste Welle rotierende Laufrad kommen nur die tangentialen Komponenten in Frage; es genügt daher, sie allein zu betrachten.

Abb. 406. Strömungs- und Geschwindigkeitsverhältnisse in einem Überdruckturbinenlaufrad (Treiber). Die Geschwindigkeitsdreiecke sind nicht maßstabs- und winkelgetreu, nur schematisch gezeichnet.



In einer beliebigen Zwischenlage

$K'$  (Halbmesser  $r$ !) besitzt die „Wasserkugel“ die tangentiale Bewegungsgröße:

$$B_u = m c_u . \tag{282}$$

Dieser entspricht ein Drall:

$$D_u = B_u r = m c_u r \tag{283}$$

und ein sekundliches Drallarbeitsvermögen (kinetische Drehleistung):

$$W_u = D_u \omega = m c_u r \omega = m c_u u . \tag{284}$$

Die gesamte auf das Laufrad übertragene Leistung  $N$  muß endlich (bei verlustlosem Vorgang) gleich sein dem Unterschied der Drehungsenergie, welche die Wassermasse  $m = \frac{\gamma}{g} Q$  am Laufradeintritt aufweist ( $W_1 = m c_{u1} u_1$ ) gegenüber derjenigen Energie, die sie am Laufradaustritt noch besitzt ( $W_2 = m c_{u2} u_2$ ). Aus dieser Überlegung folgt:

$$N = \frac{\gamma}{g} Q (u_1 c_{u1} - u_2 c_{u2}) . \tag{285}$$

Diese mögliche Arbeitsabgabe an das Laufrad muß nun, wenn keinerlei Energieverluste eintreten, gleich sein der Arbeit des Wassergewichtes  $\gamma Q$  über die Nutzfallhöhe  $H_n$  (vgl. S. 4). In Wirklichkeit treten aber im Laufrad (durch Reibung, Turbulenz, Stoß) Energieverluste auf, die durch Beifügung des Turbinenwirkungsgrades als Verkleinerungsziffer zu berücksichtigen sind. Wir erhalten so schließlich:

$$\frac{\gamma}{g} Q (u_1 c_{u1} - u_2 c_{u2}) = \eta \gamma Q H_n \tag{286}$$

oder nach Kürzung:

$$u_1 c_{u1} - u_2 c_{u2} = \eta g H_n \tag{287}$$

Dies ist die — schon von Euler entwickelte — Hauptgleichung der Turbinentheorie.

Die hinter dem Laufrad noch vorhandene Absolutgeschwindigkeit  $c_2$  ist, da sie keine Arbeitsleitung an das Rad mehr abgeben kann, zunächst als verloren zu betrachten; die ihr entsprechende Druckhöhe  $\frac{c_2^2}{2g}$  wird als Austrittsverlust bezeichnet. Es besteht natürlich jede Veranlassung, diesen Verlust und damit die absolute Austrittsgeschwindigkeit selbst möglichst klein zu halten. In-

dessen ist die senkrecht zur Austrittsfläche  $F_2$  stehende Komponente  $c_{m2} = c_2 \sin \alpha_2$  (s. Abb. 406) nach der Raumbgleichung  $F_2 = \frac{Q}{c_{m2}}$  maßgebend für die Größe dieser Fläche; und da Größe und Preis einer Turbine in hohem Maße von  $F_2$  abhängt, kann ein gewisser Wert von  $c_{m2}$  nicht unterschritten werden. Der Kleinstwert von  $c_2$  bei gegebenem  $c_2 \sin \alpha_2$  ergibt sich mit  $\alpha_2 = 90^\circ$ , d. h. bei senkrechtem Austritt. In diesem Fall wird  $c_{u2} = c_2 \cos \alpha_2 = 0$ , was für die (noch zu erörternde) Saugrohrwirkung gleichfalls günstige Verhältnisse schafft.

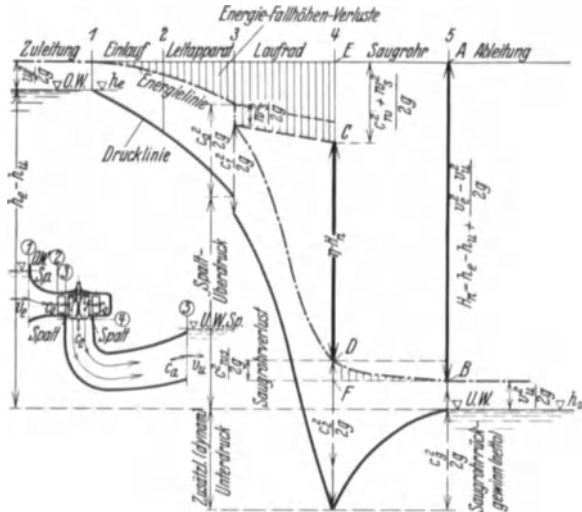


Abb. 407. Druck- und Energielinienverlauf in einer Überdruckturbinen mit Saugrohr (Ludin).

Die Arbeitsgleichung für solchen senkrechten Austritt

$$u_1 c_1 \cos \alpha_1 = \eta g H_n \tag{288}$$

besagt, daß (unveränderliche rechte Seite vorausgesetzt) beim gleichen absoluten Eintrittswinkel  $\alpha_1$  die absolute Eintrittsgeschwindigkeit um so kleiner (und damit nach Bernoulli Abb. 407 der Spaltüberdruck um so größer) wird, je größer die Umfangsgeschwindigkeit des Laufrades am Eintritt ist. Da  $\alpha_1$  für Langsamläufer und Normalläufer klein, ist  $\cos \alpha_1$  nicht viel von 1 verschieden. Da das gleiche für  $\eta$  gilt, können beide Werte näherungsweise gegeneinander gekürzt und Gleichung (288) kann als Näherungsgleichung geschrieben werden:

$$u_1 c_1 \approx g H_n \tag{289}$$

Der größte theoretisch überhaupt mögliche  $c_1$ -Wert ist  $c_{1\max} = \sqrt{2gH_n}$ . In der Düse der Freistrahlturbine wird er nahezu (Faktor etwa 0,97) erreicht. Ihm entspricht der kleinste theoretisch mögliche Wert der Umfangsgeschwindigkeit  $u_{1\min} = \sqrt{\frac{gH_n}{2}} = \frac{1}{2} c_{1\max}$ . Während also bei Francislaufrädern mit kleinem  $u_1$  (Langsamläufer) sich die Eintrittsverhältnisse denen der Freistrahlturbine nähern, hat man es bei den sog. Schnellläufern mit ausgesprochenen Überdruckturbinen zu tun.

Spezifische Geschwindigkeiten. Ebenso wie die Strahlgeschwindigkeit  $c_1 \cong \sqrt{2gH_n}$  einer Freistrahlturbine stehen auch die Geschwindigkeiten  $c$ ,  $w$  und  $u$  einer Überdruckturbinen in einem bestimmten Verhältnis zu  $\sqrt{2gH_n}$ .



Um nun die Geschwindigkeitsverhältnisse unter verschiedenen Fallhöhen arbeitender Turbinen miteinander vergleichen zu können, ist es zweckmäßig, die zuletzt genannten Größen auf eine gemeinsame Grundgröße zu beziehen; als letztere erweist sich zweckmäßig die größte unter der Fallhöhe  $H_n$  der betreffenden Turbine überhaupt mögliche ideelle Absolutgeschwindigkeit  $c_{1\max} = \sqrt{2gH_n}$ . Man nennt die darauf bezogenen und durch Überstreichen gekennzeichneten Geschwindigkeiten:

$$\bar{c}_1 = \frac{c_1}{\sqrt{2gH_n}}, \quad \bar{w}_1 = \frac{w_1}{\sqrt{2gH_n}}, \quad \bar{u}_1 = \frac{u_1}{\sqrt{2gH_n}}, \quad \bar{c}_2 = \frac{c_2}{\sqrt{2gH_n}} \text{ usw.}$$

spezifische Geschwindigkeiten; sie stellen die bei einer gedachten Fallhöhe  $H_n = \frac{1}{2g} \cong 0,05 \text{ m}$  auftretenden wirklichen Geschwindigkeiten in einer Turbine

dar. Da z. B.  $\bar{c}_2^2 = \frac{c_2^2}{2gH_n}$  bzw.  $\frac{c_2^2}{2g} = \bar{c}_2^2 H_n$ , so ergibt sich, daß der der absoluten Austrittsgeschwindigkeit  $c_2$  entsprechende Teil der Fallhöhe, der Austrittsverlustgrad, unmittelbar durch das

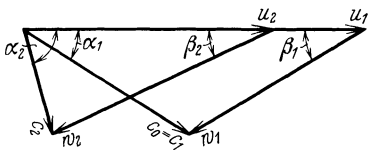


Abb. 408. Geschwindigkeitsdiagramm eines Francisschnelläuferrades.

Quadrat der betreffenden spezifischen Geschwindigkeit dargestellt wird. (Z. B. besagt  $\bar{c}_2 = 0,3$ , daß der Austrittsverlust  $0,3^2 H_n = 0,09 H_n$ , d. h. 9% der Fallhöhe ausmacht). — Auch Beziehung auf  $H = 1 \text{ m}$  (Einheitsfallhöhe) ist bei Aufstellung von Schaubildern üblich (vgl. S. 368).

Mit spezifischen Geschwindigkeiten schreibt sich die Arbeitsgleichung:

$$\bar{u}_1 \bar{c}_{u1} - \bar{u}_2 \bar{c}_{u2} = \frac{\eta}{2}. \tag{290}$$

Der (hydraulische) Wirkungsgrad

$$\eta = 1 - \bar{c}_w^2 - \bar{w}_s^2 - \bar{c}_2^2 + \bar{c}_g^2 + \bar{v}_u^2$$

läßt sich (Abb. 407) mit spezifischen Geschwindigkeiten sehr übersichtlich darstellen als Differenz der Einheit und aller in einer Turbine auftretenden Verlust- und Rückgewinngrößen, wobei  $\bar{c}_w^2$  (entsprechend einer nur gedachten spezifischen Geschwindigkeit) den für die Überwindung aller hydraulischen Strömungsverluste aufzuwendenden Anteil an  $H_n$ ,  $\bar{c}_2^2$  den Austrittsverlust,  $\bar{w}_s^2$  den Stoßverlust am Laufradeintritt (s. unten),  $\bar{c}_g^2$  den durch das Saugrohr wieder zu gewinnenden Teil von  $\bar{c}_2^2$  und  $\bar{v}_u^2$  die ins Unterwasser entweichende kinetische Energie darstellt.

Schnellläufigkeit. Die minutliche Drehzahl  $n$  hängt mit der Umfangsgeschwindigkeit  $u_1$  auf dem Eintrittsdurchmesser  $D_1$  zusammen gemäß

$$\bar{u}_1 = \frac{\pi D_1 n}{60 \sqrt{2gH_n}}. \tag{291}$$

Mit der Anwendung der Francisturbine für verhältnismäßig kleine Fallhöhen; jedoch große Wassermengen als Antriebsmaschine von Stromerzeugern größerer Leistung, für die nur noch unmittelbarer Antrieb (direkte Kupplung) in Frage kommt, setzte das Bestreben nach Steigerung der Drehzahl ein, um raschlaufende, im Durchmesser entsprechend klein zu haltende und damit billige elektrische Maschinen zu erhalten.

Das nächstliegende Mittel zur Steigerung der Drehzahl, die Vergrößerung der (spezifischen) Umfangsgeschwindigkeit  $\bar{u}_1$ , ist nur bis zu einem gewissen Grade anwendbar, da, wie das Geschwindigkeitsdiagramm Abb. 408 eines Schnelläuferrades mit Axialschnitt nach Abb. 405c zeigt, mit wachsendem  $u_1$  auch die Relativgeschwindigkeiten  $w$  längs der Arbeitsflächen und damit die inneren hydraulischen Verluste  $c_w^2$  wachsen, der Wirkungsgrad also sinkt.

Das zweite Mittel zur Drehzahlsteigerung, die Verkleinerung des Eintrittsdurchmessers  $D_1$  bedingt nicht nur eine entsprechende Vergrößerung der Eintrittsbreite  $b_1$  von Leitapparat und Laufrad, sondern auch eine Erweiterung des Ablaufquerschnittes (Saugrohransatz-Durchmesser  $D_s$ ), um die Saugrohrgeschwindigkeit  $c_s \cong c_2 \sin \alpha_2$  und damit den Austrittsverlust möglichst klein zu halten. Diese Verkleinerung des Eintrittsdurchmessers findet daher wiederum ihre Grenze in gewissen Grenzwerten der Verhältnisse  $\frac{b_1}{D_1}$  und  $\frac{D_s}{D_1}$ .

Maßgebend für die Entwicklung der Francis Schnellläuferformen war der Übergang auf mehr und mehr axial und zentripetal überströmte Schaufelflächen und die Erweiterung des ringförmigen Zwischenraumes zwischen Endquerschnitt des Leitapparates und Eintrittsfläche der Laufradschaufelung, nachdem sich gezeigt hatte, daß sich in diesem schaufelloren Raum eine ganz gesetzmäßige Strömung (im Sinne der Beschleunigung) einstellt. Ein Beispiel eines weitentwickelten Schnellläufers mit stark zurückgesetzten Eintrittskanten der Laufradschaufeln, also großem Spalt und (im Axialschnitt) sichelförmigen, schmalen Schaufeln, mit starker Erweiterung in der Ablaufrichtung zeigt Abb. 415 (Dubs'sches X-Rad von Escher Wyss). Auf ein mittleres, rein axial ein solches Rad durchströmendes Wasserteilchen bezogen, kann die Arbeitsgleichung geschrieben werden:

$$\bar{u} (\bar{w}_{u2} - \bar{w}_{u1}) = \frac{\eta_h}{2}$$

( $\bar{w}_u$  Komponente einer spez. Relativgeschwindigkeit in der Umfangersichtung). In dieser Form besagt die Gleichung: Mit wachsender Umfangsgeschwindigkeit wird die Ablenkung des Wassers an den Arbeitsflächen von  $w_1$  auf  $w_2$  immer kleiner, letztere erhalten ein flachergestrecktes Profil, wie es von Schiffspropellern, Luftschrauben und Flugzeugtragflächen bekannt ist. Die auf Verminderung der hydraulischen Strömungsverluste abzielende Verminderung der Schaufelzahl bis auf ganz wenige Flügel gibt die kanalartige Gestalt der Räume zwischen den Schaufeln eines Francislaufrades ganz auf; die Wasserströmung durch ein derartiges „Gitter“ mit  $l < t$ , wie es als abgewickelter Zylinderschnitt durch ein rein axial durchströmtes Flügelrad in Abb. 409 dargestellt ist, unterliegt den gleichen Gesetzen der Aerodynamik, die für die geringen Ablenkungen eines strömenden Mediums an Tragflächenprofilen eingehend erforscht sind.

Es ist leicht einzusehen, daß durch die nur wenige Grade betragende Ablenkung der relativen Eintrittsgeschwindigkeit  $w_1$  in die Austrittsgeschwindigkeit  $w_2$  längs der Ablenkefläche nur verhältnismäßig geringe Arbeitsdrucke hervorgerufen werden und auch, trotz der höheren Umfangsgeschwindigkeit, nur ein vergleichsweise kleinerer Bruchteil des Arbeitsvermögens der Strömung entzogen werden kann; ein erheblicher Rest (bis zu 50%) verläßt noch mit der Strömung das Laufrad. Daß trotzdem die durch das Produkt von  $Q$  und  $H$  dargestellte Wasserenergie ebenso hoch wie in Normalläufern ausgenutzt werden kann, wird durch den Kunstgriff erreicht, die Ein- und Austrittsgeschwindigkeiten im Laufrad unter Zuhilfenahme des Atmosphärendruckes auf der Oberwasserseite (oder Ausschaltung desselben auf der Unterwasserseite) „übernormal“ zu steigern und die Energie der auftretenden übermäßigen Austrittsgeschwindigkeit in einem an das Laufrad anschließenden „Diffusorsaugrohr“ fast verlustlos in Druckenergie zurückzuverwandeln.

Saugrohr. Das bereits erwähnte Saugrohr bietet nun die Möglichkeit, durch allmähliche Erweiterung seiner Querschnitte die Eintrittsgeschwindigkeit in das Saugrohr  $c_s$ , die etwa der axialen Komponente der absoluten Austrittsgeschwindigkeit  $c_2$  gleichkommt, in die wesentlich kleinere Ablaufgeschwindigkeit  $c_a$  am Saugrohrende zu ermäßigen. Anders ausgedrückt: die in gut ausgebildeten Saugrohren zwar auch nicht restlose, aber doch sehr

weitgehende Rückverwandlung von kinetischer in potentielle Energie entsprechende Verzögerung von  $c_s$  auf  $c_a \approx v_u$  macht sich als Erhöhung der Saugwirkung der gleichsam am Laufrad hängenden Saugsäule bzw. als Sog auf der Unterseite der Ablenkeflächen des zuletzt betrachteten zellenlosen Flügelrades bemerkbar (Abb. 407). Man nennt die Umsetzung des ohne ein erweitertes Saugrohr verlorengehenden Austrittsverlustes in nutzbare Druckenergie den Saugrohrrückgewinn:  $c_g^2 = k(c_s^2 - c_a^2)$ ;  $k$  ist ein Beiwert  $< 1$ , weil im Saugrohr durch Reibung und Umlenkwiderstände etwas Energie verzehrt wird.

Flügelräder. Charakteristisch für die neueste Form der Überdruckturbine, das durch einen radialen Leitapparat beaufschlagte, mit rein axial durchströmten Ablenkeflächen ausgestattete Flügelrad, ist also die sehr geringe Ablenkung der Wasserströmung im Rad selbst, die Steigerung von  $c_2$  nahe an oder sogar über 1,0 und die damit notwendig verbundene weitgehende Rückgewinnung der Austrittsenergie im Saugrohr, welche die Entwicklung von

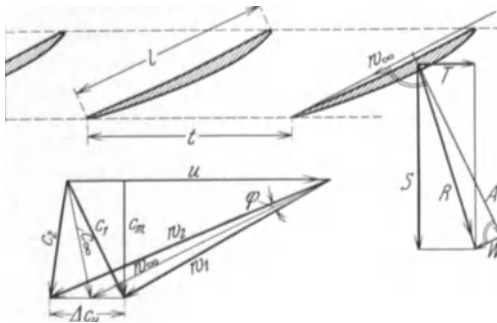


Abb. 409. Kräftespiel und Geschwindigkeitsverhältnisse an einem angeströmten Tragflächenprofil.  $A$  Auftrieb;  $W$  Widerstand;  $R$  Resultierende;  $T$  Umfangskraft;  $S$  Axialschub.

hohem Unterdruck auf der Unterseite der Flügel ermöglicht. Das gemäß Abb. 409 mit einer zwischen  $w_1$  und  $w_2$  gerichteten Geschwindigkeit  $w_\infty$  angeströmte Profil der Ablenkefläche erfährt durch die Summe der genannten Strömungswirkungen eine Querkraft (Auftrieb)  $A$ , deren in Richtung der Radumlaufrichtung  $u$  liegende Teilkraft, vermindert um die der Raddrehung entgegengesetzte Teilkraft des Strömungswiderstandes  $W$ , die auf jeden Flügel wirkende Umfangskraft  $T$  und damit das Drehmoment des Flügelrades ergibt.

Der durch das Saugrohr am Laufrad erzeugte Unterdruck setzt sich aus der durch die Höhenlage des Laufrades über dem Unterwasserspiegel gegebenen statischen, und der durch den Saugrohrrückgewinn bewirkten dynamischen Saugwirkung zusammen. Er darf bei  $0^\circ \text{C}$  Lufttemperatur und 760 mm Quecksilbersäule in Meereshöhe in seiner Gesamtheit nie ganz den äußeren Atmosphärendruck erreichen, der in 0, 1000, 2000 und 4000 m Meereshöhe „normal“ beziehentlich 10,33; 9,20; 8,10 und 6,20 m Wassersäule gleichkommt<sup>1</sup>. Wie strömungstechnische Versuche an einem angeströmten Tragflächenprofil nach Art des in Abb. 409 dargestellten ergeben, stellen sich auf gewölbter Flügelunterseite, längs welcher eine Zusammendrängung der strömenden Teilchen stattfindet, mit der Anströmgeschwindigkeit wachsende lokale Unterdrücke ein, welchen sich die aus der Saugrohrwirkung herrührenden zugesellen. Nun beginnt unter einem auf 0,12 m verminderten Absolutdruck schon bei einer Temperatur von  $+10^\circ \text{C}$  die Verdampfung des Wassers; es bilden sich Dampfblasen an der Schauffläche, die, wieder in ein Gebiet höheren Druckes gelangt, mit großer Wucht zusammenstürzen, wobei sich Stoßwirkungen in der Größenordnung von 100 atü ergeben, denen auf die Dauer auch hochwertigste Stahl- und Bronzeteile nicht gewachsen sind. Mit steigender Blasenbildung tritt endlich eine vollständige Ablösung der Strömung von der Schauffläche, Hohlraum- bildung oder Kavitation ein, die naturgemäß die Strömung längs der Schauffel und damit die Energieabgabe des Wassers an dieselbe stark beeinträchtigt. Die im Bereich der zusammenstürzenden Dampfblasen und der Strahlablösungen auftretenden Zerstörungen (Korrosionen), die vielleicht noch durch chemische

<sup>1</sup> Vgl. auch Lubowsky: AEG-Mitt. 1924 Heft 6.

Einwirkungen (etwa rapide Ausscheidung besonders aktiver Gase an Stellen tiefster Unterdrücke) gefördert werden, äußern sich zunächst in einem Mattwerden der betroffenen Flächen, das sich zu Rauwerden, Porenbildung und schließlich tiefgehender Zerklüftung mit schwammartiger Durchlöcherung des Werkstoffes steigert. Korrosionen treten sowohl im tiefen Unterdruckgebiet von raschlaufenden Francis- und Flügelrädern (auch an Schiffspropellern, Wurf rädern von Kreiselpumpen usw.) als auch an solchen Stellen von Pelton- und langsamlaufenden (Hochdruck-) Francisturbinen auf, an denen eine Strahlablösung etwa infolge zu scharfer Krümmung der Ablenkefläche oder unrichtiger Anstellung der Fläche gegen die Strömung stattfinden kann. (Die nicht selten an der Unterseite von Peltonschaufeln zu beobachtenden Korrosionen sind vermutlich auf den ungemein harten Schlag, den die zunächst von außen in den Wasserstrahl eindringende Schaufelstelle erleidet, zurückzuführen, s. unten.)

Bei Flügelrädern läßt das schon durch die Anströmung bewirkte örtliche Auftreten von Unterdrücken und ihre weitere Steigerung durch die unentbehrliche Saugrohrwirkung nur noch sehr wenig Spielraum für statische Saugwirkung. Je höher also die Sogwirkung durch die erstgenannten zwei Ursachen getrieben wird, um so niedriger muß das Laufrad über dem Unterwasserspiegel liegen. Um so mehr verbietet aber dann in der Regel die Rücksicht auf Gründungsschwierigkeiten und -kosten die Verwendung der ursprünglichen einfachsten Saugrohrform, die des geraden, kegelförmigen, meist in Blech erstellten Saugrohres nach Abb. 472, 519. An seine Stelle muß dann das, meist in Beton ausgeführte, gekrümmte oder geknickte Saugrohr (Saugschlauch) treten nach Abb. 475, 486, dessen Querschnitte von dem kreisrunden Laufradaustritt unter allmählicher Erweiterung in ovale, schließlich liegend rechteckige Querschnitte übergehen. Je tiefer die Turbine zwecks Vermeidung der Kavitationsgefahr angeordnet werden muß, um so dichter hinter ihr muß die Krümmung des Saugschlauches ansetzen, so daß zuletzt der hauptsächlich den Saugrohr rückgewinn bewirkende „Diffusor“ ganz in den waagerechten Teil verlegt wird (s. Abb. 535, 439), während es natürlich günstiger ist, zunächst in einer an das Laufrad anschließenden geraden oder nur schwach gekrümmten Saugrohrstrecke die höchste Geschwindigkeit möglichst zu verzögern, ehe die eigentliche Umlenkung in die waagerechte Abflußrichtung stattfindet. Die Fliehkraft erzeugt im Querschnitt des Saugrohrkrümmers eine Drucksteigerung und Geschwindigkeitsabnahme von innen nach außen und dadurch eine Verlagerung der Saugrohrströmung, somit Querströmungen und Beeinträchtigung des Saugrohr rückgewinnes. Um das dabei maßgebende Verhältnis des inneren zum äußeren Krümmungshalbmesser nicht zu ungünstig werden zu lassen, unterteilt man den gekrümmten Teil des Saugschlauches durch eine gekrümmte Mittelwand (vgl. S. 422). Wesentlich ist jedenfalls, den inneren Halbmesser möglichst groß zu halten, wie es Abb. 487, 535 an einem sog. Ellbogensaugschlauch zeigt.

Dem Wunsch, neben der Verkleinerung der Meridiankomponente der Austrittsgeschwindigkeit  $c_2 \sin \alpha_2 = c_{m2}$  (s. Diagramm Abb. 406) auch eine solche der Umfangskomponente  $c_2 \cos \alpha_2 = c_{u2}$  zu erzielen, dienen Betonsaugrohrformen nach Abb. 489, 490, 491 mit einem unter Umständen bis an das Laufrad herangezogenen, den verlustbringenden Wirbelkern der Rotationsströmung ausfüllenden Kegel, einem eine starke Ausbreitung des Wassers, also kräftige Verringerung der Umfangskomponente bewirkenden Saugrohrfuß und anschließender Auslaufspirale (Gegenstück zu der noch zu behandelnden auf Beschleunigung wirkenden Einlaufspirale). Die gleiche ausbreitende Wirkung bezweckt die Platte des „Hydracone regainers“ von White (Abb. 492) und der beinahe rechtwinklig umgebenden, nur an der inneren Kehle stark ausgerundeten Kaplankrümmers. Indessen ist zu sagen, daß mit gut ausgebildeten (gut ausgeproben!) Saugschläuchen mit Zwischenwand nach Art der Abb. 439 gleich

günstige Wirkungen wie mit den zuletzt genannten, baulich schwieriger auszuführenden Formen immer dann zu erzielen sind, wenn mit möglichst senkrechtem Laufradaustritt gearbeitet wird. (Über den Begriff „Kavitationsbeiwert“ und über zulässige Saughöhe s. S. 372.)

Freistrahlturbine. Wesentlich einfacher als bei Francis- und Flügelradturbinen stellen sich die Arbeitsverhältnisse bei der (axialen) Freistrahlturbine dar. Mit  $\alpha_2 = 90^\circ$  lautet für sie die Arbeitsgleichung

$$\bar{u}_1 \bar{c}_1 \cos \alpha_1 = \frac{\eta}{2}.$$

Wie erwähnt, wird bei dieser Turbine die gesamte Nutzfallhöhe  $H_n$  in einer oder mehreren Düsen in Geschwindigkeit umgesetzt; es ist also (unter Außerachtlassung der Verluste)  $\bar{c}_1 \cong 1$ . Diesem Höchstwert von  $\bar{c}_1$  entspricht, da  $\alpha_1$  praktisch sehr klein und  $\frac{\eta}{\cos \alpha_1} \cong 1$  ist, ein Mindestwert von

$$\bar{u}_1 \min \cong \frac{\bar{c}_1}{2}.$$

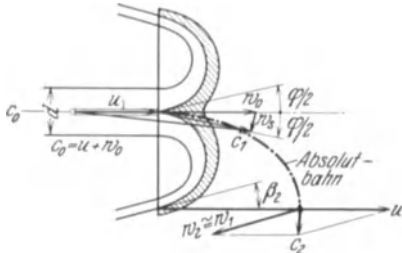


Abb. 410. Strömung im Schaufelbecher eines Peltonrades (Treiber).

Es läßt sich also mit der Freistrahlturbine die kleinste überhaupt mögliche Umfangsgeschwindigkeit  $u_1$  etwa gleich der halben Freistrahlggeschwindigkeit erzielen, d. h. die Freistrahlturbine ist der ausge-

prägteste „Langsamläufer“. Praktisch ist die Austrittsgeschwindigkeit aus der Düse

$$c_1 \cong 0,95 \sqrt{2gH_n}$$

damit

$$u_1 \cong 0,45 \sqrt{2gH_n}.$$

Bei dem neuzeitlichen Typ der Freistrahlturbine, der Pelton turbine besteht jeder Schaufelbecher des tangential beaufschlagten Rades aus zwei symmetrischen, in einer Schneide zusammenstoßenden Ablenkeflächen

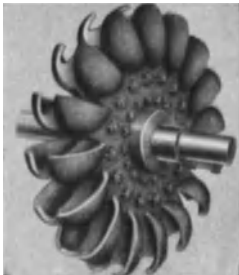


Abb. 411. Peltonrad.

des in Abb. 410 dargestellten Querschnittes. Der mit der Absolutgeschwindigkeit  $c_1$  auf die Schneide auftreffende runde Strahl wird in zwei halbkreisförmige Teilstrahlen gespalten, die an der einen endlichen Winkel  $\varphi = 20$  bis  $25^\circ$  bildenden Schneide je um  $\varphi/2$  abgelenkt den Becher mit der gleichbleibenden Relativgeschwindigkeit  $w_1 = w_2$  durchströmen, um ihn mit einer restlichen Austrittsgeschwindigkeit  $c_2$  zu verlassen. Diese Austrittsgeschwindigkeit muß, um das Wasser aus dem Bereich der Schaufelung wegzuschaffen, noch eine gewisse Größe haben; die Ablenkung kann also nicht um volle  $180^\circ$  stattfinden, zumal sonst der austretende Strahl auf den Rücken der nachfolgenden Schaufel schlagen würde. Natürlich kann die Schneide jeder Schaufel nur in einer bestimmten Stellung bei jeder Umdrehung senkrecht vom Strahl getroffen werden. Um auch beim vorherigen und nachfolgenden schrägen Anströmen die die Schaufelfläche nach wechselnden Richtungen hin überströmenden Wasserteilchen so zusammen zu halten, daß ihr Austritt in der Hauptsache senkrecht zur Radmittelebene erfolgt, gibt man (nach Pelton) den beiden Ablenkeflächen etwa die Form einer halben, längs der Eintrittsschneide mit der anderen zusammenstoßenden Eischale (Ellipsoid-schaukel), s. Abb. 411, auch Abb. 445, 446. Aus geometrisch-hydraulischen Gründen müssen die Abmessungen der einzelnen Becherschaukel in einem bestimmten Verhältnis zum Strahldurchmesser stehen und dieser selbst darf

im Verhältnis zu dem durch die Umlaufgeschwindigkeit für jeden besonderen Fall festliegenden Durchmesser des vom Strahl berührten Kreises eine gewisse Grenze nicht überschreiten. Liegt diese Grenze für die durch Wassermenge und Fallhöhe vorgezeichneten Bedingungen zu tief, so muß die Wassermenge auf mehrere Düsen verteilt und das Rad mit entsprechend kleineren



Abb. 412. Francislangsamläufer.

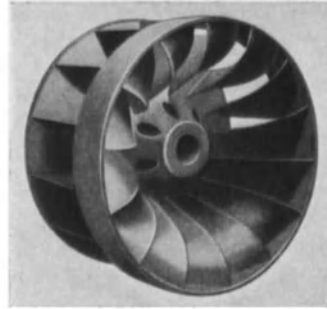


Abb. 413. Francisnormalläufer.

Bechern besetzt werden. Allerdings ist, abgesehen von konstruktiven Schwierigkeiten, die Verteilung von Düsen um den Radumfang schon dadurch beschränkt, daß die Entleerung eines Bechers beendet sein muß, ehe er in den nächsten Strahl eintritt.

Anwendungsgrenzen. Bei der Ausnutzung einer durch eine bestimmte Nutzfalldhöhe  $H_n$  und Turbinenwassermenge  $Q$  gegebenen Wasserkraftleistung in den im vorstehenden erläuterten neuzeitlichen Ausführungsformen von Wasserturbinen ergeben sich bezüglich der dritten kennzeichnenden Bestimmungsgröße, der Turbinen-Drehzahl noch sehr verschiedene Möglichkeiten. Hierbei ist zu beachten, daß sich in der Praxis die Verwendung der Francis Schnellläufer- und der Flügelradtypen auf die Fallhöhe bis etwa 35 m, die der schmalen Langsamläufer bis 350 m, die der Pelton-turbine bis zu den größten Fallhöhen (ausgeführt 1933 bis 1750 m) erstreckt. Die geringste Drehzahl ergibt, auf gleiche Leistung bezogen, die zuletzt erwähnte Peltonfreistrahl-turbine; es folgt dann die Überdruckturbine in Form des Francislangsamläufers Abb. 412 noch mit geringem Spaltdruck, kleiner Umfangsgeschwindigkeit und  $D_s < D_1$ . Steigerung der Umfangsgeschwindigkeit, Verkleinerung des Eintrittsdurchmessers unter Vergrößerung der Eintrittsbreite führt unter Erhöhung der Drehzahl über den Francisnormalläufer (Abb. 413) zum Francis Schnellläufer (Abb. 414 und 415) mit sehr stark zurückgesetztem Eintrittskreis, stark aufgeweitetem Saugrohransatz und mehr und mehr zentrifugal durchströmtem Schaufelraum. Die Entwicklung endet hinsichtlich der Drehzahlsteigerung (stets gleiches  $H_n$  und  $N$  vorausgesetzt) in der rein axial durchströmten Flügelradturbine, deren Laufraddurchmesser und axialer Durchflußquerschnitt zur Beschränkung der an sich überaus hohen Umfangsgeschwindigkeiten so klein gehalten werden muß, daß ein sehr weitgehender Saugrohrrückgewinn unbedingtes Erfordernis wird. Wir haben schon gesehen, daß die Entwicklung zu verhältnismäßig immer rascher laufenden



Abb. 414. Francis Schnellläufer.

Turbinen wesentlich eine Frage der Saugrohrbildung war und ist. Die weitere Entwicklung der Flügelradturbine geht zunächst dahin, ihre Verwendung auch für höhere Nutzfallhöhen, d. h. solche über etwa 30 m bis 35 m zu ermöglichen, wozu es notwendig ist, trotz der einer hohen Fallhöhe entsprechenden großen Strömungsgeschwindigkeiten längs der Arbeitsflächen Strahlablösungen mit ihren nachteiligen Folgen zu vermeiden und durch geeignete Saugrohrformen einen ausreichenden Energierückgewinn zu sichern. Als erste Forderung ergibt sich dabei der Verzicht auf statische Saughöhe und die Anordnung des Flügelrades unmittelbar auf, schließlich sogar unter dem Unterwasserspiegel. Abb. 405

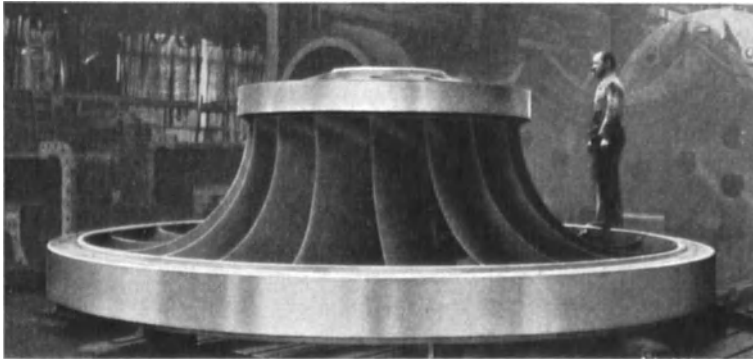


Abb. 415. Dubssches X-Rad (Escher Wyss).

gibt eine Übersicht über die ungefähren Größenverhältnisse der im vorstehenden erwähnten Turbinentypen für gleiche Nutzfallhöhe und gleiche Leistung, aber verschiedene Drehzahlen. Das nur der Vollständigkeit des Vergleiches halber angegebene Beispiel einer Peltonturbine scheidet praktisch natürlich aus.

Beaufschlagung. Nahezu ausnahmslos besteht die Forderung, die von dem Laufrad (oder den Laufrädern) einer Turbine verarbeitete Wassermenge

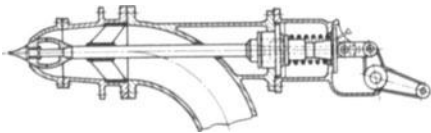


Abb. 416. Nadeldüse einer Peltonturbine mit Ausgleichkolben- und Ausgleichfeder (Voith).

und damit die erzeugte Leistung einerseits der wechselnden Darbietung an Betriebswasser, andererseits dem veränderlichen Bedarf an Leistung anpassen zu können. In wirtschaftlicher Weise geschieht dies durch Veränderung der Turbinenwassermenge, der Beaufschlagung, mit Hilfe

des Leitapparates, indem dessen Auslaßquerschnitt der jeweils erforderlichen Durchflußmenge entsprechend verändert wird.

Der in eine oder zwei, in besonderen Fällen noch drei bis vier einzelne Düsen zusammengeschrumpfte Leitapparat der Peltonturbine wird jetzt ausnahmslos als sog. Nadeldüse (Abb. 416) ausgebildet. Diese besteht aus einem sich stark verjüngenden Mundstück und einer, auch bei voller Öffnung noch etwas daraus vorstehenden schlank-zwiebelförmigen Düsennadel. Die in einen Kegelspitzenwinkel von etwa  $80^\circ$  zulaufende Form der Düse veranlaßt bei jeder Nadelstellung das Zusammenfließen des aus dem jeweils freigegebenen Ringquerschnittes ausströmenden Hohlstrahles zu einem voll-kreiszyklindrischen Strahl dicht hinter der Nadelspitze. Durch einen mit möglichst schlanken Rohrbogen ausgeführten Anschluß der Düse an die Druckwasserzuleitung (Fallrohr oder Verteilungszweig), auch durch eingebaute radiale Führungswände sucht man möglichst jede Drehbewegung im austretenden Strahl fernzuhalten, da die sonst auftretende Zentrifugalkraft den Strahl zersprühen lassen und die Energieabgabe an die Becher des Laufrades beeinträchtigen würde. Die Düsenadel wird mittelst

einer durch eine Stopfbüchse aus dem Düsenkrümmer herausgeführten, möglichst dicht vor der Düse nochmals geführten Stange axial bis zum vollständigen Wasserabschluß gegen den Düsenendquerschnitt vorgeschoben. Die verhältnismäßig plumpe Ausbildung der Düsen bezweckt die Beschränkung der hydraulischen Verluste im Düsenkrümmer; da in gutgeformten Düsen auch bei weitgehender Schließbewegung der Nadel die Verluste noch sehr mäßig bleiben, da sich ferner, ausgehend von dem auch bei voller Beaufschlagung sehr geringen Austrittsverlust der Peltonschaufel überhaupt, die Energieübertragung bei günstigen Verhältnissen zwischen Strahlstärke, Becher- und Radabmessungen so lange unter geringen Verlusten vollzieht, bis sich die Reibung der mit abnehmender Strahlstärke immer dünner werdenden Wasserschichten in den Bechern stark auszuwirken beginnt, so ist leicht erklärlich, daß der Wirkungsgrad der Pelton turbine auch bei kleinen Beaufschlagungen verhältnismäßig günstig bleibt (Abb. 417). Die Auftragung des Wirkungsgrades über der Leistung oder der Beaufschlagung (üblich ist Achtel- oder Zehntelteilung der Leistung oder Vollwassermenge) läßt dieses günstige Verhalten der Pelton turbine in einem flachen Verlauf der Wirkungsgradkurve zum Ausdruck kommen. Die Pelton turbine erscheint dadurch besonders geeignet, als „Reguliermaschine“ über einen sehr weiten Leistungsbereich zu dienen.

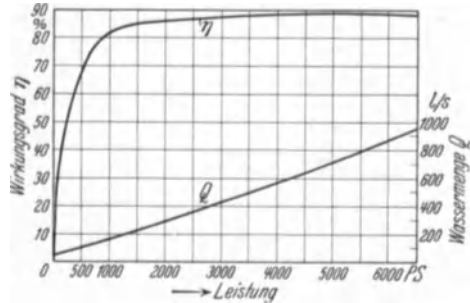


Abb. 417. Wirkungsgrad einer Pelton turbine in Abhängigkeit von der Leistung.

Anders als bei der Freistrahlturbine müssen sich in den vollständig mit Wasser gefüllten Kanälen der Überdruckturbine, namentlich der Francisturbine, die Relativgeschwindigkeiten in den unveränderlichen Kanalquerschnitten verhältnismäßig mit der Beaufschlagung ändern. Damit ändern sich gemäß Abb. 418 auch Größe und Richtung der absoluten Austrittsgeschwindigkeit  $c_2$ , wobei mit  $c_2 \perp w_2$  zunächst der Mindestwert bei einer für die Saugrohrwirkung jedoch schon ungünstigen Schrägstellung von  $c_2$  gegen die Umfangsrichtung erreicht wird, mit weiterer Verkleinerung die Austrittsgeschwindigkeit  $c_2$  und damit der Austrittsverlust rasch wächst.

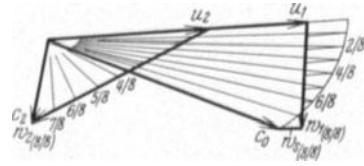


Abb. 418. Abhängigkeit der Relativgeschwindigkeit und des Austrittsverlustes von der Beaufschlagung (Treiber).

Bei den neuzeitlichen Francis- und Flügelradturbinen besteht der Leitapparat aus einem konzentrisch das Laufrad umgebenden Kranz von Drehschaufeln (erstmal angegeben von Prof. Fink, Berlin, in Deutschland vor allem von der Firma J. M. Voith, Heidenheim zusammen mit dem Francislaufrad zur heutigen allgemeinen Anwendung entwickelt), die jalousieartig gleichmäßig um ihre Drehachse verstellbar immer enger und enger werdende Leitkanäle zwischen sich ergeben, bis in der Schließstellung sich jede Leitschaufel spitze gegen einen bestimmten Schlußpunkt am Rücken der folgenden Schaufel legt (Abb. 419). Gleichzeitig mit der Verengung der lichten Austrittsweite zwischen den einzelnen Drehschaufeln verkleinert sich bei ihrer Schließbewegung der Winkel  $\alpha_1$  der absoluten Zuströmung zur Umfangsrichtung des Laufrades, welche Änderung, wie Abb. 418 erkennen läßt, jedoch mit der Verkleinerung der relativen Eintrittsgeschwindigkeit  $w_1$  gleichsinnig ist. Rein überlegungs-gemäß ist schon zu erkennen, daß die Austrittsgeschwindigkeit  $c_1$  aus den Leitradzellen mit dem geringer werdenden Überdruck, der nötig ist, die verkleinerte Wassermenge durch die Laufradkanäle zu drücken, wachsen, andererseits



der Spaltdruck abnehmen muß. Die Veränderung von  $c_1$  nach Größe und Richtung, die sich für eine bestimmte Laufradform etwa gemäß Abb. 418 vollzieht, hat zur Folge, daß sich in jedem von der Vollbeaufschlagung abweichenden Fall das Geschwindigkeitsdreieck mit  $c_1$ ,  $w_1$ ,  $u_1$  nicht mehr zum Schluß bringen, der Eintritt in das Laufrad nicht mehr „stoßfrei“ gestalten läßt. Die als Eintrittsstoß  $\bar{w}_2^2$  bezeichnete Unstimmigkeit in der Anströmung der Laufradschaufeln bewirkt nun in Verbindung mit dem oben erwähnten Anwachsen des Austrittsverlustes  $\bar{c}_2^2$ , dem verminderten Saugrohrrückgewinn  $\bar{c}_g^2$  usw. ein Absinken des Wirkungsgrades mit abnehmender Beaufschlagung. Dabei ist jedoch die mit drehbaren Leitschaufeln ausgerüstete Turbine gegenüber der mit älteren Reguliervorrichtungen (z. B. mit Spaltschieber, einem zwischen Leitapparat und Laufrad eingeschobenen, die Eintrittsbreite beeinflussenden Zylinderschutz) ausgestattet noch sehr günstig daran. Nicht zuletzt die günstige Verbindung des Finkschen Drehschaufelleitapparates mit der außen beaufschlagten radialen Überdruck-, der Francisturbine in bezug auf wirtschaft-

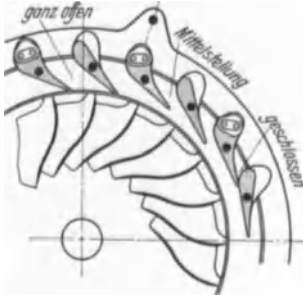


Abb. 419. Schematische Darstellung eines Leitapparates (Drehschaufeln) (Voith).

liche Regulierung der Wassermenge (Beaufschlagung) hat dieser Turbinenart und den aus ihr entwickelten Typen bis zur Flügelradturbine ihre heutige Bedeutung verschafft.

Die Langsamläufer mit ihrem geringen, auch nicht beim Sinken der Beaufschlagung wesentlich ins Gewicht fallenden Austrittsverlust verhalten sich natürlich hinsichtlich des Wirkungsgradverlaufes bei Teilbeaufschlagung

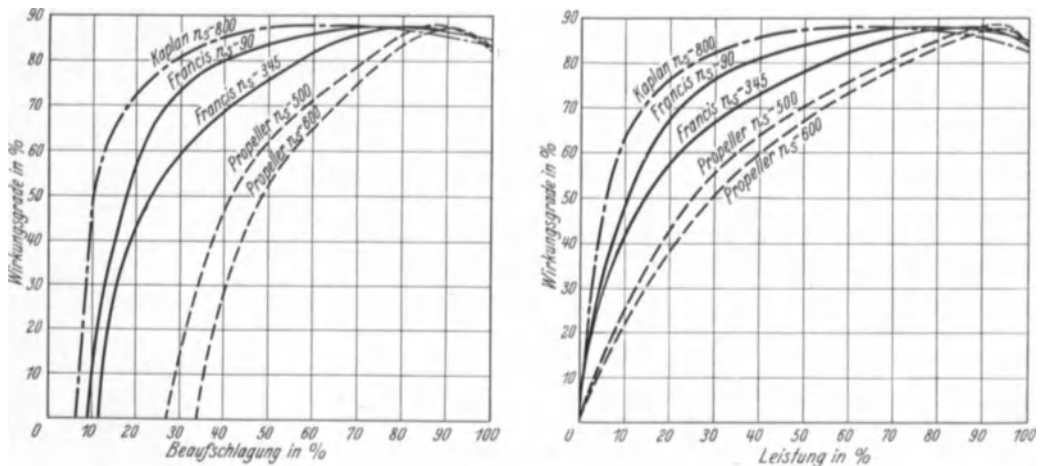


Abb. 420. Wirkungsgrad verschiedener Turbinenarten in Abhängigkeit von Beaufschlagung und Leistung (J. M. Voith, Heidenheim).

wesentlich günstiger als Schnellläufer mit großem Austrittsverlust und bei Teilbeaufschlagung zurückgehendem Saugrohrgevvinn (s. die vergleichende Wirkungsgradzusammenstellung Abb. 420). Bis zu einem gewissen Grad hat es der Konstrukteur zwar in der Hand, die günstigsten Verhältnisse (senkrechter Austritt, stoßfreier Eintritt) einer bestimmten Beaufschlagung zuzuweisen, die meist zwischen  $\frac{3}{4}$  und  $\frac{7}{8}$  der vollen gewählt wird, da in diesem Bereich in der Regel die Turbine am meisten benutzt wird, dagegen ist der Abfall der Wirkungsgradkurve im Bereich der kleineren Beaufschlagungen — und zwar um so früher und schroffer, je höher die Schnellläufigkeit — unvermeidlich, solange wir es

mit Laufrädern mit festen Schaufeln, also unveränderlichen Ein- und Austrittswinkeln  $\beta$  zu tun haben. Läßt man jedoch mit abnehmender Beaufschlagung auch die Ein- und Austrittswinkel der Laufradschaufeln kleiner werden, so bleiben infolge der Winkelanpassung an die (verhältnisgleich der Durchflußmenge) verminderten Geschwindigkeitskomponenten  $c_2 \sin \alpha_2$  und  $c_1 \sin \alpha_1$  die Austritts- und Stoßverluste niedrig und daher die Wirkungsgrade bis auf kleine Teilbeaufschlagungen sehr günstig. Professor Kaplan-Brünn hat zuerst den Gedanken der Laufschaufelverstellung auf das konstruktiv allein hierfür geeignete, sehr rasch laufende axiale Flügelrad bewußt angewandt und damit die für eine wirtschaftliche Ausnutzung in sehr weiten Grenzen veränderlicher Wassermengen unter Nieder- und Mittelfallhöhen bestgeeignete Turbinenart geschaffen, ein großer Erfolg, der eine ungeahnte technische und wirtschaftliche Entwicklung der Wasserkraftnutzung an großen Strömen begründete. Es ist üblich geworden, die Flügelradturbinen mit festen Flügeln als Propeller-, die mit drehbaren Laufschaufeln als Kaplanturbine zu bezeichnen. Die wesentlichen Merkmale der letzteren sind, gemäß Abb. 421 nochmals zusammengefaßt, folgende:

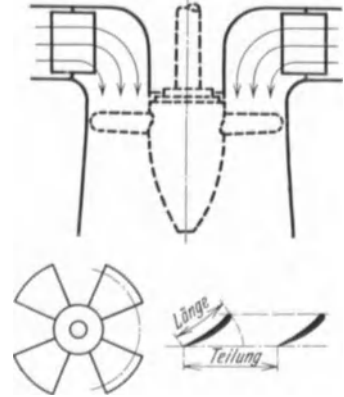


Abb. 421. Merkmale der Kaplanturbine (Voith).

- a) Schauffelloser Raum zwischen dem von der Francisturbine übernommenen radial durchströmten Leitapparat mit Dreh-schaufeln und dem rein axial durchströmten Laufrad,
- b) kurze Laufradschaufeln (Flügel), deren Länge kleiner als die Teilung,
- c) um radiale Drehzapfen in einer aus hydraulischen Gründen sehr dicken, für die Flügelagerung und Unterbringung der Verstellvorrichtungen um so



Abb. 422. Kaplanlaufrad mit geschlossenen und aufgedrehten Flügeln (Voith).

günstigeren granatenförmigen Nabe verdrehbare Flügel, mit deren Verdrehung sich Ein- und Austrittswinkel gleichzeitig um gleiches Maß ändern.

Abb. 422 zeigt ein Kaplanlaufrad mit ganz aufgedrehten und ganz geschlossenen Flügeln.

Übersichtlich zeigt Abb. 420 die erwähnten Vorteile der Kaplanturbine in ihrer über einen sehr weiten Beaufschlagungs- und Leistungsbereich sehr günstigen Wirkungsgradkurve im Gegensatz zu Francis- und Propellerturbinen verschieden hoher Schnellläufigkeit. Dazu zeigt Abb. 423, daß die langgestreckte Wirkungsgradkurve der Kaplanturbine die Umhüllende sämtlicher („Propeller-“) Wirkungsgradkurven darstellt, die sich ergeben, wenn je eine feste Laufflügelstellung mit wechselnder Leitradöffnung beaufschlagt wird. Sache der richtigen, gleichzeitigen Regulierung von Leitapparat und Laufrad der Kaplanturbine ist es, jeder Leitschaufelstellung (d. h. jeder Teilwassermenge) die günstigste (dem Optimum der betreffenden Propellerkurve entsprechende) Laufflügelstellung

zuzuordnen. Nur in den seltenen Fällen wenig schwankender Wasserführung oder Leistungsanforderung genügt es, die Laufflügelverstellung in größeren Zeitabständen von Hand dem erwähnten Gesetz entsprechend einzustellen, in der Regel erfolgt die Doppelverstellung fortlaufend durch einen selbsttätigen Doppelregler (s. unten).

Die an sich konstruktiv schwierige Zusammensetzung eines Kaplanlaufrades aus einzelnen (in der Regel vier, selten fünf) Flügeln und einer die Lagerung

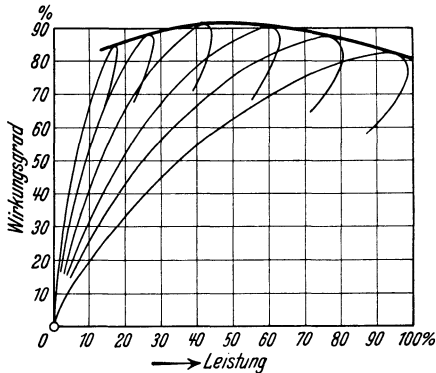


Abb. 423. Wirkungsgradkurven einer Kaplan- und Propellerturbine, letztere bei verschiedener jeweils fester Flügelstellung (Escher Wyss).

und Verstellrichtung aufnehmenden Nabe hat andererseits den Vorteil, daß Kaplanturbinen in viel größeren Abmessungen gebaut und befördert werden können als Francisräder, die nur unter Schwierigkeiten zweiteilig gebaut werden können. Diese bauwirtschaftlich bedeutsame Eigenschaft hat wesentlich dazu beigetragen, die Kaplanturbine zur bevorzugten Großkraftmaschine von Niederdruckanlagen mit wenigen Einheiten hoher Leistung werden zu lassen (s. unter Ryburg-Schwörstadt,  $D_e = 7,0$ ; Vargön  $D_e = 8,0$  m).

Neben den rein axial durchströmten Propellerrädern sind aus ähnlichen Gesichtspunkten heraus entwickelt worden: der mit schräg nach unten gestellten,

einzelnen fest eingesetzten Schaufeln versehenen Schnellläufer ohne Außenkranz von Dr. Lawaczek, das Diagonalpropellerrad der Fa. Neumeyer-München, ein nur zweiflügliges Axialpropellerrad der Fa. Th. Bell-Kriens u. a. m. Immer mehr treten jedoch Propeller- und die letztgenannten propellerähnlichen Turbinen gegenüber der Kaplanturbine in den Hintergrund.

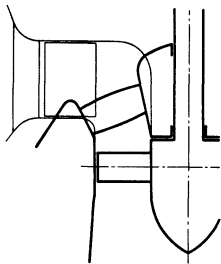


Abb. 424. Leitschaufelring einer Kaplanturbine (feine Linien: ältere, starke Linien: neuere Bauweise).

Da die absolute Geschwindigkeit  $c_1$  im Diagramm eines Kaplanlaufrades verhältnismäßig klein ist, bleibt der bei verkleinerter Beaufschlagung auftretende Stoßverlust auch dann noch klein, wenn der absolute Eintrittswinkel  $\alpha_1$  dabei unverändert gelassen wird, d. h. wenn nicht die Drehschaufeln des Leitapparates, sondern nur die Flügel des Laufrades verstellt werden. Die Kaplanturbine kann daher ohne wesentliche Verschlechterung ihres günstigen Wirkungsgradverlaufes auch mit festem Leitapparat gebaut werden! Damit ergibt sich der weitere Vorteil, die Leitschaufeln näher an die Achse hineinrücken und sie gleichzeitig der Umlenkung der Wasserbahnen entsprechend neigen zu können. Der so entstehende feste konische Leitschaufelring ermöglicht, wie Abb. 424 zeigt,

eine wesentliche Vereinfachung und Verbilligung der Turbinenkonstruktion. Dagegen muß hierbei ein nur der doppelt regulierten Kaplanturbine eigener Vorteil aufgegeben werden, die namentlich bei großen Einheiten wertvolle Möglichkeit, besondere Verschlussrichtungen im Einlauf der Turbinenkammer wegzulassen, da im Fall der Unmöglichkeit, den Wasserdurchfluß durch die Turbine mittelst des Leitapparates abzuschließen, die Laufradflügel durch eine getrennte Regelungseinrichtung in Leerlaufstellung oder sogar unter „Überdrehung“ in „Bremsstellung“ gebracht werden können.

Laufrad unter veränderlicher Fallhöhe. Läßt man ein und dasselbe (Francis-) Laufrad nacheinander unter zwei verschiedenen Nutzfallhöhen  $H$  und  $H'$  laufen, so sind bei jedesmal gleichen Winkeln  $\alpha_1$  und  $\beta_1$  die Eintrittsgeschwindigkeitsdreiecke einander ähnlich, und zwar ändert sich, da sich die

absolute Eintrittsgeschwindigkeit  $c_1$  verhältnisgleich mit  $\sqrt{H}$  ändert, nach S. 355 auch die Umfangsgeschwindigkeit  $u_1$  und damit die Drehzahl im gleichen Verhältnis. Es ist deshalb

$$n:n' = \sqrt{H} : \sqrt{H'}$$

oder

$$n' = \frac{n}{\sqrt{H}} \sqrt{H'}. \quad (292)$$

Ebenso ändert sich die Wassermenge (= gegebener Querschnitt mal zugehöriger Durchflußgeschwindigkeit) verhältnisgleich mit den Geschwindigkeiten, also gilt auch:

$$Q:Q' = \sqrt{H} : \sqrt{H'} \quad \text{oder} \quad Q' = \frac{Q}{\sqrt{H}} \sqrt{H'}. \quad (293)$$

Da ferner der Wirkungsgrad  $\eta$  infolge gleicher Diagrammverhältnisse in beiden Fällen annähernd derselbe sein muß, so gilt für die Nutzleistungen:

$$\frac{N}{N'} = \frac{QH}{Q'H'} = \frac{H\sqrt{H}}{H'\sqrt{H'}} \quad \text{oder} \quad N' = \frac{N}{H^{3/2}} H'^{3/2}. \quad (294)$$

Sind also für ein bestimmtes Laufrad Drehzahl, Wassermenge und Leistung bei einer Fallhöhe  $H$  bestimmt, so lassen sich die betreffenden Werte für eine andere Fallhöhe  $H'$  nach obigen Gleichungen berechnen.

Im besonderen ergeben sich dabei für eine (gedachte Fallhöhe)  $H' = 1$  m die sog. reduzierten oder Einheitswerte:

$$n_I = \frac{n}{\sqrt{H}}, \quad Q_I = \frac{Q}{\sqrt{H}} \quad \text{und} \quad N_I = \frac{N}{H^{3/2}}.$$

Aus diesen Einheitswerten andererseits errechnen sich für eine beliebige Fallhöhe  $H$  für die betreffende Turbine die Werte:

$$\begin{aligned} n &= n_I \sqrt{H}, \\ Q &= Q_I \sqrt{H}, \\ N &= N_I H^{3/2}. \end{aligned}$$

Geometrisch ähnliche Laufräder. Vergleicht man andererseits das Verhalten zweier geometrisch vollständig ähnlicher Laufräder hinsichtlich Schluckvermögen, Drehzahl und Leistung unter  $H = 1$  m, so hat man es in beiden Fällen mit kongruenten Geschwindigkeitsdreiecken zu tun. Die Einheitswassermengen  $Q_{Ia}$  und  $Q_{Ib}$  beider Räder stehen also im Verhältnis der Durchflußquerschnitte, z. B. der Eintrittsquerschnitte  $F_1 = \pi D_1 b_1$ . Da nun bei geometrisch ähnlichen Rädern  $b_1 = \psi D_1$ , also  $F_1 = \pi \psi D_1^2$  ist, kann auch gesetzt werden

$$Q_I = k D_1^2. \quad (295)$$

Der Schluckbeiwert  $k$  ist für die geometrisch ähnlichen Laufräder einer sog. Laufradreihe konstant (Abb. 425).

Da wegen der Kongruenz der Geschwindigkeitsdreiecke auch die Umfangsgeschwindigkeiten bei  $H = 1$  m

$$u_I = \frac{\pi D_1 n_I}{60} \text{ konst. sind,}$$

so ist auch

$$\frac{60 u_I}{\pi} = D_1 n_I = \sqrt{\frac{Q_I}{k}} \cdot n_I = \text{konst.},$$

also

$$n_I \sqrt{Q_I} = \frac{n}{\sqrt{H}} \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{H}}} = \frac{60 u_I \sqrt{k}}{\pi} = \text{konst.}$$

Hierin

$$Q_I = \frac{75}{\gamma \cdot \eta} N_I$$

eingesetzt, ergibt

$$n_I \sqrt{N_I} = \frac{n}{H} \sqrt{\frac{N}{\gamma H}} = \frac{60 u_I}{\pi} \sqrt{k} \sqrt{\frac{\gamma \eta}{75}} = \text{konst.} = n_s. \quad (296)$$

Die für die geometrisch ähnlichen Laufräder einer und derselben Reihe konstante Kennziffer  $n_s$  heißt „spezifische Drehzahl“, besser „Systemzahl“ der betreffenden Reihe. Sie ist die Drehzahl desjenigen Rades der Reihe, das unter  $H = 1$  m gerade 1 PS leistet. Die Systemzahl  $n_s = n_I \sqrt{N_I}$  ist die gebräuchlichste Kennziffer für die Schnellläufigkeit eines Turbinenrades und von besonderem Wert u. a. für Überschlagrechnungen über die mögliche Aufteilung der Vollwassermenge einer Wasserkraftanlage auf eine erst zu bestimmende Zahl von Einheiten und die Auswahl der geeignetsten Turbinentypen, Laufrad-, Düsen- und Drehzahl. Die Steigerung der Schnellläufigkeit kann gemäß

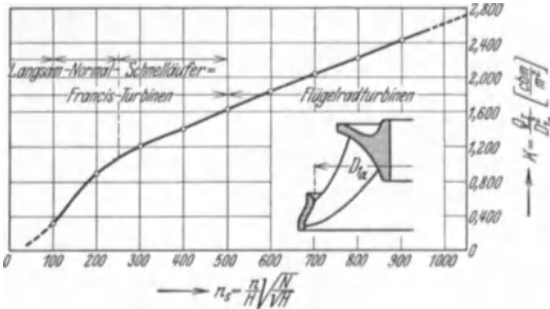


Abb. 425. Schluckfaktor  $k$  in Abhängigkeit von der spezifischen Drehzahl  $n_s$  (Treiber).

Gleichung (296) sowohl durch Erhöhung der Einheitsdrehzahl  $n_I$  wie durch Vergrößerung der Einheitsleistung  $N_I$  und -schluckfähigkeit  $Q_I$  erreicht werden.

Im Ausdruck für die Systemzahl bedeutet  $N$  die Leistung eines von einem Strahl beaufschlagten Peltonlaufrades oder eines vollbeaufschlagten Francis- oder Flügelrades. Man kann nun bei den Peltonturbinen die

ganze Wassermenge auf zwei, drei (selten mehr) Strahlen je Rad verteilen, auch zwei, sogar drei mit je einem oder auch zwei Strahlen beaufschlagte Räder, ebenso zwei, seltener drei, aber auch vier und mehr Francisräder auf eine Welle setzen und je nach der Gesamtzahl  $m$  der insgesamt verwendeten Peltondüsen oder Überdrucklaufräder die Systemziffer der ganzen Turbine um das  $\sqrt{m}$ -fache erhöhen, was bei gegebener Nutzfallhöhe und Gesamtleistung gleichbedeutend mit entsprechender Erhöhung der Drehzahl  $n$  ist.

Der obere Grenzwert der Systemzahl für das einstrahlige Peltonrad ist, wie bereits erwähnt, gegeben durch das größte Verhältnis  $\frac{\text{Strahl-Durchmesser}}{\text{Strahlkreis-Durchmesser}}$  von etwa  $\frac{1}{10}$  bis  $\frac{1}{8}$ , der untere bzw. obere Grenzwert für das Francisrad durch die unteren bzw. oberen Grenzwerte des Produktes der Umfangsgeschwindigkeit  $u_1$  und des Verhältnisses  $\frac{\text{Saugrohr-Eintritts-Durchmesser}}{\text{Eintritts-Durchmesser}}$   $\frac{D_s}{D_1}$ , also des Wertes  $u_1 \frac{D_s}{D}$  zwischen etwa 0,4 und 2,1.

Damit ergibt sich etwa folgendes:

Verteilung der Turbinensysteme über den Bereich der Systemzahl  $n_s$ :

- $n_s = 0$  bis 25 bis (selten) 35 Pelton turbine mit 1 Strahl,
- $n_s = 25$  „ 50 bis (selten) 60 Pelton turbine mit mehreren, (bis 6) Strahlen,
- $n_s = 60$  „ 100 Francisturbine mit 1 Laufrad (Langsamläufer),
- $n_s = 100$  „ 250 Francisturbine mit 1 Laufrad (Normalläufer),
- $n_s = 250$  „ 500 Francisturbine mit 1 Laufrad (Schnellläufer),
- $n_s = 500$  „ 1000 Propeller- und Kaplan turbine mit 1 Flügelrad.

Mit Rücksicht auf eine wirtschaftliche Fabrikation (Ersparnis von Konstruktions-, Modellkosten usw.) beschränkt man sich im Turbinenbau auf den Bau einzelner, einen bestimmten Systembereich umfassender Laufradtypen; innerhalb jedes dieser Bereiche (Reihen) findet eine Abstufung nach Laufradgröße statt. Da sich jedoch nur ausnahmsweise die Bestimmungsgrößen einer zu beschaffenden Turbine mit den günstigsten Arbeitsverhältnissen einer bestimmten Turbinenserie decken werden, kommt es darauf an, das Verhalten der letzteren nach verschiedenen Richtungen hin, d. h. nicht nur bei verschiedenen Beaufschlagungen, sondern auch bei verschiedenen, von der „Konstruktionsfallhöhe“ abweichenden Fallhöhen kennenzulernen. Unter der Konstruktionsfallhöhe arbeitet die betreffende Turbine diagramm-mäßig, also so, daß der Wirkungsgradhöchstwert bei einer bestimmten Beaufschlagung, z. B. zwischen  $\frac{7}{8}$  und  $\frac{6}{8}$  der Vollwassermenge liegt und die Wirkungsgradkurve nach beiden Seiten hin einen möglichst günstigen Verlauf zeigt.

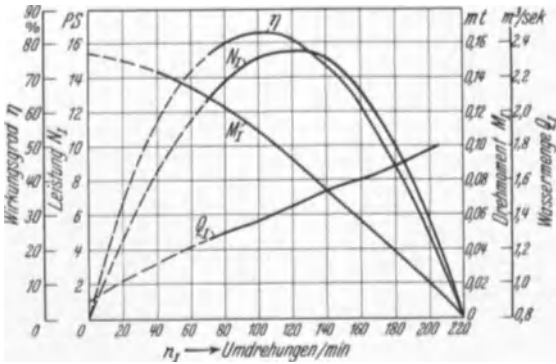


Abb. 426. Wirkungsgrad, Leistung, Drehmoment und Wassermenge einer Francisturbine ( $n_s = 450$ ) in Abhängigkeit von der Drehzahl bei konstanter Fallhöhe.

Untersucht man ein Francislaufrad bei unveränderlicher Fallhöhe und jeweils gleichbleibender Leitschaufelöffnung, jedoch bei verschiedenen Drehzahlen vom Stillstand bis zur Durchbrendrehzahl, d. h. vom Zustand mit festgebremster Welle bis zum Zustand nach vollständiger Entlastung von jeder mechanischen Leistungsabgabe, so zeigen die über den Drehzahlen bzw. über dem Verhältnis der einzelnen Versuchsdrehzahlen zur Normaldrehzahl  $n_I$  (alles bezogen auf  $H = 1$  m) aufgetragenen Wirkungsgrad- und Leistungskurven verschiedener Beaufschlagungen einen etwa parabelartigen Verlauf, der im Fall eines Normalläufers unter

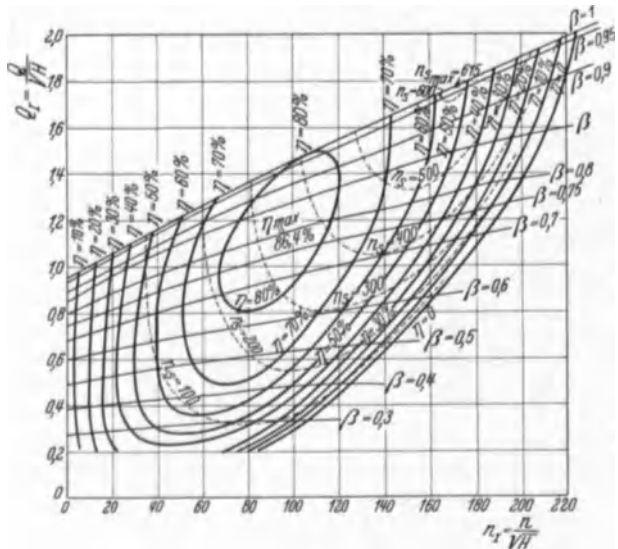


Abb. 427. Funktioneller Zusammenhang zwischen Leitapparatöffnung, Wassermenge, Drehzahl und Wirkungsgrad bei konstanter Fallhöhe („Muschelkurven“).

Vollbeaufschlagung etwa bei  $1,8 n_I$  die Nulllinie schneidet, was besagt, daß bei völliger Entlastung das Laufrad etwa 80% Überdrehzahl annimmt, wobei der Wirkungsgrad Null wird, ebenso wie bei festgebremster Turbine, wo das Drehmoment zu einem Größtwert wird. (Theoretisch ist bei der rein axialen Überdruckturbine mit senkrechtlem Ein- und Austritt bei stoßfreiem Gang die Leistungs- und Wirkungsgradkurve genau eine Parabel zwischen Drehzahl 0 und  $2 n_I$ , die Drehmomentlinie eine Gerade mit bei Stillstand dem Doppelten des Normalwertes.) Abb. 426 zeigt für ein Laufrad mit  $n_s = 450$  die Auftragung

des Wirkungsgrades  $\eta$ , der Leistung  $N_I$ , des Drehmomentes  $M_I$  und der Wassermenge  $Q_I$  über der Drehzahl bei voller Leitradöffnung. Die mit der Schnellläufigkeit wechselnde, bei Kaplanturbinen die zweifache Normaldrehzahl übersteigende „Durchgedrehzahl“ ist wichtig, weil alle umlaufenden Teile, Laufrad, Zahnräder, Schwungräder, Polräder elektrischer Stromerzeuger „schleudersicher“ gebaut sein müssen, damit sie die (quadratisch mit der Drehzahl wachsende) Fliehkraftbeanspruchung mit Sicherheit auszuhalten vermögen. Mit dem Durchgehen einer Turbine muß stets gerechnet werden, da die Leit-schaufeln durch Fremdkörper (Holz, Eis) oder sonstwie blockiert werden können. Einen vollständigen Überblick über das Verhalten einer Turbine bei gleichbleibender Fallhöhe, aber verschiedenen Leitapparattöffnungen, Wassermengen und Drehzahlen gibt Abb. 427.

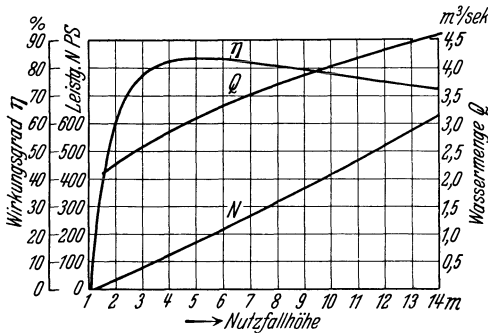


Abb. 428. Wassermenge, Wirkungsgrad und Nutzleistung bei veränderlicher Fallhöhe und konstanter Drehzahl.

427. Die Kurven gleicher Wirkungsgrade sind ausgezogen, diejenigen gleicher Systemzahlen gestrichelt. Ein solches „Kennlinien“bild des Laufrades einer bestimmten Reihe gestattet, seine Eignung für einen gegebenen Fall durch einen Schnitt über dem vorgeschriebenen oder gewünschten Drehzahlwert festzustellen. Man erkennt, daß, je steiler die  $\eta$ -Kurven zur  $n$ -Achse geneigt sind, um so flacher die Kurve des Wirkungsgrades als Funktion der Beaufschlagung bei gleichbleibender

Drehzahl wird. Praktisch überragende Bedeutung kommt natürlich der ovalen Kuppe um  $\eta_{max}$  zu.

Die Änderung der Einheitsdrehzahl im Kennlinienbild kann man auch dadurch veranlaßt denken, daß bei festgehaltener wirklicher Drehzahl der untersuchten Turbine die Fallhöhe geändert wird. Bezeichnet  $x = \frac{H_x}{H_T}$  das Verhältnis der jeweiligen Fallhöhe zur „normalen“ oder Konstruktionsfallhöhe, so gilt dann:

$$n_{Ix} \sqrt{H_x} = n_{IT} \sqrt{H_T}.$$

Daher findet man den für eine Nutzfallhöhe gleich der  $x$ -fachen Konstruktionsfallhöhe gültigen Ausschnitt aus dem Kennlinienbild über der Einheitsdrehzahl

$$n_{Ix} = \frac{n_{IT}}{\sqrt{x}}. \tag{297}$$

(Für ein Fallverhältnis  $x = 0,64$  z. B. findet man die zugehörigen Wassermengen und Wirkungsgrade auf der Senkrechten über  $n_{Ix} = 1,25 n_{IT}$ .)

Auf diese Weise läßt sich aus einer Darstellung nach Abb. 427 Wassermenge, Wirkungsgrad und Nutzleistung der untersuchten Turbine bei wechselnder Fallhöhe, jedoch gleichbleibender Drehzahl bestimmen und für bestimmte  $x$ -Werte kurvenmäßig auftragen, wie dies z. B. für das der Abb. 427 zugrunde liegende Laufrad in Abb. 428 dargestellt ist. (Beträgt z. B. die Durchgangsdrehzahl eines Laufrades das 1,8fache der normalen, so wird bei  $x = \left(\frac{1}{1,8}\right)^2 = 0,31$  der Konstruktionsfallhöhe der Wirkungsgrad Null.)

Unter der vereinfachenden Annahme einer parabelförmigen Wirkungsgradkurve mit einem Höchstwert  $\eta_{max}$  bei  $n_{IT}$  und Nullwerten bei  $n_I = 0$  und  $n_I = 2 n_n$  ergibt sich für den Wirkungsgrad bei einer beliebigen Einheitsdrehzahl  $n_I$  in diesem Bereich

$$\eta_x = \eta_{\max} \frac{n_{Ix}}{n_{IT}} \left( 2 - \frac{n_I}{n_{IT}} \right) \quad (298)$$

bzw. da

$$\frac{n_{Ix}}{n_{IT}} = \frac{1}{\sqrt{x}} \quad (299)$$

$$\eta_x = \eta_{\max} \frac{1}{\sqrt{x}} \left( 2 - \frac{1}{\sqrt{x}} \right) = \eta_{\max} \frac{2\sqrt{x} - 1}{x}. \quad (300)$$

Sollen für eine Turbine, die unter stark wechselnden Nutzfallhöhen mit gleichbleibender Drehzahl arbeiten muß (Speicherwerk mit geringer Umleitungsfallhöhe und stark veränderlicher Stauhöhe oder Niederdruckstaukraftwerk, vgl. S. 159, 160), die Wirkungsgrade bei einem oberen Grenzwert  $H_1$  und einem unteren  $H_2$  gleich sein; so ergibt sich (nach Thomann) die Konstruktionsfallhöhe  $H_T$ , bei welcher der Wirkungsgrad seinen Höchstwert hat, unter der früheren Voraussetzung parabelförmiger  $\eta$ -Kurve aus

$$H_T = \frac{4}{\left( \sqrt{\frac{H_1}{H_2}} + 1 \right)^2} H_1 \quad (301)$$

und der Wirkungsgrad bei  $H_1$  und  $H_2$

$$\eta_1 = \eta_2 = \eta_{\max} \frac{4 \sqrt{\frac{H_1}{H_2}}}{\left( \sqrt{\frac{H_1}{H_2}} + 1 \right)^2}. \quad (302)$$

Die eben erwähnte Bedingung gleicher Wirkungsgrade bei den beiden Grenzfallhöhen ist aber nicht immer die praktisch-wirtschaftlich entscheidende. Besser ist es vielmehr, eine energiewirtschaftliche Untersuchung unter Berücksichtigung der Häufigkeit der einzelnen Fallhöhenstufen durchzuführen, indem man den Wasserhaushalts- oder Leistungsdauerplan (Abb. 29, 32 und 50) mit den oben entwickelten Gleichungen kombiniert (vgl. auch S. 159).

Wie Abb. 427 (Kennlinienbild) zeigt, ändert sich auch bei gleichbleibender Fallhöhe und Leitapparatoröffnung  $\beta$  die durchfließende Wassermenge mit der Drehzahl. Und zwar nimmt die Wassermenge bei Laufrädern mit  $D_1 > D_s$  naturgemäß mit wachsender Drehzahl ab (wegen des Fliehkrafterinflusses); dagegen nimmt bei den in den wichtigsten Teilen schräg nach außen durchströmten Schnellläufern mit  $D_1 < D_s$  die Durchflußmenge mit wachsender Drehzahl zu. Bezeichnet  $\frac{Q}{Q_T}$  das Verhältnis der Durchflußmengen (bei gleichbleibendem Gefälle, aber veränderter Drehzahl), so wird die bei einer Nutzfallhöhe  $H$  sich ergebende Leistung  $N$  einer mit stets gleicher Drehzahl laufenden Turbine, die bei ihrer Konstruktionsfallhöhe  $H_T$  ihre Normalleistung  $N_T$  mit  $\eta_{\max}$  aufbringt,

$$N = N_{\max} \frac{Q}{Q_T} \frac{\eta}{\eta_{\max}} \left( \frac{H}{H_T} \right)^{\frac{3}{2}}, \quad (303)$$

bei nicht zu stark von  $H_n$  abweichender Fallhöhe ist  $\frac{Q}{Q_T}$  und  $\frac{\eta}{\eta_{\max}}$  nicht sehr von 1 verschieden, so daß dann roh angenähert gilt

$$N = N_T \cdot \left( \frac{H}{H_T} \right)^{\frac{3}{2}}. \quad (304)$$

Diese Gleichung gilt genau nur für veränderliche Drehzahl nach  $n = n_I \sqrt{x}$ .

Besser und in einem weiteren Bereich (und zwar für Francis- und Kaplan-turbinen!) gilt für unveränderliche Drehzahl die (schon von Pfarr aus Bremsversuchen abgeleitete) Näherungsgleichung:

$$\frac{N_T - N}{N_T} = 1,5 \frac{H_T - H}{H_T}, \quad (305)$$

deren weitere Entwicklung durch Ludin (S. 18) angegeben ist.



Kavitationsgrenze. Wie erwähnt, muß die Bildung von Strahlablösung (Kavitation) an den überströmten Arbeitsflächen von Turbinen wegen der bei tiefen Unterdrücken schon bei normaler Betriebswassertemperatur einsetzenden Verdampfung sorgfältig vermieden werden. Als besonders gefährdet wurden bereits bestimmte Stellen auf der Unterseite der tragflächenförmigen Schaufeln raschlaufender Francis- und Flügelradturbinen bezeichnet. Bedeutet  $H_x$  den kleinsten an einem derartigen Profil auftretenden Druck, dann ist der über der barometrischen Saughöhe  $H_a$  (Luftdruck minus Wasserdampfspannung) noch verbleibende Restdruck vor Einsetzen der Verdampfung:

$$H_a - H_x = H_a - kH - H_{s_0} - \bar{c}_g^2 H. \tag{306}$$

Hierbei trägt der Beiwert  $k$  der erwähnten stärksten Druckerniedrigung an einer bestimmten Profilstelle Rechnung;  $H_{s_0}$  ist die statische Saughöhe auf Meereshöhe,  $\bar{c}_g^2 H$  der durch „Saugrohrrückgewinn“ erzeugte dynamische Unterdruck. Verdampfung setzt ein, wenn  $H_a - H_x = 0$  wird, oder wenn:

$$k = \frac{H_a - H_{s_0} - \bar{c}_g^2 H}{H}. \tag{307}$$

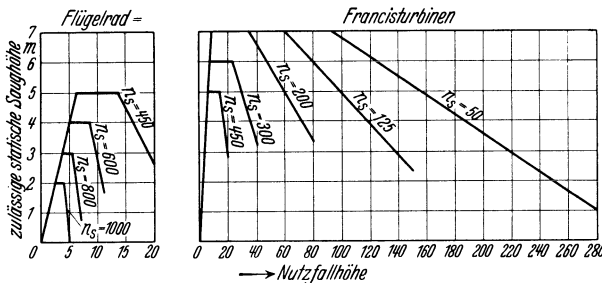


Abb. 429. Zulässige statische Saughöhe in Abhängigkeit von spezifischer Drehzahl und Nutzfallhöhe. (Nach Oesterlen 1930.)  
(Die Werte namentlich für Flügelradturbinen sind heute überholt!)

Der Beiwert  $k$  ist also ein die statische Saughöhe  $H_s$  bestimmender Grenzwert, der sich mit der Schnelläufigkeit des Laufrades ändert. Auf Grund vergleichender Untersuchungen an vielen ausgeführten Anlagen haben Rogers und Moody folgende Übersicht über die

kritischen  $k$ -Werte für Laufräder verschiedener Systemzahl  $n_s$  gegeben:

	Francisturbine					Flügelradturbine			
$n_s$	50	125	200	300	450	450	600	800	1000
$k$	0,003	0,01	0,03	0,08	0,22	0,2	0,5	1,0	1,6

Thoma faßt den kritischen Beiwert  $k$  und den Saugrohrrückgewinn  $\bar{c}_g^2$  zusammen zum Kavitationsbeiwert

$$\sigma = (k + \bar{c}_g^2) = \frac{H_a - H_{s_0}}{H}. \tag{308}$$

Bei Unterschreitung dieses Grenzwertes ist mit dem Auftreten von Kavitationen zu rechnen. Um sicher zu gehen, empfiehlt es, sich den Saugrohrrückgewinn  $\bar{c}_g^2$  hoch, also den Wirkungsgrad der Energieumsetzung im Saugrohr etwa zu 80% in bezug auf den in der axialen Komponente der Austrittsgeschwindigkeit  $\bar{c}_2 \sin \alpha_2 = \bar{c}_{m_2}$  enthaltenen Energieanteil  $\bar{c}_{m_2}^2 H$  anzunehmen.

Nach Oesterlen ergibt sich dann für die bei obigen Systemzahlen höchst zulässigen statischen Saughöhen  $H_s = H_a - \sigma H$  (auf Meereshöhe) das Schaubild Abb. 429. Bei einer Höhenlage  $h$  m über Meereshöhe beträgt die zulässige statische Saughöhe nur noch etwa

$$H_{s\text{zul}} = H_{s_0} - \frac{h}{900}. \tag{309}$$

In wichtigen, im Bereich der Grenzwerte liegenden Fällen empfiehlt sich die genaue Bestimmung des Beiwertes  $\sigma$  unter Berücksichtigung aller in Frage kommenden Einflüsse durch besondere Kavitationsversuche, für welche führende Turbinenbaufirmen und wissenschaftliche Institute über besondere Kavitationsprüfstände mit veränderlich einzustellenden Saug- und Nutzfallhöhen verfügen.

Da die an den Schaufeln auftretenden Unterdrücke mit den Umströmungsgeschwindigkeiten und daher mit den Fallhöhen wachsen, sind der Verwendung der verschiedenen Überdruckturbinentypen hinsichtlich der Fallhöhe gewisse Grenzen gesetzt. Nach einer von Oesterlen angegebenen Grenzkurve dürften — wenigstens nach dem Stand des Turbinenbaues um 1930 —

Kaplanturbinen	mit $n_s = 1000$	nur bis etwa	5 m
Propellerturbinen	„ $n_s = 800$	„ „ „	8 m
„	„ $n_s = 600$	„ „ „	12 m
Francisturbinen	„ $n_s = 400$	„ „ „	25 m
„	„ $n_s = 200$	„ „ „	80 m
„	„ $n_s = 100$	„ „ „	200 m

verwendet werden. Die Praxis ist aber über diese Grenzen verschiedentlich schon weit hinausgegangen (vgl. S. 361, 362), allerdings anfänglich nicht immer ohne Auftreten von Kavitationsschäden.

### 3. Der konstruktive Aufbau der Wasserturbinen.

a) **Überdruckturbinen.** Allgemeines. Die große Ausdehnung des von der Francis-turbine beherrschten Kennziffer- und Fallhöhenbereiches, die Möglichkeit der Anordnung mehrerer Lauf-räder auf einer Welle, ferner die Mannigfaltig-keit der Aufstellungs-möglichkeiten dieser Turbine mit senk-rechter (stehender) oder

waagerechter (liegender) Welle, wie auch ihrer Einbaumöglichkeiten in offene oder geschlossene Turbinenkammer, oder in ein an eine geschlossene Zuleitung (Rohrleitung) anschließendes Gehäuse, ergeben sehr zahlreiche Ausführungsformen.

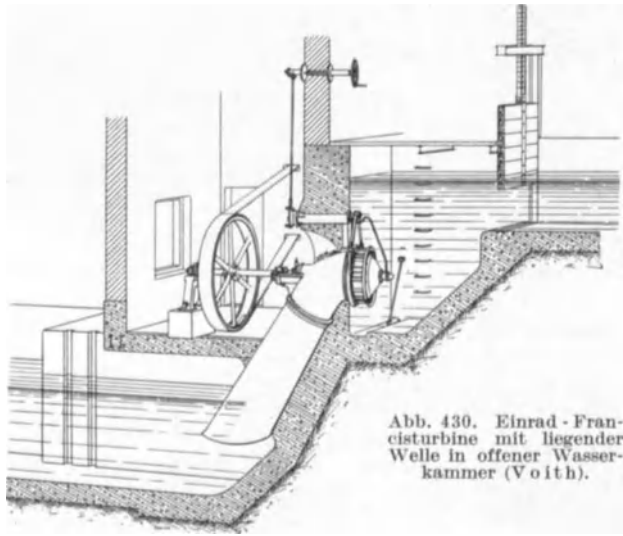


Abb. 430. Einrad-Francisturbine mit liegender Welle in offener Wasserkammer (Voith).

Am einfachsten gestaltet sich die Anordnung der Einrad-Francisturbine mit liegender Welle in offener Wasserkammer für verhältnismäßig kleine Leistungen und Fallhöhen nach Abb. 430. Die Abführung des verarbeiteten Wassers erfolgt hier durch einen an das Laufrad anschließenden Ablaufkrümmer aus Gußeisen und ein etwas in der Richtung des Ablaufkanals geneigtes, konisch erweitertes Blechsaugrohr. Die Turbinenwelle ist in einem am Turbinendeckel befestigten, gegen Wasserzutritt abgedichteten Endlager und nach ihrem Austritt aus dem Krümmer durch eine gegen Unterdruck abdichtende Stopfbüchse hindurch in einem meist mit Ringschmierung versehenen Konsol- oder Bocklager gestützt. Kleine Leistungen werden in der Regel durch Riemen- oder Seiltriebe, auch Zahnräder unter Übersetzung der Drehzahl ins Schnelle auf die Arbeitsmaschinen übertragen. Neben der einfachen Anordnung mit „Krümmer im Haus“ nach Abb. 430 besteht die mit „Krümmer im Schacht“, wobei der Leitapparat unmittelbar an einem in die Turbinenkammerwand einbetonierten Mauerring befestigt ist. Das an den Krümmer anschließende Saugrohr ist entweder ein gerades Blechsaugrohr oder, bei größeren Einheiten, ein allmählich in die Ablaufrichtung umgelenkter Betonschlauch.

Die Laufräder der hier in Frage kommenden Größe und Leistungsfähigkeit erhalten in der Regel in gußeisernen Außen- und Innenkränze eingegossene Stahlblechschaufeln, die zwischen Preßformen warm gepreßt, mit vorstehenden ausgezackten, verzinkten Rändern in die Gußform der Kränze nach Abb. 431 eingesetzt und in das flüssige Material eingeschweißt werden. Größere Leistungen erfordern die Ausführung mit in Stahlgußkränzen eingeschweißten Blech- oder Stahlgußschaufeln oder ganz in Stahlguß oder hochwertiger Bronze.



Abb. 431. Stahlblechschaufeln eines Francislaufrades.

Der Leitapparat besteht aus den erwähnten Finkschen Drehschaufeln von fischbauchförmigem Profil, die auf feststehenden, die beiden Leitradkränze miteinander verbindenden Bolzen drehbar gelagert und durch exzentrisch an Zapfen am Leitschaufelrand angreifende Lenker derartig mit dem sog. Regulerring verbunden sind, daß sie bei einer Verdrehung des konzentrisch zur Turbinenachse gelagerten Ringes alle gleichmäßig verstellt werden. Die Verdrehung des Regulierendes erfolgt durch ein Reguliergestänge von einer von Hand oder durch einen selbsttätigen Regler gedrehten Regulierwelle aus. Zum Schutz gegen Sand usw. werden die einzelnen Leitschaufellenker auch in besonderen, an den Leitschaufeln angegossenen Nestern untergebracht.

Abb. 432 zeigt die Verbindung zweier Einradturbinen in Anordnung „Krümmer im Schacht“ mit beiderseitigem Riemenantrieb. Neben dem erwähnten Zweck der Drehzahlerhöhung um das  $\sqrt{2}$ fache bietet die Kupplung der beiden in getrennten Wasserkammern untergebrachten Turbinen den Vorteil, daß bei Rückgang der Wassermenge oder der angeforderten Leistung eine Kammer durch

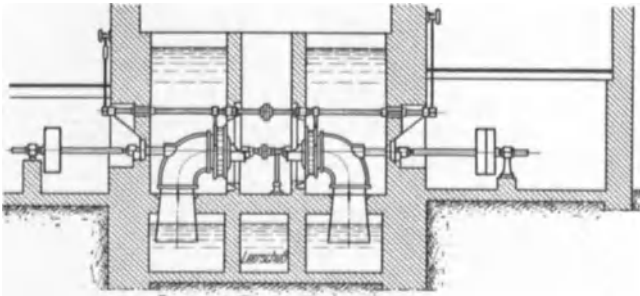


Abb. 432. Verbindung zweier Einradturbinen mit beiderseitigem Riemenantrieb (Anordnung: Krümmer im Schacht) (Voith).

ihre eigene Abschlußeinrichtung geschlossen, entleert und die allein arbeitende Turbine doppelt so stark, somit im Bereiche der günstigen Wirkungsgrade beaufschlagt werden kann; der Ventilationsverlust durch das leer in Luft mitlaufende Rad ist gering, es kann gegebenenfalls auch ganz abgekuppelt werden.

Die für größere Einheiten zur unmittelbaren Kupplung mit Stromerzeugern geeignete Verbindung zweier in der gleichen Wasserkammer untergebrachten Einradturbinen zur „Doppelturbine“ zeigt Abb. 481. Die Turbinenwelle ruht in zwei Lagern, von welchen das zwischen den beiden Leitapparaten angeordnete in einer von unten her zugänglichen Kammer untergebracht ist. An sich heben sich bei symmetrischer Anordnung zweier Einzelturbinen, wie auch bei der unten erwähnten „Zwillingturbine“ die aus den hydraulischen Wirkungen im Laufrad, und vor allem die von dem rotierenden Spaltwasser zwischen Laufrad und Turbinendeckel herrührenden Axialkräfte auf. Zur Aufnahme der infolge unvermeidlicher Strömungsunterschiede, verschiedenartiger Saugrohrwirkungen, Ausführungsungenauigkeiten usw. immer verbleibenden einseitigen Axialkräfte muß die Turbinenwelle in einem Spurlager gegen Längsverschiebung gesichert werden. Letzteres wird bei der Doppelturbine nach Abb. 481 mit dem Mittellager konstruktiv vereinigt. Die abgebildete Anlage weist als Besonderheit noch den Einbau in einer sog. Heberkammer auf. Um das Einsaugen

von Luft in die Turbine und damit natürlich verbundene Störungen und Leistungsverluste zu vermeiden, muß bei offenem Einbau der höchste Punkt des Leitapparates um ein bestimmtes Maß unter dem freien Oberwasserspiegel liegen oder der unmittelbare Luftzutritt zu den gefährdeten Stellen über den Leiträdern durch eine Tauchdecke verhindert werden. Noch weitergehend, kann man den ununterbrochenen Wasserstrom vom Oberwasser durch die Turbine zum Unterwasser in einer luftdicht geschlossenen Kammer, wie in einem Heberrohr, hochsaugen und erreicht mit der sonst unmöglich hohen Lage der Turbine eine ausreichende Entwicklungshöhe für die Saugrohre bei mäßiger Gründungstiefe, oft auch den Vorteil der Aufstellung des Stromerzeugers über dem höchsten Unterwasser-(Hochwasser-)Spiegel. Selbstverständlich muß bei der Heberturbine mit besonderer Vorsicht auf die Einhaltung noch zulässiger Unterdrücke am höchsten Punkt des Laufrades geachtet werden. Unter Umständen kann mit der Heberturbine erreicht werden, daß der äußere freie Oberwasserspiegel noch unter dem Leitapparat bleibt, so daß letzterer bei entleertem (belüftetem) Heber wasserfrei und zugänglich ist. Für das Anlassen der Heberturbine und die dauernde Abführung sich ausscheidender Luftmengen müssen im Heberscheitel besondere Entlüftungseinrichtungen (Pumpen, Ejektoren) angeordnet werden.

Durch die Zusammenschiebung zweier Einradturbinen mit nach außen liegenden Leitapparaten und Verschmelzung der beiden Krümmer zu einem Zwillingskrümmer entsteht die in Abb. 433 dargestellte „Zwillingturbine“, die meist mit einem Mauerring an die maschinenhausseitige Wand der Wasserkammer angebaut ist; der Doppelkrümmer ruht auf einem einbetonierten eisernen Untersatz. Bei großen Einheiten (Abb. 475) wird das vordere Turbinenlager in einer von unten her besteigbaren Kammer zugänglich gemacht. Die beiden Regulierringe werden durch Gestänge von einer, bei großen Turbinen von zwei seitlichen Regulierwellen verstellt, die durch Stopfbüchsen an den im Maschinenraum stehenden Regler herangeführt werden. Bei zu großer Entfernung der Turbinenlager wird die Turbinenwelle in einem in der Krümmerkehle angeordneten Lager nochmals unterstützt.

Durch die Verbindung zweier Zwillingturbinen entsteht die für die Ausnutzung von Großwasserkraften früher mehr als heute verwendete Doppelzwillingturbine, deren Systemzahl gleich dem  $\sqrt{4} = 2$ fachen des einzelnen Laufrades ist. Die früher vereinzelt angewandte Anordnung von mehr als vier Rädern auf gleicher Welle kommt heute im Zeitalter der Kaplan turbine nicht mehr in Frage.

Die Anordnung der Einrad turbine mit stehender Welle bietet, wie Abb. 472 zeigt, bei Niederdruckanlagen den Vorteil der Lage des angekuppelten Strom-

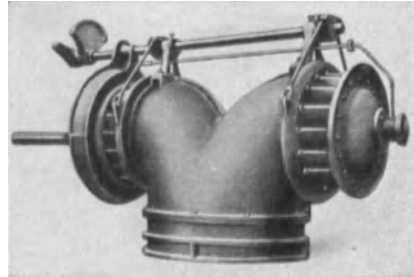


Abb. 433. Zwillingturbine (Voith).

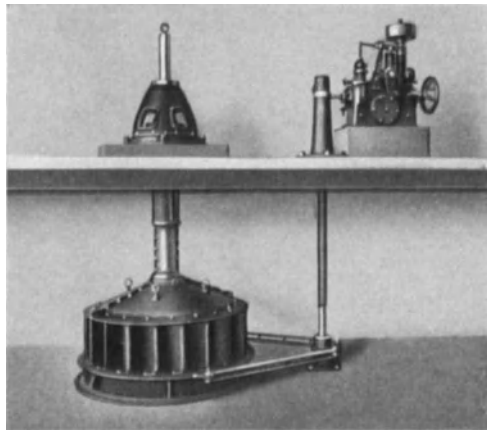


Abb. 434. Stehende Einrad turbine in offener Wasserkammer mit Innenregulierung der Leitschaufeln (Escher Wyss).

erzeugers oder Zahnradgetriebes und des Turbinenreglers über dem Oberwasserspiegel, so daß also keine wasserdichten Abschlußwände gegen den eigentlichen Maschinenraum hin erforderlich werden.

Den einfachsten Aufbau einer stehenden Einradturbine in offener Wasserkammer zeigt Abb. 434. Der Leitapparat ruht auf einem einbetonierten Untersatz, an den sich das Blech- oder Betonsaugrohr anschließt. Die Turbinenwelle ist in einem rohrförmigen Mantel geschützt, durch den das auf dem Turbinendeckel sitzende Führungslager vom Wasser freigehalten wird. Das Gewicht der umlaufenden Turbinenteile (Laufrad und Welle) sowie der hydraulische Axialschub wird von einem meist noch mit einem Führungs- (Hals-) Lager verbundenen Spurlager aufgenommen. Letzteres ist bei der in Abb. 434 dargestellten Bauart in einem Lagerbock untergebracht, der oben ein weiteres Führungslager zur Aufnahme der Zahndrücke des auf die Turbinenwelle gesetzten Kegelrades

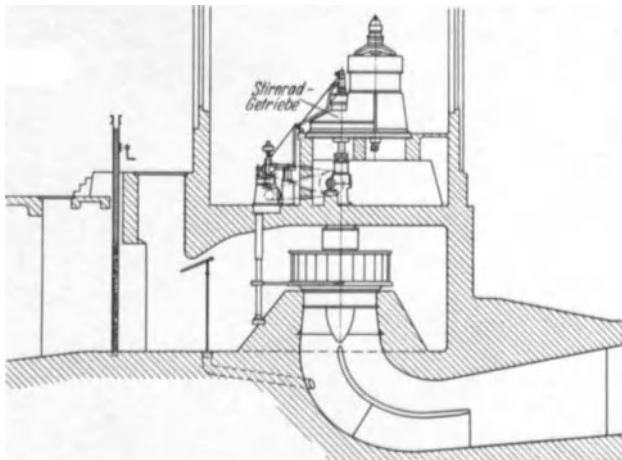


Abb. 435. Kupplung von Turbine und Stromerzeuger mittels Stirnradgetriebe (K. W. Golzern,  $H = 3,0$  m,  $N = 1020$  PS) (Voith).

mit glockenförmigem Radkörper enthält. Je nachdem der Eingriff des meist mit Holzkämmen ausgestatteten großen Kegelrades in das mit der Arbeitsmaschine gekuppelte raschlaufende Kegelradritzel von oben oder von unten erfolgt, spricht man von Obergriff oder Untergriff; letzterer gestattet, die raschlaufende angetriebene Welle über zwei oder mehrere Turbinen durchzuführen, sie also auf eine gemeinsame Arbeitsmaschine treiben zu lassen. Bei größeren Leistungen und Drehzahlen müssen an die Stelle der einfachen Kegelradübersetzungen mit Holz-Eisenverzahnung mit Präzisionsverzahnung versehene Kegelräder aus Stahlguß (Radkranz) und Chromnickelstahl (Ritzel) treten, die zwecks besonders sorgfältiger Lagerung in einem ganz geschlossenen Gehäuse untergebracht und durch auf die Eingriffsstelle geschleuderte Ölstrahlen geschmiert werden. Besonders ruhiger Lauf wird durch Kegelradgetriebe mit Spiral- und Schrägverzahnung erreicht.

Das aus dem Dampfturbinenbetrieb übernommene Stirnradgetriebe mit Präzisionsschräg- oder Pfeilformverzahnung in hochwertigen Stahlmaterialien (meist mit seiner Welle in einem Stück geschmiedetem Ritzel) wird für Übertragung von Leistungen bis 10000 PS und Übersetzungen bis 1:10 und darüber, auch zur Kupplung stehender Einradturbinen mit raschlaufenden billigeren Stromerzeugern vorteilhaft verwendet, besonders wenn, wie Abb. 435 darstellt, der Stromerzeuger unmittelbar auf dem stabilen Gehäuse des Rädergetriebes aufgebaut wird; allerdings werden hierbei zwei Spurlager und eine besonders sichere Lagerung der Radwelle erforderlich.

Bei der den eigentlichen Großkraftmaschinentyp ergebenden unmittelbaren starren Kupplung der stehenden Einradturbine mit einem Stromerzeuger wird das Gewicht sämtlicher umlaufenden Massen, also auch das des Polrades sowie der hydraulische Axialschub von einem meist auf dem oberen Armstern des Stromerzeugers sitzenden Spurlager aufgenommen. Selten ist Spurlagerabstützung auf dem Turbinendeckel oder einem besonderen Traggerüst zwischen

Turbine und Generator (s. Abb. 483), doch scheint die Anordnung des Spurlagers auf dem unteren Generatorarmstern entwicklungsfähig.

Für die hierbei anfallenden großen Belastungen (z. B. 900 t bei Ryburg-Schwörstadt mit  $n = 75$ ) kommen jetzt nur noch die von Michell und Kingsbury angegebenen Konstruktionen, etwa in der Ausführung gemäß Abb. 436 in Frage, bei welchen sich ein mit der Welle starr verbundener oberer Spurring auf ein System einzelner Segmente abstützt, die auf Federn, Schneiden od. dgl. nachgiebig in einem mit Öl gefüllten Gehäuse derartig etwas exzentrisch gelagert sind, daß bei der Umdrehung zwangläufig ein keilförmiger Ölfilm zwischen die Segmenttragflächen gezogen wird, so daß sich die Flächen nicht mehr metallisch berühren. Die verbleibende Flüssigkeitsreibung des Ölfilms ergibt eine außerordentlich geringe Spurlagerreibungsarbeit und Wärmeentwicklung, die durch intensive Kühlung des Öles im geschlossenen Kreislauf begrenzt wird. Für kleinere senkrechte Lasten kommen auch Kugel- und Schrägrollenlager in Betracht.

Innen- oder Außenregulierung. Während die einfache Ausführung einer kleineren Einradturbine mit stehender Welle nach Abb. 434 noch die Betätigung der einzelnen Leitschaufeln durch offene an den Regulier-ring angeschlossene Gelenke und die Verstellung des Ringes über ein Paar schräger Stangen von der senkrechten Regulierwelle aus, die sog. Innenregulierung zeigt, wird bei größeren Einheiten heute fast durchweg die sog. Außenregulierung angewandt, bei der (Abb. 442) die angegossenen oder eingesetzten Zapfen sämtlicher Leitschaufeln durch Stopf- und Lagerbüchsen im Turbinendeckel in den zugänglich gemachten



Abb. 436. Spurlager einer stehenden Einradturbine.

Schacht über der Turbine geführt und erst hier durch Hebel und Laschen an einen gemeinsamen Regulier-ring angeschlossen werden. Hier können während des Betriebes der Maschine die Gelenke geschmiert werden. Um zu vermeiden, daß sich beim Steckenbleiben eines harten Fremdkörpers zwischen zwei Leitschaufeln die ganze Schließkraft des Reglers auf das betroffene einzelne Leitschaufelpaar konzentriert und es beschädigt, werden häufig in die Verbindungen der einzelnen Schaufeln mit dem Regulier-ring Bruchsicherungen eingeschaltet, die vor einer Beschädigung der Schaufeln zu Bruch gehen, aber leicht ersetzt werden können.

Form der Wasserkammer. Die geordnete Zuführung des Wassers zu sämtlichen Leitkanälen erfordert eine namentlich bei den großen stehenden Turbinen mögliche sorgfältige Formgebung der Wasserkammer. Und zwar wird sie, der Abnahme der Wassermenge längs dem Leitapparatumfang entsprechend, mit spiralförmig eingezogenem Umfang, kurz als Spiralkammer ausgebildet. Die Spirale endigt in einem bis dicht an den Leitapparat herangeführten Sporn, gleichzeitig steigt ihr Boden gegen Leitapparatunterkante hin hoch. Bei größeren Einheiten wird die obere Leitapparatbegrenzung durch eiserne Traversen mit einem der Zuströmung des Wassers in die Leitkanäle entsprechenden Strömungsprofil gegen den Leitapparatuntersatz abgestützt. Diese zum sog. Traversenring vereinigte Abstützung kann konstruktiv zur Aufnahme des Gewichtes eines Teiles der Eisenbetonkonstruktion der Spiralandecke und der oberen Maschinenfundamente ausgenutzt werden (vgl. S. 418). Sehr günstig gestaltet sich die Verwendung eines über dem Traversenring aufgebauten Schachtringes aus Gußeisen oder Blech, der das Gewicht des ganzen Stromerzeugers samt Spurlagerbelastung unmittelbar auf den Unterbau der Turbine überträgt (vgl. S. 418).

Grundsätzlich entspricht der zuletzt behandelte Aufbau der Einrad-Francis-turbine mit stehender Welle auch der gebräuchlichsten Anordnung von Propeller- und Kaplan-turbinen, für die sich wegen der geringen zulässigen statischen Saughöhe der senkrechte Aufbau mit anschließendem Betonsaugschlauch besonders eignet. Kaplan-turbinen mit liegender Welle kommen nur selten in Frage.

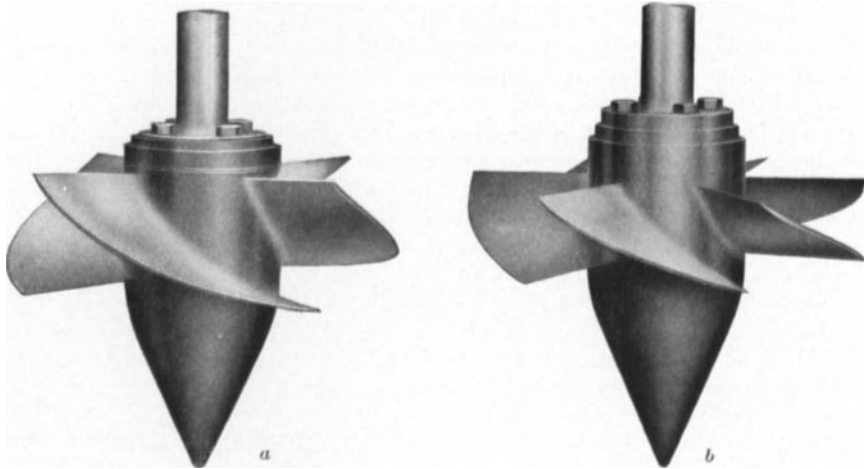


Abb. 437. Flügelformen einer Propellerturbine (Escher Wyss).

Während für die Propellerturbine mit fest an eine granatenförmige Nabe ange-gossenen Flügeln, deren Anzahl mit zunehmender Kennzahl abnimmt (Abb. 437a und b), oder mit einzeln angeschraubten, für sich zu bearbeitenden Stahlguß-

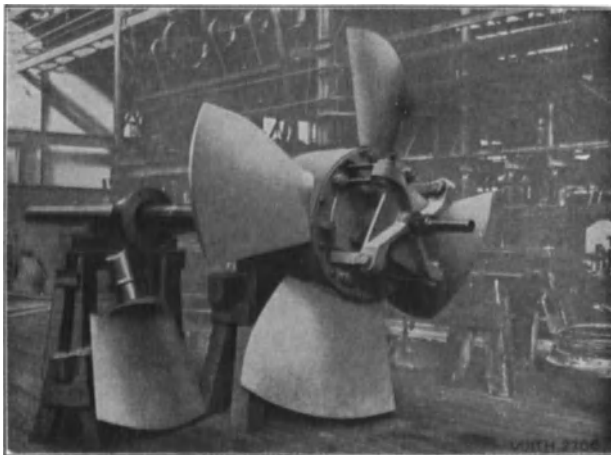


Abb. 438. Kaplan-turbinenlaufrad mit verstellbaren Schaufeln, K. W. Gratwein (Voith).

flügeln der konstruktive Aufbau der Francis-turbine etwa nach Abb. 486, 487, ohne weiteres übernommen werden kann (vgl. Abb. 463), bedingt die Verstellbarkeit der Laufrad-flügel der Kaplan-turbine besondere konstruktive Maßnahmen. Abb. 438 zeigt die in der Nabe unterge-brachte Verstellvorrichtung eines vierflügligen Kaplanrades; die ein-seitigen Drehzapfen der auf Spezialma-schinen genau nach Lehren bearbeiteten

und geschliffenen Stahlgußflügel tragen Hebel, die durch in der Abbildung sichtbare Stangen mit einem Kreuz verbunden sind und durch Längsverschiebung desselben verdreht werden. Das Mitnehmerkreuz ist durch eine in der hohlen Turbinenwelle geführte Spindel mit dem Kolben eines mit der Welle umlaufenden Zylinders verbunden, der meist zwischen zwei Flanschen der Turbinen- und der Polradwelle eingeschaltet ist. Je nachdem durch ein in der Bohrung der Polradwelle untergebrachtes, mit dem Kolben fest verbundenes

Rohr unter oder durch den Ringraum zwischen Ölrohr und Wellenbohrung auf den Kolben Drucköl von etwa 15 bis 20 atü geleitet wird, wird das Flügelkreuz gehoben oder gesenkt und damit jeder Flügel des Laufrades verstellt. Die Anordnung des Öldruckservomotors zur Laufflügelverstellung zwischen den Wellenflanschen, den Aufbau der zugänglichen Leitapparataußenregulierung, deren Regulierung bei großen Einheiten von zwei tangential angreifenden, ein reines Drehmoment auf ihn ausübenden Öldruckservomotoren verdreht wird, ferner den Aufbau des Stromerzeugers auf einem eisernen, sich auf den Turbinentraversenring abstützenden Tragring, die Lagerung der ganzen Welle in drei Führungslager und ihre Aufhängung im Spurlager auf dem

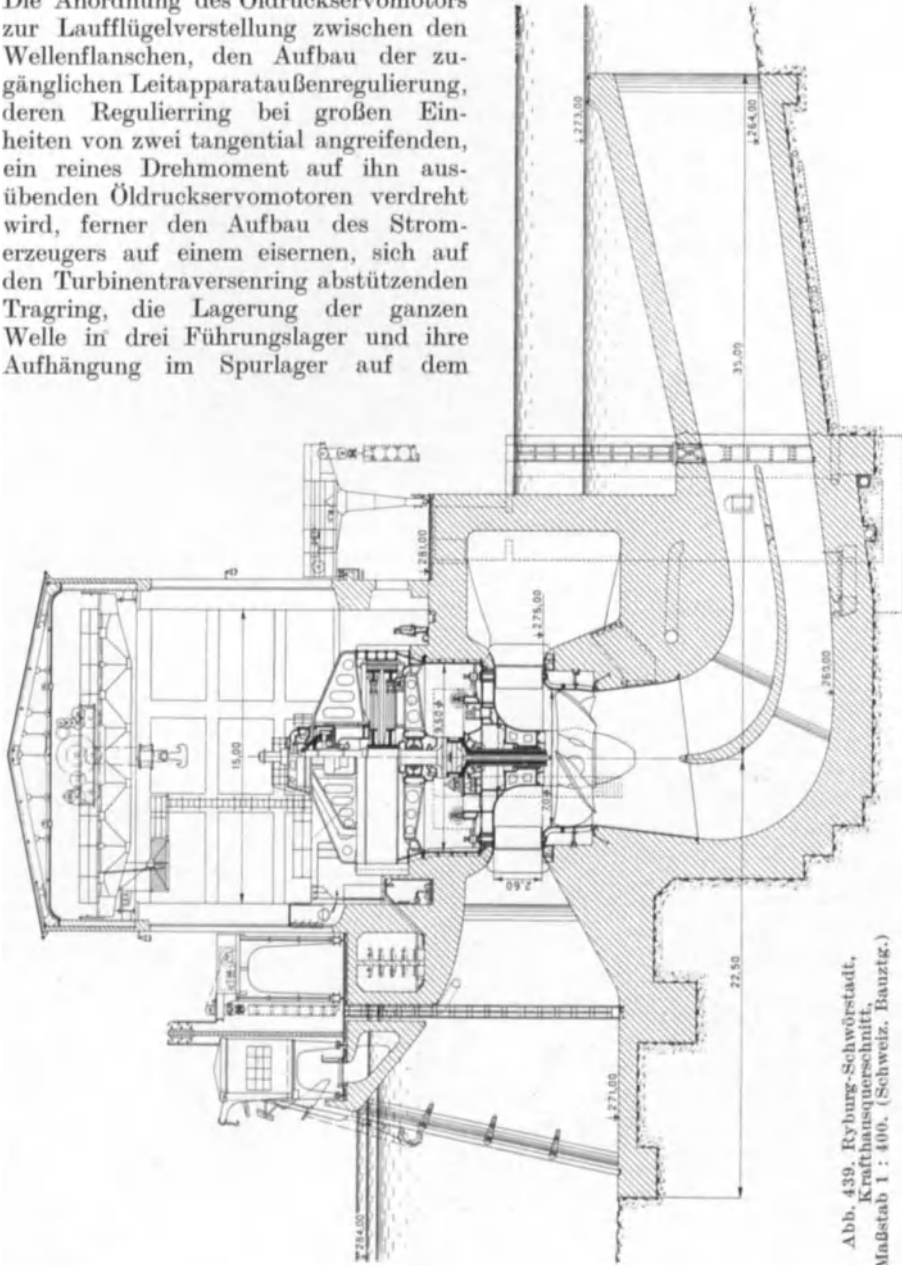


Abb. 439. Ryburg-Schwörstadt,  
Krafthausquerschnitt,  
Maßstab 1 : 400. (Schweiz, Bauzig.)

oberen Generatorarmstern zeigt Abb. 439 (Querschnitt durch die Großkaplanturbine des Oberheinkraftwerkes Ryburg-Schwörstadt mit vier Einheiten je für  $H_n = 11,5$  m,  $Q_{1/4}^* = 312$  m<sup>3</sup>/sek,  $N = 39700$  PS,  $n = 75$ /min,  $n_s = 710$ ).

\*  $Q_{1/4}$  = Wassermenge bei normaler ( $1/4$ -) Öffnung.



Gehäuseturbinen. Mit zunehmender Fallhöhe muß an die Stelle der offenen Wasserkammer oder geschlossenen Betonspiralkammer ein fabrikmäßig

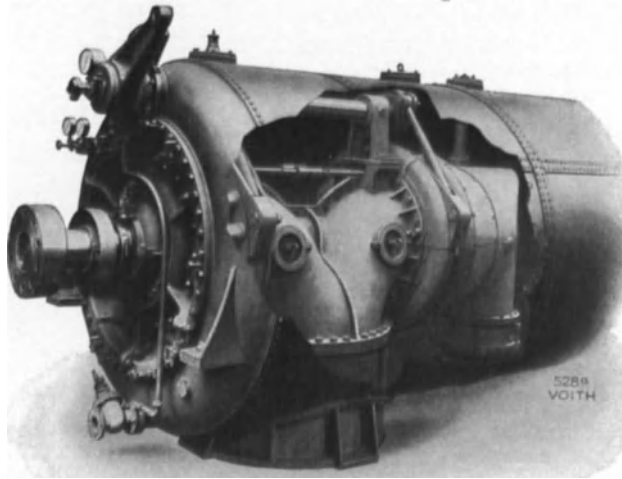


Abb. 440. Stirnkesselturbine (Voith).

hergestelltes Gehäuse treten, dem das Wasser durch eine Rohrleitung zugeführt wird.

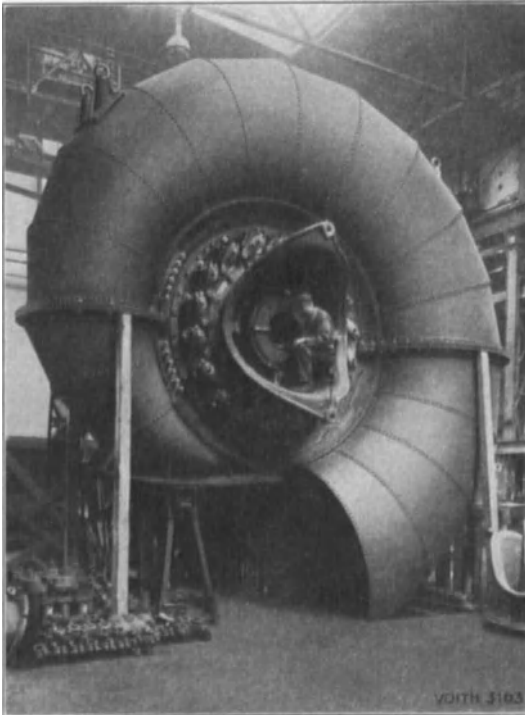


Abb. 441. Stahlblechspiralgewölbe einer Francisturbine (Voith).

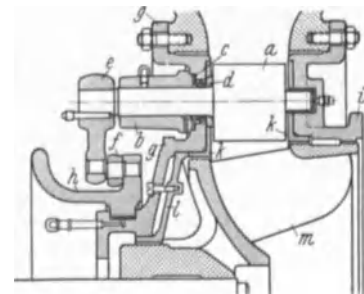


Abb. 442. Schnitt durch eine waagerechte Francisturbine. *a* Leitschaufel, *b* Leitschaufellager, *c* Manschetten-dichtung, *d* Rotgußdruckring, *e* Leitschaufelhebel, *f* Lenker, *g* Turbinendeckel, *h* Regelring, *i* Leitradringdeckel, *k* Auskleidringe, *l* Deckelschutzwand, *m* Laufrad (Voith).

unterscheidet man Stirn- und Querkesselturbinen (Stirnkesselturbinen zeigen Abb. 440 mit teilweise aufgeschnittenem Kessel und Blick auf die Zwillingturbine

mit Innenregulierung nebst Zugangsschacht zum vorderen Lager und Abb. 465, 482; ferner Abb. 403, Einradturbine mit fliegendem Laufrad und Krümmer im erweiterten Stahlgußkessel). Bei der Querkesselturbine stößt die Rohrleitung quer gegen das Zylindergehäuse; damit werden beide Lager leicht zugänglich.

Das Spiralgehäuse ist weniger einfach herzustellen als der Kessel, hat aber den großen Vorzug strömungstechnisch einwandfreier Wasserzuführung zur Turbine. Die Spiralturbine ist deshalb die gebräuchlichste Form der Gehäuseturbine. Ihre Verwendung ist schon bei ziemlich niedrigen Fallhöhen vorteilhaft, wenn die Abmessungen einer offenen Wasserkammer un bequem klein ausfallen würden. Ihr eigentliches Anwendungsgebiet findet jedoch die Francis-Spiralturbine im Bereich der großen Fallhöhen bis gegen 350 m, wobei sich die Verwendung von Francis-Langsamläufern von selbst ergibt. Als Werkstoff für Spiralgehäuse kommt Stahlblech für Drücke bis etwa 80 m WS in Betracht; Abb. 441 zeigt den Zusammenbau eines solchen aus genieteten Blechschüssen mit abnehmenden Querschnitten und einer waagerechten Montagefuge. Für höhere Drücke bis etwa 150 m WS ist bei nicht zu großen Eintrittsweiten

Gußeisen verwendbar; hierbei werden die gegen den Leitapparat hin offenen Querschnitte durch eingesetzte Rundeisenanker oder die Traversen eines Stahlgußtraversenringes zusammengehalten. Für noch höhere Drücke und große Eintrittsweiten werden die Spiralgehäuse ganz in Stahlguß hergestellt und durch eingegossene Rippen oder einen eingeschobenen Traversenring ausgesteift.

Den konstruktiven Aufbau eines für Außenregulierung eingerichteten Leitapparates einer Spiralturbine (mit Normallaufrad) mit den gegen die Schleifwirkung des Wassers eingebauten Schutzwänden zeigt Abb. 442, den Querschnitt durch eine Hochdruckspiralturbine mit fliegend an die Generatorwelle angeflanschem Laufrad Abb. 443. Das durch die Verbindung zweier nach entgegengesetzten Seiten ausgießender Räder entstehende Doppellaufrad ermöglicht wieder die Erhöhung der Drehzahl unter Beibehaltung einer Einzellauftradtype mit allmählichem Übergang von  $D_1$  und  $D_s$ , der bei den großen

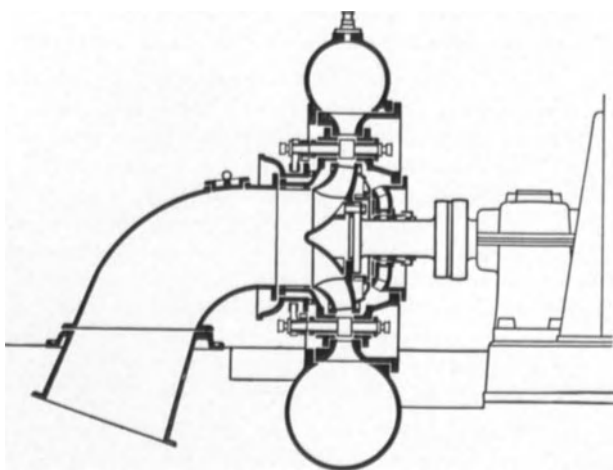


Abb. 443. Schnitt durch eine einfache Francisspiralturbine, K. W. Teigitsch (Voith).

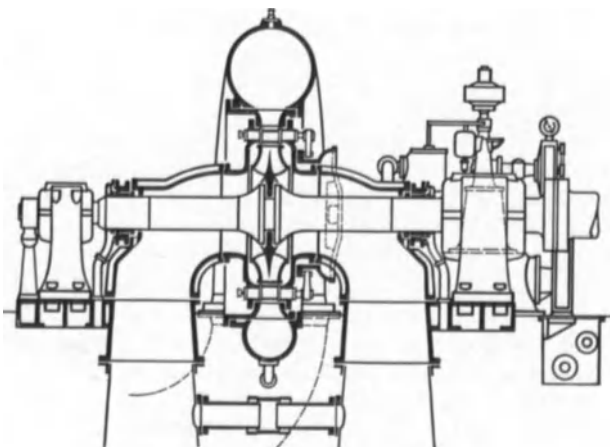


Abb. 444. Schnitt durch eine Francisdoppelspiralturbine, Walchensee (Voith).

Geschwindigkeiten der Hochdruckturbinen erforderlich ist, um Strahlablösungen am äußeren Kranz zu vermeiden. Der Aufbau einer Doppelspiralturbine nach Abb. 444 gestaltet sich durch die Verwendung nur eines Spiralgehäuses und (doppelt breiten) Leitapparates wesentlich einfacher und billiger als die der jetzt selten gebauten Zwillingsspiralturbine mit zwei durch einen Zwillingskrümmer verbundenen Einzelspiralturbinen (vgl. Abb. 521a).

Ähnliche Gründe wie bei offenen Anlagen führen auch bei Gehäuseturbinen zur senkrechten Aufstellung, die nicht selten durch die Beschränkung der verfügbaren Grundrißfläche unerlässlich wird. So hat sich in den letzten Jahren auch die Einradspiralturbine mit senkrechter Welle und auf dem oberen Generatorarmstern ruhendem Spurlager zur Großkraftturbine in Hochdruckanlagen bis 350 m Fallhöhe entwickelt. Durch geeignete Ausbildung des senkrechten Saugrohrteiles kann dabei die Möglichkeit für den Ausbau des Laufrades nach unten ohne Eingriffe an wesentlichen Teilen oberhalb der Turbine geschaffen werden. Besonders schwierige Geländeverhältnisse zwingen unter Umständen zur Anordnung der Turbinen in einem ausgesprengten Schacht und zu ihrer Verbindung mit dem über Tag stehenden Stromerzeuger durch eine sehr lange, mehrfach geführte Welle (Abb. 530).

**b) Freistrahlturbinen.** Die allgemeine Anordnung der Pelton-turbine mit liegender und stehender Welle ist dadurch bedingt, daß das oder die Laufräder stets frei über dem Unterwasserspiegel arbeiten müssen, wie auch das Zurückfallen bereits verarbeiteten Wassers in das Rad durch entsprechende Bemessung und Gestaltung des umgebenden Gehäuses vermieden werden muß. Das „Freihängen“ der Pelton-turbine bedeutet natürlich eine Einbuße an Fallhöhe, die jedoch in der Regel angesichts der ohnedies großen Gesamtfallhöhe in Kauf genommen werden kann. (Die Verbindung eines Saugrohrs mit der Freistrahlturbine zwecks Schaffung eines Unterdruckes in dem Raum, in den die Düsen ausmünden, hat sich nicht bewährt.) Bei der gebräuchlichsten Anordnung mit liegender Welle wird diese meist in zwei zu beiden Seiten des Gehäuses sitzenden Lagern gestützt; bei unmittelbarer starrer Kupplung mit einem Stromerzeuger kann das innere Turbinenlager entfallen. Günstig hinsichtlich des Platzbedarfes gestaltet sich die fliegende Anordnung des einzelnen Laufrades auf dem einen bzw. die zweier Laufräder auf beiden Generatorwellenenden. Abb. 445 zeigt den Aufbau eines Turbinenläufers mit drei durch je zwei Düsen beaufschlagten Peltonrädern bei Verwendung nur eines, zur Sicherung gegen etwaige Axialkräfte als Kammlager ausgebildeten, Turbinenlagers (also nur drei Lager für den ganzen Maschinensatz), (Schwarzenbachwerk  $H = 360$  m,  $N = 30000$  PS,  $n = 500/\text{min}$   $n_s = \sqrt{6} \cdot 22,5 = 55$ ). Solange es die Größe der Doppelbecher gestattet, werden sie einzeln, allenfalls in Gruppen zu zweien auf besonderen Radscheiben oder mit der Welle zusammengeschiedeten Flanschen aufgesetzt, verschraubt und verkeilt. Schnellläuferräder (mit hohem  $n_s$ , d. h. mit großem Verhältnis von Strahl- und Becherabmessungen zum Strahlkreisdurchmesser) müssen schließlich aus einem Stück gegossen werden. Als Werkstoff kommt Stahlguß mit Zusätzen von Nickel und Chrom, auch hochwertige Bronze in Betracht. Die Lage der Düsen wird, wie aus dem Schnitt Abb. 446 einer Einstrahl-turbine ersichtlich ist, so gewählt, daß sich der Austritt im unteren, verbreiterten Untersatz des Gehäuses vollzieht, so daß der nur einen Schutz darstellende Gehäuseoberteil aus Gußeisen oder Blech schmal gehalten werden kann. Zwillings- und Drillings-turbinen werden in einem gemeinsamen, durch innere Trennwände unterteilten Gehäuse untergebracht. Auf das Erfordernis möglichst schlanker Ausbildung der Zulaufrohre zu den Düsen und einer sicheren Lagerung der Düsennadel ist bereits hingewiesen. Für die Nadel und das auswechselbare oder mit auswechselbaren Einsätzen zu versehende Düsenmundstück muß besonders hochwertiger Stahl verwendet werden.

Der freie Abstand zwischen Düse und Schaufelung gestattet bei der Freistrahlturbine, ein wichtiges besonderes Regulierelement, den Strahlablenker einzuschalten. Er bewirkt bei sehr rascher Entlastung des Stromerzeugers

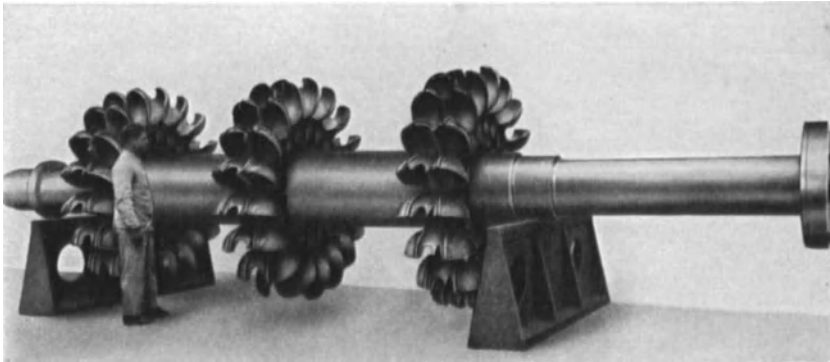


Abb. 445. Drei Peltonräder auf einer Welle, K. W. Schwarzenbach (Escher Wyss und Voith).

die notwendige entsprechend rasche Verminderung der Beaufschlagung des Laufrades durch Ablenkung eines entsprechenden Teiles des Strahles, bei

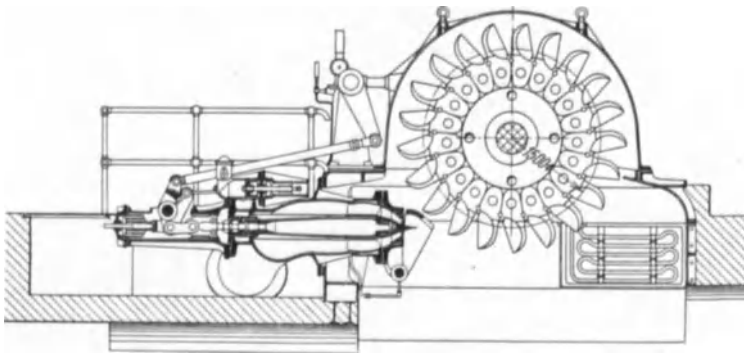


Abb. 446. Schnitt durch eine Einstrahl-Pelton-turbine mit Strahlablenker (Escher Wyss).

vollständiger Entlastung der Maschine also des ganzen Strahles vom Laufrad und erlaubt so, die (für die Drucksteigerung in der Rohrleitung maßgebende) Verstellung der Düsenadel langsam nachfolgen zu lassen (vgl. S. 362). Dabei kann die gänzliche oder teilweise Ablenkung des Strahles entweder nach Abb. 447/448 durch eine von unten eingeschwenkte Schneide oder durch einen von oben nach unten geführten Ablenker (Abb. 446) bewirkt werden. Nach langsam vollzogener Verkleinerung der Düsenöffnung wird der Strahlablenker wieder so weit aus dem Strahl zurückgezogen, daß er ihn eben nicht mehr berührt. Das gesetzmäßige Zusammenarbeiten von Regulierdüse und Strahlablenker ist Aufgabe des selbsttätigen Doppelreglers (s. unten).

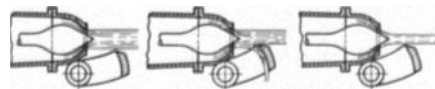


Abb. 447/448. Schematische Darstellung der Doppelregelung (Voith).

Früher sehr selten, ist die senkrechte Anordnung der Pelton-turbine neuerdings häufiger verwendet worden (Abb. 516, 517). Zwar bietet hier die Anordnung von beispielsweise vier, gleichmäßig um das Laufrad angeordneter Düsen nicht die konstruktiven Schwierigkeiten wie bei der waagerechten Wellenlage,

dagegen sind besondere Ablenkflächen nötig, die das Zurückfallen der aus den oberen Becherhälften austretenden Wassermassen in das Laufrad verhüten. Bemerkenswert ist in Abb. 517 die Abstützung des Stromerzeugers unmittelbar auf das ringförmige Düsenrohr. Fliegende Anordnung des Laufrades ergibt sich dabei von selbst.

c) **Turbinenregler.** Drehzahlregler. Beim Betrieb von Wasserturbinen zur Erzeugung elektrischen Stromes für Licht- und Kraftversorgung, für Bahnstromlieferung, wie in allen anderen Betriebsarten mit unerwartet und sehr rasch eintretenden Änderungen des Leistungsbedarfes wird eine entsprechend rasche Anpassung der zugeführten Triebwassermenge an den jeweiligen Bedarf erforderlich, ohne daß dabei die Maschinendrehzahl gewisse, durch die Betriebs-

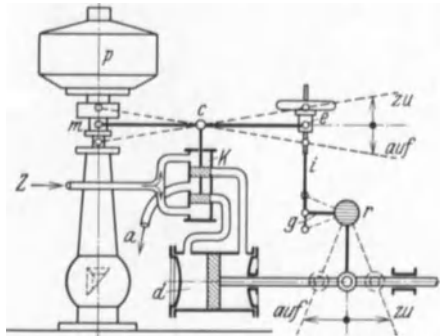


Abb. 449. Schema eines selbsttätig wirkenden Turbinenreglers (Treiber). *p* Flihkraftpendel (im Gehäuse); *m* Muffe (verschieblich durch *p*); *e* Muffe (verstellbar durch Handrad auf *i*); *k* Steuerventilkolben; *z*, *a* Druckölzu- und -ablauf; *d* Servomotorzylinder; *r* Regulierwelle; *i* Rückführungsgestänge.

art gegebene, immer sehr eng gesteckte Grenzen nach oben oder unten überschreitet. Namentlich der Parallelbetrieb mehrerer Wechselstrommaschinen verlangt eine genaue Einhaltung der durch die Periodenzahl (Frequenz) des Netzes vorgeschriebenen Maschinendrehzahl, damit unbeabsichtigte Verschiebungen der Belastung der verschiedenen auf das gemeinsame Netz arbeitenden Stromerzeuger und schließlich ihr „Außertreffen“ vermieden werden. Auch die oft unvermeidlichen Schwankungen der Nutzfallhöhe müssen durch entsprechende Änderungen der Aufschlagwassermenge ausgeglichen werden.

Nur in wenigen Fällen, etwa in Mühlen- oder Fabrikbetrieben mit geringen Anforderungen an die Gleichmäßigkeit des Betriebes, kann die Anpassung der Turbinenbeaufschlagung an die Leistungsanforderung durch Verstellung des Turbinenleitapparates von Hand erfolgen; in elektrischen Betrieben dagegen muß sie vollkommen selbsttätig durch den Geschwindigkeitsregler der Turbine vorgenommen werden.

Nur in wenigen Fällen, etwa in Mühlen- oder Fabrikbetrieben mit geringen

Anforderungen an die Gleichmäßigkeit des Betriebes, kann die Anpassung der Turbinenbeaufschlagung an die Leistungsanforderung durch Verstellung des Turbinenleitapparates von Hand erfolgen; in elektrischen Betrieben dagegen muß sie vollkommen selbsttätig durch den Geschwindigkeitsregler der Turbine vorgenommen werden.

Für die Verstellung des Turbinenleitapparates sind jedoch in der Regel so große Kräfte erforderlich, daß das Arbeitsvermögen eines immer genau im Verhältnis zur Maschinendrehzahl umlaufenden Flihkraftpendels hierzu nicht ausreicht. Man benützt deshalb bei den indirekt wirkenden, in Abb. 449 schematisch dargestellten Turbinenreglern die Bewegung der Muffe *m* nur zur Verstellung der geringen Massen eines am Punkt *c* des Muffengestänges angeschlossenen Steuerventilkolbens *k*, der das von einer (nicht dargestellten) Pumpe gelieferte Drucköl in das eine oder andere Ende eines Zylinders *d* leitet, dessen Kolben über ein kräftiges Gestänge die Regulierwelle *r* und weiter den Regulierring oder die Düsennadel im Sinne einer Verminderung oder Vergrößerung der Beaufschlagung verstellt. Würde man den Regler jedoch so lange auf den Leitapparat einwirken lassen, bis sich die Pendelmuffe *m* wieder von selbst in ihre Mittellage begeben hat, bei der auch das Steuerventil in Mittelstellung ist, also kein Drucköl mehr auf den Servomotor *d* leitet, dann wäre der Leitapparat schon zu weit geöffnet oder geschlossen und es würde sofort eine neue Regulierbewegung in entgegengesetzter Richtung einsetzen müssen; der Regler käme überhaupt nicht mehr zur Ruhe. Es wird deshalb durch ein „Rückführung“ genanntes, von der Regulierwelle *r* aus betätigtes Gestänge *g* — *i* der Punkt *e* des Muffengestänges jeweils sofort in dem der Muffenbewegung entgegengesetzten Sinne verstellt, die eingeleitete Regulierbewegung also sogleich wieder

unterbrochen, um von der sich weiter bewegenden Muffe von neuem eingeleitet zu werden. Es setzt sich also ein vollständiges Reglerspiel aus einer großen Anzahl solcher immer wieder unterbrochener Einzelspiele zusammen, bis tatsächlich Beharrungszustand erreicht ist. Man erkennt, daß bei dieser sog. „starren“ Rückführung den beiden Endlagen der Regulierwelle und des Rückführungspunktes *e* auch bestimmte Grenzlagen der Muffe *m*, d. h. bestimmte Grenzwerte der Drehzahl entsprechen. Das Verhältnis des Unterschiedes der höchsten Drehzahl bei oberster Muffenstellung und der niedrigsten Drehzahl bei unterster Muffenlage zur mittleren Drehzahl heißt Ungleichförmigkeitsgrad der Regulierung. Durch Einschaltung nachgiebiger Elemente (Ölbremse mit Feder od. dgl.) in das Rückführgestänge *i* kann man den Weg des Punktes *e* und damit den Muffenweg gegenüber dem gegebenen Regulierweg „auf“ bis „zu“ künstlich verkleinern, d. h. den Ungleichförmigkeitsgrad der Regulierung vermindern. Im normalen Drehstrombetrieb pflegt man mit einem Ungleichförmigkeitsgrad von etwa 4% zu arbeiten. Durch Verstellung des Rückführpunktes *e* von Hand mittels eines auf einem Gewinde verschiebbaren Handrädchens *h* kann man die Drehzahl auch willkürlich ändern und die Turbine anlassen und abstellen. Ebenso ist stets eine Vorrichtung, den Servomotor mechanisch zu bewegen, eine Handregulierung, vorhanden.

Die erwähnten Einzelbestandteile eines Reglers, meist einschließlich einer das Drucköl von 15 bis 20 atü liefernden Zahnradpumpe, werden zu einem organischen Ganzen zusammengebaut.

Die Einteilung in bestimmte Reglerserien erfolgt nach Regulierarbeit (Servomotorkraft mal Hub in mkg). Nur bei großen Einheiten werden der oder die Servomotoren unmittelbar mit dem Regulierring oder mit den Nadeldüsen zusammengebaut, unter Umständen auch das Steuerventil in ein leicht zu verstellendes Vorsteuer- und ein nahe am Servomotor befindliches Hauptsteuerventil getrennt. Der Antrieb des Pendels erfolgt mittels Riemen oder Zahnradgetriebe

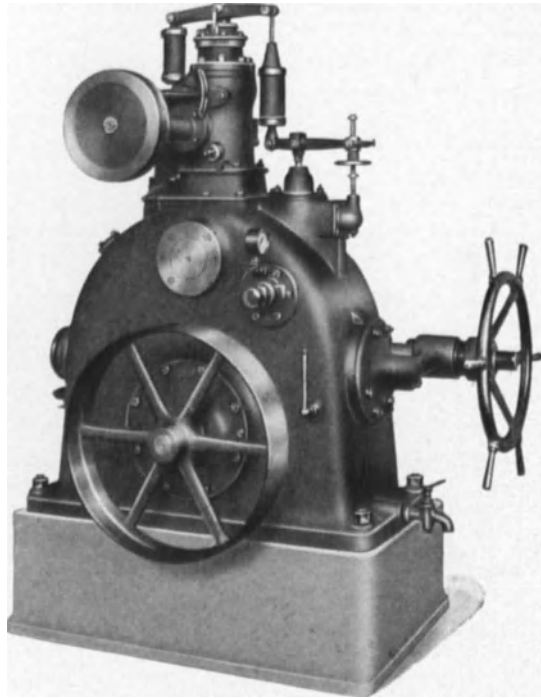


Abb. 450. Einfach wirkender Regler (Escher Wyss).

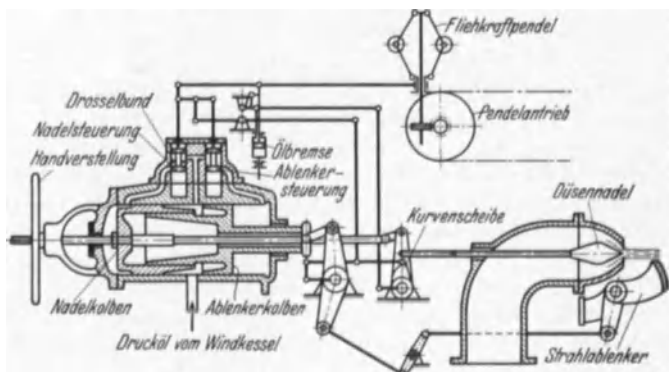


Abb. 451. Schema der Voith-Doppelregulierung.

von der Turbinenwelle aus; neuerdings werden hierzu auch genau mit der Periodenzahl des Stromerzeugers laufende, also alle Frequenzänderungen mitmachende Elektromotoren verwendet.

Die gesetzmäßig ineinandergreifende Verstellung des Leitapparates und der Laufradflügel der Kaplanturbine, wie auch die Verstellung der Düsenadeln und Strahlablenker von Freistrahlturbinen verlangt eine entsprechend weiter ausgebildete Reglerkonstruktion. Bei dieser, dem sog. Doppelregler, werden von einem (bei großen Kaplaneinheiten auch von zwei) Steuerwerken (Fliehkraftpendel und Steuerventil) aus die verschiedenen Servomotoren gesteuert, wobei der gesetzmäßige Zusammenhang zwischen den beiden Regulierungen meist über eine Kurvenscheibe oder rein kinematisch im Rückführgestänge hergestellt wird.

Den äußeren Aufbau eines einfachen Serienreglers zeigen Abb. 450 (Ausführung von Escher Wyss & Cie.) und 434. Das Systembild eines Doppelreglers für Freistrahlturbinen zeigt Abb. 451 (Ausführung von J. M. Voith mit zwei ineinandergbauten Servomotoren).

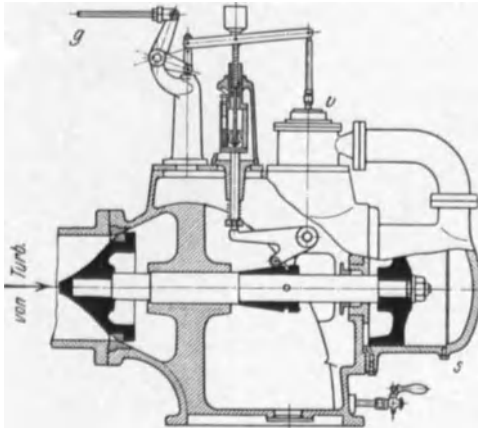


Abb. 452. Schema eines Druckreglers (Voith).

Wasserstandsregler. Durch Verbindung des Geschwindigkeitsreglers mit einem im Oberwasser angeordneten Schwimmer kann der Geschwindigkeitsregler zum Wasserstandsregler entwickelt werden. Als solcher begrenzt er die Öffnung der Turbine so, daß jeweils nur die zufließende Wassermenge verarbeitet, der Oberwasserspiegel also auf stets gleicher Höhe gehalten wird. Der Regler vermag dabei den Leitapparat nur bei einer vollständigen Entlastung, also etwa bei Abschaltung des Stromerzeugers vom Netz durch seinen Ölschalter, zu schließen. Die Konstanzhaltung der Drehzahl ist bei Anwendung eines Wasserstandsreglers naturgemäß nur durch entsprechend der jeweiligen Zuflußwassermenge veränderte Belastung möglich. Dies kann z. B. durch Parallelbetrieb mit selbsttätig regulierten Speicherwasserkraft- oder Dampfaushilfsanlagen erreicht werden.

Druckregler. Um bei raschen Schließbewegungen des Geschwindigkeitsreglers in Anlagen mit Druckleitungen unzulässige Drucksteigerungen infolge zu rascher Verzögerung des Rohrleitungsinhaltes zu vermeiden (vgl. S. 190), wird jede Turbine mit einem Druckregler (Nebenauslaß) versehen. Nach Abb. 452 besteht ein solcher aus einem an das Turbinengehäuse oder die Verteilung angeschlossenen Kegelventil, das durch einen Öldruckservomotor *s* entgegen dem Wasserdruck geschlossen gehalten wird. Bei rascher Schließbewegung des Leitapparates wird durch ein mit diesem durch Gestänge *g* verbundenen Steuerventil *v* der Öldruck abgelassen, so daß das Kegelventil durch den Wasserdruck geöffnet wird und (bei entsprechender Bemessung des Auslaßquerschnittes) so viel Wasser mit Freistrahlgeschwindigkeit unmittelbar in das Unterwasser abströmen läßt, als von dem gleichzeitig betätigten Turbinenleitapparat abgedrosselt wird. Unter der Wirkung einer in das Reguliergestänge eingebauten gewichtsbelasteten Ölbremse wird nach der raschen Öffnung des Druckreglers sogleich eine so langsame Schließbewegung desselben eingeleitet, daß der Druckleitungsinhalt allmählich ohne zu große Drucksteigerung verzögert wird. Der Nebenauslaßdruckregler vermag also bei Francisgehäuseturbinen dieselben Dienste, auch hinsichtlich sparsamster Wasserverwendung, zu leisten wie die Strahlablenkerregulierung bei Freistrahlturbinen.

Bei allen Öffnungsbewegungen des Leitapparates infolge Belastungszunahme bleibt der Druckregler natürlich außer Tätigkeit; das Arbeitsvermögen der umlaufenden Schwungmassen (meist im Polrad des Stromerzeugers selbst untergebracht, nötigenfalls noch ergänzt durch ein besonderes Schwungrad) muß daher so bemessen sein, daß die Drehzahl der Maschine nicht zu stark absinkt, bis der Rohrleitungsinhalt beschleunigt ist. Andererseits kann man aber bei einmal genügender Bemessung der Schwungmassen auch bei Entlastungsvorgängen ohne Druckregler auskommen. Die Schwungmassen müssen nur hinreichen, um den im strömenden Rohrleitungsinhalt enthaltenen Energieüberschuß ohne zu starke Drehzahlerhöhung aufzunehmen. Der Geschwindigkeitsregler erhält in diesem Falle eine entsprechend große Schlußzeit, so daß unzulässige Drucksteigerungen in der Rohrleitung vermieden bleiben.

Reglerschlußzeit, Schwungmassen, Drehzahländerung. Meistens, besonders im elektrischen Betrieb, treten Belastungsänderungen sehr rasch, unter Umständen plötzlich, auf — mit der Folge, daß durch den zunächst vorhandenen Leistungs- und Drehmomentenüberschuß oder -mangel die umlaufenden Massen des Maschinensatzes vorübergehend beschleunigt oder verzögert werden. Aufgabe des Geschwindigkeitsreglers der Turbine ist es, diese vorübergehenden Geschwindigkeits- (Drehzahl-) Änderungen in den durch die „Regulierbedingungen“ (oder Betriebsansprüche) gegebenen Grenzen zu halten und unter kräftiger Dämpfung in den neuen Beharrungszustand überzuleiten. Am einfachsten gestalten sich die Reguliervorgänge bei offenen Turbinen und geringer Länge des Obergerinnes, da hier die vom Regler eingeleitete Verstellung des Leitapparates wegen der verhältnismäßig geringen Wassergeschwindigkeiten im Zulauf keine wesentlichen Änderungen der Fallhöhe und damit der augenblicklichen Leistung mit sich bringt. Dagegen ist bei geschlossenen Turbinen die mit einer Änderung der Beaufschlagung verbundene Druckänderung im Druckrohr von wesentlichem Einfluß auf den Reguliervorgang, indem bei einer Entlastung der Leistungsüberschuß durch die Drucksteigerung zunächst noch vergrößert, bei einer Belastung der Leistungsmangel durch den Druckabfall zunächst noch verschärft wird. Ähnlich wirken übrigens auch lange Saugrohre.

Soweit nur Beschleunigung oder Verzögerung der umlaufenden Massen (zum geringsten Teil der Turbine, hauptsächlich des Polrades eines angetriebenen Stromerzeugers und etwa zusätzlich angebrachter Schwungräder) in Frage kommt, sind die maßgebenden Größen dargestellt durch die Anlaufzeit der Turbine

$$T_a = \frac{\Theta \cdot \omega}{M_{\max}} = \frac{1}{272} \cdot \frac{GD^2 n^2}{N}. \quad (310)$$

$T_a$  ist die Sekundenzahl, in der die drehbaren Massen mit dem polaren Trägheitsmoment  $\Theta$  durch das volle Drehmoment  $M_{\max}$  — oder (in den technisch gebräuchlichen Größen) die Massen mit dem Schwungmoment  $GD^2$  (Gewicht der Schwungmassen  $\times$  Quadrat ihres Schwerkreisdurchmessers) durch die volle Turbinenleistung  $N$  — vom Stillstand auf volle Drehzahl und Winkelgeschwindigkeit  $\omega = \frac{\pi n}{30}$  beschleunigt werden.

Die zweite Bestimmungsgröße für das Höchstmaß der vorübergehenden Drehzahländerungen ist die Schließ- und Öffnungszeit des Reglers  $T_s$ . Kurze Zeiten  $T_s$ , also rasche Verstellung des Leitapparates, verlangen zwar einen Reglerservomotor von hoher Arbeitsgeschwindigkeit und entsprechend hohem Arbeitsvermögen, gestatten aber mit kleineren Schwungmassen auszukommen, wodurch die Leerlaufverluste, unter Umständen auch Anschaffungskosten und Platzbedarf verringert werden.

Bei gleichbleibender Arbeitsgeschwindigkeit des Reglerservomotors über den ganzen Hub gilt bei offenen Turbinen für den Höchstwert der verhältnismäßigen Drehzahlabweichung die Beziehung<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Vgl. Escher Wyss-Mitt. 1929 Heft 6.



$$\overline{\Delta n} = \left( \frac{\Delta n}{n_{\max}} \right) = \frac{1}{2} \overline{\Delta N} \tau, \tag{311}$$

wobei  $\overline{\Delta N} = \frac{\Delta N}{N}$  der Ent- oder Belastungsgrad (für Ab- oder Zuschaltung der ganzen Leistung = 1) ist. Das Verhältnis  $\tau = \frac{T_s}{T_a}$  bewegt sich in den praktischen Grenzen 0,25 bis 0,75, außerhalb deren entweder die erforderliche Schwungmasse oder die vorübergehende Drehzahlschwankung (Ungleichförmigkeit) unerwünscht groß würde.

Aus Gleichungen (310) und (311) folgt, mit  $c = \frac{272}{\tau}$

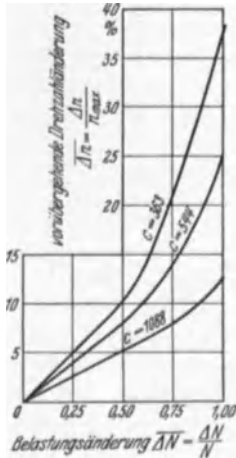
$$GD^2 = \frac{N}{n^2} 272 T_a = c \frac{N}{n^2} T_s. \tag{312}$$


Abb. 453. Belastungs- und Drehzählanderung bei offenen Turbinen (Treiber).

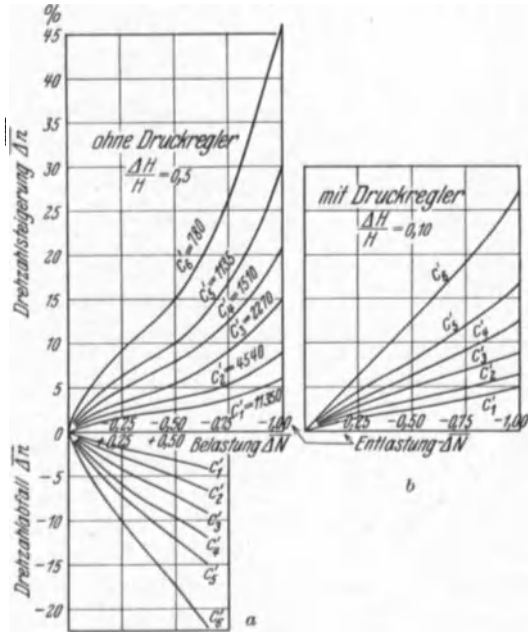


Abb. 454. Belastungs- und Drehzählschwankungen bei geschlossener Turbine (Treiber).

Abb. 453 und 454. Die Darstellung der  $\overline{\Delta n}$ -Werte hat vorwiegend Anschauungswert, da die Eigenart der verschiedenen Reglerkonstruktionen großen Einfluß ausübt.

In Abb. 453 sind für drei Werte:

$\tau = 0,25$	$0,50$	$0,75$	
entsprechend:	$c = 1088$	$544$	$363$

die bei verschiedenen Ent- oder Belastungswerten  $\overline{\Delta N}$  auftretenden größten bezogenen Drehzählanderungen (Ungleichförmigkeitsgrade)  $\delta$  kurvenmäßig dargestellt; je nach den gewünschten Werten  $\delta$  kann darnach der Beiwert  $c$  gewählt und das erforderliche Schwungmoment  $GD^2$  (tm<sup>2</sup>) nach Annahme der bei offenen Turbinen etwa zwischen 1 ÷ 3 sek liegenden Schließzeit  $T_s$  ermittelt werden.

Man erkennt ohne weiteres den Einfluß kurzer Schließzeit, also hoher Reglerleistung und vor allem den hoher Drehzahlen auf die Verminderung der erforderlichen Schwungmassen. Da obige Beziehungen nicht alle Einflüsse auf die Reguliervhältnisse erfassen, gelten die Ausführungen nur näherungsweise.

Bei geschlossenen Turbinen ist für die Reguliervhältnisse außer der Reglerschließzeit  $T_s$  die „Anlaufzeit der Rohrleitung“  $T_r = \frac{\sum L v}{g H}$  maßgebend; das

Verhältnis  $\zeta = \frac{T_r}{T_s}$  bestimmt die Größe der verhältnismäßigen Druckänderung beim Reguliervorgang.

Um auch für geschlossene Turbinen mit einem gegebenen oder noch zu wählenden Wert  $T_r$  der Druckleitungsanlaufzeit die je nach den Ansprüchen

oder Erfordernissen an vorübergehenden Drehzahländerungen  $\delta$  bei verschiedenen Belastungsänderungen  $\varphi$  erforderlichen Schwungmassen näherungsweise bestimmen zu können, ist in den Abb. 454 für verschiedene Größen des Beiwertes  $c'$  der Beziehung

$$GD^2 = c' \frac{N}{n^2} T_r \quad (313)$$

der Verlauf der Drehzahlschwankungen in Funktion der Belastungsänderung aufgetragen, und zwar in Abb. 454a für eine Rohrleitungsturbine ohne Druckregler mit einer Schließzeit des Geschwindigkeitsreglers  $T_s$  von solcher Größe, daß die größte auftretende Druckerhöhung bei Vollentlastung 50% der Nutzfalldhöhe ergibt, und in Abb. 454b für eine Turbine mit Druckregler von solcher Durchlaßfähigkeit, daß die Drucksteigerung im gleichen Fall nur 10% ausmacht. Will man im ersteren Fall geringere Drucksteigerungen als 50% erreichen, muß die Schließzeit entsprechend vergrößert werden, womit sich natürlich auch die Werte für die Drehzahlschwankungen erhöhen, wenn nicht gleichzeitig der Wert  $T_a$  gesteigert wird. In den beiden Kurvendarstellungen sind die Drehzahlsteigerungen nach oben, die Drehzahlminderungen (in beiden Fällen gleich, da der Druckregler nur bei Entlastungen wirkt) nach unten jeweils über den Belastungsänderungen  $\Delta N$  aufgetragen. Nach Festlegung auf einen bestimmten  $c'$ -Wert läßt sich also der Schwungmassenbedarf bei gegebener Rohranlaufzeit  $T_r$  ermitteln. Allerdings gilt das über die Genauigkeit der so ermittelten Schwungmassen für offene Anlagen Gesagte in erhöhtem Maße für Rohrleitungsturbinen; die genaue Festlegung ist Sache des Reglerkonstruktors.

Bei den vorstehenden Ausführungen ist angenommen, daß die ins Auge gefaßte Maschinengruppe allein arbeitet, daß also keine elektrische Parallelschaltung vorliegt, oder daß diese Kupplung durch Abschaltung des betreffenden Stromerzeugers mittels selbsttätigen Schalters aufgehoben wird, was einer plötzlichen Entlastung entspricht. Bleibt dagegen nach einer teilweisen Entlastung der Wechselstromerzeuger noch synchron mit anderen auf das gleiche Netz arbeitenden Maschinen, so können sich die Belastungsänderungen natürlich nur in einer von sämtlichen elektrisch gekuppelten Schwungmassen mitgemachten Beschleunigung oder Verzögerung, gleichbedeutend mit allgemeiner Erhöhung oder Verminderung der Netzfrequenz, auswirken. Hierbei sollte sich die eingetretene Belastungsänderung nach Maßgabe des Ungleichförmigkeitsgrades der einzelnen Regler auf sämtliche zusammenarbeitenden Kraftmaschinen verteilen. Diese gesetzmäßige Verteilung wird jedoch durch verschiedene Unempfindlichkeit der beteiligten Regler und andere Unterschiede der Regulierungsbedingungen der einzelnen Anlagen verwischt. Um den Schwierigkeiten zu begegnen, die aus solchen willkürlichen Lastverschiebungen zwischen den einzelnen Gliedern der oft vielgestaltigen Systeme parallel arbeitender Kraftanlagen sich ergeben, wird die Ausregulierung der normalen Belastungsschwankungen in der Regel einer durch besondere Eignung (Speichervermögen, empfindliche Regeleinrichtungen) hierzu bestimmten Maschine, Maschinengruppe oder Kraftanlage zugewiesen. Dabei wird dann der über längere Zeit gleichbleibende Teil der Gesamtbelastung von den Kraftmaschinen und -werken mit nur langsam sich ändernder, nicht speicherfähiger Energiedarbietung gedeckt; im Gegensatz zu den erstgenannten „Reguliermaschinen“ arbeiten letztere nach einem festgelegten „Fahrplan“. Bei derartig gesteuerten Wasserkraftmaschinen hat der Geschwindigkeitsregler eigentlich nur noch die Aufgabe eines Sicherheitsorganes, das bei einer außerordentlichen Entlastung einzugreifen und die Turbine abzuschließen hat; im übrigen wird die Beaufschlagung durch einen Wasserstands-, Durchfluß- oder Leistungsregler vorschriftsgemäß beherrscht.

Die größte bei Vollentlastung auftretende Drehzahlsteigerung ist maßgebend für die Spannungssteigerung der abgeschalteten Wechselstrommaschine mit Eigenregung und des noch mit ihr verbundenen Umspanners und Netztes. Diese Spannungssteigerung soll das 1,5fache der Nennspannung nicht

übersteigen. Zur Einhaltung dieser Grenze ist man jedoch nicht auf die durch die Größen  $T_a$  und  $T_s$  bestimmte Regulierung der Turbine allein angewiesen, was unter Umständen Einbau außergewöhnlich großer Schwungmassen erfordern würde; vielmehr kann auch durch rascharbeitende Spannungsregler also auf elektrischem Wege, rechtzeitig der Spannungserhöhung entgegengearbeitet werden. Bei Verwendung solcher Schnellregler sind bei Vollenlastung vorübergehende Drehzahlsteigerungen von bis zu 35 und 40% zulässig.

#### 4. Die maschinelle Einrichtung der Pumpspeicherwerke.

Für die Förderung in hochgelegene Becken kommen heute nur noch Zentrifugalpumpen in einer Bauweise in Frage, die derjenigen langsamlaufernder Francis-Spiralturbinen äußerlich sehr ähnelt. Die umgekehrte Strömungsrichtung bedingt natürlich innere Unterschiede, namentlich an dem von innen nach außen durchströmten Leitapparat, da die hier stattfindende Umsetzung von Geschwindigkeit in Druck hydraulisch wesentlich empfindlicher ist als die umgekehrte Energieumwandlung im Turbinenleitapparat. Am Austritt aus dem Pumpenlaufrad, dessen Meridianschnitt dem eines Francis-Langsamläufers entspricht ( $D_s < D_1$ , kleines Verhältnis  $\frac{b_1}{D_1}$ ) sind etwa  $\frac{3}{4}$  der nutzbaren Antriebsenergie als Druck-,  $\frac{1}{4}$  noch als Geschwindigkeitsenergie vorhanden.

Nur in seltenen Fällen von untergeordneter Bedeutung kann unmittelbarer Antrieb von Speicherpumpen durch die Niederdruckturbinen eines Laufkraftwerkes (etwa unter Zwischenschaltung eines drehzahlerhöhenden Zahnradgetriebes) in Frage kommen. Verwendung von Wärmekraftmaschinen (Dampfturbinen) zum mechanischen Antrieb hydraulischer Speicherpumpen großer Leistung wäre ein noch seltenerer Ausnahmefall. Die Regel ist: Verbindung der Speicherpumpen mit den im Pumpbetrieb als Synchronmotor arbeitenden Stromerzeugern der hydroelektrischen Maschinensätze von Hochdruckanlagen. Bei unmittelbarer Kupplung der Pumpen ist also ihre Drehzahl ebenso wie die der Antriebsturbinen durch die Polwechszahl (in der Regel  $p = 50$  Hertz) des Netzes zu 250, 300, 333,3, 375, 425, 500, allgemein zu  $\frac{60p}{P}$  ( $P$  Zahl der Polpaare des Generators) festgelegt.

Noch schärfer als bei Turbinen, und zwar den hier in Frage kommenden Francis-Langsamläufern, müssen bei den Zentrifugalpumpenrädern Kavitationen (Strahlablösungen) vor allem auf der Eintrittsseite vermieden werden, weil dadurch die Strömung durch das ganze Rad und damit Fördermenge und Wirkungsgrad im ganzen beeinträchtigt würden. Für eine bestimmte Laufradausführung und Ansaughöhe  $H_s$  muß die spezifische Pumpendrehzahl  $n_{sP}$ , entsprechend der Turbinensystemzahl  $n_{sT}$  (S. 373) um so kleiner sein, je größer die Förder- bzw. Fallhöhe ist, wenn Auftreten von Kavitationen mit ihren schädlichen Folgen vermieden werden soll.

Nach Hahn<sup>1</sup> sind die Grenzwerte (für  $H_s = 0$ ).

	bei $H = 50$	100	150	200	250	300 m
$n_{sP}$ (Pumpe) = 150		100	75	60	47	35
$n_{sT}$ (Turbine) = 220		150	120	100	90	80

Bei Steigerung der Saughöhe  $H_s$  über Null müssen die spezifischen Drehzahlen  $n_{sP}$  kleiner, bei  $H_s > 0$  (Druckzulauf) können sie größer als angegeben gewählt werden.

Die Einhaltung eines bestimmten Verhältnisses  $\frac{\text{Eintritts-}}{\text{Austritts-}}$  Durchmesser (umgekehrte Durchflußrichtung beachten!) führt ebenso wie beim Turbinenlaufrad zur Ausbildung eines Doppelpumpenrades (s. Abb. 455), der Vereinigung zweier

<sup>1</sup> Hahn: Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1930 Heft 13 u. 14.

einfacher, spiegelbildlich angeordneter Laufräder, wenn die Größe der zu fördernden Wassermenge einen im Vergleich zum Austrittsdurchmesser  $D_2$  zu großen Eintrittsdurchmesser  $D_1$ , also ein Radprofil mit nicht genügender radialer Entwicklungslänge für die Schaufeln bedingen würde. [Die Verwendung zweier getrennter Einfachräder mit getrenntem Auslauf, also die Bauart der Zwillingsspiralturbine (siehe Abb. 433) ist bei Zentrifugalpumpen ungebräuchlich.]

Andererseits bedingt die Notwendigkeit bei gegebener Drehzahl hohe Förderdrücke durch entsprechend große Außenumfangsgeschwindigkeiten  $u_2$  und entsprechend große Radaußendurchmesser  $D_2$  zu erzeugen, bei verhältnismäßig kleinen Fördermengen oder Zulaufdurchmessern  $D_1$  ein Mißverhältnis zwischen  $D_2$  und  $D_1$  in entgegengesetztem Sinne.

Dieses macht sich in hydraulisch ungünstig enger Schaufelweite auf  $D_1$  oder unzulässig großer Teilung auf  $D_2$ , in großen Verlusten durch Radseitenreibung, Spaltwasser usw. bemerkbar und nötigt zur Verteilung des gesamten Förderdruckes auf zwei oder mehr hintereinandergeschaltete Laufräder: „mehrstufige“ Pumpe. Hierbei wird, ab-

Abb. 455. Speicherpumpe: Niederwartha (J. M. Voith).

gesehen von Fällen im Grenzgebiet, die Gesamtförderhöhe in gleiche Stufen unterteilt, während im Grenzgebiet dem eigentlichen Förderrad ein sog. Zubringerrad vorgeschaltet wird, das die Förderwassermenge dem eigentlichen Förderrad mit solchem Druck zuführt, daß jenes unter hydraulisch günstigen Bedingungen, vor allem kavitationsfrei, arbeiten kann. Das Zubringerrad selbst ist allerdings wegen

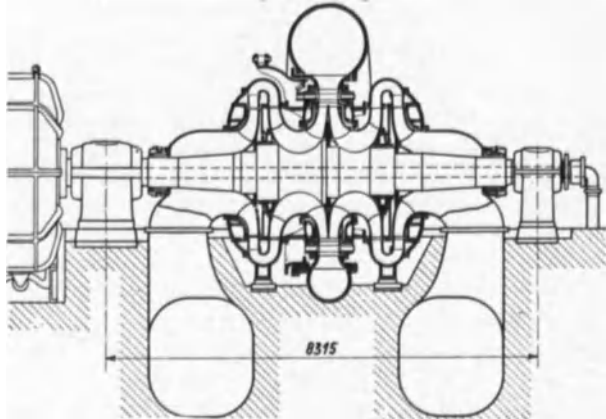


Abb. 456. Speicherpumpe des K.W. Herdecke (Voith-Sulzer).

seiner wesentlich höheren Schnellläufigkeit (gleiche Drehzahl  $n$  und Fördermenge  $Q$  wie das Hauptrad, dagegen auf kleinen Zubringerdruck bezogen größeres  $n_1$  und  $Q_1$ ) und auch, weil es in der Regel mit Unterdruck auf der Zulaufseite (ansaugend) läuft, schwer kavitationsfrei zu halten, so daß man mit Korrosionen zu rechnen hat. Ihrem hohen  $n_{sP}$  entsprechend werden Zubringerräder als Axialräder vom Propellertyp ausgebildet.

Die gleichen Überlegungen, die bei der einstufigen Pumpe zum Übergang vom einfachen zum Doppellauftrad, von der einfach-einstufigen zur zweifach-einstufigen Pumpe führen, gelten auch für die mehrstufige Pumpe und leiten

von der einfach-zwei- (oder mehrstufigen) zur zweifach-zweistufigen Pumpe über. Die gebräuchlichste Form der letzteren, in Großkraft- und Speicheranlagen schon mehrfach angewandt, ist die vollsymmetrische, daher hydraulisch (von Axialschub) ganz ausgeglichene Bauart nach Abb. 456 mit zwei einfachen Laufrädern für die erste und einem zwischen ihnen liegenden Doppellaufrad für die zweite Stufe. Die Überleitung des am Umfang des ersten Stufenrades ausgeworfenen Wassers auf die Eintrittsseite des Rades der folgenden Stufe erfolgt in einem mit festen Leitwänden versehenen Umleitungsgehäuse.

Ebenso wie bei den Turbinen hat man auch bei den Pumpen bei Unterteilung der Wassermenge (mehrfache Pumpe) und der Förderhöhe (mehrstufige Pumpe) zwischen der spezifischen Drehzahl (Systemziffer)  $n_{sP}$  des einzelnen Laufrades und der der ganzen Pumpe  $n_{sP}$  (tot.) zu unterscheiden, und zwar gilt:

$$\begin{array}{llll} n_{sP} \text{ (tot.) der einfach-einstufigen Pumpe} & = & n_{sP}, \\ n_{sP} & \text{,, zweifach- ,, ,,} & = 1,41 n_{sP}, \\ n_{sP} & \text{,, einfach-zweistufigen ,,} & = 0,595 n_{sP}, \\ n_{sP} & \text{,, zweifach- ,, ,,} & = 0,84 n_{sP}. \end{array}$$

Die Grenzförderhöhe, die, günstige Zulaufverhältnisse (möglichst Druckzulauf) vorausgesetzt, noch in einer Stufe bewältigt werden kann, liegt etwa bei 150 m. Im Hinblick auf die wesentlich einfachere Konstruktion und die hydraulisch günstigeren Verhältnisse (Wegfall des Umleitungsgehäuses) wird man natürlich suchen, soweit als möglich, mit der einstufigen Pumpe auszukommen.

Um das umständliche, zeitraubende und druckwasservergeudende Abstellen und Wiederanlassen eines Maschinensatzes (Turbine und Stromerzeuger) beim Zu- und Abschalten einer großen Speicherpumpe zu vermeiden, wird in der Regel verlangt, daß diese Schaltung der Pumpe während des Betriebes, also bei voller Drehzahl des am Netz hängenden, als Synchronmotor laufenden Generators erfolgen kann. Dies bedingt, daß die Pumpe mit einer Reguliereinrichtung versehen wird, die eine Verminderung der geförderten Wassermenge bis auf Null und damit eine Leistungsverminderung auf die bei Zentrifugalpumpen etwa 25 bis 30% der Volleistung betragende Leerlaufleistung gestattet. Die Regulierung durch Drosselung der Fördermenge mit Hilfe eines geeigneten Absperrorgans hinter dem Auslauf der Pumpe (s. Schieber, S. 474) kommt nur bei kleinen Ausführungen in Frage. Bei großen Pumpen benützt man für die allmähliche Vergrößerung oder Verkleinerung der geförderten Wassermenge und der aufgenommenen Pumpenleistung einen von der Francisturbine übernommenen Drehschaufelapparat, indem man den vorderen Teil der an das Laufrad anschließenden, sonst festen Leitschaufeln um einen einseitigen oder mittleren, durch Stopfbüchsen nach außen geführten Zapfen drehbar macht. Im Leerlauf rotiert (abgesehen von Sekundärströmungen im Laufrad und Spalt) ein Wasser-ring vor dem geschlossenen Leitapparat und verbraucht die erwähnte Leerlaufleistung von 25 bis 30% größtenteils durch Umsatz in Wärme.

Die Aufteilung der gesamten Fördermenge auf die Einzelquerschnitte des Pumpenleitapparates gestattet auch bei großen Einheiten allmähliche Steigerung der Fördermenge vom Leerlauf bis zur Volleistung der Pumpe, und ebenso allmähliches Abstellen, ferner, was besonders wichtig ist: rasche Abschaltung der Pumpe bei plötzlichem Ausbleiben des Antriebstromes. Dieses würde rasche Verminderung der Drehzahl, damit Abfallen von Förderdruck und -menge, schließlich Umkehr der Strömungsrichtung in der Druckleitung und Antrieb der Pumpe als Turbine mit umgekehrter Drehrichtung des Maschinensatzes nach sich ziehen. Auf alle Fälle muß das Spurlager eines Speicherpumpensatzes für beide Drehrichtungen gebaut sein. Die leichte Beweglichkeit des Drehschaufelapparat erlaubt nun aber die Pumpe völlig abzuschließen, noch ehe die aufwärts strömende Wassersäule in der Druckleitung zum Stillstand

geschweige denn zum Rückströmen gekommen sein kann. So werden gefährliche Druckstöße in der Rohrleitung auch bei derartigen unvorherzusehenden Betriebsstörungen vermieden.

Ferner kann der Drehschaufelleitapparat der Pumpe zur dauernden Drosselung der Fördermenge und Verminderung des Bedarfs an Antriebsleistung benützt werden, wenn nicht genügend Überschubleistung zur Verfügung steht. Abb. 457 zeigt die „Charakteristik“ (Schaulinie von Förderdruck  $H$  und Antriebsleistung  $N$  als Funktion der Fördermenge  $Q$ ) für gleichbleibende Drehzahl. Die Darstellung läßt den Verlust an Wirkungsgrad (schraffierte Fläche) erkennen, der bei Anwendung eines zentralen Drosselorganes (Schiebers) zur Regulierung auf Zwischenfördermengen und -leistungen eintreten würde; die Verminderung der Fördermenge könnte hierbei nur durch Abdrosselung des in dem gewünschten „Betriebspunkt“ von der Pumpe gelieferten Förderdruckes auf den gegebenen Betriebsdruck erfolgen. Hiergegen ergibt sich bei der mit Drehschaufelregulierung arbeitenden Pumpe für jede Stellung der Leitschaufeln, also auch für jeden verlangten „Betriebspunkt“ eine neue  $Q$ - $H$ -Kurve (Abb. 457) mit zugehöriger Wirkungsgrad- und Leistungskurve. Da die an sich sehr empfindliche Umsetzung von Geschwindigkeit in Druck im Leitapparat der Pumpe um so verlustreicher verlaufen muß, je unstetiger die Querschnittsübergänge mit zunehmender Verkleinerung der Eintrittsweiten werden, kann man von der Leitschaufelregulierung der

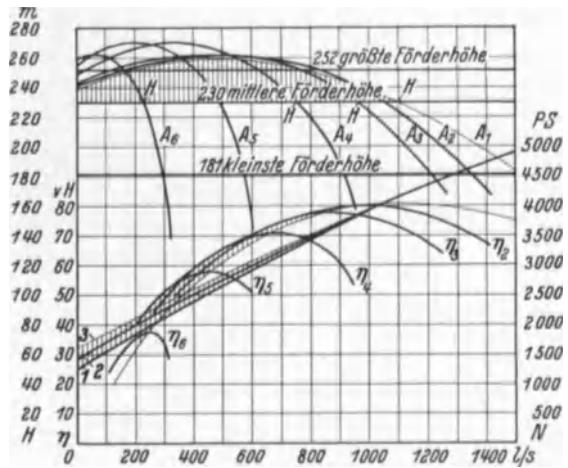


Abb. 457. Pumpe mit und ohne Drehschaufelregulierung; Vergleich der Charakteristiken (Maas).  $A_1$ — $Q$ - $H$ -Kurve ohne Drehschaufelregulierung.  $A_2$ — $A_6$ — $Q$ - $H$ -Kurven bei verschiedener Stellung der Drehschaufeln.

Pumpe bei weitem nicht die günstige Wirkungsweise bei Teilbeaufschlagungen erwarten wie bei einer Turbine ähnlicher Bauweise. Auch die Drehschaufelregulierung der Pumpe bewirkt eine gewisse Drosselung, jedoch mit dem ausschlaggebenden Vorteil der Verteilung der damit verbundenen Energieverzehung auf verhältnismäßig kleine Teilwassermengen und große Oberflächen. Bemerkenswert ist noch, daß der sog. Anlaufdruck (Förderdruck bei  $Q = 0$ ) mit abnehmender Leitschaufelöffnung wächst und bei kleinster Öffnung wesentlich über dem Anlaufdruck der Pumpe mit festem Leitapparat (vgl. in Abb. 457 Kurve  $A_1$  mit  $A_6$ ) liegt. Der Anlaufdruck muß aber über dem geodätischen Betriebsdruck liegen, damit die Pumpe überhaupt „anspringt“. Wesentlich günstiger wäre die Regulierung der Zentrifugalpumpe durch Drehzahlregulierung; da sie jedoch bei hydraulischen Speicheranlagen mit Synchronmotorgeneratoren als Antriebsmaschinen umfangreiche elektrische Hilfsmaschinen und Schalteinrichtungen bedingen würde, durch deren Kosten die hydraulischen Vorteile wieder aufgewogen werden, soll von ihrer Behandlung hier abgesehen werden. Das gleiche gilt von der theoretisch allergünstigsten Verbindung der Drehzahl mit der Leitapparatregulierung. Bei Verwendung von Asynchronmotoren zum Speicherpumpenantrieb (reine Pumpaggregate) findet die verlustfreie Drehzahl-(Schlupf-) Regulierung mit bestem Erfolg Anwendung.

Die Forderung, die zunächst noch nicht fördernde Pumpe während des Betriebes an die Antriebsmaschine ankuppeln, sie andererseits zwecks rascher

Freigabe der Pumpenantriebsleistung und Übergangs zum Turbinenbetrieb ohne weiteres abkuppeln zu können, ließ sich, wenigstens in ihrem ersten Teil, bei den neuzeitlichen großen Pumpenleistungen mit den älteren, mechanisch, durch Reibungsschluß wirkenden Schaltkupplungen nicht mehr erfüllen. Auch Sonderbauarten mit Verteilung des übertragenden Reibungsmomentes auf mehrere Reibflächen, sowie die mit elektromagnetischer Anpressung der Reibflächen wirkenden Magnetkupplungen litten an zu raschem Verschleiß der beim Zuschalten zunächst mit voller Umfangsgeschwindigkeit aufeinanderreibenden Übertragungsflächen. Eine vollbefriedigende Lösung der Kupplungsfrage für große Pumpenleistungen brachte erst die Anwendung des Prinzipes der ursprünglich bei Schiffsschraubenantrieben verwendeten hydraulischen Kupplung, System Föttinger und die Verbindung derselben mit einer Reibungskupplung oder einer starren mechanischen Kupplung. Der hydraulische Teil dieser hydromechanischen Kupplung besteht aus einem auf der Antriebswelle sitzenden Pumpenlaufrad und einem auf der anzutreibenden Speicherpumpenwelle sitzenden Francisturbinenrad, dessen Eintrittsfläche sich entweder unmittelbar an die Austrittsfläche des erstgenannten Pumpenrades anschließt, oder von ihm durch einen feststehenden Leitapparat mit festen Leitschaufeln getrennt ist. In ein derartiges hydraulisches System eingeleitetes Wasser wird von dem mit der Drehzahl der Antriebswelle umlaufenden Pumpenrad auf Geschwindigkeit und Druck gebracht, es strömt unmittelbar oder durch den Zwischenleitapparat in das Turbinenrad, gibt hier das ihm innewohnende Arbeitsvermögen ab und strömt vom Auslauf des Turbinenrades sofort wieder in das Pumpenrad, also im Kreislauf zurück. Sobald die an das Turbinenrad der Kupplung abgegebene Energie die Speicher-

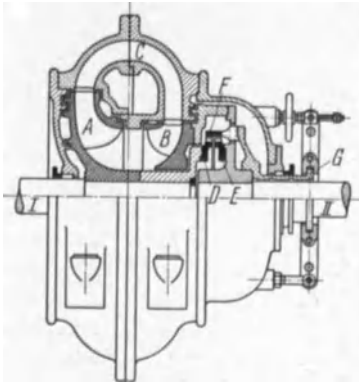


Abb. 458. Hydromechanische Kupplung mit Zwischenleitapparat (Escher Wyss).

oder, bei Verwendung eines Zwischenleitapparates, vollständig auf die Antriebsdrehzahl beschleunigt hat, können die beiden Kupplungshälften durch Reibungsschluß oder nach Art einer Bolzen- oder Zahnkupplung mechanisch miteinander verbunden werden. Die Speicherpumpe, nunmehr starr mit der Antriebsmaschine gekuppelt, kann die Förderung aufnehmen, während der hydraulische Kreislauf in der Kupplung durch Ableitung der Wasserfüllung außer Betrieb gesetzt wird.

In der in Abb. 458 beispielsweise dargestellten hydromechanischen Kupplung mit Zwischenleitapparat *C* (Synchronkupplung, Bauart Escher Wyss-Föttinger) ist *A* das Pumpenrad, *D* ein mit ihm auf der Antriebswelle *I* sitzender Zahnkranz, *B* das Turbinenrad und *E* ein mit letzterem und der anzutreibenden Welle *II* starr verbundener zweiter Zahnkranz. Nach Einstellung gleicher Drehzahl der Wellen *I* und *II* wird durch Überschieben eines über beide Zahnkränze reichenden Kupplungszahnkranzes (mit Innenverzahnung) die starre Verbindung beider Wellen herbeigeführt. Zum Ausrücken wird bei dieser Kupplung zunächst der hydraulische Kreislauf wieder eingeleitet, dadurch die Zahnkupplung entlastet, worauf sie gelöst werden kann. Die ohne Leitapparat, deshalb noch mit geringem Schlupf, arbeitende hydraulische Kupplung, System Voith-Föttinger, stellt die starre Verbindung der beiden Wellen durch Reibungsschluß her, sie wird nach Aufhebung des letzteren ohne weiteres gelöst.

Um die Kosten für derartige, umfangreiche Maschinen darstellende Kupplungen zu ersparen, ist man schon dazu übergegangen, die Speicherpumpen mittels einer nur vor längeren Pausen des Speicherbetriebes zu lösenden starren

Kupplung mit der Antriebsmaschine zu verbinden. Beim Turbinenbetrieb läßt man die Pumpe leer in Luft mitlaufen, muß sie also zu diesem Zweck entleeren und gegen die Zulaufseite wasserdicht abschließen. Man hat dann nur den sehr geringen Ventilationsverlust des Pumpenrades aufzubringen; es ist jedoch erforderlich, den engen Laufradspalten in der Pumpe, den Stopfbüchsen usw. in geringer Menge Kühlwasser zuzuführen. Der Abschluß des Pumpeneinlaufes gegen das Unterwasser kann entweder durch ein Schütz oder dadurch erfolgen, daß der Unterwasserspiegel durch eingeführte Druckluft aus dem Bereich des Pumpenlaufrades weggedrückt wird. Die gleichen Maßnahmen werden bei den Turbinen von Speichersätzen angewandt, um das leer mitlaufende Turbinenrad während des Pumpbetriebes (auch während des Phasenschieberbetriebes) wasserfrei zu halten.

Der Wegfall einer im Betrieb zu betätigenden Schaltkupplung wirkt sich auch durch Verminderung des Platzbedarfes kostenermäßigend aus, bei Anordnung von Speichermaschinensätzen (Generatormotor, Turbine, Speicherpumpe) mit senkrechter Welle allerdings nur dann, wenn die Lage der Pumpe nicht durch den tiefsten Unterwasserspiegel und die Forderung, daß das unterste Laufrad hierbei noch unter einem

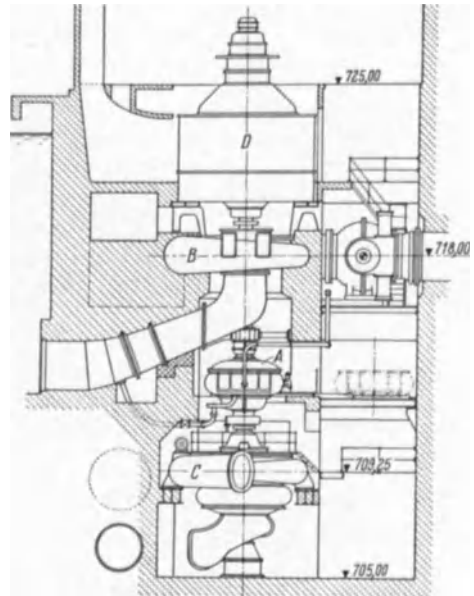


Abb. 459. Pumpspeicheranlage des Schluchseewerks. (Escher-Wyss Mitt. 1932.)  
*A* Kupplung; *B* Turbine (50 000 PS); *C* Speicherpumpe (27 000 PS;  $n = 333$ );  
*D* Motor-Generator.

gewissen Zulaufdruck stehen soll, bestimmt ist. Bei starrer Kupplung der Pumpe ist nur ein Spurlager erforderlich, während die in axialer Richtung etwas freispielende hydromechanische Kupplung außer dem die Axialkräfte der Turbine und des Stromerzeugers aufnehmenden Hauptspurlager noch ein solches Lager für die Speicherpumpe erfordert.

Starre Kupplung ist wohl nur bei Pumpen mit einem einzigen Laufrad ausführbar, da die erwähnten Kühleinrichtungen bei mehrstufigen Pumpen zu verwickelt, und damit betriebsunsicher werden.

In der Regel schwankt der Spiegel des Unterbeckens ziemlich stark, z. B. bei der Oberstufe des Schluchseewerkes um rd. 11 m; die bei den Speicherpumpen des Murg-

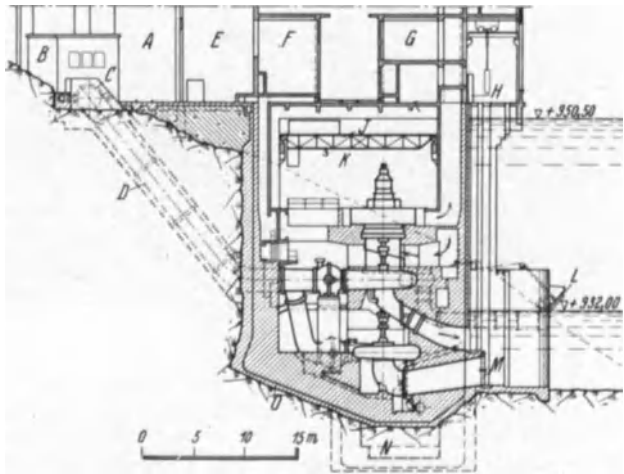


Abb. 460. Querschnitt des Krafthauses der Pumpspeicheranlage am Schwarzen See. (Escher Wyss Mitt. 1932.) *A* Montagehalle; *B* Schieberhaus; *C* Drosselklappe; *D* Abzweigleitung *I*; *E* Umspanner; *F* Schalter; *G* Apparatehaus; *H* Schützen; *I* zwei Krane, je 55 t; *K* Maschinenraum; *L* Klappe; *M* Pumpeneinlauf; *N* Sumpf; *O* Mammouthdichtung.



Schwarzenbachwerkes gegebene Speisung mit Druckwasser von etwa 13 atü stellt eine seltene, günstige Ausnahme dar. Um auch bei tiefstem Unterwasserstand noch einen, wenn auch geringen Zulaufdruck vor dem ersten Pumpenrad, mindestens aber geringe Ansaughöhe zu erhalten, bevorzugt man oft die senkrechte Anordnung des Speichermaschinensatzes. Beispiel (Abb. 459): Oberstufe des Schluchseewerkes (Südbaden), Drehstromerzeuger

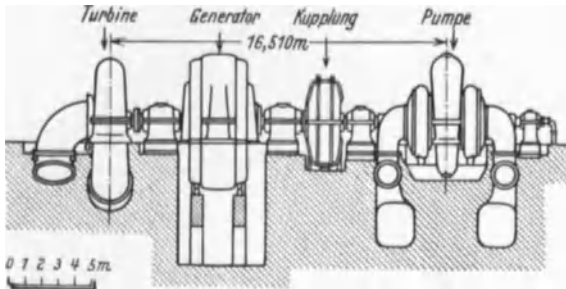


Abb. 461. Herdecke, Maschinensatz.  
(Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1930.)

32000 kVA, Hochdruck-Francisturbine von max. rd. 50000 PS bei 190 m Nutzhöhe ( $n_{sT} = 105$ ), einfach-zweistufige Speicherpumpe für 8,25 m<sup>3</sup>/sek Fördermenge gegen 190 m Förderdruck bei rd. 25000 PS Antriebsleistung ( $n_{sP} = 68$ ), Drehzahl =  $333\frac{1}{3}$ /Min., Übertragungsleistung der hydromechanischen Kupplung (Escher Wyss-Föttlinger) im hydraulischen Kreislauf 10000 PS. Die Steuerung der Maschinen erfolgt weitgehend selbsttätig. Nach Abgabe eines elektrischen Impulses von der entlegenen Schaltwarte aus spielen sich alle Vorgänge beim Anlassen der Turbine, Parallelschalten des Stromerzeugers, beim Kuppeln und Entkuppeln der Speicherpumpe usw. ganz selbsttätig ab. Als besondere Eigentümlichkeit besitzen die Leitapparate

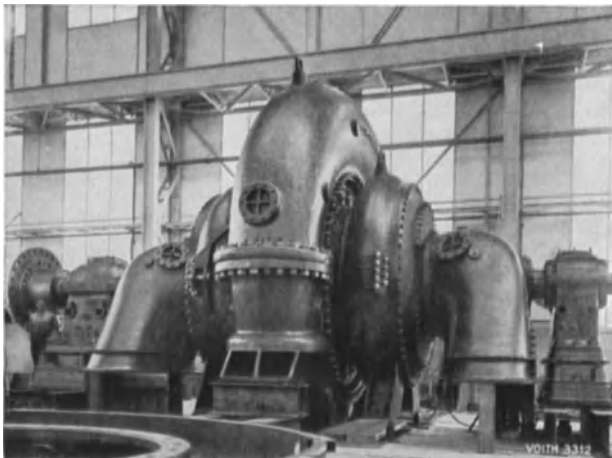


Abb. 462. Zusammenbau einer Speicherpumpe des Kraftwerks Herdecke (Voith-Sulzer).

der Turbinen eine in der Schließstellung zur Wirkung kommende Gummidichtung, die den fast dichten Abschluß des Laufrades gegen die Rohrleitung auch bei offenem Absperrorgan (Kugelschieber) bewirkt. Damit ist ein sehr beschleunigter Übergang vom Pumpen- oder Phasenschieberbetrieb auf Turbinenbetrieb ermöglicht, da die Öffnungszeit für den Schieber entfällt, was bei plötzlich einsetzender Netzbelastung von großem Vorteil ist; bei einem mit letzterer verbundenem Abfall der Periodenzahl um etwa 3% wird die Speicherpumpe automatisch durch den vor der zweiten Stufe angeordneten Drehschaukelleitapparat rasch geschlossen, womit schon die Antriebsleistung der Pumpe bis auf ihre Leerlaufleistung verfügbar wird, sodann die Kupplung ausgeschaltet, also auch die Leerlaufarbeit aufgehoben und gleichzeitig mit diesen Vorgängen der Leitapparat der Turbine geöffnet und von ihr Leistung erzeugt. Ein anderes Beispiel zeigt Abb. 460.

Als Beispiel eines sehr großen Speichermaschinensatzes mit waagerechter Welle diene die Abb. 461 eines der vier Sätze des Großkraftwerks Herdecke an der Ruhr mit Stromerzeugern von 40000 kVA, Turbinen mit fliegend auf

dem einen Generatorwellenende sitzenden Laufrädern für 50000 PS bei 163 m größter Nutzfallhöhe, hydromechanischen Kupplungen System Voith-Föttinger und zweifach-zweistufigen Pumpen für eine Förderung von 13 m<sup>3</sup>/sek gegen 165 m Förderdruck mit 33000 PS Antriebsleistung, Drehzahl 300/Min. Beachtenswert ist der mit diesen Pumpen erreichte höchste Wirkungsgrad von 86,3%.

Abb. 462 zeigt eine fertig zusammengebaute Pumpe dieser Anlage; die wulstförmigen Körper zwischen den Einlaufkrümmern und dem Spiralgehäuse sind die Umlenkleitapparate zwischen den Laufrädern der ersten und zweiten Druckstufe.

## 18. Kapitel: Allgemeine Grundsätze für die Gestaltung des Krafthauses.

### Vorbemerkung.

Beim Entwurf des Krafthauses muß der Bauingenieur noch enger als bei irgendeinem anderen Teil einer Wasserkraftanlage (vgl. S. 200, 276) mit dem Maschinen- und Elektroingenieur (außerdem auch noch mit dem Architekten) Hand in Hand arbeiten. Dabei sollen grundsätzlich nicht einfach Maschinen- und Elektroingenieur ihre Pläne fertig dem Bauingenieur übergeben, und er seine Konstruktion, so gut oder so schlecht es geht, nach den darin festgelegten Forderungen einrichten; vielmehr soll eine wechselseitige Beeinflussung statt haben, indem der Bauingenieur frühzeitig genug auch die baukonstruktiven Gesichtspunkte gebührend zur Geltung bringt. Das setzt aber voraus, daß der Bauingenieur in den Grundzügen der maschinen- und elektrotechnischen Aufgaben und Lösungsmöglichkeiten Bescheid weiß. Die architektonischen Fragen sind sinngemäß ebenso zu behandeln<sup>1</sup>.

### 1. Zweck, Beanspruchungen, Raumbedarf.

Die Einrichtung des Krafthauses besteht in erster Linie aus den Turbinen und den Betriebsmaschinen (meist elektrischen Stromerzeugern, aber gelegentlich auch Holzschleifer, Pumpen u. a. m.). Dazu kommen zahlreiche Hilfsmaschinen und -apparate, Verschlüsse in Zu- und Ablauf, Rechen, Turbinenregler, Erregerstromerzeuger, Druckölpumpen für die Servomotoren der Regler und die Wellenlager, Wasserpumpen für Sickerwasserhaltung, Kühlwasser usw., unter Umständen auch Luftkompressoren, Ventilatoren, endlich zahlreiche Meß-, Prüf- und Schaltapparate, dazu Stark- und Schwachstromkabel zur Fortleitung der erzeugten elektrischen Energie und der Meß-, Prüf- und Regulierströme, verschiedenartige Rohrleitungen für Öl, Wasser, Druckluft.

Manchmal sind auch die Umspanner zur Erzeugung der Übertragungsspannung im Krafthaus aufzustellen; doch werden sie und die zugehörigen Hochspannungsschaltanlagen bei größeren Werken heute in der Regel abseits in einem getrennten Gebäude (Schalthaus), vielfach auch offen in einer „Freiluftumspannung“ aufgestellt. Die Hauptschalttafeln finden bei größeren Anlagen meist in einem abgeschlossenen Raum des Krafthauses oder der Umspannung ihren Platz (Kommandoraum, Warte), nur bei kleineren Anlagen legt man sie in den Maschinensaal selbst. Kraft- und Schalthaus sind auch dann erweiterungsfähig anzulegen, wenn eine Ausbauerweiterung nicht ausdrücklich geplant ist!

Das Krafthaus besteht aus dem Unterbau (Krafthautiefbau) und dem Überbau (Krafthaushochbau).

Der Hauptraum des letzteren, der Maschinensaal, hat in der Regel (Ausnahme S. 445) der Bedienungsmannschaft und der Einrichtung Schutz vor der Witterung und dem, bei allen nicht ganz kleinen Anlagen unentbehrlichen,

<sup>1</sup> Vgl. Z. Bauwes. 1919 S. 293 f. und Electr. Wld., N. Y. 25. Sept. 1926.

Maschinenhauskran Aufstellungsmöglichkeit zu bieten. Mit Rücksicht auf Übersichtlichkeit und die freie Beweglichkeit des Krans sind Säuleneinbauten unzulässig; der Maschinensaal ist also durch ein frei spannendes Dach abzudecken und wird aus diesem Grunde und mit Rücksicht auf die Kranbrückenabmessungen so schmal als zulässig gehalten. In neuerer Zeit mehrten sich die sparsamen Ausführungen, welche den Maschinenkran als Portallaufkran außerhalb des Maschinensaals, diesen überspannend, anordnen, was durch abhebbare Dachkonstruktion oder Auflösung des einheitlichen Überhauses in eine Reihe einzelner Maschinengehäuse ermöglicht wird (vgl. S. 445 und Abb. 535, 536). Zum sicheren Verkehr der Bedienungsmannschaft im Innern des Krafthauses ist je nach Größe der Anlage die Freihaltung eines einseitigen Längsganges von 2 bis 3 m lichter Breite zwischen den weitest vorstehenden Maschinenteilen und der einen Längswand nötig und hinreichend. Zwischen den einzelnen, in der Regel gleichen und gleichmäßig in „Zellen“ „aggregatweise“ nebeneinandergereihten, Maschinen- und zugehörigen Apparatgruppen sollen die erforderlichen Durchgänge, wenn sie regelmäßig benutzt werden müssen, keinesfalls schmaler als 1,2 bis 1,5 m sein. Die weitaus meisten ausgeführten Anlagen zeigen Lichtweiten des Maschinensaalgrundrisses zwischen 8,0 und 16,0 m. Für fremde Besucher wird in großen Werken oft eine abgeschlossene erhöhte Galerie vorgesehen, was für den Betrieb sehr angenehm ist (vgl. Abb. 532).

Außer der für die Aufstellung der Hauptmaschinen und ihrer Apparate unmittelbar nötigen Nutzfläche hat das Krafthaus noch solche für die Erreger- und Eigenstrombedarfsanlage zu bieten. Für diese lebenswichtigen Einrichtungen kommen an die Hauptmaschinen angebaute Erregermaschinen (S. 488) oder eigene kleine Wasserturbinen- oder Umformersätze, oft nebeneinander (aushilfsweise) in Frage. Für solche Wasserturbinensätze soll man, namentlich bei kleineren Nutzfallhöhen, nicht ohne Not besondere Unterbauzellen vorsehen, die unverhältnismäßig teuer kommen, vielmehr eine oder zwei Hauptturbinenkammern dafür mitbenutzen. Endlich muß der Maschinensaal noch einen freien „Abstellplatz“, meist am einen Ende, bieten (Abb. 502, 508, 532).

Das Krafthaus im ganzen muß endlich noch verschiedene je nach der Größe des Werkes mehr oder minder wichtige Nebenräume enthalten wie: Akkumulatorenraum, Geschäftszimmer, Werkstatt, Lager, Telephonzellen, endlich Wohlfahrtsräume wie Klosette, Waschräume, Aufenthaltsraum für Arbeiter.

Der Krafthausunterbau hat zwei verschiedene Hauptaufgaben:

1. Er muß den (häufig sehr schweren) Maschinen (Turbinen und elektrischen Stromerzeugern) ein sicheres, unverrückbares Fundament mit allseitigem Schutz gegen Wasserzudrang und gleichzeitig der Bedienung bequemen Zugang zu allen der Unterhaltung und Überwachung bedürftigen Teilen bieten, auch die Auswechslung schadhafter Teile leicht machen. Ähnliches gilt bezüglich der Hilfsmaschinen, Apparate und Leitungen.

Die auf ihn wirkenden statischen oder dynamischen Kräfte sind: das Gewicht der festen und umlaufenden Maschinenteile, Wasserdruckkräfte auf Rohrkrümmer, Schieber, Turbinengehäuse und Laufräder; ferner Wellentorsionsmomente und daraus entspringende Druck- und Zugkräfte, welche letztere bei Kurzschluß des Stromerzeugers oder fehlerhafter Parallelschaltung sehr hohe Beträge erreichen. Bei der Ermittlung dieser, entsprechend starke Verankerungen erfordernden Beanspruchungen ist in erster Linie der Maschinen- und Elektroingenieur zu Rate zu ziehen.

2. Der Krafthausunterbau muß zahlreiche Aussparungen wie Triebwasserkanäle, Maschinengruben, Kabel- und Rohrkanälchen, -gänge und -schächte enthalten, welche die Zu- und Ableitung des Aufschlagwassers, der erzeugten elektrischen Energie, der Frisch- und Abluft aus dem Kühlbetrieb der Stromerzeuger, ferner den Verkehr der Bedienungsmannschaft erlauben (vgl. die Abbildungen in Kapitel 18 bis 20).

Die beiden Forderungen unter 1. und 2. widerstreiten sich, da die erste mit einem möglichst massiven, geschlossenen Unterbau am besten zu erfüllen ist, während die zweite eine weitgehende Gliederung und oft förmliche Durchlöcherung der Fundamente verlangt. Auf Einzelheiten der aus diesem Widerstreit sich ergebenden, oft ebenso schwierigen wie interessanten konstruktiven Aufgaben wird weiter unten eingegangen.

3. Daneben muß der Krafthausunterbau in der Regel auch das Fundament für den Überbau abgeben (vgl. S. 444f.).

## 2. Grundformen der Krafthäuser.

Die Mannigfaltigkeit der Bauformen ausgeführter Krafthäuser ist verwirrend groß. Dennoch kann man einige Hauptgruppen bilden, die in ihren typischen

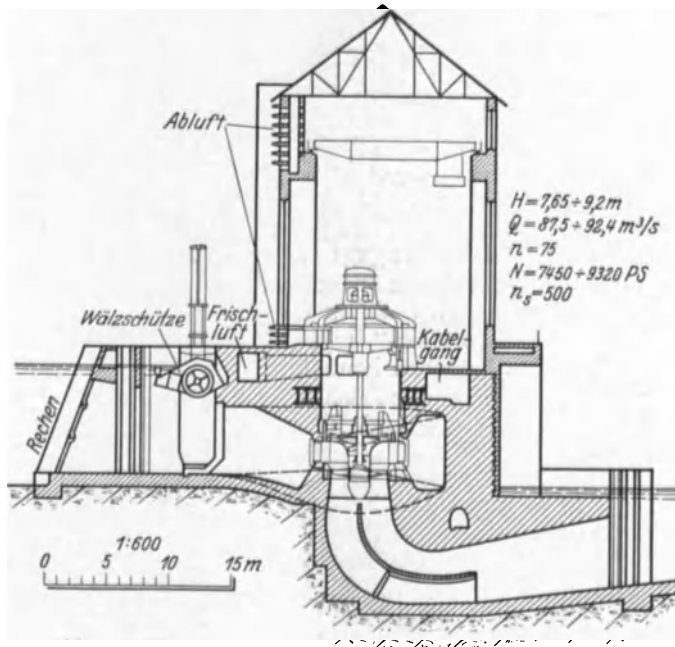


Abb. 463. Kachlet, Schnitt durch Krafthaus. (Bauing. 1926.)

Vertretern sich klar unterscheiden, wenn auch der Grenzübergang manchmal verschwimmt.

Wir erhalten einen ersten und den wichtigsten Unterscheidungsgrundsatz, wenn wir von der Feststellung ausgehen, welchen konstruktiven Anteil das Krafthaus an dem Aufbau des „Kraftwerkes“ (S. 4 und Abb. 3) hat.

Umschließt das Krafthaus in sich den ganzen Fallhöhenbereich, so liegt der Konstruktionstyp des Kammer- oder Niederdruckkrafthauses vor (Abb. 463, 474, 475).

Ist durch Ausbildung eines Schachtes oder schachtartigen kurzen Rohres die „normale“ Gliederung des Kraftwerkes: Wasserschloß — Turbinenleitung — Turbinenanlage schon angedeutet, gleichzeitig jedoch die konstruktive Verbindung zwischen „Rohreinlaß“ und Turbinenfundament noch nicht ganz aufgehoben (so daß Druckschacht oder Druckrohr noch nirgends selbständig auf die Erde abgestützt sind), so liegt der Konstruktionstyp des Schacht- oder Mitteldruckkrafthauses vor (Abb. 464, 522, 524, 526).

Sind endlich Druckschacht-Druckrohr selbständig gegründet, Wasserschloß und Turbinenfundament völlig voneinander getrennt, so liegt der Konstruktionstyp des Rohrleitungs- oder Hochdruckkrafthauses vor (Abb. 465, 508, 513, 520, 521a, 530).

Mit der absoluten Größe der Fallhöhe hat diese Einteilung nur bedingt zu tun, da die Werkwassermenge und Maschinenzahl bedeutenden Einfluß auf die Ausbauf orm der Werkstufe hat. (So wird ein und dieselbe Fallhöhe von z. B. 12 m bei großer Wassermenge ein ausgesprochenes „Niederdruckkrafthaus“ ergeben, bei kleiner Wassermenge aber als „Hochdruckkrafthaus“ ausgebaut

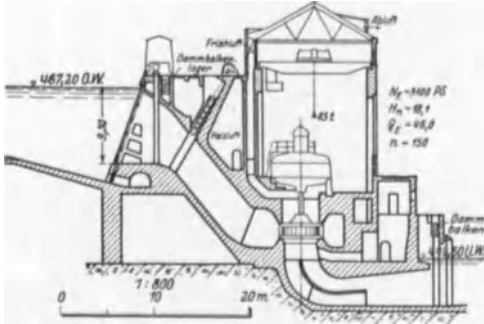


Abb. 464. Mitteldruckkanalwerk Pernegg, Querschnitt. (Wasserwirtsch.)

werden. Wenn man daher die Abgrenzung der drei Bauarten in absoluten Zahlen, und zwar noch am zweckmäßigsten folgendermaßen gibt:

Niederdruckkrafthaus

$$H < 15$$

Mitteldruckkrafthaus

$$15 < H < 50$$

Hochdruckkrafthaus

$$H > 50$$

so bedeutet das eine starke Schematisierung, die nur für größere Einzelmaschinenwassermengen einigermaßen zutrifft.

Mit einem zweiten Einteilungsgrundsatz kann man dann noch von der Bauweise der Turbinen ausgehen, indem man unterscheidet: offene Turbinen und geschlossene Turbinen (vgl. S. 380). Offener Turbineneinbau kommt nur

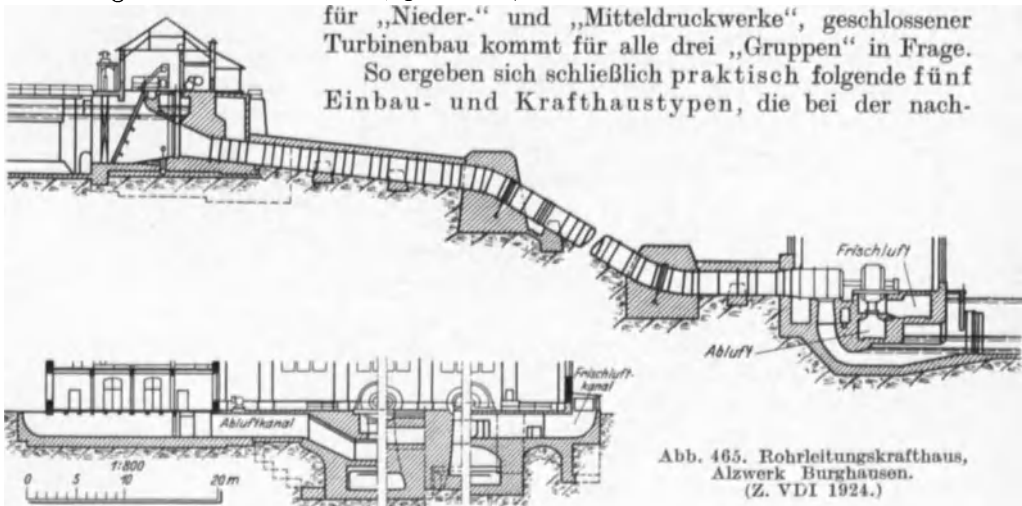


Abb. 465. Rohrleitungskrafthaus, Alzwerk Burghausen. (Z. VDI 1924.)

für „Nieder-“ und „Mitteldruckwerke“, geschlossener Turbinenbau kommt für alle drei „Gruppen“ in Frage. So ergeben sich schließlich praktisch folgende fünf Einbau- und Krafthaustypen, die bei der nach-

folgenden Behandlung der baukonstruktiven Verhältnisse zu berücksichtigen sein werden:

Offene Niederdruckanlagen (Abb. 472, 475).

Offene Mitteldruckanlagen (Abb. 526).

Geschlossene Niederdruckanlagen (Abb. 482, 483).

Geschlossene Mitteldruckanlagen (Abb. 464, 522).

Hochdruckanlagen (Abb. 508, 513, 516, 520).

Weitere Unterschiede, nach Überdruck- und Freistrahlturbinen (letztere nur bei Hochdruckwerken), ferner nach der Anordnung der Maschinenwelle und der Zahl der Laufräder auf einer Welle fügen sich in diese fünf Hauptgruppen ein.

### 3. Allgemeine Richtlinien für die Gliederung des Krafthausunterbaues.

Bei aller Mannigfaltigkeit in der Gestaltungsmöglichkeit des Krafthausunterbaues lassen sich doch gewisse durch alle Gruppen durchgehende konstruktive Hauptgedanken feststellen, deren Darlegung geeignet ist, das Verständnis der späteren eingehenden Betrachtung der Bauweise der einzelnen Kraftwerksgruppen vorzubereiten. Diese gemeinsamen Gedanken beziehen sich:

I. In erster Linie auf die Gliederung des Krafthausfundamentes unter dem Einfluß der Anforderungen der Durchleitung des Triebwassers, Ableitung der elektrischen Energie und Durchleitung der Kühlluft.

II. Ein zweites wesentliches Bestimmungselement für die Gliederung des Krafthauses ist die Höhenlage der Turbine und die Stellung der Maschinenwelle im Raum.

#### a) Einfluß der Anforderungen der Durchleitung von Wasser, Elektrizität und Kühlluft.

a) Die Führung der elektrischen Energie und der Hilfsschwachströme macht von diesen drei Aufgaben noch die geringsten konstruktiven Schwierigkeiten. Sie erfolgt meist durch Kabel (selten, etwa bei niedergespanntem Strom für elektrometallurgische Zwecke durch blanke Leitungen). Bei kleineren Werken werden die Kabel in Riffelblech-überdeckten Kanälchen, bei größeren in der Regel in begehbaren Gängen unter Flur verlegt. Größe, Querschnittsanordnung und Führung dieser Kanäle bestimmt in erster Linie der Elektroingenieur. Bei größeren Werken mit vielen Einheiten trennt man gerne die Hochspannungs- von den Niederspannungskabeln völlig durch Ausbildung von zwei bis drei Kabelgängen, wenn diese sich nach den sonstigen Fundamentabmessungen ohne wesentliche Mehrkosten (vielleicht sogar als Sparräume mit Gewinn!) im Unterbau des Krafthauses unterbringen lassen (Abb. 464, 532). Zur übersichtlichen und gut zugänglichen Unterbringung der Kabel werden an einer oder beiden Seitenwänden des Kabelganges Eisenbetondielen regalartig frei vortragend auf ganze Länge durchgeführt (Abb. 513); auch Verlegung in einem flachen Sandbett auf der Sohle ist möglich.

b) Lüftung. Bei offener Bauweise der Stromerzeuger (vgl. S. 488) erfolgt die Abführung der im Betrieb erzeugten schädlichen Wärme einfach auf dem Wege der allgemeinen Raumlüftung. Besondere, die Gliederung des Krafthausunterbaues berührende Luftkanalanordnungen sind dabei nicht nötig.

Die Grenze für die Zulässigkeit dieser einfachen Anordnung ergibt sich aus lüftungstechnischen Betrachtungen, die hier nur angedeutet werden können<sup>1</sup>, bei einer „Krafthausleistungsdichte“ von 1,1 bis 1,5 kVA/m<sup>3</sup>.

Die Kühlung langsam laufender Stromerzeuger erfordert (nach Kyser) bei Maschinen-Größen von 1000 bis 10000 kVA etwa  $l = 2,5$  bis  $1,8$  m<sup>3</sup>/sek auf je 1000 kVA. Andererseits kann man die „einfache“ Raumlüftung ohne Erzeugung unangenehmer Zugerscheinungen auf einen stündlich 10maligen völligen Luftwechsel (bei guter Verteilung der Lüftungsöffnungen) steigern. Daraus leiten wir ab, daß die einfache Raumlüftung ausreicht bis zu einer Krafthausleistungsdichte  $e = \frac{N_v}{V}$ , die sich bestimmt aus:

$$\frac{10 V}{3\,600 \cdot N_v} = \frac{l}{1000} \text{ zu:}$$

$$e = \frac{N_v}{V} = \frac{1}{0,36 \cdot l} = \text{rd. } 1,1 \text{ bis } 1,5 \frac{\text{kVA}}{\text{m}^3}.$$

Wird dieser Grenzwert nennenswert überschritten, so muß „Einzelbelüftung“ der dann geschlossen zu bauenden Stromerzeuger eintreten. Dieser Fall bildet heute schon bei 5000 kVA-Einheiten die Regel; große Anlagen erreichen sogar

<sup>1</sup> Die allgemeinen lüftungstechnischen Grundsätze und Berechnungsmethoden findet man bei Rietschel-Brabée: Heiz- und Lüftungstechnik. Hütte Bd. 3 Abschnitt 6. — H. Kyser: Elektrische Kraftübertragung Bd. 1 und 3.

3,5 bis 4,5 kVA/m<sup>3</sup>. In besonderen Kanälen muß hierbei Frischluft zu- und Warmluft abgeführt werden.

Die Entnahme der Frischluft muß außerhalb des Krafthauses, nicht zu hoch über Flurhöhe und so angeordnet werden, daß nur möglichst staub- und schneefreie Luft eingesogen wird. Neben richtiger Platzwahl sucht man diese Forderung durch Anordnung von hüttenartigen Kanalköpfen mit Drahtnetz-

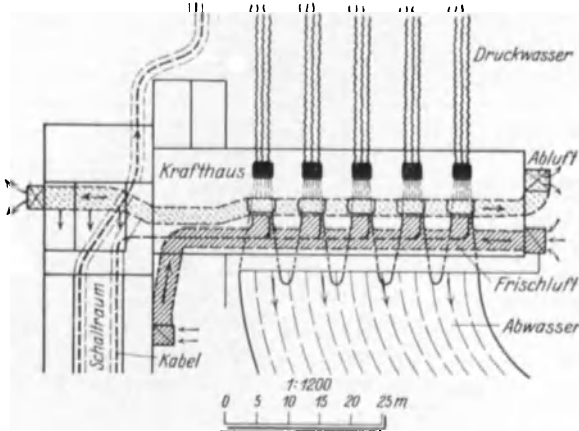


Abb. 466. Sammellängslüftung in Verbindung mit Kabelgang (Alzwerk).

gittern und Jalousiewänden zu erreichen (Abb. 518c). Ob dahinter noch Raum für besondere Luftfilter (S. 488) vorzusehen ist, entscheidet der Elektrotechniker. Da bei großer Kälte die nicht vorgewärmte Außenluft Störungen durch Vereisen der Generatoren bringen kann, muß auch die Möglichkeit der gänzlichen oder teilweisen Entnahme von Frischluft aus dem Maschinensaal oder aus Nebenräumen durch entsprechende Kanalanschlüsse und Zwischenverschlüsse gewahrt werden.

Das Ausblasen der Warmluft muß entsprechend ins Freie und wahlweise in den Maschinensaal und Nebenräume möglich sein. Die Ausblaseöffnungen sind möglichst (nicht unbedingt!) hoch zu legen und durch verstellbare Jalousien regulierbar zu machen (Abb. 463, 464 u. a. m.).

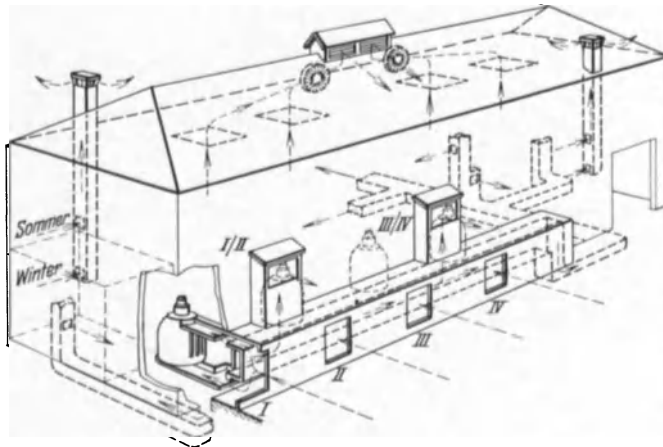


Abb. 467. Belüftungstechnische Anlage der Kraftzentrale Rempen (Verw.).

Bezüglich der Luftkanalführung sind grundsätzlich viererlei Anordnungen möglich:

1. „Sammellängslüftung“: gruppenweise Zusammenfassung mehrerer oder aller Maschinen auf einen längsdurchgehenden Frischluftzubringkanal mit Stichkanälen und einen einheitlichen Abluftsammelkanal in Längsanordnung mit einem oder mehreren Auslässen (Abb. 465, 466 u. a.).

2. „Einzelquerlüftung“: satzweise mit reinen Querkanälen (Ein- und Ausführung auf gegenüberliegenden oder auf der gleichen Krafthausseite (Abb. 518 u. a.).

3. „Gemischte Längsquerlüftung“: eine Verbindung der Anordnungen 1. und 2., und zwar: a) Frischluftsammelkanal mit Einzelquerabluftkanälen oder b) Einzelfrischluftquerkanäle und Abluft-sammelkanal (selten) (Abb. 467).

4. „Einzellüftung“: jeder Stromerzeuger erhält geschlossenen Luftkreislauf mit Ventilatorbetrieb und künstlicher Luftkühlung (Ryburg-Schwörstadt).

Als Frischluftzubringkanal wird bei der ersten Anordnung manchmal aus Geld- und Raumersparnisgründen der Hauptkabelgang mitbenutzt oder bei gänzlich unterkellerten Krafthäusern (Mehrfluranlagen) der Unterflurraum (was allerdings beides den Aufenthalt in den Gängen unangenehm macht). — Bei größeren Einheiten verdient die Einzelquerlüftung den Vorzug, weil sie die geringeren Luftgeschwindigkeiten bei kürzesten Luftwegen anzuwenden erlaubt. Bei mittelgroßen und wenig zahlreichen Einheiten kann die Längssammel-lüftung Vorteile bieten. Die gegenseitige Lage von Kraft- und Schalthaus im Grundriß spielt eine wesentliche Rolle bei der Entscheidung für oder gegen Abluft-sammelkanal, weil die Möglichkeit der Zufuhr von Warmluft zum Schalt-haus gewahrt werden muß. An den Einzelabgängen der Luftkanäle sind Wind-türen vorzusehen. — Der Anordnung mit geschlossenem Luftkreislauf dürfte bei sehr großen Einheiten die Zukunft gehören, da sie bei Anwendung mechani-scher Umwälzung durch Kreisellüfter und künstlicher Luftkühlung in bezug auf Beschränkung der Kanalabmessungen, Wirkungsgrad, Kühlleistung, Staub-freiheit und Brandsicherheit besonders bei Verwendung von Kohlensäure an Stelle von Luft (vgl. S. 489) große Vorteile bietet.

In jedem Fall ist die Möglichkeit zu wahren, wahlweise Frischluft (bei großer Kälte) aus dem Maschinensaal zu entnehmen und die Warmluft dorthin oder nach Bedarf zur Heizung des Schalthauses, Rechenhauses, eines angrenzenden Wehres u. dgl. abzugeben statt ins Freie (vgl. Abb. 474, 464).

Die Luftkanäle empfangen geringe statische Überdrucke und können daher unter Umständen als verputzte Holz- oder Rabitzwände und bei den Anschlüssen u. dgl. auch aus dünnem Blech hergestellt werden, wenn sie nicht zugleich Decken-auflast zu tragen haben. Die Wände müssen luftdicht, möglichst wenig wärme-leitend und innen glatt sein. Die günstigsten Formen des Kanalquerschnittes sind Kreis und Quadrat; aus Raumbeschränkungsgründen muß man aber auch öfter, wenigstens streckenweise, schmalrechteckige Querschnitte zulassen. Die Kanäle müssen durchweg mindestens beschlupfbar sein. Querschnittswechsel sind aerodynamisch richtig, also allmählich durchzuführen, scharfe Ab-winklungen sind ganz und Krümmungen um mehr als  $45^\circ$  möglichst zu ver-meiden. Die Berechnung der erforderlichen Luftmengen, Luftpressungen und der zulässigen Luftgeschwindigkeiten und Druckverluste muß der Elektro-techniker liefern. Im allgemeinen wird die mittlere Luftgeschwindigkeit in der Regel zwischen 6 und 8 m/sek liegen (vgl. Lit. in Anmerkung S. 401).

Auf gute Isolierung und Entwässerungsmöglichkeit der Kabel- und Luft-kanäle ist sorgfältig zu achten.

c) Die **Triebwasserzu- und -ableitung** verlangt die eingehendsten Über-legungen, um so mehr, je größer die zu verarbeitenden Wassermengen je Maschineneinheit und im ganzen sind. Die Führung des Wassers in den Kanälen, Schächten, Druckrohren muß in erster Linie hydraulisch günstig sein. Die Querschnitte müssen genügend groß, die Wandungen glatt und ebenmäßig, Übergänge in Größe oder Form müssen allmählich (namentlich bei Erweiterung nach vorwärts) ausgebildet sein. Scharfe Kanten, auch längslaufende, sind schädlich, weil sie zu energieverzehrender Wirbelbildung führen. Bei Abzwei-gungen oder Einmündungen ist schräge Verschneidung rein hydraulisch besser als rechtwinklige (vgl. Abb. 508, 518 u. a.). Nicht entwässerbare tote Winkel oder Wassersäcke, die sich mit Sinkstoffen vollegen, sind zu vermeiden.

Für die Bemessung, Formgebung und Führung der Wasserwege im einzelnen ist der Turbinenkonstrukteur in erster Linie maßgebend. Bei



größeren Anlagen werden Modellversuche im engsten Zusammenhang mit den für die Turbinen nötigen vorgenommen, um die geeignetste Form und Abmessung zu ermitteln.

Die allgemeine Anordnung der Wasserwege am und im Krafthaus hängt eng mit seiner örtlichen Lage und seiner Einfügung in die Gesamtanlage zusammen. Daher ist hier der Bauingenieur wesentlich mit zu Vorschlägen berufen. Für die Zuführung des Wassers an das Krafthaus (einerlei

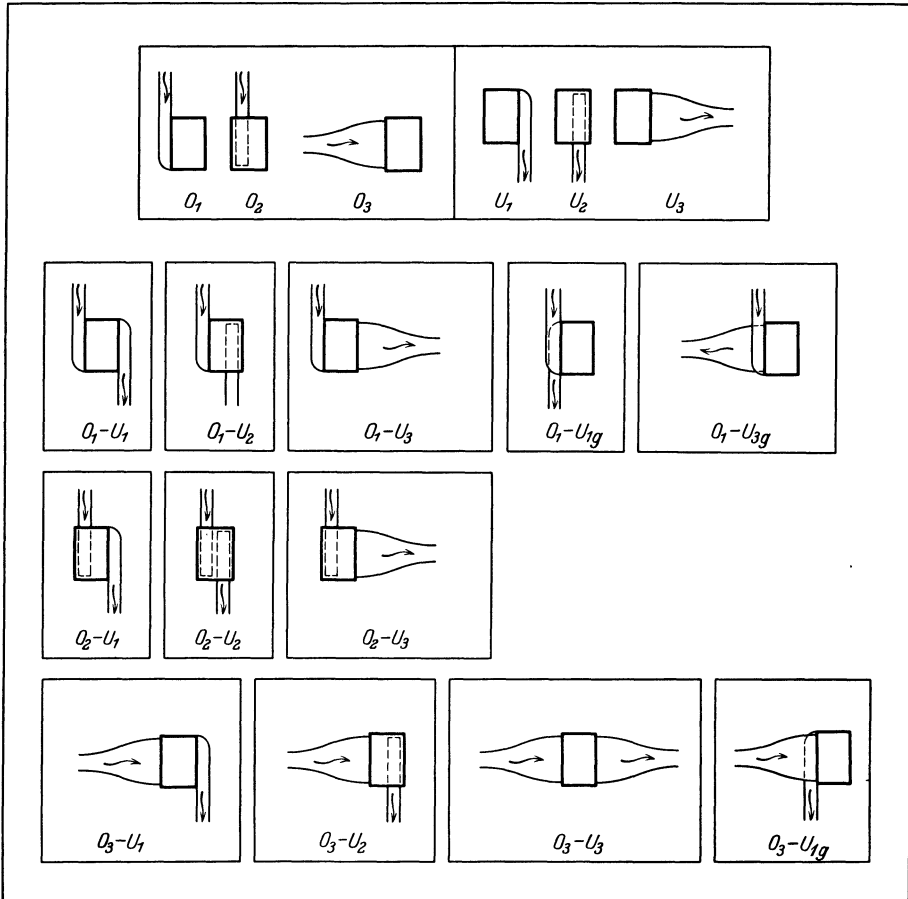


Abb. 468. Übersichtsschema der Ober- und Unterwasserführung.

ob sie im freien Fließen, in gedeckten Kanälen, Stollen, Druckrohren erfolgt) bestehen praktisch folgende vier (mit  $O$  = Oberwasser bezeichnete) Möglichkeiten (Abb. 468):

- $O_1$  In Richtung der Gebäudeachse seitlich außerhalb des Gebäudes.
- $O_2$  In Richtung der Gebäudeachse innerhalb des Gebäudegrundrisses, und zwar a) unter Flur, b) über Flur.
- $O_3$  Quer zur Gebäudeachse frontal auf das Krafthaus zu.

Dieselben Möglichkeiten (mit Ausnahme der Führung über Flur, 2 b) bestehen auch für die Abführung des verbrauchten Wassers ( $U$ ), wobei die Zahl der Varianten sich noch dadurch verdoppelt, daß das  $UW$  entweder im Bewegungsinne des  $OW$  aus dem Krafthaus heraus- und weggeführt werden kann oder gegenläufig dazu (symbolisch:  $U_1, U_2, U_3$  und  $U_{1g}, U_{2g}, U_{3g}$ ). Die paarweise ( $OU$ ) Kombination all dieser Möglichkeiten gibt eine sehr reiche Mannigfaltigkeit der Grundriß- und Höhenanordnung, die durch Abb. 468 veranschaulicht

ist und für die sich zu jedem Typ ausgeführte Beispiele nachweisen lassen (vgl. Abbildungen in Kapitel 19 bis 20).

Für die Wahl im Einzelfalle sind neben den örtlichen Verhältnissen maßgebend vor allem die Werkwassermenge, erst in zweiter Linie die Fallhöhe. Für große Wassermengen eignen sich nur die von  $O_1$  und  $O_3$  abgeleiteten Typen, vor allem ( $O_3-U_3$ ), weil sie die einfachste Führung des Wassers durch das Krafthaus hindurch mit einem Mindestbetrag von Richtungsänderungen ermöglicht. Die mit  $O_{2a}$ ,  $O_{2b}$  gebildeten Typen kommen nur für mittlere und kleine Wassermengen in Frage.

### b) Einfluß der Höhenlage und Stellung der Turbine.

a) Die Höhenlage der Turbine ist nach den hydraulischen Eigenschaften des Turbinensystems (vgl. S. 372) und nach praktischen Betriebsrücksichten zu bestimmen.

Überdruckturbinen könnten an sich ohne Beeinträchtigung des Wirkungsgrades auch beliebig tief unter dem  $UW$  abgeordnet werden (nötigenfalls z. B. auch so, daß sie in ein Speicherbecken von außen her hineindrücken!). Im Interesse bequemer Besichtigungsmöglichkeit und der Einschränkung der Gründungstiefe legt man sie aber im allgemeinen möglichst hoch über den tiefsten vorkommenden  $UW$ -Spiegel. Die Grenze nach oben wird einerseits durch die zulässige Saughöhe (vgl. S. 372) gesteckt, andererseits durch das Verhältnis zum tiefsten vorkommenden  $OW$ -Spiegel mit Rücksicht auf Luftschlucken der Turbine bei ungenügender Wasserüberdeckung (wichtig bei Speicherwerken mit schwankendem  $OW$ !).

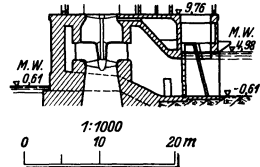


Abb. 469. Green Island, senkrechte Heberturbine. (Schweiz. Bauztg. Bd. 87.)

Letztere Begrenzung wird um einige Meter erweitert durch die Turbinenanordnung mit hochgesaugtem  $OW$ -Spiegel (Heberturbinen) (Abb. 469, 481, 535).

Freistrahlturbinen müssen mit dem tiefsten Laufradpunkt 1 bis 1,5 m über dem höchsten vorkommenden  $UW$ -Spiegel angeordnet sein („Freihängen“); bei ihnen ist daher die geringste Wahlmöglichkeit in der Höhenanordnung. (Dem Auftreten von Schwallen im  $UW$  bei plötzlicher Mehrbelastung ist dabei durch reichliche Bemessung der Ableitungskanäle zu begegnen!)

b) Die Stellung der Turbinenwelle im Raum kann sein (vgl. S. 406, Abb. 470).

1. Senkrecht. Die heute für Nieder- und Mitteldruck im allgemeinen bevorzugte Aufstellungsart, auch bei Hochdruck mehr und mehr verwendet (Abb. 469, 470 a).
2. Waagrecht (Abb. 470 b—f) und dabei im Grundriß in bezug auf Hausachse:
  - a) Quer, der Normalfall bei Niederdruckanlagen und auch bei den meisten Mittel- und Hochdruckanlagen (Abb. 470 b—c).
  - b<sub>1</sub>) Längskonaxial (Abb. 470 d).
  - b<sub>2</sub>) Längsgestaffelt (axial versetzt) (Abb. 470 e).
  - c) Schräg („Diagonalsystem“) (Abb. 470 f).
3. Geneigte Lage der Turbinenwelle (ein Vorschlag des Ing. Ferranti) hat sich (aus guten Gründen!) nicht eingeführt.

In bezug auf die Fließrichtung des Wassers am Eintritt ins Krafthaus kann dabei die waagerechte Welle entweder „stromlängs“ (der häufigste Fall) oder „stromquer“ liegen.

Die Wellenlage „gebäudequer“ wird im allgemeinen bevorzugt, weil sie einen zwar etwas breiteren, dafür aber ungleich kürzeren, daher im ganzen kleineren (billigeren) und übersichtlicheren Maschinensaal ergibt, der zugleich reinlich in eine „elektrische“ und „hydraulische“ Seite längsgeteilt ist, was die Bedienung und meist auch die Anordnung der verschiedenen Kanäle für elektrischen Strom, Kühlluft und Wasser vereinfacht. Nur bei sehr gedrungener

Bauweise des Maschinensatzes verschwindet dieser Unterschied der beiden Anordnungen (Abb. 513).

Bei Niederdruckanlagen bietet die Wellenlage gebäuelängs und stromquer unter Umständen Vorteile, aber nur in besonders gelagerten Fällen, etwa wenn

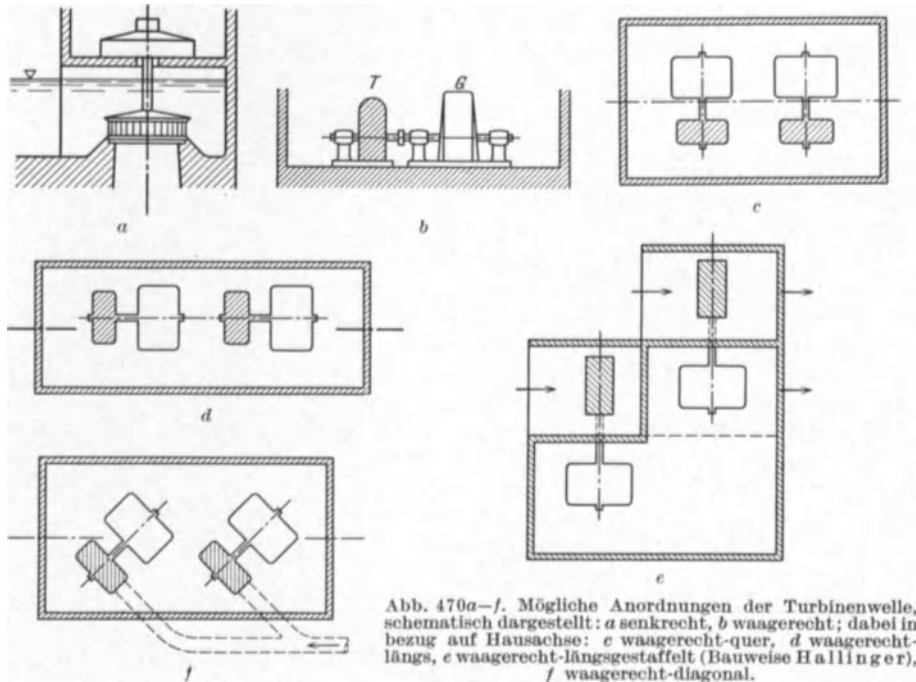


Abb. 470a-f. Mögliche Anordnungen der Turbinenwelle, schematisch dargestellt: a senkrecht, b waagrecht; dabei in bezug auf Hausachse: c waagrecht-längs, d waagrecht-längs, e waagrecht-längs-gestaffelt (Bauweise Hallinger), f waagrecht-diagonal.

eine angrenzende Fabrik unmittelbar anzutreiben ist oder wenn nur 1 bis 2 Stromerzeuger als Werkausbau in Frage kommen, die dann in einen kleineren Mittelsaal zwischen den Turbinenzellen vereinigt werden können. Die von

Hallinger auf Grund dieser alten Anordnung vorgeschlagene Staffe- lung vielradiger Turbinen (vgl. oben Fall  $b_2$ , Abb. 471) brachte nur vor der Entwicklung der modernen Hoch- schnellläuferturbinen und hochwertigen Getriebe, und auch da nur manchmal Vorteile (Anlage- kostensparnisse).

Die im Grundriß schräge Wellenlage kommt praktisch nur für „geschlossene“ Bauart in Frage; sie gibt einen unbedeutend längeren und schmaleren, im ganzen unter Umständen etwas kleineren Kraft- hausgrundriß als die Querlage, ist aber wegen des etwas ungewöh- nlichen Bildes der Aufstellung nicht sehr beliebt. Ihr Hauptvorteil liegt darin, daß sie eine sehr schlanke Druckrohrzuführung und (nur bei Spiralturbinen) einen Krümmer je Turbine weniger ergibt.

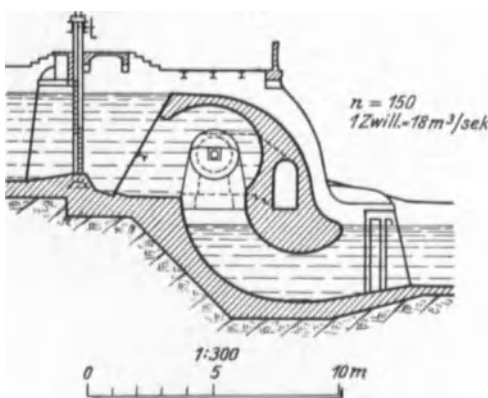


Abb. 471. Krafthaus mit Wellenquerlage zum Strom, Stauwand als Überlauf. (Nach Hallinger.)

Die senkrechte Stellung der Maschinenwelle wird heute vorzugsweise angewandt. Die Entwicklung dahin hängt aufs engste zusammen mit der Aus-

bildung hochschnelläufiger und -schluckfähiger Turbinenarten (Propeller-, Lawaczek-, Kaplan-turbinen) und der erfolgreichen Konstruktion betriebssicherer Öldruckspurlager für hohe axiale Belastung (vgl. S. 377 und Abb. 486, 439).

Die Hauptvorteile der senkrechten Wellenanordnung sind:

1. Niedrige Lage des Laufrades, daher
    - a) bei offenen Niederdruckanlagen gute Wasserüberdeckung (gegen Luftschlucken),
    - b) geringe Saughöhe und verringerte Kavitationsgefahr bzw. bei Freistrahlturbinen: geringstes Freihängen und gleichmäßig tiefste Lage aller Düsen (Abb. 516),
  2. günstigste Wasserführung, größere Querschnitte und relativ kleinere Reibungsflächen, daher bis zu 3% höherer Wirkungsgrad, z. B. gegenüber der waagerechten Zwillingsturbine mit ihrer weniger klaren Wasserführung im Krümmer,
  3. hohe Lage des Stromerzeugers, wenn irgend möglich über *HUW*, meistens auch — was zwar nicht unbedingt nötig — sogar über *HOW*,
  4. schmalerer Maschinensaal (Laufkran),
  5. schmalerer Unterbau mit Ausnutzungsmöglichkeit für Aufbau des Schalthauses; auf der Bergseite bei Mittel- und Hochdruck (Abb. 396, 522); auf der Unterwasserseite bei Mittel- und Niederdruckanlagen (Abb. 474),
  6. besonderer Laufkran für die Turbinen erübrigt sich. [Allerdings ist der Ausbau des Laufrades mit dem Maschinensaalkran etwas umständlich, da erst der Rotor abgehoben werden muß; man macht deshalb gerne die Turbine vom Saugrohr aus seitlich zugänglich (Abb. 464, 523), so daß einzelne Laufradschaufeln abmontiert werden können. Auch hat man schon mit gutem Erfolg das Laufrad als ganzes zum seitlichen Herausziehen eingerichtet (Mühltal a. Isar), indem man den Saugrohransatz als Teleskoprohr ausbildete.]
- Wegen Isolierung und Entwässerung des Unterbaues s. S. 420.

## 19. Kapitel: Unterbau und allgemeine Anordnung der Krafthäuser.

### A. Formgebung und Konstruktion des Niederdruck- oder Kammerkrafthauses.

Man hat hier zu unterscheiden zwischen offener und geschlossener Bauart, je nachdem die Turbine in eine offene oder Freispiegelkammer oder in eine geschlossene oder Druckkammer eingebaut ist (Abb. 475, 439, 486).

Äußeres Kennzeichen der Niederdruckanlage ist nach früherem in beiden Fällen die Verschmelzung von Wasserschloß, Turbinenleitung, Turbinenanlage zu einem einheitlichen Bauwerk.

Innere Kennzeichen und leitend für den Entwurf sind:

- a) in hydraulischer Beziehung: große Wassermenge, kleine Fallhöhe, daher hohe Empfindlichkeit gegen selbst kleine Fallverluste;
- b) in organisch-konstruktiver Beziehung: die Doppelnatur des Krafthauses, das Maschinenfundament und zugleich als Stauwerk dem Druck des *OW* und vielseitiger, auch innerer Berührung mit gestautem oder fließendem Wasser ausgesetzt ist (Abdichtungsaufgabe!);
- c) in betrieblicher Beziehung: ähnliche Anforderungen in bezug auf Eisbekämpfung u. dgl. wie bei Freispiegelwasserschloßern oder Wasserfassungen (vgl. S. 344, 197);
- d) in bezug auf die Gliederung: engste konstruktive Verbindung von Maschine und Bauwerk und scharfe Gliederung des Krafthausunterbaues in gleichmäßig aneinander gereihte „Turbinenzellen“ zwischen Wandpfeilern, die

einseitigem Wasserdruck gewachsen sein müssen, weil der Betrieb Trockenlegung beliebiger Zellen bei Füllung der benachbarten verlangen kann. Hauptteile jeder einzelnen Turbinenzelle sind (Abb. 472):

1. der Einlauf, in der Regel mit Schwelle, Rechen, *OW*-Schützen und -Dambalken im Einlaufgerinne. [Für die Behandlung dieses Teiles einer Niederdruckanlage gilt in sinngemäßer Anwendung dasselbe wie für Schwelle, Rechen usw. bei Wasserfassungen (S. 197) bzw. für das Rohrmundbauwerk von Freispiegelwasserschlossern (S. 346). Mit Bezug auf die dortigen umfassenden Ausführungen beschränken wir uns daher hier auf Ergänzungen aus der Eigenart des Niederdruckkrafthauses],

2. die Turbinenkammer,

3. das Untergerinne, bestehend aus Saugrohr und Auslaufkanal mit *UW*-Notabschluß.

### 1. Einlauf.

a) **Schwelle.** Die Anordnung einer erhöhten Schwelle oder einer Fang- und Baggerrinne ist nach Nützlichkeit und Notwendigkeit wie bei Wasserfassungen

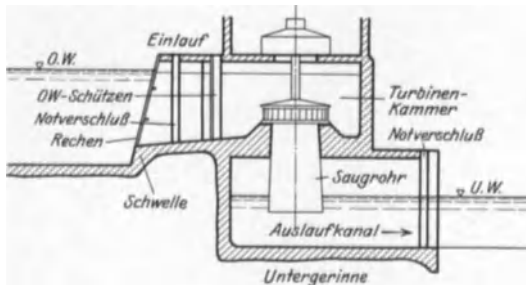


Abb. 472. Niederdruckturbinenzelle.

(S. 197) bzw. Verteilungsbecken (S. 346) zu beurteilen je nach der Lage des Krafthauses und den Eigenschaften des Gewässers. Insbesondere ist auch hier eine wirksame Spülung längerer Einlaßschwellen nur mit „durchbrochener“ Schwelle (Abb. 464, 487) zu erwarten.

b) **Rechen.** 1. Anordnung des Rechens vor den zugespitzten oder gerundeten Pfeiler-

köpfen (Abb. 481) ergibt den größten nutzbaren Rechenquerschnitt und erleichtert das Arbeiten der Reinigungsmaschine und das Abführen von Schollen- und Eis. Diese Anordnung ist daher bei mittlerem Winterklima (Mitteleuropa) zu empfehlen.

2. Der eingebaute Rechen (Abb. 475) ist in sehr hartem Klima (nordische Länder, Kanada) zu empfehlen. Er wird zweckmäßig in ein geschlossenes „Schützenhaus“ (Abb. 474) einbezogen. Der Vorteil, daß man dabei den Rechen in weiter geschützter Lage hat und rasch trocken legen kann, ist allerdings nur relativ. Die Betriebsführung ist bei schwierigen Eisverhältnissen immer noch sehr umständlich und elektrische Heizung verbraucht zu viel Energie. Man geht daher mehr und mehr dazu über, den Feinrechen bei Eisgefahr (oder überhaupt ganz) zu entfernen, was mit den Ansprüchen der Fischerei meist vereinbar ist. [Lilla Edet, Abb. 474: herausnehmbare Feinrechen tafeln liegen unmittelbar auf dem (aufziehbaren) Grobrechen auf, der allein im Wasser bleibt; Forshuvud, Abb. 486: ein bei Eisgefahr herausnehmbarer Jalousierechen nur für Fische, vor diesem senkrechte herausziehbare Grobrechentafeln; Feinschwemmsel gehen beim jeweiligen Umklappen der Jalousien durch die Turbine (große Franciseinradturbine).]

3. Das Krafthaus ohne Rechen, nur mit ganz grobem Sicherheitsrechen eignet sich nur für Staukraftanlagen (Laufenburg, Kachlet) mit vorverlegtem Feinrechen an dem sehr nahen Kanal- oder Buchteinlauf (Abb. 498). Wo diese Gesamtanordnung aus anderweitigen Gründen vertretbar ist, hat die in Rede stehende Rechenanordnung den Vorteil, eine große Flächenentwicklung unabhängig von der Weite der Turbinenkammer zu gestatten. Allerdings auch den Nachteil, daß eine Behausung als Kälteschutz die ohnedies teure Anordnung noch mehr verteuern würde. Deswegen und aus den S. 429 dargelegten Gründen wird die ganze Anordnung wohl nicht mehr viel Nachahmung finden.

Aussichtsreiche Versuche mit elektrischen Fischrechen (Grobrechen, die ein elektrisches Schreckfeld im Wasser erzeugen) sind in Amerika und Deutschland gemacht worden<sup>1</sup>.

c) **OW-Schützen.** Die Schnellschlußbedingung (S. 384) fordert auch bei Niederdruckwerken einen gesonderten OW-Verschuß für jeden einzelnen Turbineneinlauf. Der Bauweise nach kommen in Betracht:

Tafelschützen: bei kleinen Einlaufquerschnitten einfache Gleitschützen aus Holz oder Eisen; bei großen Öffnungen eiserne Rollschützen. Das Anheben kann immer, durch Anordnung von Füllschiebern oder -umläufen, in entlastetem Zustand ermöglicht werden. Bei großen Niederdruckanlagen mahnen die häufig sehr bedeutenden Einlaufabmessungen zur ernsthaften Prüfung der Frage der Unterteilung des Einlaufquerschnittes:

1. einheitliche Großschützen werden sehr schwer und teuer,
2. Unterteilung der Schützen bringt erhebliche Gewichtsersparnisse (zugunsten der Aufzüge) und ist im allgemeinen vorzuziehen. Die Unterteilung darf jedoch nicht zu weit getrieben werden.

Abb. 473 zeigt die wichtigsten Unterteilungsmöglichkeiten an großen ausgeführten Beispielen.

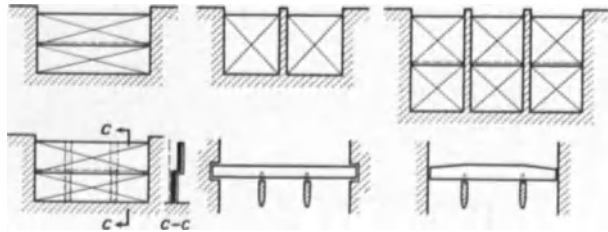


Abb. 473. Unterteilung des Einlaufquerschnitts und der Schützentafeln.

Die Sechs-Teilung von Forshuvud (Abb. 486) gibt in Verbindung mit Tonnensegmentkonstruktion der Einzelschütze sehr geringes Eisengewicht. Die Schnellschlußbedingung ist aber hierbei nicht mit Sicherheit zu erfüllen, daher ist eine derartige Anordnung bei Propeller- und Kaplan-turbinen mit ihrer hohen Durchgangsdrehzahl nicht zu empfehlen. Zweiteilung der Schützen (nur der Höhe nach) in Verbindung mit Querdreiteilung des Einlaufquerschnittes und Ausbildung der Schützenriegel als kontinuierliche Träger auf vier Stützen oder als einfache Träger mit überstehenden Enden (Lilla Edet, Abb. 474), ist eine Lösung, die in glücklicher Weise für die Schützen Einfachheit mit Gewichtsersparnis vereinigt und die Bieungsbeanspruchungen in der Rahmenwand des Einlaufgerinnes herabsetzt.

Die mehrfache Abstützung kann auch auf die Unterschütze beschränkt werden, wenn große Kürze des Einlaufs es nicht für beide Schützen gleichartig zuläßt. Die Schützen können dabei mit Vorteil als Schwimmschützen ausgebildet werden. Schräge Anordnung der Schützen kann bei geschlossener Bauweise Vorteile bieten (Abb. 464).

3. An sonstigen Verschußarten kommen noch in Frage Wälzklappen (Abb. 463). Diese Bauform ist technisch sehr gut, aber bei großen Einlaufquerschnitten auch sehr teuer und nicht unbedingt notwendig, da Frostschutz hier mit Strom- oder Warmluftanwärmung leicht möglich. Segmentschützen eignen sich wegen ihrer Sperrigkeit selten; Drosselklappen (mit Druckwasser gefülltem Dichtungsring) sind nur vereinzelt bei Mitteldruckwerken angewandt (Abb. 522, Klappe sitzt zu nahe am Rohrmond!).

Die Aufzugsvorrichtungen der OW-Schützen können bei Mehrkammeranlagen mit Vorteil als Laufkrane oder Laufkatzen ausgebildet werden. Vorteilhafte Lösungen zeigen die Abb. 474, 523. Manchmal hat man die Schützen in den Maschinensaal hereingenommen, um sie besser unter Aufsicht

<sup>1</sup> Holzer: Der elektrische Fischrechen. Mitt. Nr. 8 Inst. f. Wasserbau T. H. Berlin, auch Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1931.

zu haben, oder sie vom Maschinensaalkran bedienen zu lassen. Da aber die Halle dadurch breiter und unschöner wird, auch Kollision mit Abluftkanälen eintreten kann, ist diese Ausführung selten geblieben.

Neuerdings baut man Kraftwerke mit großen Kaplanurbinen sogar ganz ohne Schnellschlußschützen (Ryburg-Schwörstadt), da die doppelte Regulierbarkeit durch Leit- und Laufradschaufeln genügende Sicherheit bietet. Die

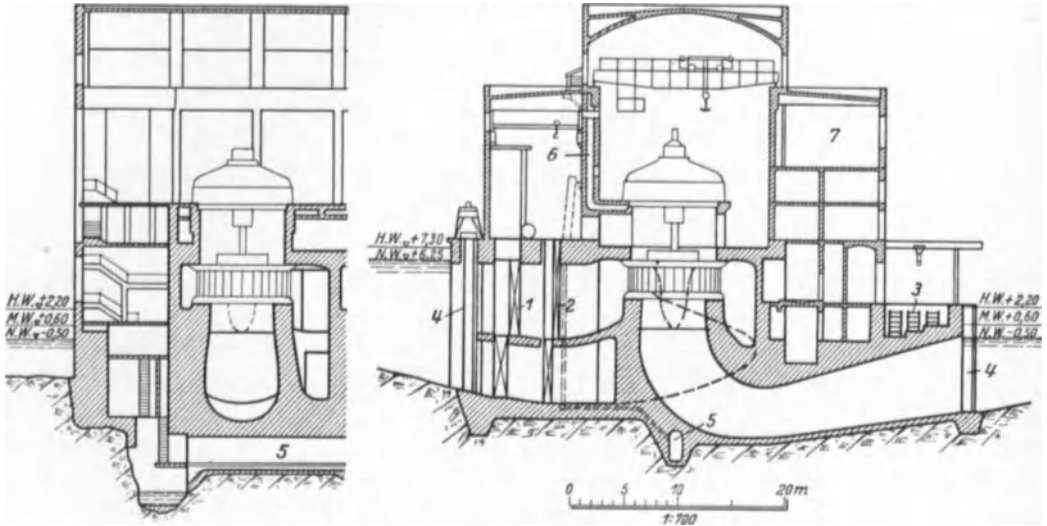
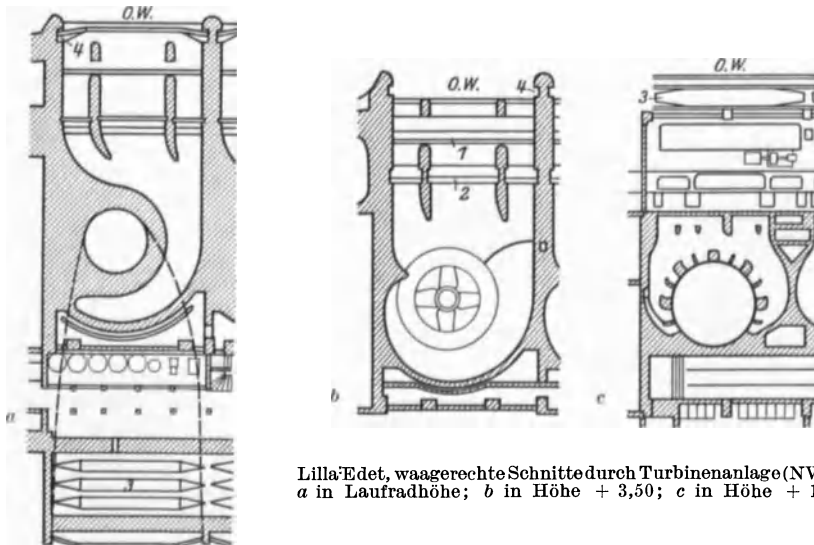


Abb. 474. Lilla Edet, Krafthaus, Längs- und Querschnitt (NWK. S. 639f.). 1 O-W-Schützen; 2 Fischrechen, aufziehbar; 3 Dammbalkenlager; 4 Dammbalkenfalze; 5 Pumpenschacht; 6 Warmluftkanal, 7 Kontrollraum.



Lilla Edet, waagerechte Schnitte durch Turbinenanlage (NWK.).  
a in Laufradhöhe; b in Höhe + 3,50; c in Höhe + 11,00.

dabei noch erforderlichen Notschützen hat man in Vargön durch Anwendung der Heberbauweise auch noch entbehrlich gemacht.

d) **Notverschlüsse.** In der Regel ordnet man Dammbalkenfalze vor den Betriebsabschlüssen an und beschafft einen Satz Dammbalken. Diese fallen bei großen Einheiten sehr schwer aus und werden daher zweckmäßig nach Andeutung der Abb. 473 als Balken mit überstehenden Enden gebaut. Man macht den Einzelbalken der Zeitersparnis beim Einbauen halber nicht zu nieder

und erleichtert den Einbau durch Anordnung einer längs verfahrbaren Winde oder eines ebenso verfahrbaren Krans (Abb. 474, 523, 464), der womöglich das im Grundbau oder an Land anzuordnende Dammbalkenlager bestreichen soll. Bei der Unempfindlichkeit großer Einzel- oder Doppelschützen einerseits, den hohen Kosten der Dammbalken andererseits sollte man bei Neuanlagen Verzicht auf besonderen OW-Notverschluß in Erwägung ziehen, wenn OW-Schützen eingebaut werden.

e) **Einlaufgerinne** (vorwiegend unter Berücksichtigung waagerechter Welle). Grundsätzlich ist wirtschaftlicher Weise der Einlauf so kurz, als es die hydraulischen Rücksichten und die Unterbringung der Verschlüsse und Rechen zulassen, auszubilden. Verbauungen des Querschnittes durch Stützträger, Leitwände u. dgl. sind, wenn man sie aus dringenden konstruktiv-wirtschaftlichen Gründen wählt, sorgfältig hydrodynamisch richtig zu profilieren (Tropfenquerschnitt od. dgl. Abb. 474, 484, 532, 144).

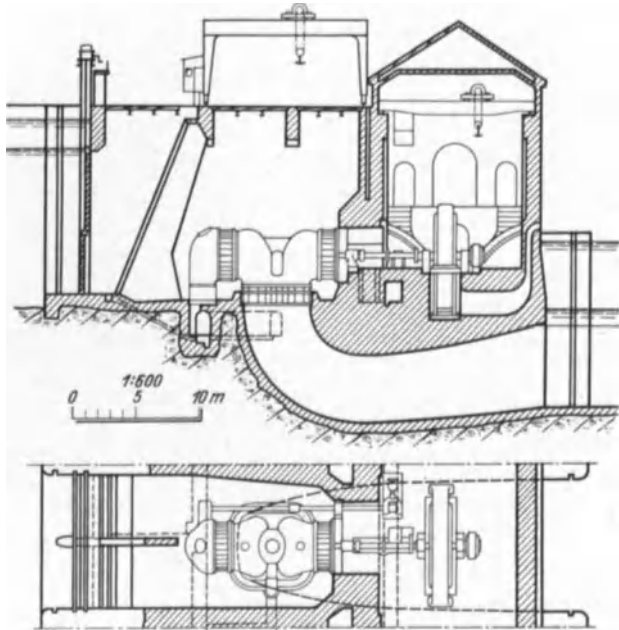


Abb. 475. Raanasfos, Niederdruckkraftwerk mit offener Turbinenkammer (NWK.)

## 2. Offene Turbinenkammern.

Die Kammer, früher ein roher rechteckiger Kasten mit massiven Steinwänden, entwickelte sich aus wirtschaftlich-konstruktiven und strömungstechnischen Gründen zu wannen- und im Grundriß rechteckig-halbzyklindrischen und zuletzt spiralförmigen Formen oder Einbauten (Abb. 475, 478).

Die konstruktiven Hauptprobleme bieten:

a) **Die Zwischenpfeiler.** Zur Aufnahme der einseitigen Wasserlast bei leerer Kammer werden sie entweder am Fuß verbreitert (Abb. 476), oder unter Bewehrung eingespannt. Bei großer Kammerwassertiefe geht man auch zum Einziehen von Zug- oder Druckversteifungen und weiter zur Ausbildung von steifen Endrahmen unter Benutzung von Gangstegen oder Tauchwänden als oberen Rahmenriegeln über. Der Wandpfeiler wirkt dabei als vierseitig gelagerte Platte.

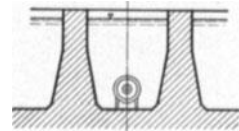


Abb. 476. Turbinenkammer mit am Fuß eingespannten Zwischenpfeilern (Wangen a. A.).

b) **Die Stauwand.** Außer Festigkeit wird hier Dichtigkeit verlangt.

Alte Bauweise: dicke, ebene, stützmauerartige Stauwände, die nach Bedarf durch Profileisen oder ankerartig eingelegte Rundeisen an die Pfeiler angehängt wurden (Abb. 475).

Neuere Bauweise: stärkere Betonung der Vouten oder Anwendung flacher stehender Zuggewölbe; die Massen wurden erheblich verringert und eine Rahmenwirkung in der waagerechten Ebene erzielt.

Neue Bauweisen: ausgesprochene, intensiv bewehrte dünne Halbzyylinder- oder Zylindersegmente nach Hellström (Abb. 477 und 482). Letztere sind die



neueste, sparsamste Bauform. Die Stauwand erhält dabei keine Biegun-  
gsspannungen, nur die Zwischenwände. Am Einlaufmund ist ein oberer Anker-  
riegel und ein unterer in der Schwelle versteckt angeordnet.

Die Dichtung ist bei massiver Wand schwierig. Häßliche Sinterungen im  
Innern des Maschinensaals waren meist nicht zu verhindern. Daher empfiehlt  
sich eine Blindwand (Rabitz oder  $\frac{1}{2}$ -Stein) mit Isolierung oder einfacher,  
Luftzwischenraum vorgelegt (Abb. 475, 480). Diese  
vorteilhafte Anordnung ergibt sich von selbst bei  
Zylinderstauwänden.

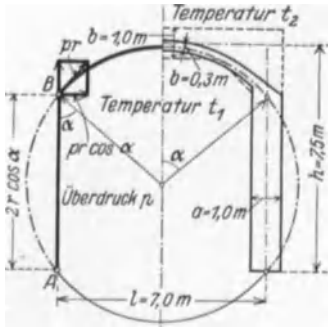


Abb. 477. Systemskizze einer Eisen-  
betonturbinkammer.  
(Nach Hellström.)

aufzulegen und hinter der wichtigen Herdmauer (an der Eintrittschwelle)  
weiter einwärts nach Bedarf zu dränieren, damit Sohlenaufbruch bei entleerter  
Kammer vermieden bleibt. Bei höherem Stau kommt die Einlauf- und Kammer-  
sohle oft so hoch über den Untergrund zu liegen, daß sie mit Magerbeton unter-  
fangen oder hohl als Gewölbe oder Eisenbetonplatte auf die Zwischenpfeiler  
abgestützt werden muß (Abb. 523, 524, 525,  
526, 527). Der Hohlraum darunter ist zu ent-  
wässern. Über Saugrohr und Unterkanal muß  
die Kammersohle jedenfalls frei tragen, und  
zwar ihr Eigengewicht und das Gewicht von  
Wasser + Turbine + Saugzug.

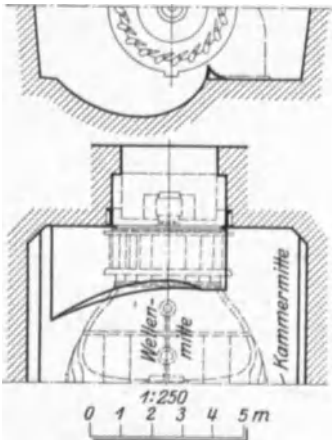


Abb. 478. Spiralausbildung der Tur-  
binenkammersohle bei waagerechter  
Welle, Kraftwerk Untra.  
(Tekn. T. 1919.)

Ältere Bauweise: Eisenquerträger.

Neuere Bauweise: Tonnen- oder Kuppel-  
gewölbe oder systematisch bewehrte ebene  
Betonplatte. Die Turbine ist mit ihrem Fußring  
entweder einfach auf die Sohle eventuell etwas  
erhöht auf einen Ringwulst aus Beton zu setzen.  
Dabei kann bei waagerechter Welle die Sohle 1.  
eben oder schwach muldenförmig gebildet oder  
2. unter den Laufrädern spiralartig ausgebildet  
werden (Abb. 478).

d) Revisionsgänge (bei waagerechter Welle).

In der Kammer befindliche Lager macht man  
(nur bei sehr großen Anlagen) im Betrieb (von  
unten) zugänglich (Abb. 475, 481). Blecheinsteig-  
schächte (von oben) (Wangen a. A., Wkr. 1913, S. 427) sind billiger, aber nur  
für mittlere Anlagen empfehlenswert. Bei kleineren Anlagen verzichtet der  
Turbinenkonstrukteur meist ganz auf Zugänglichkeit im Betrieb und begnügt  
sich mit guter Preßfettsschmierung. Die Befestigung der Lager (Ringschmier-  
lager) macht keine besonderen Schwierigkeiten; ein erheblicher einseitiger Schub  
tritt bei Zwillings- oder Doppelturbinen, die für größere Anlagen mit waage-  
rechter Welle allein noch in Frage kommen, nicht auf.

e) Abdeckung der offenen Turbinenkammern. Sie empfiehlt sich aus Sicher-  
heitsgründen sehr; auch als Schutz gegen Eisbildung infolge Eindringens von

kalter Luft und Schnee. Ein Trägerrost mit Dielenbelag ist die einfachste Form; besser (fester und dauerhafter): Eisenbetonplatten mit versenkten Haken zum Herausheben mit Bock oder dem für große „waagerechte“ Anlagen kaum zu entbehrenden besonderen Turbinenlaufkran (Abb. 475). Das Kammerinnere ist durch Steigeisen zugänglich zu machen. Die Anbringung einiger starker Bügel rings in Wasserspiegelhöhe ist zweckmäßig, weil man manchmal zur Unterdrückung luftschluckender Wirbel Schwimmkreuze (oder -rahmen) aus Balken auf den Wasserspiegel legen muß.

### 3. Das Untergerinne.

Die Pfeiler der Turbinenkammern gehen unter dem Maschinenflur weiter bis ins freie *UW*, wo Falze für Dammbalken oder Not-schützen anzuordnen sind (Abb. 472).

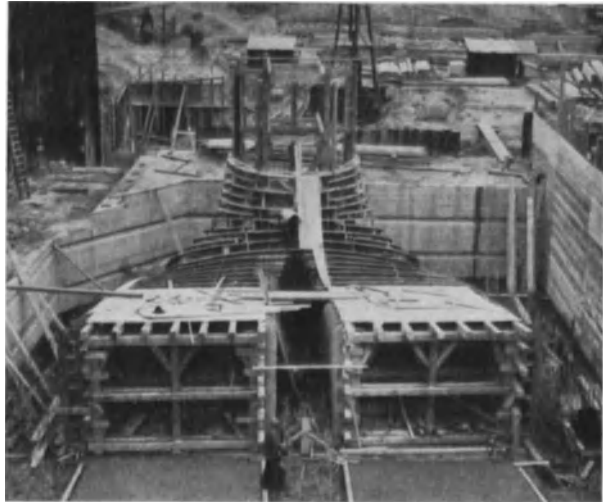


Abb. 479. Griesheim a. M. (unterhalb Frankfurt). Schalung des Saugschlauches einer Turbine.

Das Saugrohr besteht bei waagerechter Welle entweder:

- a) aus Eisen (Blech oder Guß) oder
- b) aus Beton (Krümmer). Bei eisernem Saugrohr ist der Untergerinnequerschnitt rechteckig und meist übergewölbt. Die Rückwand ist vielleicht zweckmäßig

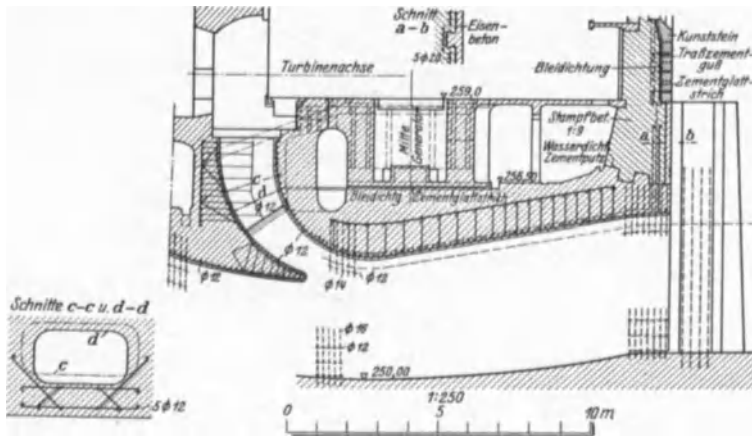


Abb. 480. Wyhlen, Bewehrung des Betonsaugrohrs und Auslaufgerinnes. (Schweiz. Bauztg. 1913.)

gleichfalls gewölbt, um Erddruck aufzunehmen. Das Untergerinne ist dabei in der Regel ein Freispiegelgerinne.

Bei Betonkrümmer, der jedenfalls für große und hochschnellläufige Turbinen vorteilhafter ist, wird das Saugrohr meist in massivem Beton (Abb. 482) nach Bedarf bewehrt (Abb. 480) ausgeführt.

Der obere Saugrohrhals ist mit Blech, besser, weil massiver, mit Gußzylinder auszukleiden. Angriffe kommen hier vor durch Kavitation und damit

zusammenhängende Schwingungserscheinungen, die eine zu leichte Auskleidung unter ungünstigen Bedingungen rasch lockern können. Da die Schalung schwierig und teuer, zieht man oft die Eisenverkleidung bei großen Anlagen weit herunter und spart so Schalungskosten und Zeitaufwand (Abb. 532). Das

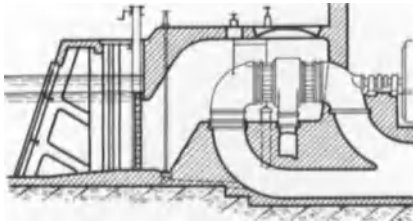


Abb. 481. Waagerechte Anordnung einer Heberturbine vor dem Krafthaus, Welle stromlängs (J. M. Voith, Heidenheim).

Saugrohr geht allmählich vom Kreisrunden in rechteckig ausgerundete Querschnitte über und erweitert sich ebenso, um Diffusorwirkung (Verwandlung kinetischer in potentielle Energie) zu sichern (vgl. S. 358, Abb. 479). Es muß auch beim tiefsten zu erwartenden  $UW$ -Stand gegen Lufteindringen sicher sein (Berücksichtigung späterer etwa möglicher Sohlensenkungen im Unterlauf des Mutterflusses oder -kanals!). Form und Lage des Saugrohres gibt der Turbinenbauer in erster Linie an (vgl. S. 357f., 421f.). Ein Bewehrungsbeispiel, bei dem auf äußeren Atmosphärendruck Rücksicht genommen wurde, zeigt Abb. 480.

Die Decke des Untergerinnes muß die Last des Maschinensaalbodens mit Maschinen usw. aufnehmen. Soweit sie zugleich Decke eines Saugkrümmers

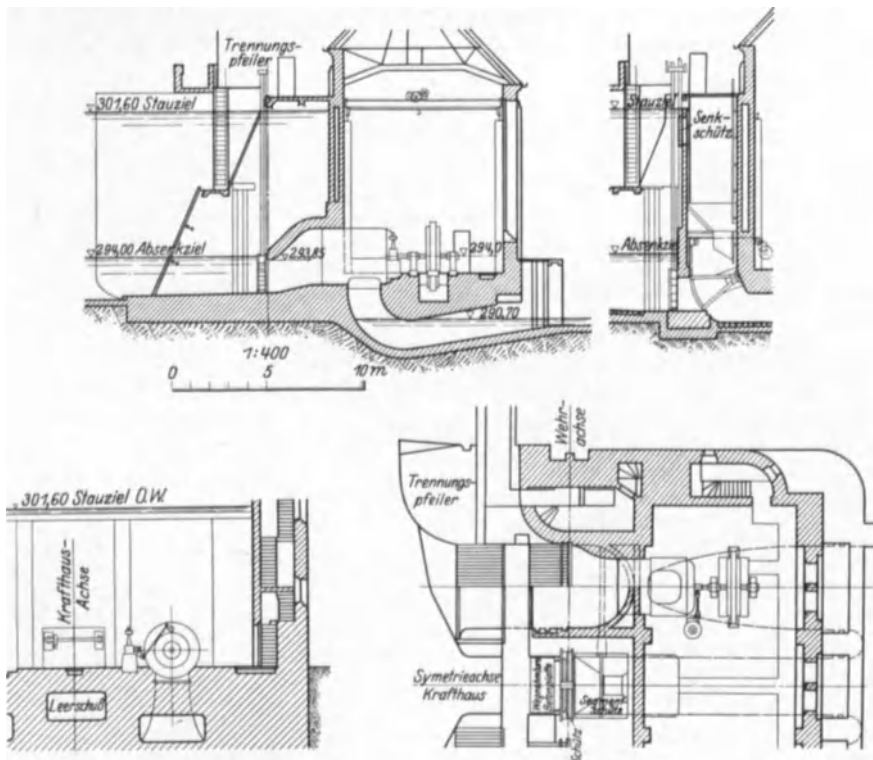


Abb. 482. Forbach, geschlossene waagerechte Niederdruckturbine im Krafthaus. Welle stromlängs (Verw.).

ist, muß auch der hydrodynamische Sog und Druck, wie er sich jeweils bei Reguliervorgängen einstellen kann, berücksichtigt werden. Die Lasten werden von der Decke auf die Pfeiler und durch diese in den Grund übertragen.

Folgende Konstruktionsformen der Decke kommen vor:

1. Profilträger in Beton.
2. Gewölbe (Abb. 521).
3. Eisenbetonplatte oder Eisenbetongewölbe (Abb. 480).

Die Sohlensausbildung wird weiter hinten, mit der Gründung des Krafthauses, besprochen. Die Bauhöhe der Decke wird häufig unter der Generatorgrube knapp, desgleichen unter Kabelgängen, Lüftungskanälen usw.

Bei großen Wassermengen wirkt Querteilung des einzelnen Untergerinnes und Rahmenkonstruktion sehr günstig (Abb. 480). Die Pfeiler werden dann systematisch bewehrt.

Die Trennungspfeiler müssen auch im Untergerinne einseitigen Wasserdruck aushalten.

#### 4. Einlauf und Kammer geschlossener Niederdruckanlagen mit waagerechter Welle.

Solche Anordnungen kommen in folgenden Stellungen in Betracht:

1. Welle stromlängs, quer zum Haus:

a) Turbine vor dem Haus: nur als Heberanlagen, da sonst die geschlossene Bauweise keine Vorteile bieten würde (Abb. 481).

- b) Turbine im Haus (Abb. 482).

2. Welle stromquer, parallel zum Haus:

a) Turbine neben dem Haus (Abb. 471). Das Gehäuse erhält zweckmäßig Spiralförmigkeit und kann als Überfall benutzt werden.

b) Turbine im Haus. Das Gehäuse wird als Kessel- oder Spiralgehäuse, meist in Eisen ausgeführt.

Die Gehäuse sind auf inneren Überdruck zu berechnen, bei der Heberturbine dagegen auf äußeren, entsprechend der Lage über *OW*-Spiegel. Unter *OW*-Spiegel ist natürlich auch das „Heber“-Gehäuse mit Innendruck beansprucht. Im übrigen bieten sich keine wesentlich neuen Probleme konstruktiver und hydraulischer Natur. Die Bauweise ist seltener mit Vorteil verwendbar.

#### 5. Geschlossene Nieder- und Mitteldruckanlagen mit senkrechter Welle.

Senkrechte Mehrradturbinen werden jetzt nicht mehr gebaut; eines der letzten Beispiele ist die Anlage Aue/Schweiz (Wkr. 1913, S. 1287). Wir haben uns also nur mit der modernen senkrechten Einradturbine in Spiralgehäuse zu befassen, die schon mit 8000 mm Laufraddurchmesser (Vargön, Abb. 535) gebaut ist. Die Maschine ist hier „hausgroß“, der Krafthausunterbau zum Maschinengehäuse geworden. Beide sind zu einer hydrodynamisch hochgezüchteten Einheit verschmolzen.

a) **Beanspruchung und Konstruktion.** Das Gehäuse wird meist in Eisenbeton hergestellt, weil bei geringem Druck und sehr großen Wassermengen ein Guß- oder Stahlblechgehäuse zu teuer würde, obwohl natürlich die Verwendung eines fabrikfertigen Eisengehäuses die Bauausführung und Montage sehr vereinfacht. Wenn bei mittleren und kleineren Wassermengen die Turbinenabmessungen so klein sind, daß die Herstellung einer Eisenbetonspirale praktisch unmöglich wird, so wählt man entweder offene Spiralkammer (vgl. NWK. Abb. 817) oder Eisengehäuse (wie bei Mitteldruck, Abb. 524).

Wir betrachten zunächst nur den Einbau in Eisenbetonspirale. Die Formen und Abmessungen der Wasserwege, die der Turbineningenieur in erster Linie bestimmt, sind genau einzuhalten; die schwierigen Schalungen lassen sich etwas vereinfachen, wenn gerade Linien als Erzeugende der Einlauf- und Spiralfächen verwandt werden (vgl. Karlson in Tekn. T. 1920, auch Abb. 479, 486 u. a.).

Für den Einlauf gilt in vielem das für das Wasserschloß S. 346 und für offene Einläufe S. 408 Gesagte. Er wird meist stark trompetenförmig eingezogen.

In der dazu nötigen Abdeckung sind Schlitz für Schützen, Rechen u. dgl. auszusparen. Die Schlitz sollen durch die Unterflächen der hochgezogenen Schützen u. a. fluchtgerecht abgeglichen sein, damit Wirbel und Fallverluste ausgeschaltet werden (Abb. 464). Kanten sind zu vermeiden, alle Übergänge auszurunden. Durch Löcher in den Decken kann man dem Wasser Zutritt auch zur Oberseite geben, um die Konstruktion zu entlasten (Abb. 483).

Einlauf und Spirale werden im übrigen allseitig durch Wasserinnendruck (bei Schützenschnellschluß unter Umständen auch durch Sog) beansprucht und sind entsprechend zu bewehren. Die Spiralendecke ist zwar durch den Turbinendeckel völlig zugfest geschlossen, wäre dabei aber nur unter erheblicher Deformation imstande, den unter Umständen sehr großen Aufwärtswasserdruck aufzunehmen. Als maßgebender Belastungszustand ist unter Umständen derjenige

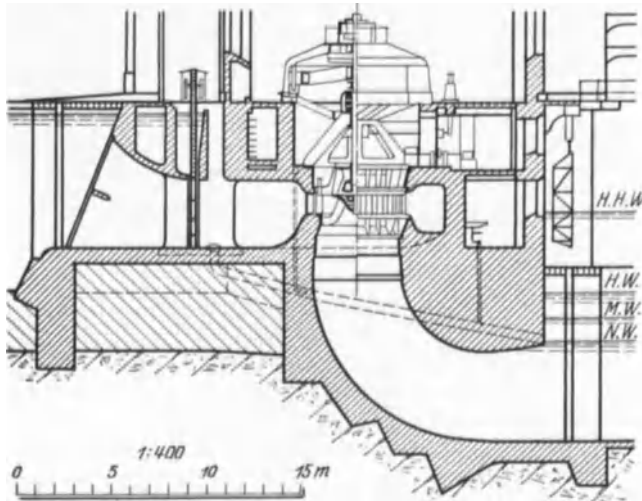


Abb. 483. Krafthaus Eglisau. (Schweiz. Bauztg. 1927.)

zugrunde zu legen, der bei eingesetztem, provisorisch über dem Turbinendeckel abgefangenem Laufrad, vor der Montage von Stator und Rotor sich ergibt, wenn die Spirale probeweise mit Wasser gefüllt wird. Dann müssen die Ränder des „Turbinenloches“ in Decke und Boden der Eisenbetonspirale miteinander durch zugfeste Organe verbunden werden. Diesen Zweck erfüllen in der Regel die festen, sog. Stützschaufeln des Leitradkranzes der Turbine (Abb. 474, 483, 486). So wird dann die Spirale nur ähnlich wie ein Druckrohr beansprucht. Da sie aber gleichzeitig (im waagerechten Schnitt betrachtet) wie eine Gewölbestauwand an den Zwischenpfeilern aufgehängt ist, muß sie kreuzarmiert werden. Während der Innendruck auf den Spiralendeckel durch dessen Eigengewicht zum Teil ausgeglichen ist, addiert er sich umgekehrt für den Spiralboden bzw. den darunter liegenden Saugrohrteil zu den Auflasten. Heberspiralen (Abb. 469, 535) verringern vorteilhaft die Gründungstiefe und gestatten Verzicht auf die teure Einlaßschütze (Vargön!), die durch einen Dammbalkensatz oder eine für alle Kammern gemeinsame quer verfahrbare Notschütze ersetzt wird. Dafür steht die Spiralendecke bzw. der damit verbundene Maschinenhausboden unter einem entsprechend höheren Außenluftdruck.

Bei allen statischen Berechnungen auf Grund des Wasserinnendrucks sind die möglichen dynamischen Vorgänge mit in Betracht zu ziehen.

Entsprechend den hohen in der Spirale und im Saugrohr herrschenden Geschwindigkeiten sind die normalen Betriebsdrücke niedriger als der statische

Druck. Bei Ent- und Belastungsvorgängen treten die hydrodynamischen Verzögerungs- oder Beschleunigungsvorgänge in dem vom Einlauf bis Saugrohrende geschlossenen Kanalsystem in gleicher Weise wie in einem Druckrohr auf und erzeugen erhebliche zusätzliche Innen- oder Außendrucke, die zu berücksichtigen sind.

Die Maschinenauflast (bzw. bei wassergefüllter Turbine ihr Überschuß über die kleinste betriebsmäßig vorkommende Deckendruckkraft des Wassers) muß (einschließlich des auf dem Laufrad lastenden und durch die Saugwirkung des Diffusors erhöhten Wasserdruckes) sicher und in Rücksicht auf das nur einige Millimeter betragende Spiel des Laufrades im Leitradkranz mit möglichst kleinen Durchbiegungen auf die Fundamentsohle übertragen werden.

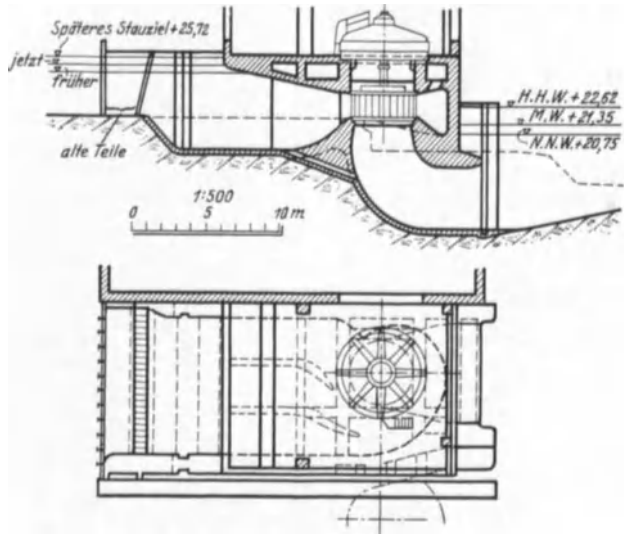


Abb. 484. Ljusfors, Schnitt und Grundriß der Turbinenkammer. (NWK.)

Dies kann grundsätzlich auf zweierlei Weise geschehen:

1. Indirekt: Der Generatortragring, auf welchem zuerst das ganze Gewicht des Generatorgehäuses, des Rotors, der Welle und des Turbinenlaufrades nebst Wasserlast ruht<sup>1</sup>, wird durch Querträger über den seitlichen Kammerwänden abgefangen. Diese Querträger können sein:

1a) bei kleinen und mittleren Turbinen: Eisenbetonplatten oder -balken [Beispiele: Kangankoski, NWK. S. 661 (Platte), Ljusfors, Abb. 484 (Balkenrahmen)]. Bei Ljusfors beträgt die Durchbiegung nur 1 mm bei 9,00 m Kammerlichtweite;

1b) bei großen Turbinen: Walzeisenträger oder genietete Profile von hohen Widerstandsmomenten in genügender Zahl nebeneinander gepackt (Abb. 463, 485).



Abb. 485. Blechträger zur Aufnahme der senkrechten Lasten von Generator und Turbine (Kraftwerk Griesheim a. M.).

Diese Anordnung wird aber bei größeren Kammerbreiten sehr teuer und gibt unerwünschte Durchbiegungen. Daher wird an ihrer Stelle bei großen Turbinen in der Regel bevorzugt:

<sup>1</sup> Spurlagerdruck ist heute schon bis gegen 800 t (Schwörstadt) gesteigert; das Gesamtgewicht einschließlich Stator erreicht das Doppelte.

2. Direkt: Weiterleitung des Druckes durch einen brunnen- oder turmartigen Betonunterbau unter dem Generatortragring und weiter durch die vorhin erwähnten Stützschaufeln, die dementsprechend steif aus Gußstahl konstruiert sein müssen. Sie erhalten manchmal angegossene Fußplatten zwecks guter, vom unteren Leitradring unabhängiger Druckübertragung; ihr Profil ist kreiszylindrisch, besser aber stromliniengemäß tropfen- oder gekrümmt-schaufelförmig.

Bei ganz großen und schweren Maschinen baut man neuerdings (in Nordamerika) gern einen „Stützring“, d. h. einen vollen Gußzylinder (oder Kegelstumpf) zwischen Untertragkranz des Generators und Stützschaufeln ein, um den Generatordruck ganz direkt ohne Vermittlung von Beton zu übertragen.

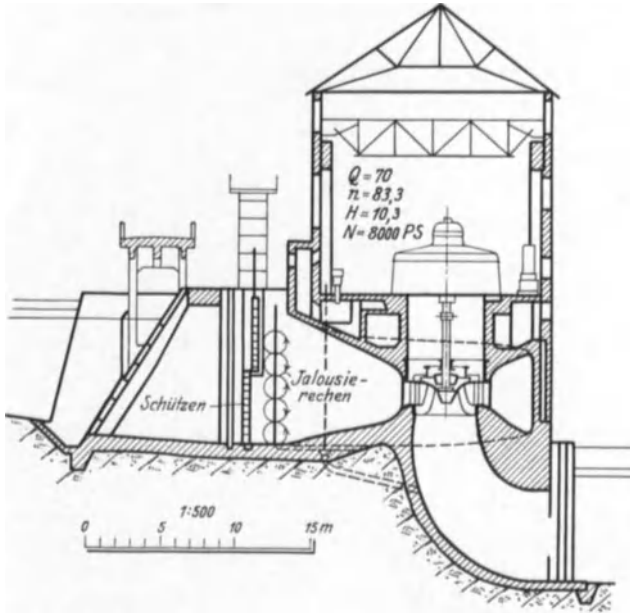


Abb. 486. Forshuvud, Schnitt durch Krafthaus. (NWK.)

Das Kurzschlußtorsionsmoment muß von der Spirallendecke eventuell in Gemeinschaft mit einem armierten Oberflur in Höhe des Generatortragringes aufgenommen werden, die entsprechend bewehrt wird.

Im Interesse der Kühlung und Überwachung des Stromerzeugers und der Turbinenregulierung muß der Raum unter dem Rotor bequem zugänglich sein, auch muß der Servomotor der Turbinenregulierung mit Öldruckpumpe und Windkessel in der Regel hier untergebracht werden (während der Regler auch auf Generatorhöhe untergebracht werden kann). Es sind dabei

folgende grundsätzlich verschiedene Anordnungen möglich:

**b) Höhengliederung des Krafthauses senkrecht geschlossener Turbinenbauart.** Der Stator mit dem Stützlager und etwa aufgebauter Erregermaschine muß jedenfalls bequem überwachbar sein, ebenso die auf dem Turbinendeckel liegende Außenregulierung. Dadurch entstehen mindestens zwei bedienungswichtige Horizonte, die das Krafthaus der Höhe nach gliedern. Nach ihrer konstruktiven Betonung ergeben sich die folgenden grundsätzlich verschiedenen Bauweisen:

**I. Einflurbauweise, Turbine versenkt.** Der Stromerzeugerhorizont bildet den Hauptmaschinenflur: Keokuk = erste große derartige Anlage (Wkr. 1913, S. 1306); der Turbinendeckel liegt in einem Schacht noch unter dem Unterflur, der nur in einzelnen Quer-, Ring- oder Halbringgängen mit verbindenden schmalen Treppengängen, nicht als durchgehendes Untergeschoß entwickelt ist (so auch Forshuvud, Abb. 486). Diese Bauweise ist sparsam und bei Fallhöhen etwa über 5 m anwendbar.

**II. Einflurbauweise, Stromerzeuger hochgestellt.** Der Turbinenhorizont bildet den Hauptflur; der Stromerzeuger ist auf einen Stelzenkranz oder einen durch Gewölbe durchbrochenen Turm (Abb. 487) gestellt, entweder frei in die Mittellinie des Krafthauses oder, bei großen Maschinen besser, seitlich an eine Längswand angebaut, was die Ablüftung sehr verein-

facht (Abb. 474). [Wird der Stromerzeuger dabei an der Oberwasserseite auf Beton gelagert, an der Unterwasserseite aber auf Stelzen gestellt (Abb. 463), so spricht man von „Känguruhaufstellung“.] Die einzelnen Maschinentürme werden zweckmäßig durch einen der Länge nach durchlaufenden Steg oder besser massiven Halbflur verbunden, um die Beaufsichtigung zu erleichtern, dies ergibt die in den Abb. 474 und 487 schon angedeutete:

III.  $1\frac{1}{2}$  Flurbauweise. Dieser obere Halbflur wird vom Hauptflur durch massive Treppen oder Eisenleitern erreicht; die Zugänglichkeit der Regler- usw. -Organe ist sehr gut, aber der Nachteil einer schluchtartigen Ausbildung nahelegend. Auch muß der Stromerzeuger, um dem Hauptflur die nötige Lichthöhe zu lassen, hoch hinauf gestellt werden, was den Überbau etwas verteuert. Bei kleiner Fallhöhe ist dies die nächstliegende Bauweise. Sie kann allerdings durch Ergänzung des Halbflurs zum Vollflur mit nicht übermäßigem Aufwand fühlbar verbessert werden; dies ergibt die:

IV. Zweiflurbauweise.

V. Der Hauptflur wird auf einen Zwischenhorizont gelegt:  $2\frac{1}{2}$  Flurbauweise. Der Stromerzeuger ist einseitig hoch aufgebaut; entsprechend wird der Turbinendeckelhorizont durch Treppen erreicht (Abb. 439). Die einzelnen Turbinenböden werden zweckmäßig durch Türen miteinander verbunden, so daß ein durchgehender Unterflur entsteht. Wenn die Spirale so mächtig ist, wie in Abb. 439, ist die „Schlucht“ neben den Maschinentürmen nicht so übermäßig eng und man kann sie hinnehmen.

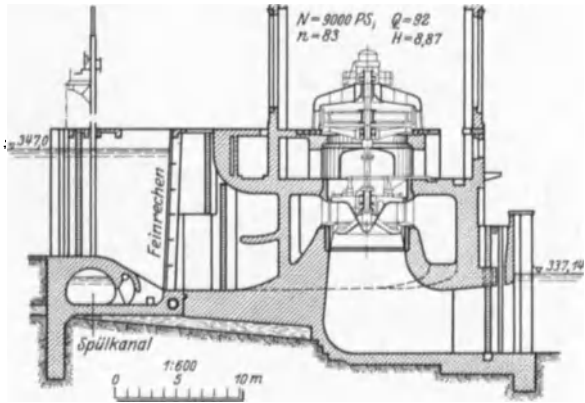


Abb. 487. Krafthaus Chancy-Pougny, Querschnitt. (Schweiz. Bauztg. 1926, I.)

Die Beispiele werden gezeigt haben, wie sehr die Fallhöhe (Bauhöhe) und die Wassermenge (Baubreite) einwirken, um die jeweils zweckmäßigste Form zu bezeichnen.

Die Lüftung wird bei Niederdruckanlagen namentlich bei senkrechten, naturgemäß in der Regel Einzellüftung im Quersystem sein. Die Frischluft kann bei geräumigem Turbinenflur von ihm oder durch Vermittlung großer, mit Gittern überdeckter Öffnungen im Generatorflur von diesem angesaugt und ohne Umwege seitlich vom Generator weg durch die oberwasserseitige Krafthauswand abgeblasen werden (Abb. 474, 484, 486).

c) Geschlossene senkrechte Nieder- und Mitteldruckanlagen mit Eisengehäuse. Je nach der Einzelwassermenge ist bei statischen über Turbinenhöhen von 12 bis 15 m meist die konstruktive und wirtschaftliche Grenze der Anwendbarkeit massiver Eisenbetonspiralen gegeben. Dann verwendet man fabrikfertig hergestellte und ganz oder in Stücken auf den Bauplatz gebrachte Spiralgehäuse mit kreisrundem Spiralenquerschnitt aus Stahlblech genietet oder, wegen der Steifigkeit und besseren hydraulischen Eigenschaften, vorteilhafter Gußeisen oder (bei höherem Druck) Stahlguß (Abb. 288). Für ihre Beanspruchung und Konstruktion gelten im wesentlichen dieselben Grundsätze, wie oben für Eisenbetonspiralen ausgeführt. Die Eisengehäuse erhalten also zugfeste und zugleich zur senkrechten Lastübertragung geeignete Vor- oder Stützschaufeln vor dem eigentlichen Leitapparat eingebaut.

Die Gehäuse werden in den Betonunterbau eingebettet und der Generatortragring in ähnlicher Weise wie bei Betonspirale unterstützt, also entweder



durch Unterzüge oder Säulen aus Beton oder Eisen oder einen zylindrischen Turm (Abb. 524) aus Eisenbeton oder Gußstahlkegelstumpf, der einbetoniert wird (Abb. 490). Der Gliederung nach kann dabei das Krafthaus, genau wie bei den Eisenbetonspiralen, als Ein-, Einhalb- oder Mehrfluranlage gebildet werden (vgl. Abb. 464, 523, 524 u. a.); bei der Eineinhalbfluranlage mit Generator in einhüftiger Aufstellung wird die Spirale in der Regel nur bis zur Achsenebene oder bis zum Scheitel des engeren Spiralentils in den Flur versenkt, bleibt also im oberen Teile sichtbar. Bei der Anordnung mit Generatorhauptflur und Turbine im Schacht oder bei Zweifluranlagen wird dagegen die Spirale in der Regel vollständig überbetoniert, was ihre Verankerung verbessert. Dieser Gesichtspunkt ist besonders wichtig, wenn es sich um eine Anlage mit frontal herangeführter längerer Druckrohrturbinenleitung handelt; denn dabei muß oft



Abb. 488. Spiralgehäuse aus Stahlblech, Shannon-Werk (J. M. Voith, Heidenheim).

die Turbine mit ihrem Fundament den Endschub der Leitung aufnehmen. Der Turbinendeckel mit der Außenregulierung muß selbstverständlich in allen Fällen zugänglich gehalten werden.

Häufig wird es erwünscht sein, das Turbinenfundament vorläufig fertig machen zu können, noch ehe das Gehäuse am Platze ist. Dies wird dadurch ermöglicht, daß man das Fundament zunächst nicht ganz bis auf Unterkante Turbinengehäuse hochführt und

einen eben-tellerförmigen Raum ausspart, in den das Gehäuse später unter entsprechender Verankerung und den betontechnisch gebotenen Vorsichtsmaßregeln für das Aufbringen von frischem Beton eingesetzt wird, nachdem der Maschinenhauskran (und also auch der Hochbau) bereits vorhanden ist. Der Arbeitsraum um die Spirale ist, namentlich für Nietung, reichlich zu bemessen; weshalb in der Regel bei dieser Ausführungsart das Krafthaus etwas breiter ausfallen wird.

**d) Isolierung.** Bei stark schwankendem  $UW$  ist es oft unvermeidlich, daß wichtige Bedienungsflure, vielleicht sogar der Generatorboden selbst, unter  $HUW$  gelegt werden müssen. Dann ist sorgfältigste umfassende Abdichtung der angestauten Wände und Decken nötig. Bei Überdruckhöhen von einigen Metern genügt hier ein guter äußerer Schleuderputz; bei größeren Druckhöhen aber wendet man häufig eine eingebaute Isolierschicht an (Asphaltpappe 2—3fach heiß mit Asphalt geklebt, Bleibitumen u. dgl., vgl. Abb. 480, 518, 460). Diese muß nach innen durch massiven Beton oder, wenn große Hohlräume für den Betrieb freigehalten sind, durch biegungsfeste Eisenbetonwände und -sohlen abgestützt werden (Trogausbildung). Zweckmäßig wird über der Isolierung in eine poröse Betonschicht ein Dränrohrnetz verlegt, dessen Sammelstränge zu Pumpensümpfen führen. Sollte infolge mangelhafter Ausführung die Isolierschicht versagen, so kann hinterher oberflächliches Aufbringen von Fettputz mit Drahtnetzeinlage (die angeheftet sein muß, soweit kein Gewicht darauf gepackt werden kann) auf Maschinenflurseite noch sicher abhelfen.

Nach Abb. 524 läßt sich der Krafthausunterbau dadurch verbilligen, daß die wasserberührten Wände mit Ausspiegelöffnungen versehen und die Isolierung

durch einen wasserdichten Stützzylinder aus Eisen oder Eisenbeton ersetzt wird, der den Turbinendeckel zugänglich macht. Dabei ist allerdings eine Verschlammung des Unterbauinnern unvermeidlich.

### 6. Das Saugrohr, insbesondere bei senkrechten Einradturbinen.

Nach S. 357f. hat das Saugrohr zwei Aufgaben:

1. Ausnutzung der „Saughöhe“.
2. Rückverwandlung der Geschwindigkeitsenergie, mit der das Wasser das Laufrad verläßt, in Druckhöhenenergie.

Die zweite Aufgabe hat mit der Entwicklung der höchstschnellläufigen Propeller- und Kaplanturbine außerordentlich an Bedeutung gewonnen, namentlich bei Niederfallhöhen. Sie verlangt sorgfältigst durchgebildete, eine stetige, kavitationsfreie Geschwindigkeitsverminderung verbürgende Saugrohrform, die

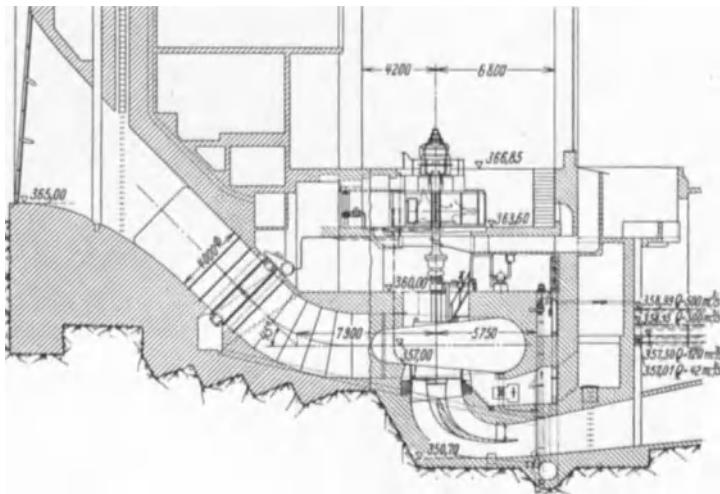


Abb. 439. Kraftwerk Wettingen (Escher-Wyss).

durch Modellversuche ausgesucht werden muß; als Baustoff eignet sich dabei (von kleinen Turbinen abgesehen) ausschließlich Beton oder Eisenbeton mit nach Bedarf hereingezogenem Stahlblechfutter.

Die Praxis hat dabei zwei wesentlich verschiedene Saugrohrformen entwickelt.

1. Das krummachsige Saugrohr, und zwar:
  - a) das Winkelsaugrohr,
  - b) das Krümmersaugrohr,
    - $\alpha$ ) ohne Leitwandinbau,  $\beta$ ) mit Leitwandinbau.
2. Das symmetrische geradachsige Saugrohr:
  - a) Moody's „Hydracone“,
  - b) White's „spreading draft tube“.

a) **Das krummachsige Saugrohr.** Während das Winkelsaugrohr (Abb. 487) bisher nur für kleine und mittlere Anlagen — und nicht mit unbestrittenem Erfolg angewandt ist, findet sich das Krümmersaugrohr in Europa für die allergrößten Niederdruckturbinen mit bestem Erfolg angewendet. In Verbindung mit der gegen Abflußstörungen sehr empfindlichen Kaplanturbine muß die Verzögerung besonders vorsichtig bemessen werden, daher häufig die auffallend große Länge des Diffusorteils (Abb. 439, 463, 474).

Die Abkrümmung unter der Turbine sollte mit Rücksicht auf Einsparung an Gründungstiefe möglichst scharf, mit Rücksicht auf die hydraulischen Verhältnisse möglichst sanft sein. Der Neigung zur Ablösung am inneren Bogen wird nach Versuchen der Firma Voith, Heidenheim dabei erfolgreich durch Anordnung einer gekrümmten Querleitwand im Krümmer begegnet (Abb. 439). Diese Leitwand muß bei großen Einheiten in der Regel vollständig aus Breitflanschprofilen hergestellt werden, weil sie bedeutenden dynamischen Wasserdruck und unterseits Sog erhält. Sie wird daher auch meist durch eine axiale senkrechte Längswand abgestützt (Abb. 463), die zugleich zur Geradrichtung des aus der Turbine abströmenden Wirbels beiträgt. Wenn der Anfang der Leitwand hinter den Austrittsquerschnitt des Laufrades zurückverlegt wird, werden die sonst schon beobachteten Verschlechterungen des Wirkungsgrades vermieden. Neuerdings ordnet man bei Kaplanturbinen zur Verminderung der Kavitationsgefahr auch eine Verlängerung der Laufradnabe an (Wettingen, Abb. 489), die sich in Form eines gekrümmten Kegels an die Leitwand anschließt.

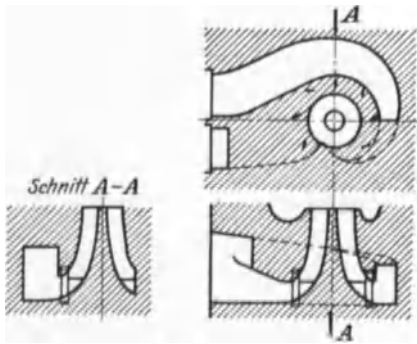


Abb. 490 a. Geradachsiges Saugrohr (Typ: Moody's spreading draft tube), Vertikal- und Horizontalschnitt. (Die Wasserkraft 1926.)

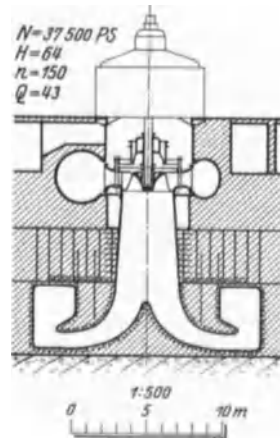


Abb. 490 b. Moody-Saugrohr, konstruktive Durchbildung. (Canadian Engineer 1920.)

Der lange Diffusorteil streckt sich in der Regel frei hinter das Krafthaus vor und wird konstruktiv durch eine zwischen die verlängerten Kammerpfeiler gespannte Eisenbetondecke gebildet. Diese Decke wird, dem Drucklinienverlauf entsprechend, im normalen Betrieb nur durch den Unterschied: statischer  $UW$ -Druck plus Reibungshöhe minus Geschwindigkeitshöhe, bei abgestellter Maschine jedoch durch den vollen statischen  $UW$ -Druck von unten nach oben belastet.

Unter Umständen ist es infolgedessen konstruktiv vorteilhaft, dem Unterwasser durch (abschließbare) Öffnungen Zutritt auf die Oberfläche der Diffusordecke zu gewähren (Abb. 439). Bei großen Lichtweiten zieht man zweckmäßig eine senkrechte Mittelwand ein, die mit Zustimmung des Turbinenkonstruktors, wie oben angedeutet, auch bis in die Krümmung des Saugrohres zurück durchgeführt werden kann (Abb. 479). Die beim schnellen Abstellen der Turbine eintretende sehr erhebliche hydrodynamische Druckverminderung im Diffusor ist bei der Bestimmung der ungünstigsten Belastungsfälle nicht zu vergessen.

Um die mit der Diffusorlänge doch einmal gegebene große überbaute Gründungsfläche auszunutzen, wird man oft mit Vorteil das Umspann- und Schalthaus an die Krafthausunterseite, statt in ein eigenes Gebäude am Ufer verlegen (Abb. 474). Dabei ist bei großen Wassermengen und Kammerbreiten eine Abfangung der Last der aufgehenden Mauern durch Sprengwerke (Abb. 474) vorteilhaft, um durchgehende Hallen (ohne Querwände) in den Untergeschossen zu ermöglichen.

**b) Das geradachsige Saugrohr.** Die in USA. weit verbreiteten geradachsigen („symmetrischen“) Saugrohrformen gehen auf die Prasilsche Grundform<sup>1</sup> zurück. Die amerikanische, gleichfalls auf umfangreiche Modellversuche gestützte Praxis hat zwei Typen entwickelt: White's Hydraucone regainer und Moody's spreading draft tube. Beide unterscheiden sich in erster Linie in der Ausbildung des unteren Teiles, in dem die scheibenförmige Ausbreitung des Wirbels und danach die Umlenkung des Wassers in die waagerechte, quer zur Krafthausachse gerichtete Abflußrichtung bewirkt wird.

I. Moody's spreading draft tube. Form I (Abb. 490a). Das Wasser wird durch einen zentrischen Kurvenkegel gezwungen, sich dem äußeren Mantel ohne Ablösung anzuschmiegen. Das genügend verzögerte Wasser wird an der Sohle von einer umfassenden Spirale aufgenommen und quer zur Krafthausachse ins freie *UW* geführt. Das Saugrohr baut sich, bei allerdings schon recht verwickelter Schalung noch verhältnismäßig einfach; die Übertragung der senkrechten Lasten in die Bausohle kann durch Eisenbetonstützschaufln ohne hydraulische Nachteile vermittelt werden, wenn der Untergrund so konzentrierte Belastung erträgt. Sonst ist die Anordnung einer entsprechend starken Eisenbetonplatte nötig, die zur Vermeidung übermäßiger Gründungstiefe und zwecks unmittelbarer Lastübertragung auf die Seitenpfeiler wohl auch über die Spirale gelegt wird (Abb. 490b). Die schlanke Kegelspitze muß stark bewehrt, die Kegelbasis im Untergrund verankert werden (in zwei Fällen brachen unbewehrte Kegel im Betrieb ab). Die amerikanischen Konstrukteure rechnen jetzt mit vollem Vakuum auf halben Kegelumfang im oberen Teil. Ausführungen mit niedrigem, nicht bis an das Laufrad ragendem Kegel (Abb. 490b und 491b rechts) ergaben infolge Kavitation starke Vibrationen und Anfrassungen an den Kegeln. Man hält daher eine flache Platte (Abb. 493) für immer noch besser als einen niedrigen Kegel. Die verschiedenen Turbinenfirmen halten indes, vorläufig wenigstens, vielleicht auch aus Patentgründen, an ihren Spezialformen fest.

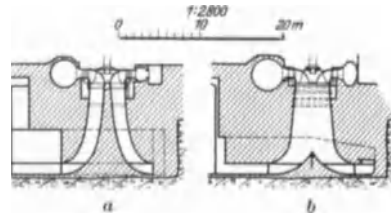


Abb. 491. Moody-Saugrohr mit hohem (a) und niedrigem (b) Kegeln (Niagarakraftwerk).

II. White's Hydraucone regainer. Die Ausbreitung des Wassers zur Wirbelscheibe wird hier lediglich durch eine ebene Stoßplatte bewirkt (Abb. 492). Die Abführung des beruhigten Wassers ist, um an Breite zu sparen, größtenteils dem Raum unter dieser Platte zugewiesen. Die Gründungstiefe ist mindestens so bedeutend wie bei den Hydrauconeformen, die Konstruktion schwieriger; die relativ dünne Platte ist bei schnellen Belastungsänderungen der Turbine bedeutenden, bald auf-, bald abwärts gerichteten einseitigen Drücken ausgesetzt.

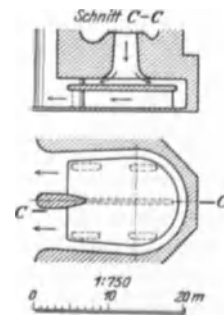


Abb. 492. White Hydraucone-Saugrohr mit ebener Stoßplatte. (Canadian Engineer 1920.)

**c) Vergleich der „amerikanischen“ mit den „europäischen“ Saugrohrformen.** Nach amerikanischen Modellversuchen sollen die geradachsigen und verwandten Saugrohre einen um 1 bis 3% höheren Turbinenwirkungsgrad als Krümmersaugrohre ergeben<sup>2</sup>. Dieser Vergleich bezieht sich aber nur auf Krümmer ohne Leitwand und mit recht kurzem Diffusorteil. Bei den ausgedehnten, im Maßstab 1:6 angestellten Modellversuchen der schwedischen Staatsbauverwaltung für Lilla Edet ergaben sich dagegen zwischen den amerikanischen Formen und

<sup>1</sup> Schweiz. Bauztg. Bd. 41 (1903) S. 207 f. und Forchheimer: Hydraulik S. 18.

<sup>2</sup> Trans. Amer. Soc. civ. Engr. Bd. 87 (1924) S. 893f. u. a.

dem Krümmersaugrohr mit Leitwand nur ganz unbedeutende Unterschiede des maximalen erreichten Turbinenwirkungsgrades<sup>1</sup>.

Indes sind alle bisher angestellten Versuche nicht als absolut entscheidend anzuerkennen, weil sie nicht ohne Einseitigkeiten sind. Tatsächlich gehört nämlich, wie J. B. Taylor und Schilhansl (Die Wasserkraft 1926) richtig betonen, zu jedem Laufrad eine bestimmte Saugrohrform. So eignen sich die amerikanischen Saugrohre vorzugsweise für Laufräder mit hoher Tangentialaustrittsgeschwindigkeit, die Krümmer dagegen mehr für solche mit niedriger Tangentialgeschwindigkeitskomponente. Dies ist bei allen bisher angestellten Versuchen nicht entsprechend berücksichtigt worden, und es wäre zu wünschen, daß umfassende paritätische Versuche angestellt würden, um die Frage von der Wirkungsgradseite her zu klären.

In baukonstruktiver Beziehung ist zu sagen: die geradachsigen Saugrohre bauen sich etwas breiter, dafür aber erheblich kürzer als moderne Krümmer. In der Einfachheit der Bauweise ist der Krümmer mit Leitwand wohl dem White-Saugrohr, dagegen nicht wesentlich dem vereinfachten (kernlosen) Moody-Saugrohr (Abb. 493) überlegen. Beachtenswert ist jedenfalls, daß eine bedeutende europäische Turbinenfirma (Escher Wyss & Cie.) neuerdings mehrfach Mittel- und Hochdruckturbinen mit Prasilsaugrohren erfolgreich ausgeführt hat (Abb. 493), wobei die gedrängte Bauweise vorteilhaft auffällt.

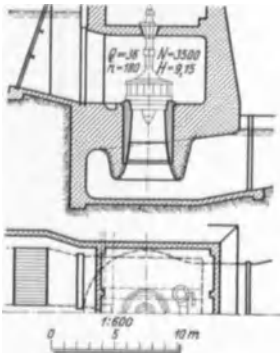


Abb. 493. Moody-Saugrohr ohne Kegel mit flachem Boden (Escher Wyss-Form).

## 7. Stellung des Niederdruckkrafthauses als Ganzes.

Zunächst ist ein Unterschied zu machen zwischen Kanalwerken (Krafthäusern im Zuge längerer Werkwasserleitungen) und Staukraftwerken (Kraftwerken in unmittelbarer An- und Eingliederung zum Stauwerk).

a) **Kanalkraftwerke.** Hier gilt das für die Stellung des Einlaufbauwerkes bei Verteilbecken (Freispiegelwasserschlossern) mit großen Wassermengen Gesagte (vgl. S. 346). Der Kanal ist vor dem Krafthaus allmählich zu erweitern, Grund- und Eisablaß unter Umständen auch (vgl. S. 463) betätigter oder selbständiger Entlastungsüberfall ist anzuordnen.

Den Feinrechen pflegte man früher (sofern er durchgehend oberwasserseits des Krafthauses angeordnet wurde) im Grundriß schräg gegen die Krafthausachse zu legen, weniger mit Rücksicht auf die in ihrer hydraulischen Wirkung nicht zu überschätzende Vergrößerung der Rechenfläche, als zur Erleichterung der Eisabführung, die tatsächlich im Betrieb angenehm empfunden wurde. Da aber der letztere Zweck durch einen noch stärker schräg eingelegten „Eisbaum“ (vgl. S. 425) mindestens ebensogut erreicht wird, ordnet man namentlich bei Anlagen mit zahlreichen Einheiten, also großer Einlaßbreite, den Rechen heute lieber parallel zur Krafthausachse an. Das Einlegen einer sanften Krümmung in den Oberkanal unterstützt bei schwierigen Eisverhältnissen vorteilhaft die Eisabführung (S. 346).

Unter Umständen läßt sich der Grund- und Eisablaß auch in Rechenmitte anordnen, was für die Eisabführung, Schwemmselbeseitigung usw. bei längeren Rechen dort sehr vorteilhaft ist, wo die Anlage einer Kanalkrümmung nicht möglich (Abb. 482). Der Raum über dem Absturz- oder Abschußgerinne hinter dem Durchlaß kann im Krafthausinneren für Aufstellung von Erregermaschinenätzen, bei breitseitiger Anordnung waagerechter Turbinen (Abb. 470 d), auch für Hauptgeneratoren ausgenutzt werden.

<sup>1</sup> Vgl. NWK. S. 747 f.

Seltener wird eine andere Aufstellung des Krafthauses nämlich achsenparallel mit dem Kanal zweckmäßig sein, nämlich dann, wenn der Oberkanal als Hangkanal herangeführt wird und der Unterkanal mehr oder minder parallel eingeschnitten in das Vorgelände des Hanges, weiter zu führen ist. Die Anordnung ist wegen der meist entstehenden Gedrängtheit der Verhältnisse und der damit zusammenhängenden ungünstigen Strömung am Rechen möglichst zu vermeiden. Bei ihr ist schon oberstromseits des Krafthauses mindestens ein Eisablaß, unterstromseits nochmals ein solcher und ein Grundablaß in der Regel nötig. (Als Beispiel s. Rheinfelden, Wkr. 1913.)

**b) Staukraftwerke.** Hier ist zuerst zu entscheiden, ob das Flußbett selbst neben den für den Hochwasserablaß erforderlichen Überfällen, Flutschützen usw. auch noch für das Krafthaus Raum läßt (Abb. 495) oder ob das Krafthaus

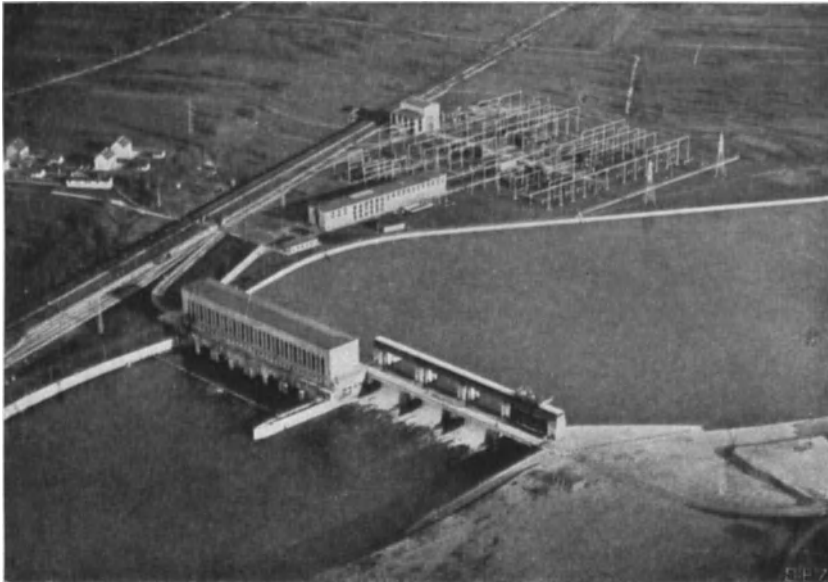


Abb. 494. Rheinkraftwerk Ryburg-Schwörstadt (Motor-Columbus).

mehr oder minder vollkommen außerhalb des bisherigen Flußbettes in einem (aufs äußerste zu kürzenden!) Umleitungskanal, oder besser einer Bucht, aufzustellen ist. Die Entscheidung dieser Frage hängt unter anderem bei gegebenen Hochwasserabflußverhältnissen von der zulässigen Staubeinflussung des *HHW*, von den Untergrundverhältnissen (mit Rücksicht auf Kolkwirkungen) und von der bisherigen und künftig-zulässigen spezifischen Hochwasserbelastung des Breitenmeters des Flußbettes bzw. des künftigen Stauwehres ab (vgl. die Wehrbelastungszahlen im Band Stauwerke). Staukraftwerke im Fluß finden sich am meisten in USA. und Kanada, wo die natürlichen Flußbetten vielfach sehr große Breiten und die Ufer genügende Höhen aufweisen. In Europa überwiegt der Einbau des Krafthauses in eine Uferbucht. [Beispiele für europäische Staukraftwerke im Fluß sind z. B. Mettlach (Lit. a, 23: Die Wasserkraftwirtsch. Deutschlands) und Schwörstadt, Abb. 102 und 494.]

**I. Staukraftwerk im Fluß.** Am einfachsten für die Bauausführung und den Betrieb ist die Anordnung des Krafthauses in unmittelbarer Verlängerung des Stauwerkes mit Anlehnung an das eine Ufer (Abb. 495). Je nach Schwere der Eisgänge genügt ein kräftiger (versprengter) Eisbaum, schräg vorgelegt und an einzelne Verankerungspfeiler aus Beton oder Eisenbeton abgestützt, oder durch Seile abgespannt, oder eine massive, auf Pfeilern, in Eisenbeton

errichtete Tauchwand. Das Stauwerk soll im allgemeinen unmittelbar neben dem Krafthaus Grundablässe mit einer, der Höhe der Rechenschwelle und den örtlichen Verhältnissen entsprechenden Tiefenlage der Ablaufschwelle enthalten (vgl. sinngemäß das unter Einlaßbauwerk S. 201f. Gesagte).

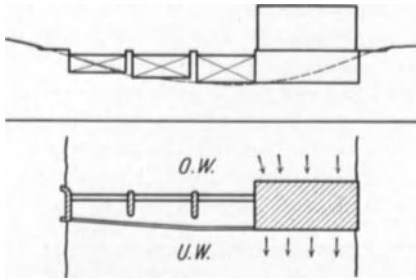


Abb. 495. Staukraftwerk im Fluß.

II. Inselanlagen. Stromspaltungen können in der Regel mit besonderem Vorteil für die Anlage des Kraftwerkes im Fluß ausgenutzt werden. Das Kraftwerk wird, allein oder neben einer oder mehreren Flutschleusen, Überläufen u. dgl., als Abdämmung des einen Stromarmes angeordnet, der zweite (bzw. bei mehreren Stromarmen die übrigen) wird durch feste oder bewegliche Stauwerke nach Bedarf und Sachlage geschlossen (Abb. 496). Wenn es die Höhenverhältnisse

der Inselufer und die Kulturverhältnisse erlauben, wird man das Kraftwerk, vielleicht unter Zuhilfenahme von Eindämmungen, lieber an das untere Ende des abgezweigten Stromarmes legen, weil man dann in dem

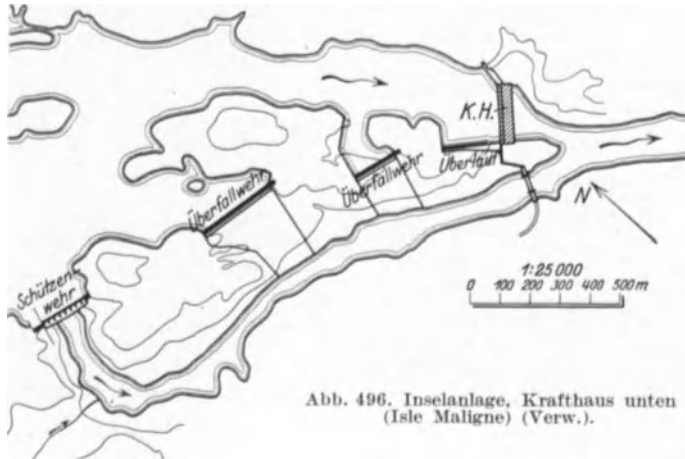


Abb. 496. Inselanlage, Krafthaus unten (Isle Maligne) (Verw.).

eingestauten Arm größere Wasserquerschnitte zur Verfügung hat. Ordnet man umgekehrt das Kraftwerk am oberen Verzweigungspunkt an, so werden oft

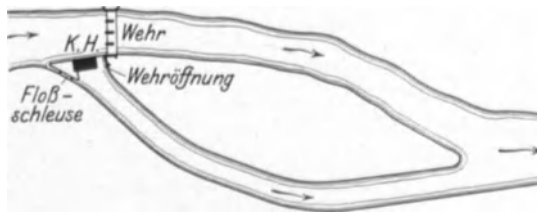


Abb. 497. Inselanlage, Krafthaus oben (Marburg, Drau, Entwurf des Verfassers).

größere Regulierungsarbeiten in dem zum Unterwasserkanal gemachten Stromarm nötig. Die Wasserverteilung auf die Stromarme wird man möglichst so regeln, daß der „Kraftwerksarm“ wenig Überwasser zu führen hat, so daß die Fallverluste möglichst klein bleiben. Die Gefahr der Verlandung des „Kraftwerksarmes“ ist zu be-

rücksichtigen. Bei schwierigen Geschiebe- und Eisverhältnissen kann die Lage des Kraftwerkes am oberen Verzweigungspunkt überwiegende Vorteile haben. Das Kraftwerk wird dann zweckmäßig parallel oder leicht schräg zum Oberlauf (wie ein modernes Einlaufbauwerk) gestellt (Abb. 497). Hierbei kann der Turbinenunterbau zweckmäßig nach dem Diagonalsystem (S. 405), sei es für die Saugrohre allein oder für Zu- und Ablaufkanäle gleich-

zeitig, entworfen werden, um die Umlenkung von der Anlaufrichtung des Wassers im Oberlauf nach der Ablaufrichtung in den abführenden Stromarm möglichst glatt und verlustlos zu gestalten.

III. Staukraftwerk in Bucht. Die mehr oder weniger vollkommene Verlegung des Kraftwerkes in eine im Ufer auszusachtende Bucht verteuert natürlich die Anlage erheblich, weil das reine Stauwehr länger wird und gleichzeitig große Aushubarbeit im Ufer zu leisten ist. Theoretisch sind drei Hauptfälle für die Grundrißstellung des Krafthauses zu unterscheiden: Krafthausachse abwärts gewinkelt, Krafthausachse aufwärts gewinkelt und Krafthausachse in Verlängerung der Wehrachse. Zwischenlagen zwischen diesen drei Typen sind gleichfalls möglich (Abb. 498).

Die abwärts gewinkelte Anordnung bietet den Vorteil, daß die ganze Bucht in der Hauptsache Oberwasserkanal ist und infolgedessen ihre Sohle auf die geringste Tiefe auszusachten ist. Dafür hat aber diese Anordnung den Nachteil der hechtkopfförmigen Gestalt des Vorbeckens und ungünstiger Zuströmungsverhältnisse stark schräg zum Rechen. [Alte warnende Beispiele: Rheinfelden, Chèvres; neueres durch die Enge des Tals und die Länge des Krafthauses begründetes Beispiel: Solbergfoß (vgl. NWK.).]

Die aufwärts gewinkelte Anordnung ist allenfalls, namentlich in Verbindung mit der Diagonalgliederung des Turbinenunterbaues (vgl. oben S. 405), rein technisch für die Zuströmungsverhältnisse und für die Abführung von Eis und Schwemmseln vorteilhaft. Sie hat aber den großen Nachteil, daß die ganze Krafthausbucht zum Unterkanal wird und daher mit der denkbar größten Sohlintiefe auszusachten ist. Dabei sind die durch die Hechtkopfform bedingten hydraulischen Nachteile nicht vermieden, sondern nur in das Unterwasser verlegt. Beide Anordnungen kranken daran, daß um die Tiefe des Krafthausgrundrisses die Ober- oder Unterbucht ins Ufer hineingerückt werden muß. Neben den Aushubmassen sind jeweils die kostspieligen hohen Böschungen, die meistens Uferstützmauern erfordern, zu berücksichtigen.

Die dritte Anordnung, Krafthausachse in Verlängerung der Wehrachse, steht in bezug auf die Vor- und Nachteile bezüglich der Aushubmassen der Bucht mitten zwischen Lösung I und II. Sie bedingt zwar unter Umständen ebenso wie Lösung „abwärts gewinkelt“ eine besondere obere Einlaßschwelle mit Vorrechen und Tauchwand im Gegensatz zu Lösung „aufwärts gewinkelt“, ergibt dafür aber bessere hydraulische Verhältnisse, den kleinsten Betrag an unausnützbaren Massen im Zwischenpfeiler, der bei Lösung I und II sehr umfangreich wird, und bietet erhebliche Vorteile für die Bauausführung (durchgehende Materialzufuhr, Kabelkran usw. über Wehr und Krafthaus) und für

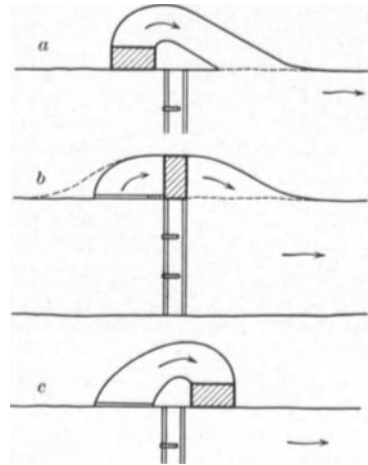


Abb. 498. Staukraftwerk in Bucht. a Krafthausachse aufwärts gewinkelt; b Krafthausachse in Verlängerung der Wehrachse; c Krafthausachse abwärts gewinkelt.

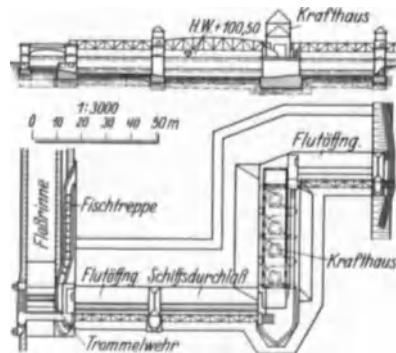


Abb. 499. Turbinenpfeiler nach Prüssmann (überholt) (Mainkraftwerke Mainkur und Kesselstadt).



den Betrieb (durchgehende Dienststege, Straßenbrücken, eventuell gemeinsame Laufkrane für Dammbalken, Schützen u. dgl. an Wehr und Krafthaus). Diese



Abb. 500. Gesamtansicht des Doppelwerkes Augst-Wyhlen. (Schweiz. Bauztg.)

Anordnung ist daher im allgemeinen die vorteilhafteste und heute auch die beliebteste. [Beispiele: Raanasfos (NWK.), Eg-lisau, Bremen, Kachlet, Schwörstadt.]

IV. „Turbinenpfeiler“ nach Prüsmann (Abb. 499). Die (versuchsweise bei einigen Wehren oberhalb Frankfurt a. M. angewandte) Anordnung des Krafthauses mitten im Fluß ist nicht zu empfehlen. Sie verteuert den Bau, erschwert die Zugänglichkeit für Maschinentransporte und ist

hydraulisch, u. a. wegen der Beeinflussung des Ober- und Unterwassers durch abziehendes Hochwasser, unvorteilhaft.

V. Doppelanlagen. Besondere, meist rechtliche oder politische Verhältnisse haben gelegentlich Anlaß gegeben, an einem Stauwerk zwei oder mehr getrennte

Krafthäuser anzulegen. [Beispiel: das deutschschweizerische Doppelwerk Augst-Wyhlen (Abb. 500) am Oberrhein.] Solche Anordnungen sind naturgemäß in Anlage und Betrieb in der Regel weniger wirtschaftlich als einheitliche. Man vermeidet sie daher heute nach Möglichkeit; bei Grenzflüssen z. B. dadurch, daß man die einzelnen Staustufen abwechselnd dem einen und anderen Stromanlieger geschlossen zuweist (Oberrhein), oder Vereinbarungen über Energieteilung, Wasserzinsentrichtung und dgl. trifft (Chancy-Pougny). Erst bei sehr großen Wassermengen oder Strombreiten, ferner etwa bei (voraussichtlichen) großen zeitlichen Abständen im Vorgehen der beiden Ufer-

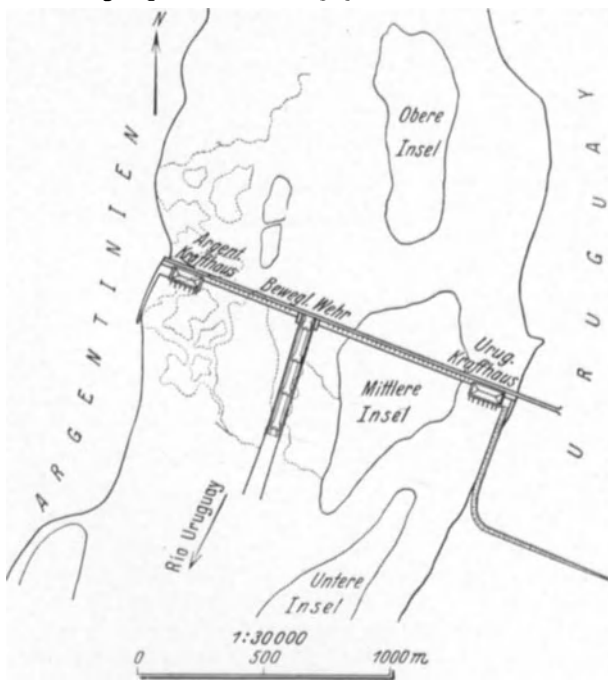


Abb. 501. Doppelwerk Salto Grande, Uruguaystrom (Entwurf des Verfassers).

länder werden Doppelanlagen technisch und wirtschaftlich vorteilhaft (Abb. 501).

VI. Staukraftwerk halb im Fluß. Bei großer Kraftwerkslänge kann eine Stellung des Kraftwerkes nur halbwegs in der Uferbucht oder ganz im

Flußbett aber mit völlig rechtwinkliger oder schräger Abknickung von der Wehrachse in Frage kommen (Beispiele: Wolchow, Keokuk u. a. m.).

VII. Einzelheiten. In Mitteleuropa wurde bis etwa 1925 bei der coaxialen Anordnung von Krafthaus und Wehr der Einlauf der Oberwasserbucht in der Regel durch ein mehr oder weniger senkrecht zur Wehrachse, parallel zum Fluß stehendes Einlaufbauwerk, bestehend aus Schwelle mit Grob- und Feinrechen und Tauchwand gedeckt, um dem Geschiebe und Eis den Zutritt schwer zu machen (Abb. 498b, „geschlossene Bucht“; vgl. Kapitel Triebwasserfassung S. 202). Das Eis kann aber im nötigen Maße auch bei recht schweren Eisverhältnissen durch einen gut angelegten „Eisbaum“ (vgl. S. 425) abgehalten werden. Infolgedessen sollte man diese feste Tauchwand auf Zwischenpfeilern, die auch eine feste Grundschwelle voraussetzt und hohe Kosten verursacht, nur dort ausführen, wo die Grundschwelle primär aus Gründen der Abhaltung einer starken Geschiebeführung notwendig ist, und wo gleichzeitig mit wirklich schweren Eis-

verhältnissen zu rechnen ist. Doch ist zu beachten, daß sehr lange Schwellen (es kommen einige 100 m in Frage) keinen wesentlichen Geschiebeschutz darstellen. Unter diesen Gesichtspunkten wird die Notwendigkeit eines besonderen Einlaßbauwerkes bei Buchtstaukraftwerken meist zweifelhaft sein<sup>1</sup>. Wenn man sich doch für seine Ausführung entscheidet, verbindet man aller-

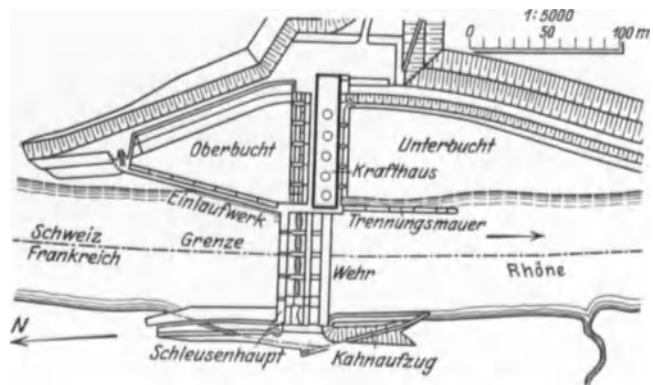


Abb. 502. Chancy-Pougny, Grundrißanordnung. (Schweiz. Bauztg. 1926, I.)

dings zweckmäßig den „Feinrechen“ mit ihm, und ordnet am Kraftwerk (wo die Breite erheblich kleiner zu sein pflegt) nur einen Sicherheitsrechen (für Unfälle) von etwa 20 bis 30 cm lichter Stabentfernung an. Andernfalls kommt der Feinrechen, falls er nicht ganz entbehrt werden kann (S. 456), unmittelbar an das Krafthaus zu liegen. Die Reinigung auch des an den offenen Strom vorverlegten „Feinrechen“ ist nach Erfahrungen (z. B. Chèvres) mit modernen Rechenreinigungsmaschinen anstandslos möglich.

Da die hydraulischen Verhältnisse der modernen Niederdruckturbinenkammer große Wassertiefe verlangen, ergibt sich bei mäßigen Wehrstauhöhen ein starkes Sohlengefälle vom Buchteinlauf bis zum Kammereinlauf; am stärksten ist die Sohlenneigung naturgemäß am Trennungspfeiler, was für dessen oberstromigen Teil eine gewisse Mindestlänge bedingt. Sohlenneigungen von 1:4 bis 1:5 sind in der Regel noch ohne Ablösungsgefahr zulässig. Im Unterkanal ergibt sich umgekehrt eine stark steigende Sohle, da die Saugschläuche in der Regel tief unter Flußsohle ausmünden werden. Die Breitenverhältnisse sind dabei möglichst so einzurichten, daß bei Vollwassermenge in der Unterbucht die Austrittsgeschwindigkeit unverändert durchgeht; jedenfalls sind schroffe Wechsel zu vermeiden.

In der Regel wird der Trennungspfeiler zwischen Stauwehr und Krafthaus annähernd senkrecht zur Wehrachse flußabwärts auf 30 bis 50 m Länge als „Trennungsmauer“ weitergeführt (Abb. 502). Dabei ist beabsichtigt, das

<sup>1</sup> Schwörstadt am Oberrhein erhält kein vorgeschobenes Einlaßbauwerk, sondern eine sehr lang ausgezogene „offene Oberwasserbucht“; Modellversuche mit Darstellung der Geschiebe- und Eisbewegung gaben den Ausschlag.

Unterwasser des Krafthauses vor befürchteten Rückstauwirkungen der bei ganz oder teilweise durchflutetem Wehr im Unterwasser entstehenden Wasserwalzen und stehenden Wellen (gewellter Strahl vgl. Bd. III, 9) zu schützen. Es ist zuzugeben, daß bei gewissen Wasserführungsverhältnissen solche Rückstauwirkungen und Störungen durch das Nebeneinanderliegen verschiedenen schnell fließenden Wassers möglich sind. Umgekehrt zeigt aber die Beobachtung ausgeführter Anlagen

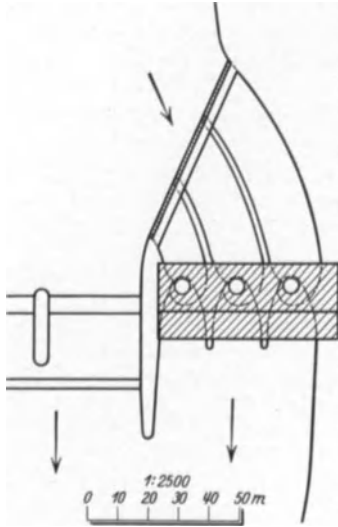


Abb. 503. Grundriß des Kraftwerks Landshut, Leitwände in OW-Bucht.

auch wieder bei bestimmten Wasserständen eine für den Unterwasserabfluß des Kraftwerkes ungünstige Wirkung der Trennungsmauer. Z. B. wird bei geringem Wehrdurchfluß durch das Zusammenhalten des Kraftwassers, das durch die Trennungsmauer veranlaßt wird, ein gewisser Rückstau erzeugt; ferner verhindert die Trennungsmauer bei manchen Unterwasserständen und Wehrschützenstellungen die ejektorartige Wirkung des unmittelbar hinter dem Wehr mehr oder minder unbedeckten Strahls auf das daneben hinter der Trennungsmauer fließende Unterwasser. Die Frage, welchen Einflüssen die überwiegende Bedeutung zukommt, kann heute noch nicht als endgültig abgeklärt bezeichnet werden. Je höher der Ausbau, um so mehr treten die nachteiligen Wirkungen des Weglassens der Trennungsmauer zurück. Weitere Beobachtungen an ausgeführten Anlagen und Modellversuche bei großen Neuausführungen sind sehr zu empfehlen. Jedenfalls muß, wenn

eine Trennungsmauer angeordnet wird, das landseitige Ufer der Unterwasserbucht besonders schlank und weit nach abwärts ausgezogen werden, um den Abfluß möglichst verlustlos zu gestalten (Abb. 502).

Auch die hydraulischen Verhältnisse der Oberwasserbucht sind bei den heutigen, viel Wasser verbrauchenden Großanlagen noch nicht als endgültig

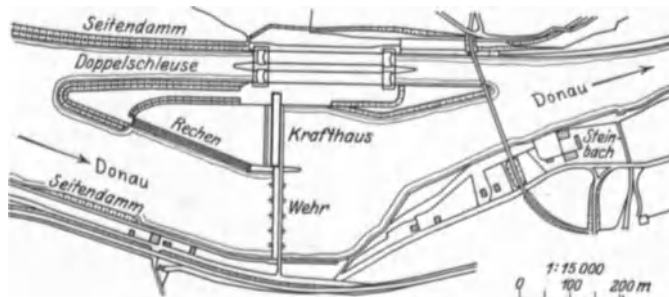


Abb. 504. Kachlet-Werk, Grundrißanordnung. (Bauing. 1926.)

geklärt anzuerkennen und keineswegs überall befriedigend gelöst. Die bisher meist senkrecht zur Rechen- und Tauchwandflucht gestellten schmalen Eisenbetonpfeiler bedingen schon beim Eintritt des Wassers aus dem Fluß in die Oberwasserbucht die Entstehung starker senkrechter Wirbel; diese Pfeiler sollten daher mindestens schräg (Diagonalsystem) gestellt werden. Aber auch die weiteren Strömungsverhältnisse in der Oberwasserbucht bis zum Kraftwerkseinlaß sind unbefriedigend und äußerst turbulent; namentlich ergibt sich leicht ungleichmäßiger Wasserzudrang, verstärkter zu den landseitigen und abgeschwächerter zu den flußseitigen Turbinenkammern. In der Anlage Chancy-

Pouigny mußte man aus diesem Grunde die Turbinenkammerpfeiler stromaufwärts durch vorgebaute mit Eisenblechplatten verhängte Profileisengerüste verlängern, um eine einigermaßen befriedigende Wasserverteilung und Höheneinstellung des Wasserspiegels zu erzielen. Wahrscheinlich wird man bei „geschlossener Bucht“ mit der Zeit dahin kommen, die Führung des Wassers vom Einlaß ab bis zum Kraftwerk noch mehr zwangsläufig zu gestalten, indem man (vgl. Abb. 503) Leitwände auf eine gewisse Höhe, eventuell bis auf Stauziel, ausführt. Auch diese Schwierigkeiten, treiben die Entwicklung in Richtung der „offenen Bucht“. Auch in der Unterwasserbucht kann sich, wenn auch mit Einschränkung in den Ausmaßen, Einbau von Leitwänden empfehlen. Auch hier sind weitere Beobachtungen an ausgeführten Werken und Großmodellversuche am Platze. Eine teilweise Ausführung dieser Gedanken im kleinen zeigt schon die Anlage Landshut (Abb. 503 in Die Wasserkraft 1924).

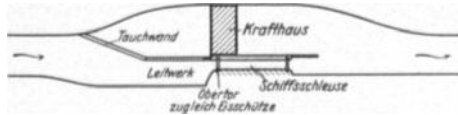


Abb. 505. Kanalkraftwerk Kembs, Grundriß.

**c) Einfluß der Schiffsverkehrsansprüche.**

Wenn der Werkkanal oder Fluß Schifffahrt zu tragen hat, ergeben sich für die Stellung des Krafthauses manche Änderungen. Für die Staukraftwerke gilt dabei grundsätzlich das in Bd. III, 9 „Stauwerke“ Gesagte. Allgemein ist bei ihnen in der Regel besonders günstig die Benutzung einer Stromkrümme, in deren Sehne der Schiffsfahrtskanal schlank durchgeführt werden kann, während Werkwasser-einlauf und Kraftwerk genügend weiter abwärts in die durch den Schiffsfahrtskanal neugebildete Insel verlegt werden können (Bremen und Abb. 504, Kachlet).

Für Kanalkraftwerke führen grundsätzlich die gleichen Erwägungen dazu, an den Kraftstufen das Schiffsfahrtswasser in möglichst schlanker, besser gerader Linie durch, dagegen das Kraftwasser nach der Seite abgelenkt oder abgewinkelt zu führen. Dabei ergeben sich entweder buchtartige Anordnungen wie bei den Staukraftwerken (Abb. 505) oder Kanalverzweigungen, z. B. beim Abstieg in den freien Strom (Abb. 506).

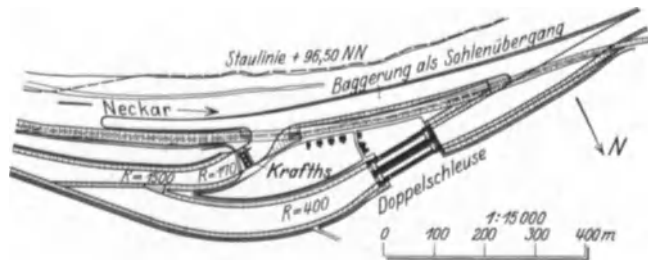


Abb. 506. Schwabenheim (Kanalkraftwerk mit Gabelkanal).

Im Gegensatz zu dem hier dargestellten Beispiel sollte aber der Kraftkanal kürzer und schärfer abgezweigt werden, sonst treten (wie geschehen) am vorzeitig zurückgezogenen inneren (linken) Ufer große Sinkstoffablagerungen auf. Am besten ist, wenn es die Verhältnisse erlauben, die Abzweigung des Kraftkanals auf dem Hohlufer des Stammkanals. Immer muß dafür gesorgt sein, daß oberhalb der Schiffsschleusen eine reichliche Länge und Breite zum Auslauf der Schiffe abwärts der Abzweigung des Werkwassers noch zur Verfügung steht. Die Abmessungen sind nach den Kahngrößen und nach den Betriebsverhältnissen der Schifffahrt zu beurteilen. Bei intensiver Schifffahrt und hohem Kraftausbau wird immer zu erwägen sein, ob es nicht für beide Teile vorteilhafter ist, den Schiffsfahrtsweg von der Werkwasser-Zu- und Ableitung vollständig zu trennen, wie z. B. beim Trollhättanwerk in Schweden geschehen (vgl. NWK.). Hierbei führt die Zulassung größerer Geschwindigkeiten im Triebwasserkanal oft zu entscheidenden Ersparnissen.

## B. Unterbau und allgemeine Anordnung des „Hochdruck“-Krafthauses.

### 1. Einfluß der Fallrohrleitungen, Höhengliederung.

Einen grundlegend wichtigen Ausgangshorizont stellt auch hier das Unterwasser dar. Dabei ist nach S. 405 der Unterschied zwischen Anlagen mit Überdruck- und Freistrahlturbinen zu beachten. Immer legt man auch hier mit

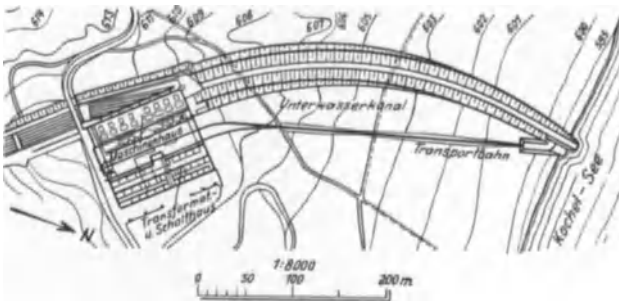


Abb. 507. Walchenseewerk, Grundriß.

Rücksicht auf Trockenhaltung des Flurs, der Generatorgruben, Kabelgänge usw., den Maschinenflur möglichst hoch, verzichtet sogar vielleicht bei stark schwankendem Unterwasser (bei Francisturbinenanlagen) beim äußersten Niederwasser auf die Ausnützung des letzten halben oder

ganzen Meters der Rohfallhöhe, indem man in den Ablaufkanälen der Turbinen das Wasser durch Schwellen, eingesetzte Dammbalken oder Stauklappen hoch hält (Abb. 521 a). Die senkrechte Wellenstellung bietet unter diesen Verhältnissen

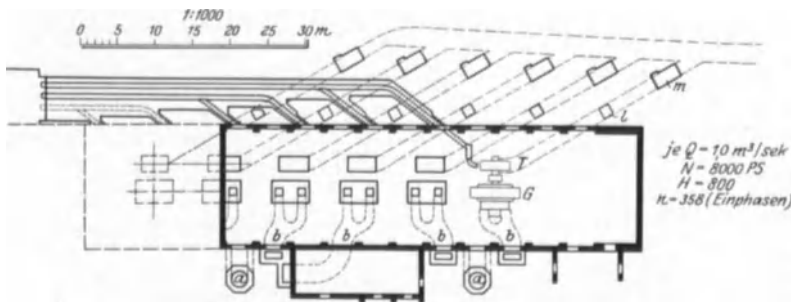


Abb. 508 a. Krafthaus Spullersee. Grundriß (Verw.) a Kabel- und Frischluftkanäle; b Abluftkanäle; m Meßüberfälle; l Luftschacht; T Turbinen; G Generatoren.

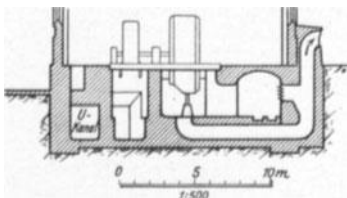


Abb. 508 b. Querschnitt.

auch für Hochdruckanlagen große Vorteile; sie ist neuerdings bevorzugt und wird darum S. 435f. besonders gewürdigt werden. Zunächst betrachten wir die

#### Verhältnisse bei Verwendung waagerechter Maschinen.

Außer dem Unterwasser und dem Maschinenflur ist dabei als drittes Element der Höhengliederung der Horizont der Einzelspeiseleitungen der Turbinen zu berücksichtigen; seine Höhenlage steht in Verbindung mit der Anordnung der Hauptdruckleitung und der Art ihrer Heranführung an das Krafthaus (Abb. 468).

Aus wirtschaftlichen Gründen führt man, namentlich bei großer Fallhöhe und Länge der Turbinenleitung, das gesamte Werkwasser in möglichst wenigen, entsprechend starken Rohrsträngen vom Wasserschloß heran, um es dann unmittelbar vor oder erst in dem Krafthaus durch Verteilleitungen auf die einzelnen Turbinensätze zu verteilen. Bei sehr großen Werkwassermengen und mit Rücksicht auf einen allmählichen Ausbau kann sich, allerdings seltener, die Durchführung der Satzunterteilung des Kraftwerkes bis an das Wasserschloß

hinauf rechtfertigen, so daß jede Turbine ihre eigene Rohrleitung hat. Dieser Fall ergibt sich naturgemäß häufiger bei Werken mittlerer Druckhöhe, aber vereinzelt doch auch bis hinauf zu etwa 250 m (Rjukan I, Nordische Wasserkräfte; Piottino: Drucksehr. Mot. Columbus 1933).

Wird die Anordnung der „Einzelrohre“ gewählt, so ist es wegen der großen Rohrabmessungen oft zweckmäßig, das Krafthaus quer vor den Fuß der Rohrstraße zu stellen (Type  $O_3$ , S. 404; Abb. 400, 401 auch 521 a). Das ist heute auch bei ausgesprochenem Hochdruck unbedenklich (S. 283 f.). Noch bis etwa 1925 bevorzugte man jedoch mit Rücksicht auf die Gefährdung der Zentrale bei Rohrbrüchen die längsseitige Heranführung (Typ  $O_1$ , S. 404; Abb. 507, 508; 510), sie

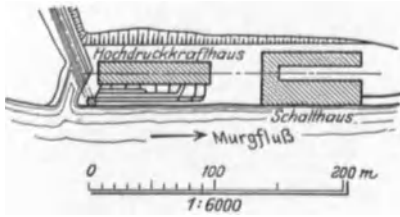


Abb. 509. Murgwerk.

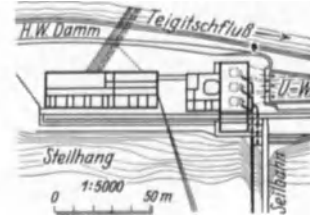


Abb. 510. Teigtisch.

bedingt größeren Massenaufwand für Festpunkte und Abkrümmungen der Einzelrohrleitungen in der Horizontalebene. Es empfiehlt sich, diese Abkrümmungen, soweit es die Festigkeitsbedingungen der Hochdruckrohre zulassen, möglichst schlank zu halten (Abb. 508, 312), um die bei den hohen Geschwindigkeiten im unteren Teil der Druckrohre bedeutenden Druckverluste zu verringern. Wo man wegen Platzmangel das Krafthaus parallel zum Hang und annähernd quer zur Achse der ankommenden Rohrleitungen stellen mußte, umfuhr man aus dem gleichen Grunde früher gerne das Krafthaus und legte die Leitungen flußseitig vor seine Längsseite (Abb. 509). Dabei suchte man durch Anordnung einer starken

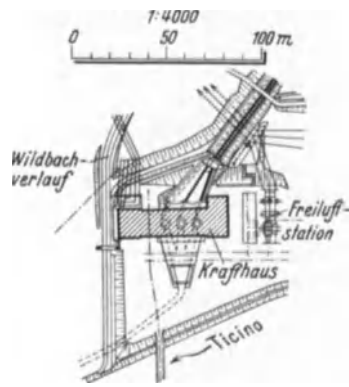


Abb. 511. Piottino.

Abb. 509—511. Heranführung der Turbinenleitung an das Krafthaus.

Abweismauer (Festpunkt!) und eines Ableitungsgrabens das Krafthaus gegen von der Rohrstraße etwa herunterstürzende Wassermassen zu schützen. Das Vorliegen besonderer örtlicher Verhältnisse hatte aber auch schon zu ganz aus dieser (heute überholten) Regel herausfallenden Anordnungen wie Abb. 513 geführt. Die Anordnung bot im gegebenen Fall den Vorzug der einfacheren Trassierung und Abkürzung der Turbinenleitung. Übelstände sind bisher nicht aufgetreten. Auf jeden Fall sollte man bei solcher Anordnung die bei Rohrbruch besonders bedrohte Krafthauswand entsprechend stark machen und hier Fenster und Lüftungsöffnungen weglassen oder so anordnen, daß sie auf keinen Fall vom Wasser erreicht werden können.

Mit Rücksicht auf Reparaturnotwendigkeiten an einzelnen Turbinenhauptrohrleitungen sieht man zweckmäßig Verbindungsmöglichkeiten innerhalb der Verteilrohrleitung am Krafthaus vor (Abb. 512), so daß man Turbinen einer Gruppe zeitweise auch aus der einer anderen Gruppe gehörigen Rohrleitung (und umgekehrt) speisen kann; bei Höchstdruckanlagen, wo man die Anzahl der Rohrleitungen nach Möglichkeit auf höchstens zwei beschränkt, führt dies zur zweckmäßigen Form der U-förmig geschlossenen Verteilrohrleitung (Abb. 513).

Je nach den klimatischen und örtlichen Verhältnissen und auch nach der Empfindlichkeit der Rohrverschlußeinrichtungen usw. baut man dem Krafthaus unter Umständen ein besonderes Rohrhaus vor (Abb. 513, Beispiele: Amsteg, Barberine, Vernayaz).

In das eigentliche Krafthaus herein verlegt man die Stammrohre nur bei kleineren Anlagen und mäßig hohen Drücken (Type  $O_2a$  oder  $b$ , Abb. 468 u. 515).

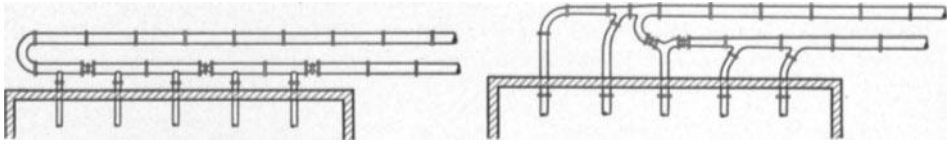


Abb. 512. Schemata der Verteildruckleitungen mit Verbindungen.

Die gute Zugänglichkeit, Ausbaufähigkeit usw. namentlich der Schieber und aller Rohrverbindungen muß immer gewahrt bleiben, was bei Verlegung der

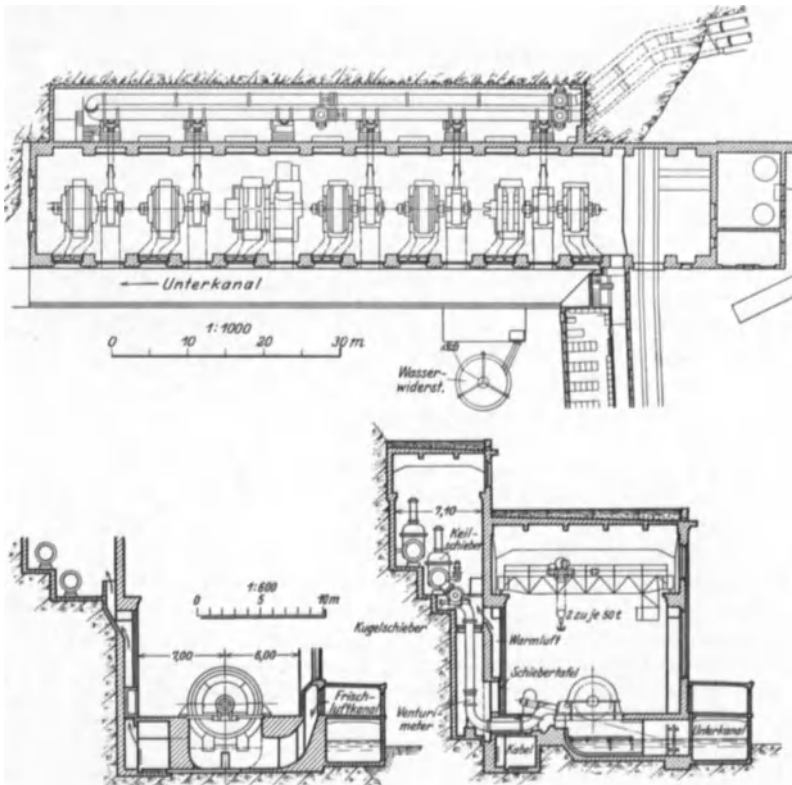


Abb. 513. Krafthaus Vernayaz, Grundriß und Querschnitt. (Schweiz. Bauztg.)

Stammrohre in dem notgedrungen niedrigen und schmalen „Rohrkeller“ unter Krafthausflur naturgemäß Schwierigkeiten bereitet (Abb. 514).

Bezüglich der

Höhendisposition der Stamm- und Speiseleitungen sind nun drei Möglichkeiten wesentlich:

- |                                  |  |
|----------------------------------|--|
| a) über Flur (Abb. 515 a)        | } Zwei Horizonte: Maschinenflur<br>und Unterwasser         |
| b) knapp unter Flur (Abb. 515 b) |  |
| c) tief unter Flur (Abb. 515 c)  | } Drei Horizonte: Maschinenflur,<br>Rohrflur, Unterwasser. |

Anordnung nach Abb. 515 *a* kommt nur für kleinere Druckhöhen in Frage und wird gerne vermieden, weil der Maschinensaal unschön und unübersichtlich wird und die Abfangung des Leitungsschubes große Massen in hohen Verankerungsklötzen oder in der Krafthausmauer fordert. Anordnung nach Abb. 515 *b* gestattet die bei Unterfluranordnungen relativ höchstmögliche Lage der äußeren Druckrohrzuführung; dafür hat die Einführung tief unter Flur (Abb. 515 *c*) den Vorteil, daß die Turbine und mit ihr der ganze Maschinensatz im Entwurf um die Achse des aufwärts gebogenen Krümmerschenkels gedreht werden kann, so daß man die Wellenlage senkrecht, schräg und parallel zur Krafthausachse frei wählen kann. Dagegen ist man bei Anordnung 515 *b* an den rechten Winkel zwischen Maschinenwelle und Achse des ankommenden Druckrohrstranges (sofern man einen unerwünschten waagerechten Krümmer vermeiden will) gebunden. Einführung der Stammleitung längs-axial und der Turbinenspeiseröhre senkrecht von unten oder gar oben (Type  $O_2$  a oder b) S. 404 ist selten vorteilhaft und auch vereinzelt geblieben [Beispiele: Abb. 514 „von unten“; Ljungawerk, NWK. und Drac Romanche (Die Wasserkraft 1925), Tidone (Ital.), Engng. News Rec. 1925].

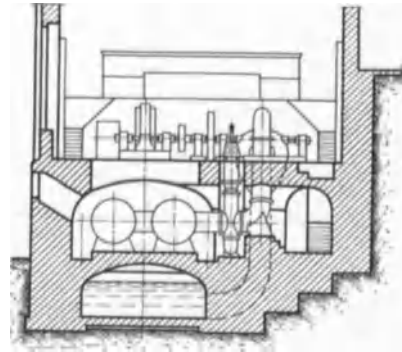


Abb. 514. Krafthaus Andelsbuch. (Wkr. 1913.)

**2. Aufstellung der Maschinen.**

Die Maschinen werden bei geschlossener Bauweise in der Regel mit fabrikfertigem Gußeisen- oder -stahlfundament geliefert, so daß ein genaues Passen unabhängig von der Genauigkeit des Betonfundamentes gesichert ist. Dieses muß lediglich auf die ganze Länge der Maschinenwelle einen einheitlichen, unverrückbaren Block bilden. Infolgedessen müssen bei nicht setzungssicherem Baugrunde die bei der starken Aufteilung des Fundamentblockes ohnedies nicht ganz zu entbehrenden Eisenverankerungen zu einer systematischen Bewehrung entwickelt werden (z. B. Walchenseewerk, Abb. 519). Wenn die Maschinen über Unterwasser zu stehen kommen (Abb. 521 oder 520), können sie in der Regel auf massive Gewölbe gestellt werden.

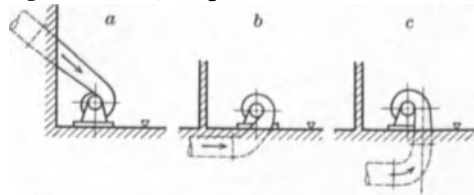


Abb. 515. Höhenanordnung der Stamm- und Verteilrohre.

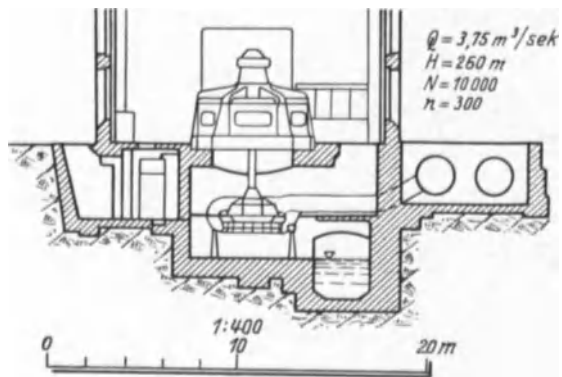


Abb. 516. Biaschina, Turbinenkammer (Verw.).

Senkrechte Turbinenwelle. Diese für Francisspiral- wie für Freistrahlturbinen vorteilhafte Anordnung betont in der Höhengliederung die drei oben erwähnten Horizonte, sie bringt konstruktiv im Grunde die gleichen Abstützungsprobleme wie bei geschlossenen Niederdruckanlagen. Unterschiede liegen nur in dem höheren bei Francisturbinen auf dem Laufrad lastenden Wasserdruck und andererseits



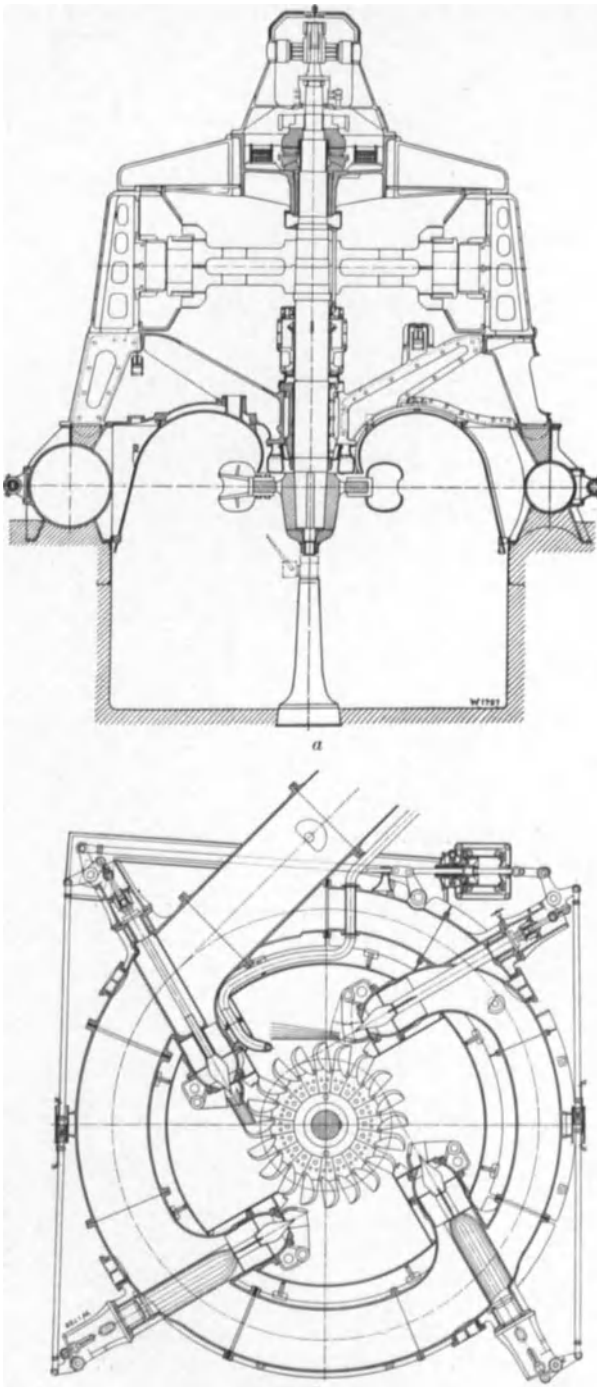


Abb. 517 a u. b. Senkrechte Freistrahlturbine in gedrungener Bauweise (Escher Wyss & Cie.).  $H=204$  m,  $Q=3,2$  m<sup>3</sup>/sek,  $N=18\ 600$  PS,  $n=250$ .

dem naturgemäß erheblich kleineren Stator- und Rotorgewicht. Die senkrechte Anordnung spart unter Umständen bei Francisturbinen einen Krümmer, bietet also auch für die geschlossene Bauweise den Vorzug größter Einfachheit der Wasserführung und damit des besten Wirkungsgrades. In neuerer Zeit sind in bezug auf die Gedrungenheit der Bauweise große Fortschritte erzielt (Abb. 516, 517).

### 3. Unterkanäle.

Die Unterkanäle müssen, wie alle Werkwasserleitungen, mit Rücksicht auf die hohen Geschwindigkeiten (Größenordnung hier 1,5 bis 2,5 m/sek) hydraulisch sorgfältigst ausgebildet werden. Scharfe Absätze, Abwinkelungen u. dgl. sind nach Möglichkeit zu vermeiden, die Wände glatt und wasserdicht zu gestalten. Unmittelbar am Saugrohrkopf bzw. unter dem Freistrahlarad sind gut verankert, Blechverkleidungen oder Gußrohransätze anzubringen. Flächen, die von den Ausgußstrahlen der Druckregler oder der abgeschwenkten Freistrahldüsen getroffen werden, sind besonders widerstandsfähig zu machen, z. B. durch Klinker-, Granit- oder Stahlverkleidung. Die Anordnung soll die freigegebenen Strahlen möglichst spitzwinklig in den Unterkanal oder unmittelbar frei in das Wildbett des Flusses schießen lassen. Ob bei Francisturbinen eisernes oder Betonsaugrohr, letzteres in Krümmerformen und (im Grundriß) schräg abwärts zu führen ist, entscheidet mit dem Turbinenkonstrukteur der Bauingenieur unter Beachtung der örtlichen Gründungs-

usw. Verhältnisse (Abb. 518, 520). Grundsätzlich sind zwei Fälle zu unterscheiden: Einzelunterkanäle und Sammelunterkanal. Der letztere ist die gegebene

Lösung, wenn die Verhältnisse die Wasserabführung im oder dicht am Krafthause verlangen. Ob der Kanal dabei inner- oder außerhalb des Hauses liegen soll (Abb. 465, 508, 518, 519, 520, 533), hängt u. a. von der Größe der Einzelwassermengen und von den Untergrundverhältnissen ab. Bei großen Werkwassermengen werden sich Einzelkanäle mindestens bis außerhalb des Krafthauses empfehlen. Eine geringe Verlängerung der Einzelkanäle bietet dabei allgemein den Vorteil, daß sie die ständige oder zeitweise Überprüfung des Wirkungsgrades jeder einzelnen Turbine durch Wassermessungen ohne

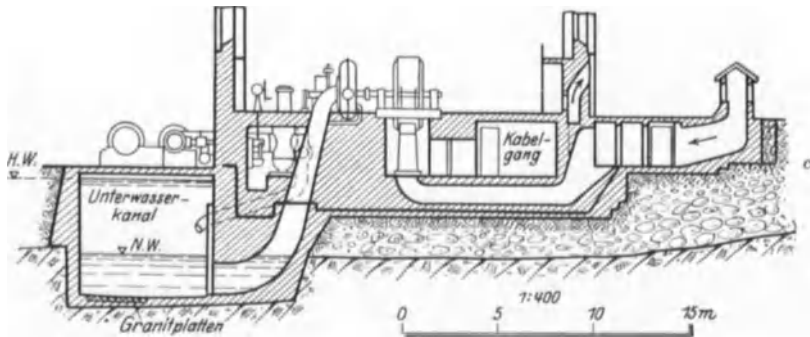
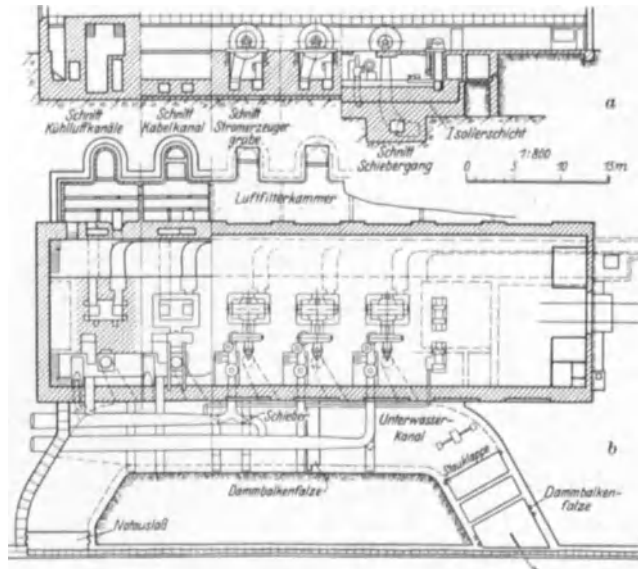


Abb. 518 a-c. Murgwerk, Grundriß, Längs- und Querschnitt (Verw.).

Umstände ermöglichen (Abb. 518), während in Sammelkanälen nur summarische oder mit Betriebsunterbrechungen verbundene Einzelmessungen möglich sind.

Bei der Anordnung „Sammelkanal im Haus“ kann man die eine Kanalmauer als Fundament der einen Krafthauswand ausnützen, die andere aber unter Überwölbung oder biegungsfester Abdeckung des Kanals als Maschinenfundament (Beispiel: Walchensee und Serchio, Abb. 519 und 520).

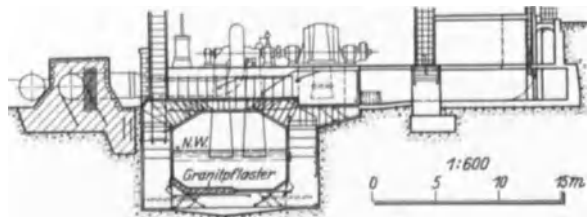


Abb. 519. Bewehrung des Unterkanals (Walchenseewerk).

Die Anordnung „Sammelkanal außer Haus“ kann neben dem minder wichtigen Vorteil der hydraulisch besseren Einführung der Saugrohre (die geringfügige Verspernung des Wasserquerschnittes durch hereinhängende Eisensaugrohre wird vermieden) noch den Vorteil bieten, daß die zweite Kanalmauer (die äußere flußseitige),

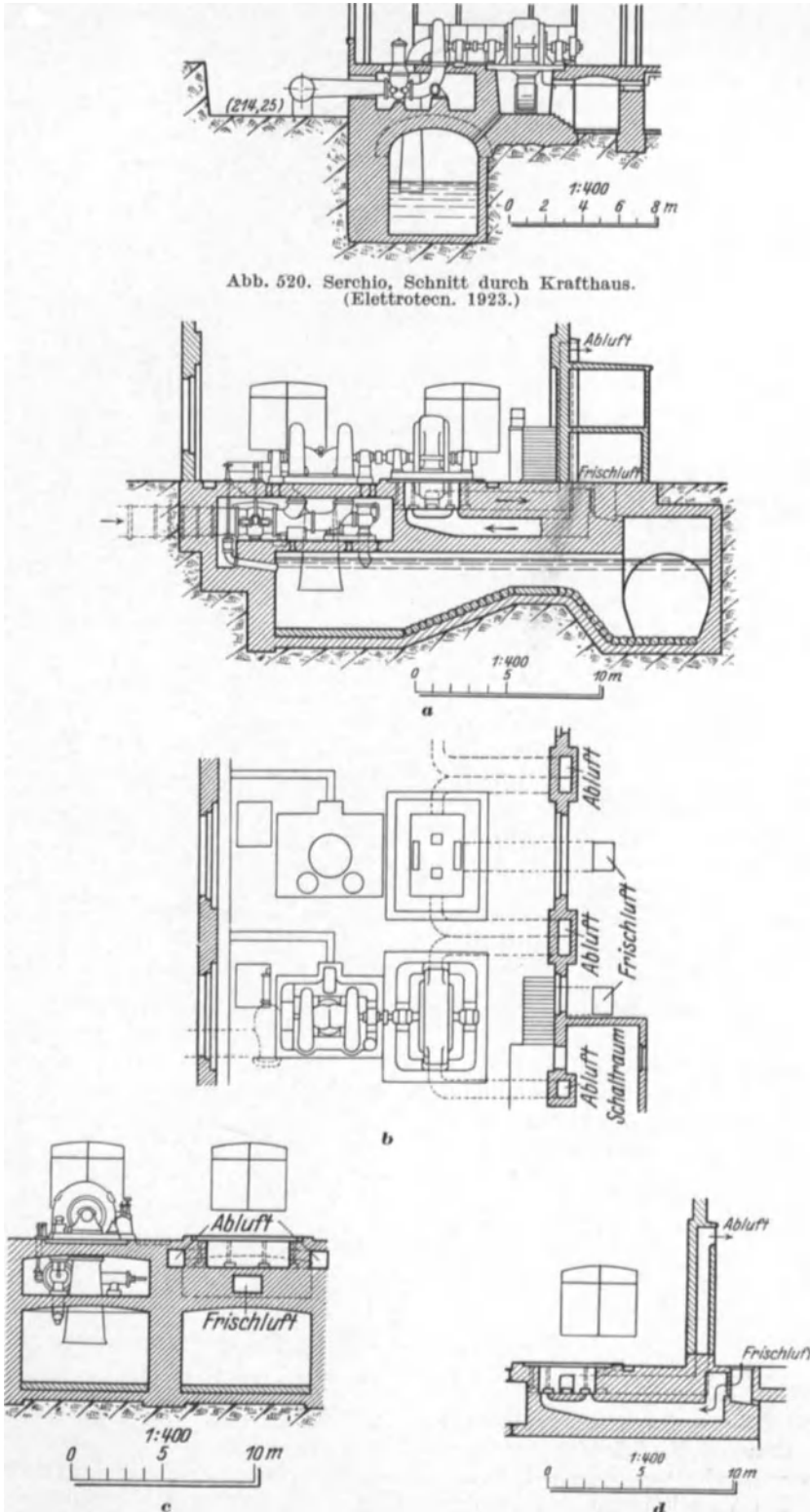


Abb. 521 a—c. Hochdruckanlage Katsuragawa (Tokio).

falls dort ohnedies eine Uferschutzmauer nötig ist, dafür ausgenutzt werden kann, während gleichzeitig für die Maschinen eine einheitliche sparsame Flachgründung möglich wird; diese Lösung hat z. B. im Falle des Murgwerkes (Abb. 518) beim Vorliegen einer sehr festen Felsüberlagerung aus altem Blockschutt das Heruntergehen bis auf den Felsen erspart, was bei der einhäufigen Anordnung des Serchiorwerkes (Abb. 520) wegen der Möglichkeit ungleicher Setzung bedenklich gewesen wäre.

Notauslässe. Nicht selten sprechen die Verhältnisse bei Anordnung eines Sammelunterkanals für die Anordnung eines zweiten (Not-) Auslasses, wobei man dann auch für die nötigen Dammbalkenfalze zu Absperungen im Zuge des Sammelkanals sorgen muß [Beispiele: Löntschwerk, Murgwerk (Abb. 518), Zweribachwerk].

Maschinengruppierung. Obwohl es eine Reihe ansehnlicher älterer Hochdruckkraftwerke mit zweireihiger Maschinenaufstellung gibt, greift man heute zu diesem Mittel der Verkürzung des Krafthauses nicht mehr, weil man bei mittleren Werkleistungen ohnedies keine langen Krafthäuser mehr bekommt, während bei großen Werkleistungen die Länge der Maschinensätze bei den heutigen Einheitengrößen so bedeutend ist, daß eine zweireihige Aufstellung mit Rücksicht auf die Kosten des Maschinenhauskrans und -daches sich verbietet.

Für die Anordnung der Kabel-, Lüftungs- und Begehungskanäle gelten die in Kapitel 18 ausgeführten Grundsätze; Einzelheiten sind aus den wiedergegebenen Beispielen (Abb. 519, 520, 521) zu entnehmen.

### C. Unterbau und allgemeine Anordnung der Mitteldruckkrafthäuser.

Der Typ des Mitteldruckkrafthauses wurde oben dahin gekennzeichnet, daß Wasserschloß und Krafthaus zwar schon hydraulisch selbständig ausgebildet, aber doch durch die als Rohrstützen oder -schacht ausgebildete Druckleitung konstruktiv innig verbunden sind. Es lassen sich dabei noch folgende Untergruppen in der bisherigen Praxis feststellen:

1. Mitteldruckdammerwerke: Krafthaus hinter einem Stauwerk, und zwar:

a) Dammerwerk mit einer in Staumauer oder Staudamm eingebauten Rohrleitung (Abb. 522, 523).

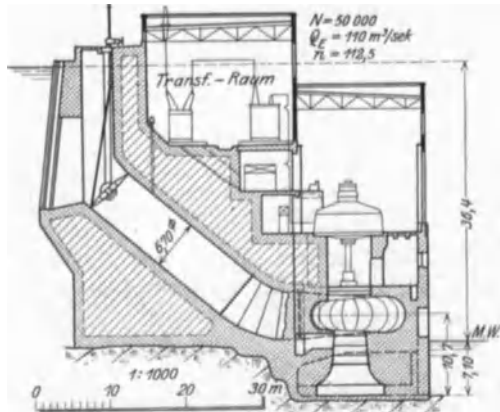


Abb. 522. Isle Maligne-Werk, Querschnitt.

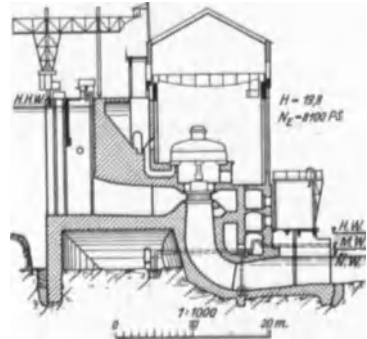


Abb. 523. Krafthaus Mühleberg, Mitteldruckdammerwerk. (Schweiz. Bauztg. 1926, I.)

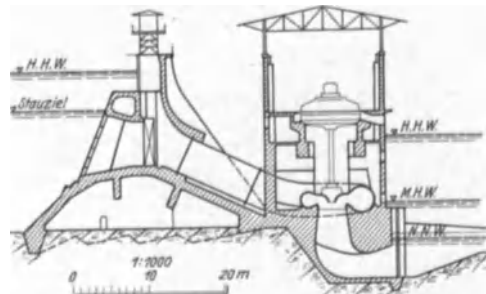


Abb. 524. K.W. Perak; Mitteldruckkanalwerk in aufgelöster Bauweise. (Svenska Vattenkr. Förg. 1927 H. 6.)

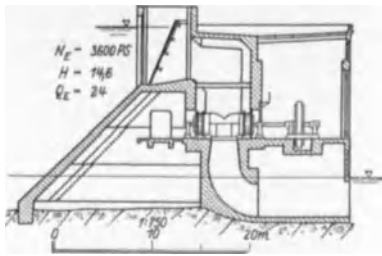


Abb. 525. Cedar Falls, Dammwerk mit eingebautem Krafthaus.

b) Dammwerk mit frei aufliegendem Druckrohr (Abb. 524, Perak). Für diese Anordnung spricht die Klarheit der statischen Wirkung; gegen sie die höheren Kosten und die der Witterung ausgesetzte Lage der Druckrohre.

c) Dammwerk mit eingebautem Krafthaus, fast ausschließlich in Verbindung mit gegliedelter Bauweise der Staumauer. Die Maschinenhalle sollte wenigstens größtenteils luftseitig hinter die Pfeiler vorgezogen werden, da sie sonst an Übersichtlichkeit verliert

[Abb. 525, weitere Ausführungsbeispiele: Estacada (Wkr. 1913), Projekt Sira (NWK), Tidone (Engng. News Rec. 1925), Tirso (Dtsch. Wasserwirtsch. 1924)

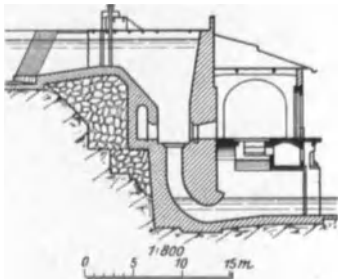


Abb. 526. Gailwerk, Mitteldruckschichtenanlage. (Elektrotechn. u. Maschinenb. 1912.)

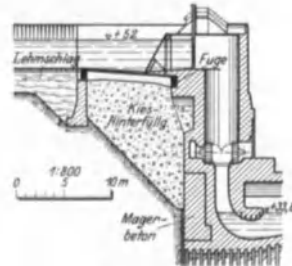


Abb. 527. Kraftwerk Grodeck (Schacht mit Eisenblech ausgekleidet).

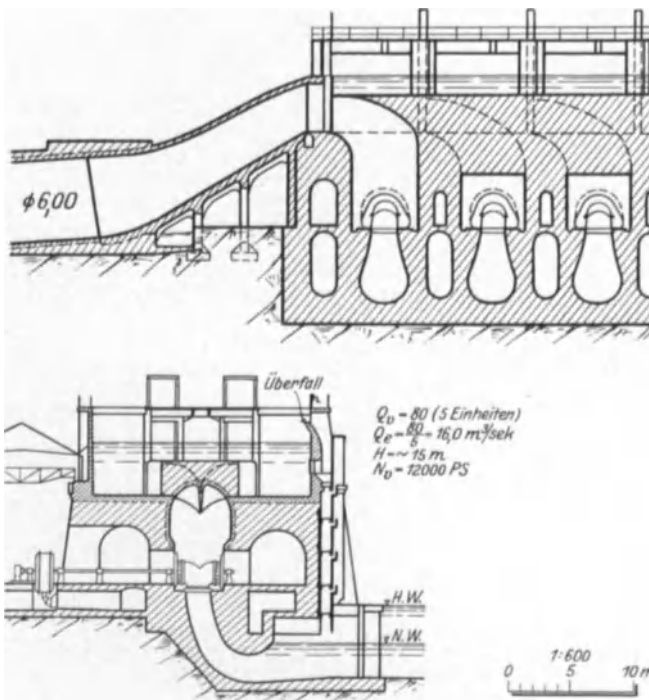


Abb. 528. Wasserschloßschachtwerk Drac-Romanche. (Wkr. 1913.)

Aensire (Abb. 186)]. Zahlreiche Varianten des Dammkrafthauses ergeben sich je nach der Stellung der Maschinenwelle. Die konstruktiven Probleme sind im Grunde dieselben wie bei geschlossenen Niederdruckanlagen oder eine Kombination mit den Problemen der Staumauern (vgl. Band Stauwerke).

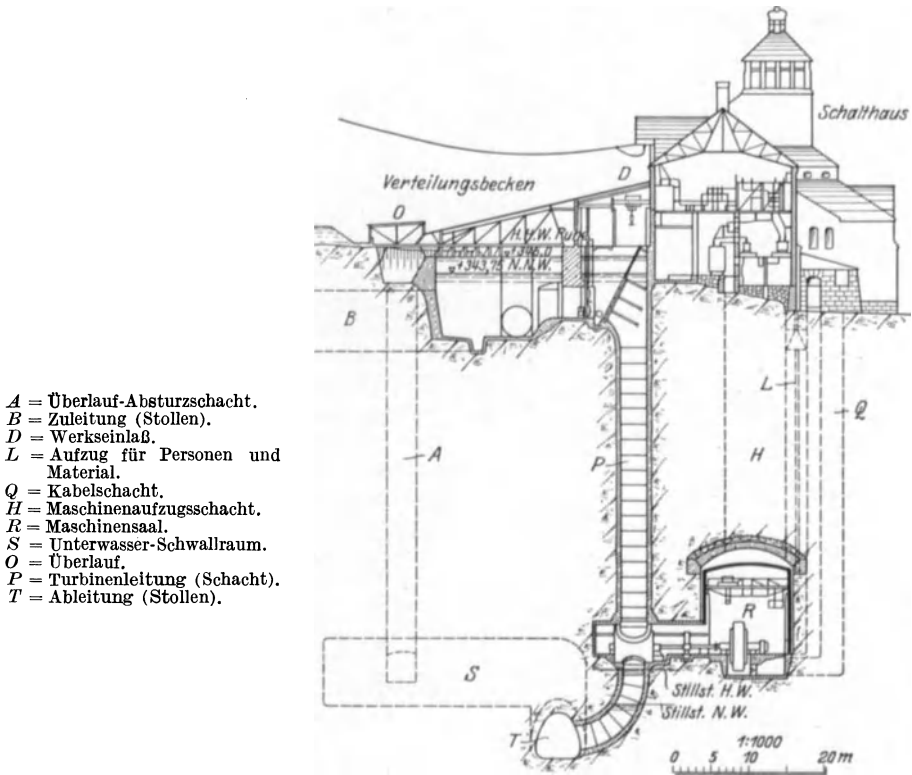
2. Mitteldruckschichtenwerke: (Beispiele: Pernegg, Abb. 464, Olten-Gösgen Abb. 532.) Sie haben große Verwandtschaft mit den Dammwerken, besonders beim Anbau an das Ende eines hoch im Auftrag liegenden Oberkanals (Abb. 464).

3. Mitteldruckschichtenwerke:

a) Oberirdische Schachtwerke. Bei kleineren Fallhöhen zeigen ihre Formen große Verwandtschaft mit den offenen Niederdruckanlagen; der Hauptunter-

schied liegt in dem scharf ausgeprägten zylindrischen senkrechten Schacht, in dessen Grunde meist die waagerechte Zwillings-turbine steht. Der Schacht wird in Eisenbeton, bei größeren Druckhöhen auch in Eisenblech konstruiert (Abb. 526, 527, auch NWK.). Mit der Entwicklung der senkrechten Spiralturbine ist diese Bauweise gegenüber der Dammwerkbauweise in den Hintergrund getreten.

Eine besondere Abart der Mitteldruckschachtwerke sind die Wasserschloß-kraftwerke [Abb. 528, weitere Beispiele: Gutach (Wkr. 1913)]: Diese bauen



- A = Überlauf-Absturzschaft.
- B = Zuleitung (Stollen).
- D = Werkseinlaß.
- L = Aufzug für Personen und Material.
- Q = Kabelschacht.
- H = Maschinenaufzugsschacht.
- R = Maschinensaal.
- S = Unterwasser-Schwallraum.
- O = Überlauf.
- P = Turbinenleitung (Schacht).
- T = Ableitung (Stollen).

Abb. 529. Porjus, Unterirdisches Krafthaus. (NWK.)

sich vorteilhaft am Ende längerer Druckzuleitungen. Das hier doch notwendige Schachtwasserschloß kann bei „Mitteldruck“ bis an die Turbine hinabgerückt werden und wird zugleich Turbinenschacht (Abb. 528).

b) Unterirdische Schachtmitteldruckwerke sind zu unterscheiden in solche mit gänzlich unterirdischem Maschinensaal und solche mit unterirdischer Turbinenanlage aber oberirdischem Maschinensaal.

Gänzlich unterirdische Kraftwerke werden allgemein in der Regel nur in festem Gestein ausgeführt und auch da nur aus besonderen Gründen: Vermeidung offener Wasserwege mit Rücksicht auf große Frostgefahr (nordschwedische und norwegische Anlagen, Steinschlag- und Lawinengefahr oder kriegstechnische Rücksichten). Bedeutende unterirdische Krafthäuser sind Porjus (Abb. 529) und Krängede (NWK.).

Das unterirdische Krafthaus muß durch bequemen Zugang, am besten elektromechanischen Aufzug, für Menschen und Schwerlasten getrennt, gut zugänglich gemacht werden. Besondere Sorgfalt erfordert die Lüftung und Wasserableitung.

An konstruktiven Problemen treten neu auf: Abstützung oder Sicherung der Krafthausdecke. Bei ganz kompaktem Felsen genügt eine Isolierdecke mit Luftzwischenraum. Bei nicht unbedingt nachbruchsicherem Gestein muß eine gewölbte Schutzdecke aus Beton eingezogen werden so stark, daß sie von sich allenfalls loslösenden Felsstücken nicht durchschlagen werden kann. Im Porjuswerk hat man diesen vollkommenen, aber teuren Schutz gegen eine jedenfalls sehr selten eintretende Gefahr beim zweiten Ausbau aus wirtschaftlichen Gründen auf einzelne, der Grundrißfläche des Maschinensätze entsprechende Streifen eingeschränkt, um die Generatoren unbedingt vor Steinschlag zu schützen. Dagegen hat man die zwischenliegenden Felderstreifen mit leichteren, nicht unbedingt durchschlagsicheren Decken eingewölbt.

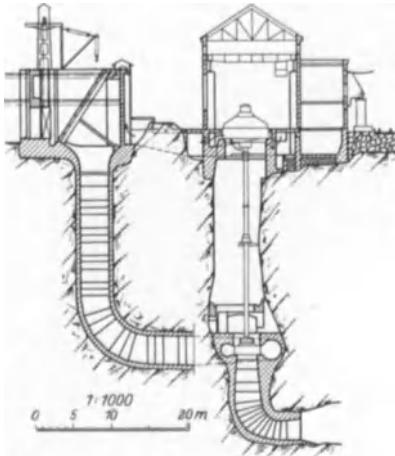


Abb. 530. Norrfors, unterirdische Turbinenanlage mit oberirdischem Krafthaus. (NWK.)

Wegen der hohen Kosten und der Betriebserschwerung der gänzlich unterirdischen Krafthäuser vermeidet man sie neuerdings, wenn nicht kriegstechnische Rücksichten anders entscheiden, gerne und setzt an ihre Stelle unter Ausnutzung der Möglichkeiten der senkrechten Wellenanordnung die unterirdische Turbinenanlage mit oberirdischem oder halb- oberirdischem (d. h. in die Oberfläche versenktem) Krafthaus. (Diese Entwicklung stellt in interessanter Weise eine Rückkehr zu der ähnlichen sehr alten Ausführung der ersten Turbinen am Niagara dar.) Bedeutende neue Beispiele sind: Partenstein, Palü der Brusiowerke, Voltorno und Norrfors (Abb. 530 und NWK).

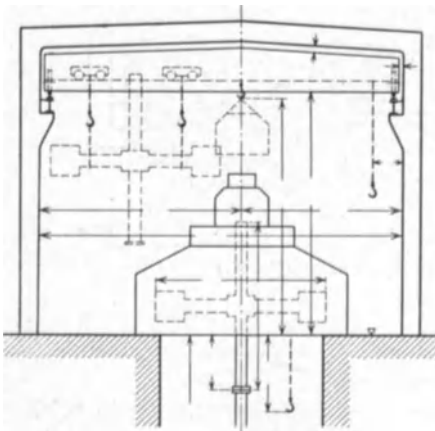


Abb. 531. Maßstäbliche Lichttraumskizze (Raumbedarf der Kranlast als Grundlage zur Dimensionierung des Maschinensaals).

der Maschinen in einfacher, sicherer und bequemer Weise vorgenommen werden kann. Richtlinien für die Bemessung der Grundrißfläche s. S. 398.

Die Höhe des Maschinensaals ist nach der erforderlichen Arbeitshöhe des Laufkrans zu bestimmen. Dabei ist das sperrigste im Betrieb zu bewegende Einzelstück und die Konstruktionshöhe der eingebauten Maschinen zu berücksichtigen, und zwar zweckmäßig durch sorgfältiges Aufzeichnen eines maßstäblichen Lichtraumbildes nach Abb. 531. Maßgebend ist in der Regel die Rotorwelle mit Polrad. Wenn der Kran nicht verdeckten Zugang und Bedienungskabine hat, muß die Decken- oder Binderunterkante etwas mehr als

## 20. Kapitel: Hochbau, Gründung und Bauausführung der Krafthäuser.

### A. Der Krafthaushochbau.

#### 1. Bemessungsgrundsätze.

Der Maschinensaal (vgl. S. 397f.) muß übersichtlich, hell, luftig und gut temperiert sein. Bei seiner Bemessung ist jede unnötige Raumverschwendung, ebenso wie zu große Raumknappheit zu meiden. Der Raum ist so zu bemessen, daß die Aufstellung, die Bedienung und später nötig werdender Aus- oder Umbau

mannshoch über der Krandienstbühne liegen. Sollen mit dem Maschinenhauskran auch die Umspannerkerne ausgehoben werden, und ergibt diese Bedingung einen zu hohen Saal, so kann man sich durch Anordnung einer zur Aufnahme des Umspannergehäuses geeigneten Abstellgrube unter Flurhöhe auf dem „Abstellplatz“ helfen (Abb. 532). Diese Grube erhält eine aushebbare Decke aus Eisenbetonplatten. Eine Krankonstruktion, die es gestattet, unter Verwendung von zwei Laufkatzen das Wellenende über Kranträgerunterkante zu

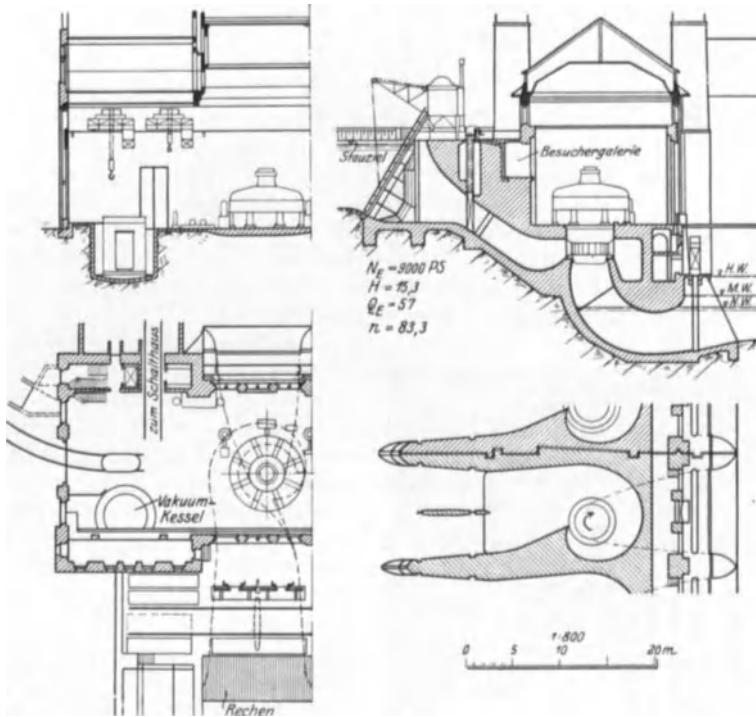


Abb. 532. Olten-Gösgen, Grundrisse, Quer- und Längsschnitt mit Transformatorgrube.

heben, spart Saalhöhe. Bei ganz großen Einheiten kommen auch zwei Krane zur Verwendung, die mit einem waagebalkenartigen Greifbalken die Last gleichmäßig gemeinsam anheben.

## 2. Flure.

Die Flure werden, wo sie auf festen Baugrund zu liegen kommen, 0,20 bis 0,30 m stark in Stampfbeton ausgeführt. Unterkellerte Flure müssen durch Gewölbe oder Eisenbetonkonstruktion tragfest konstruiert werden, wobei hohe, je nach Größe der in Frage kommenden Maschinenstücke zwischen 500 und 2000 kg/m<sup>2</sup> betragende Belastungen zu berücksichtigen sind. Wo Röhren, Kabel usw. in den Hauptfluren zu verlegen sind (S. 401), ist über der tragenden Betonplatte noch eine zwischen 0,12 und 0,2 m starke Einbettungsschicht aus Beton vorzusehen.

Die Gehflächen werden verputzt, in viel begangenen Räumen vorteilhaft mit Hartschichten (Spezialbeton) gedeckt. Im Maschinensaal selbst verwendet man gerne mit Recht des guten Aussehens halber Ton- oder Steinzeugplatten, auch Terrazzo (Dehnungsfugen in 2 bis 3 m Abstand!), Absätze in den Fluren sind zu vermeiden; kleine unvermeidliche Höhenunterschiede lieber durch flache Rampen (1:10) auszugleichen. Reine Dienstreppen zu und in den Kellern u. dgl. können steil (1:1) gehalten werden, sie sind möglichst beidseitig mit



einfachen eisernen Geländern zu versehen. Für reichliche Kopfhöhe ist Sorge zu tragen, ebenso für reichliche Beleuchtungsmöglichkeit in Gängen ohne Tageslicht. Im Maschinensaal empfiehlt sich die Verlegung von Gummiläufern.

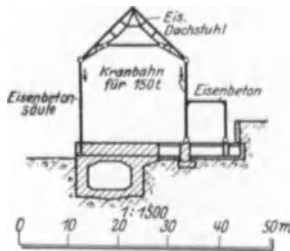


Abb. 533. Walchenseewerk, Krafthausquerschnitt.

### 3. Konstruktion und Baustoffe des Krafthaushochbaues.

Die Hallenwände müssen Winddruck, Dachlasten und Krankräfte aushalten. Die Kranbahnschienen (Walzprofile oder genietete große Trägerquerschnitte, Eisenbetonbalken, selten Gewölbe) werden durch Konsolen auf einzelne Pfeiler abgestützt, die dabei naturgemäß exzentrischen Druck erhalten. Außerdem muß das Wandgerippe noch die beim Verfahren der Kranbrücke in der Längsrichtung und der Krankatze in der Querrichtung entstehenden

Brems- und Beschleunigungskräfte aufnehmen, die sicherheitshalber mit der Ziffer für gleitende Reibung aus der Nutzlast und dem Eigengewicht berechnet werden. Daher kommt, wenigstens für größere Anlagen, nur Eisenbeton oder Stahl als Baustoff für das Wandgerippe in Frage.

Die Wandfüllungen zwischen den Pfeilern können je nach den örtlichen Baubedingungen und den schönheitlichen Anforderungen in Bruchstein-, Ziegel-, Beton- oder Kunststeinmauerwerk hergestellt werden. Bei höheren Krafthäusern kann durch Einziehen horizontaler Riegel zwischen den Pfeilern ein rechteckiges „Fachwerk“ geschaffen werden, so daß die Füllungswände durchweg nicht stärker als  $1\frac{1}{2}$  Stein (unter mittleren Klimaverhältnissen) ausgeführt werden müssen. Die statisch günstigste Wirkung erzielt man in der Regel dadurch, daß man die Pfeiler unten einspannt und mit den Dachbindern zu Rahmen verbindet (Abb. 464, 474, 519, 522, 523 und 541). Für die Bevorzugung der Stahlkonstruktion spricht der Umstand, daß sie, abindefertig von der Fabrik bezogen, in kürzester Zeit aufgestellt werden kann und so am raschesten und ohne sperrige Schalungs- und Baugerüste einen montagebereiten und überdachten Flur bereitstellt. Bei Aus-



Abb. 534. Kraftwerk Häusern (Oberstufe des Schluchseewerks).

führung der Pfeiler in Eisenbeton verzichtet man oft, um die störenden Rüstungen zu vermeiden, auf rahmenartige Verbindung der dann unten einzuspannenden Pfeiler und setzt eiserne in sich steife Dachbinder auf. Deren Auflagerung erfolgt in Kippgelenken, wenn beide Wandpfeilerreihen die Windkräfte gemeinsam (statisch unbestimmt) übernehmen sollen; andernfalls mit einem Kipp- und einem Wälzgelenk. Die Längsversteifung der Pfeilerreihen wird durch rahmenartige Zusammenfassung von je zwei benachbarten Querrahmen erreicht oder durch kontinuierliche Durchführung der Kranbahnträger und Anordnung entsprechender Endversteifungsrahmen an einer oder beiden Stirnseiten des

Krafthauses. Bei Ausführung der Krafthauswand ganz in Beton oder Eisenbeton sind Dehnungsfugen in höchstens 25 bis 30 m Abstand anzuordnen.

Das Dach soll möglichst einfach gestaltet sein, mehr noch wegen der Unterhaltungsschwierigkeiten bei Dachformen mit vielen Aufsätzen und Winkeln als wegen der Herstellungskosten. Wegen der Empfindlichkeit der elektrischen Einrichtungen gegen abtropfendes Schwitzwasser muß das Dach in sich doppelwandig sein (Abb. 474, 475) oder es muß eine Zwischendecke eingezogen werden (Abb. 486). Letztere Anordnung verdient in größeren Anlagen den Vorzug. Die am Dachstuhl aufzuhängende Zwischendecke kann aus Rabitzkonstruktion bestehen oder besser, weil abblätternde Putzstückchen schon Einfressen von Lagern und Kurzschluß auf Kollektoren verursachen, aus Eternitplatten auf

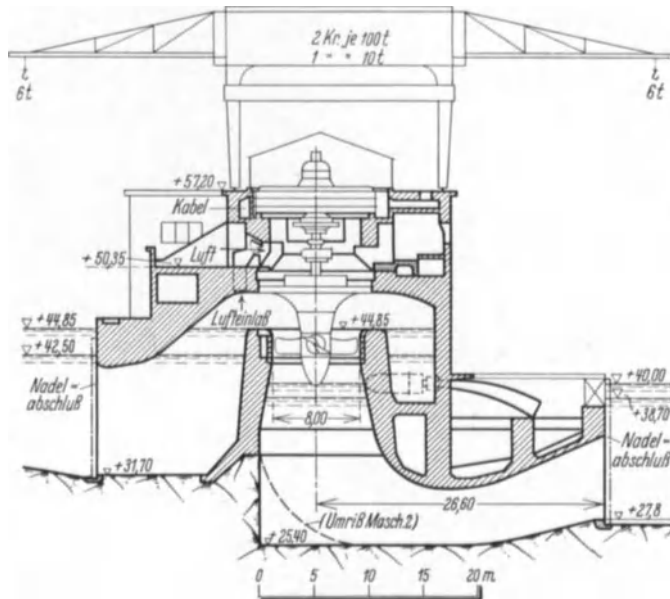


Abb. 535. Krafthaus Vargön (Verw.).

leichtem Winkeleisennetz oder (architektonisch sehr angenehm wirkend) aus gefügten Holzriemen.

Das Satteldach ist zwar teurer als das flache Dach und schwierig zu betreten, was bei Brandfällen von Bedeutung ist; dafür ist es aber wetterfester und dauerhafter, von der heiß umstrittenen ästhetischen Beurteilung ganz zu schweigen.

Der Dachstuhl wird in der Regel aus Stahl, seltener aus Eisenbeton oder Holz hergestellt. Zweckmäßig werden die Binder mit den Wandstielen der Halle zu Rahmen vereinigt (vgl. S. 444).

Vereinzelt hat man (zuerst in Nordamerika) schon das Dach in längsverschieblichen „Abschnitten“ (deckelartig) ausgeführt, Mitchellwerk, Pwr. Plant Engng. 1927, um mit einem einzigen übergreifenden Portalkran für Einlaßschützen und Turbinen auszukommen und an Gebäudehöhe zu sparen (Abb. 535, 536).

#### 4. Fenster.

Die Fensterteilung ist, mindestens bei Mittel- und Niederdruckanlagen, durch die Maschinenaufstellung vorgezeichnet.

Durch Anordnung großer, heller Fenster ist für die nötige gleichmäßige gute Beleuchtung des Maschinensaaes Sorge zu tragen. Man darf darin aber

auch nicht zu weit gehen, da allzu große Fensterflächen ein Krafthaus kalt, zugig und unwohnlich machen.

In warmen Gegenden wird man die Hauptfensterfront nicht nach Süden legen. Wenn sich dies nicht vermeiden läßt, sind Vorhänge vorzusehen. Im Gegensatz zu Mittagssonne ist dagegen im allgemeinen die Morgen- und Abendsonne zur Trockenhaltung und zur Wohnlichmachung des Krafthauses erwünscht. In diesem Zusammenhang sei, wie bereits in früheren Abschnitten, auf die noch viel zu wenig beobachteten, meist sehr unterschätzten Beanspruchungen

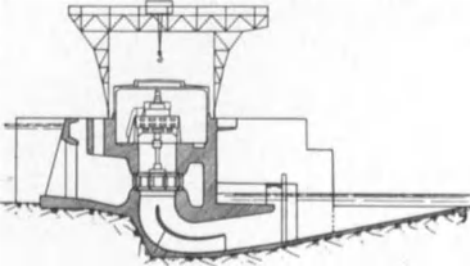


Abb. 536. Krafthaus mit abnehmbarer Dachkonstruktion, K.W. Wetter, Ruhrverband (S p e t z l e r).

hausfenster anzubringen, die dem Maschinisten den erfrischenden Blick ins Freie gestatten. Fehlerhaft ist es jedenfalls, die Fenster mit undurchsichtigem Kathedralglas od. dgl. zu versehen; dadurch wird dem Betriebspersonal jeder Blick ins Freie genommen, aber sicher nicht die gewünschte Konzentration, sondern im Gegenteil eine Abstumpfung erreicht. Abgesehen davon ist es für den Betrieb von Wichtigkeit, daß sich das Personal durch einen gelegentlichen Blick durch das Fenster über die herrschende Witterung, Gewitter, Frost, Eisgang und ähnliche für den Betrieb äußerst wichtige Vorgänge unterrichten kann.

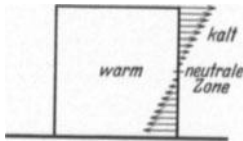


Abb. 537. Schema der Druckverteilung an einer Trennwand zwischen warmer Innen- und kalter Außenluft (K y s e r).

selbständig abgeführt werden (vgl. S. 401). Bei offener Bauart der Stromerzeuger kann die Wärmeabfuhr nur durch die allgemeine Raumlüftung des Maschinensaals bewirkt werden, wofür entsprechende, reichliche Vorkehrungen zu treffen sind.

Die durch Abb. 537 erläuterte Druckverteilung in einem wärmeren Innenraum gegenüber der Außenluft bedingt es, daß für die allgemeine Raumlüftung die Frischluft durch tief anzuordnende Fensterflügel oder Luftklappen (Abb. 463, 475) einzuführen, die Abluft ähnlich durch möglichst hoch, in den Wänden oder in der Decke angeordnete verschließbare Öffnungen abzuführen ist. Meist befinden sich auf beiden Seiten des Laufkranes eine Reihe von innen aus bedienbarer Fenster, oder es sind in der Zwischendecke des Maschinensaales Klappen angebracht, die vom Dachboden aus geöffnet und geschlossen werden können. Nichtabschließbare Lüftungsöffnungen sind zu vermeiden, da durch sie im Winter eine zu starke Abkühlung des Maschinensaales eintreten kann. Zu- und Abluftöffnungen sind so anzuordnen, daß Regen, Schnee, Rauch, Staub usw. nicht eindringen können.

hingewiesen, die jede Bau- oder Maschinenkonstruktion durch die Temperatur erleidet. Es muß das Bestreben jedes Ingenieurs und Betriebsleiters sein, sämtliche Werksanlagen in möglichst engen Grenzen Temperaturschwankungen auszusetzen.

Außer den großen Belichtungsfenstern, deren Brüstung bei großen Anlagen meist weit über Augenhöhe liegt, sind an geeigneten Stellen kleinere Fenster in Art der Wohn-

hausfenster anzubringen, die dem Maschinisten den erfrischenden Blick ins Freie gestatten. Fehlerhaft ist es jedenfalls, die Fenster mit undurchsichtigem Kathedralglas od. dgl. zu versehen; dadurch wird dem Betriebspersonal jeder Blick ins Freie genommen, aber sicher nicht die gewünschte Konzentration, sondern im Gegenteil eine Abstumpfung erreicht. Abgesehen davon ist es für den Betrieb von Wichtigkeit, daß sich das Personal durch einen gelegentlichen Blick durch das Fenster über die herrschende Witterung, Gewitter, Frost, Eisgang und ähnliche für den Betrieb äußerst wichtige Vorgänge unterrichten kann. Neben der gewöhnlichen elektrischen Beleuchtungsanlage ist für Fälle von Betriebsstörungen eine Notbeleuchtung vorzusehen, die am besten von einer besonderen Akkumulatorenbatterie gespeist wird.

## 5. Lüftung.

Die Abwärme der Generatoren (und in geringerem Grade auch der Apparate, Umspanner usw.) muß im Interesse der Bedienung und auch der Maschinen

selbständig abgeführt werden (vgl. S. 401). Bei offener Bauart der Stromerzeuger kann die Wärmeabfuhr nur durch die allgemeine Raumlüftung des Maschinensaals bewirkt werden, wofür entsprechende, reichliche Vorkehrungen zu treffen sind.

Die durch Abb. 537 erläuterte Druckverteilung in einem wärmeren Innenraum gegenüber der Außenluft bedingt es, daß für die allgemeine Raumlüftung die Frischluft durch tief anzuordnende Fensterflügel oder Luftklappen (Abb. 463, 475) einzuführen, die Abluft ähnlich durch möglichst hoch, in den Wänden oder in der Decke angeordnete verschließbare Öffnungen abzuführen ist. Meist befinden sich auf beiden Seiten des Laufkranes eine Reihe von innen aus bedienbarer Fenster, oder es sind in der Zwischendecke des Maschinensaales Klappen angebracht, die vom Dachboden aus geöffnet und geschlossen werden können. Nichtabschließbare Lüftungsöffnungen sind zu vermeiden, da durch sie im Winter eine zu starke Abkühlung des Maschinensaales eintreten kann. Zu- und Abluftöffnungen sind so anzuordnen, daß Regen, Schnee, Rauch, Staub usw. nicht eindringen können.

Bei starker Wärmeentwicklung, ungünstigen klimatischen Verhältnissen u. dgl. empfiehlt es sich, besondere Kreisellüfter in die Abluftöffnungen einzubauen. Die Anordnung der Lüftungsöffnungen in Grund- und Aufriß ist so zu wählen, daß die Frischluft auch tatsächlich möglichst wirksam über die Maschinen streichen muß (vgl. Abb. 467). Wegen der Berechnung der erforderlichen Luftmengen und der Größe der Lüftungsöffnungen muß auf die Lüftungsliteratur verwiesen werden (vgl. Anm. S. 401). Wenn die geschilderten Mittel der allgemeinen Raumlüftung nicht mehr genügen, müssen die Maschinen gekapselt und für sich gelüftet werden (vgl. S. 403, 488). Außer dem Maschinensaal bedürfen auch die Nebenräume, insbesondere Kabelgänge, Batterieräume u. dgl. sorgfältiger Lüftung.

Die Abwärme der Maschinen, im Sommer nur unerwünscht und lästig, wird im Winter nach Bedarf zur Heizung benutzt (vgl. S. 402). In mittleren und polaren Breiten muß man aber außerdem für eine besondere Heizung des Krafthauses und der Nebenräume sorgen. Wenn die Energie nicht zu kostbar ist, wird man elektrisch heizen. Wenn nötig (also beim Fehlen eines Reserveanschlusses), ist daneben für den Fall der Betriebsstilllegung gewöhnliche Ofenheizung vorzusehen, um schwere Betriebsstörungen zu verhüten.

Mit Rücksicht auf eine wirtschaftliche Heizung ist es besonders nötig, daß alle Nebenräume des Krafthauses keine unnötig großen Ausmaße erhalten. Die Fenster, deren Fläche unbedingt auf das nötige Maß zu beschränken ist, sind solid und gut schließend auszuführen, so daß keine Zugluft entstehen kann. Insbesondere kann man bei ausgeführten Werken oftmals beobachten, daß Büros, Kommandoraum u. a. m. in viel zu großen Ausmaßen ausgeführt werden, so daß sie im Winter nie wohnlich warm zu bekommen sind.

Ständige Kontrolle der Temperatur ist unter anderem auch für die Sicherheit des Betriebes (z. B. Gefriergefahr) von größter Bedeutung.

Entwässerung. Turbinen und Rohrleitungen schwitzen, mit der Witterung wechselnd, mehr oder minder stark. Es ist für geeignete Ableitung des Schwitzwassers, auch des etwaigen Tropfwassers von Stopfbüchsen u. ä. m. Sorge zu tragen.

Durch Einlegen von Isolierschichten und anderen Maßnahmen ist dafür Sorge zu tragen, daß die Feuchtigkeit des Unterwasserkanals, des Grundwassers oder Hochwassers nicht in den Krafthauswänden hochsteigt (vgl. S. 420). Die aufgehenden Mauern und Pfeiler sind gegen das Grundmauerwerk sorgfältig zu isolieren.

## 6. Die Ausstattung.

Der Maschinensaal soll einfach aber gefällig, zur Sauberkeit anregend wirken und leicht rein zu halten sein. Bei größeren Anlagen wird man die unteren 1,5 bis 2 m mit Fliesen verkleiden, mindestens abwaschbar lackieren. Darüber genügt ein heller, leicht getönter Putz, der wesentlich für die Aufhellung des Raumes ist.

Der entwerfende Ingenieur muß immer darauf bedacht sein, soweit es sich mit den technischen Aufgaben des Werkes vereinbaren läßt, die Krafthausräume möglichst wohnlich zu gestalten. Dies kommt dem Gesundheitszustand und Eifer des Betriebspersonals, somit indirekt dem Werk, zugute.

## 7. Die Schaltanlagen und Umspannwerke.

Bei kleineren Anlagen befinden sich die Schaltanlagen im Maschinensaal selbst oder im unmittelbaren Anschluß an ihn. Die Schalt- und Meßapparate werden dabei auf Schalttafel oder Schalterpult an einer Wand des Maschinensaales angebracht. In unmittelbarem Anschluß an die Schalttafel werden die Ölschalter usw. mechanisch durch Gestängeübertragung bedient. In größeren Anlagen wird statt der hier zu unhandlichen Gestängeübertragung elektrische

Steuerung vorgesehen. Dadurch wird man auch in der Anordnung des Schalt-raumes freier und kann ihn sogar vom Krafthaus als selbständiges Schalt-Umspannwerk ganz trennen, wobei nach Bedarf gedeckte Verbindung durch den unter- oder oberirdisch geführten, begehbaren Kabelgang zu schaffen sein wird. Für die Grundrißanordnung des Kraft- und Schaltheuskomplexes bestehen verschiedene Möglichkeiten (U-, L-, T-, H-förmige Grundrisse). Für ihre Wahl sind in erster Linie die Bauplatzverhältnisse maßgebend. Die Bildung halbgeschlossener Höfe (U- und H-Form) ist in schneereichen Gegenden zu vermeiden. Typische Beispiele s. Abb. 509, 510, 507, 466.

Die Besprechung der Schaltheusbauweisen fällt außerhalb des Rahmens des Buches. Die Umspannwerke werden heute in der Regel ohne Haus (Freiluftanlagen) ausgeführt, s. Abb. 102, 511.

Krafthäuser und Schaltheuser müssen feuerfest gebaut werden. Auch ist durch entsprechende Unterteilung der Schaltheusräume der Gefahr der Brandausbreitung und des Verqualmens bei Entzündung einzelner Ölschalter, Umspanner, Kabel vorzubeugen. Die Umspanner in einem Parallelschiff in offener Verbindung mit dem Maschinensaal aufzustellen, empfiehlt sich daher nicht. Die Generatorbrände bekämpft man in großen Anlagen mit gekapselten Maschinen durch (eventuell automatisches) Einleiten von Kohlensäure.

### 8. Türen und Zugänglichkeit.

Das Haupttor des Kraft- bzw. Schaltheuses wird als 2flügeliges Schlagtor oder als Schiebetor an der Eintrittsstelle des Maschinentransportweges oder -gleises, also in der Regel beim Abstellplatz (S. 443) angeordnet. Seine Abmessungen richten sich nach denen der größten Maschinenteile. Für den täglichen Gebrauch sind kleinere Türen mit Windfang anzuordnen.

Da es nicht allzuseiten vorkommt, daß Ölschalter, Umspanner u. dgl. unter explosionsartigen Erscheinungen verbrennen, so ist für eine reichliche Anzahl von Ausgängen und Notausgängen Sorge zu tragen. Alle Türen müssen nach außen aufschlagen. Dies gilt auch für die Türen zu Rohrkellern und ähnlichen Räumen, bei denen die Möglichkeit der Überschwemmung infolge Rohr- oder Schieberbruchs besteht.

Die besonderen Be- und Entlüftungseinrichtungen sind so reichlich vorzusehen, daß die Türen nicht zur Lüftung herangezogen werden müssen, da die Gefahr besteht, daß Unberechtigte, Kinder, Tiere usw. in das Krafthaus gelangen.

In größeren Anlagen sind die Schalt- und Meßinstrumente in einem vom Maschinensaal vollständig getrennten Raum, dem sog. Kommandoraum untergebracht. Es wird aber trotzdem jederzeit erwünscht sein, auch vom Kommandoraum aus, etwa durch eine Fensterreihe, einen Überblick über den Maschinensaal zu haben.

Der Größe der Anlage entsprechend werden Werkstatt, Büros, Aufenthaltsräume, Toiletten, Waschräume u. ä. m. vorgesehen.

Sehr wichtig ist eine gute Zufahrtsmöglichkeit zum Krafthaus. Der Zufahrtsweg muß imstande sein, die meist sehr schweren Maschinenlasten sicher zu tragen. Man wird Vorsorge treffen, daß die schweren Lasten in einfacher Weise abgeladen und an ihren Aufstellungsort befördert werden können. Große Anlagen erhalten, wenn möglich, unmittelbaren Eisenbahnanschluß in den Maschinensaal und das Schaltheus. Im Maschinensaal können dann die Maschinenteile durch den Kran von Eisenbahnwagen abgehoben werden. Oft wird sich ebenerdige Anordnung des Maschinenflurs ermöglichen lassen. Ist aber aus irgendeinem Grunde, z. B. mit Rücksicht auf Hochwasser, eine höhere Lage erwünscht, so kann man auch den Zufahrtsweg rampenartig an das Kraft- und Schaltheus heranzuführen. Auch ein Herausführen des Maschinenhauskrans

oder eines schiebebühnenartigen Hilfskrans kann in Frage kommen, z. B. auch, um Anschluß an einen Schifffahrtsweg zu schaffen.

### 9. Wasserversorgung und Entwässerung

sind bei der Anlage eines Krafthauses nicht zu vergessen. Dabei kann das Reinwasser aus dem *OW* (besonders der Druckleitung) entnommen werden, wenn es hygienisch einwandfrei und energiewirtschaftlich nicht zu kostbar ist. Manchmal gehört aber die Wasserversorgung schon zu den Bauvorbereitungsarbeiten.

Bei der Entlegenheit vieler Wasserkraftwerke wird man oft für das Betriebspersonal Dienstwohnungen bauen müssen. Bei kleineren Anlagen wird man bestrebt sein, das Werk ohne ständige Wartung laufen zu lassen. Es sind, besonders seit 1925 zahlreiche kleinere und größere fernsteuerbare und halb- oder ganz-automatische Werke gebaut worden (vgl. NWK., S. 738 f.).

Bei kleineren Anlagen findet man vielfach Maschinensaal, Schaltraum und Maschinistenwohnung unter einem Dach vereinigt. Wenn es die Mittel aber irgendwie gestatten, sollte man die Wohnung des Maschinisten nie in das Krafthaus selbst verlegen. Der Wärter hat zwar, wenn er im Krafthaus selber wohnt, ständig, auch bei Nacht, durch das Maschinengeräusch eine gewisse Kontrolle über seine Maschinen; dabei wird ihm aber die bei seinem anstrengenden und nicht ungefährlichen Dienst nötige Ausspannung geschmälert. Auch besteht die Gefahr, daß das Krafthaus ein Tummelplatz für Kinder, Kleintiere u. a. m. wird, was mit einem geordneten Betrieb unvereinbar ist. Bei größeren Anlagen mit mehreren Wärtern sollten die Betriebswohnungen ganz außerhalb des Bereiches der eigentlichen Kraftanlage angelegt werden.

### 10. Außenarchitektur.

Bei der Behandlung der äußeren Erscheinung des Krafthauses sprechen sehr verschiedenartige Ansprüche mit: schönheitliche Rücksichten auf die Umgebung (Heimatschutz), örtliche Baustoff-, Stil- und Klimabedingungen, Repräsentations- und wirtschaftliche Rücksichten, endlich der persönliche Geschmack. In der äußeren Behandlung der Krafthäuser sollten alle kleintlichen Zierformen um so mehr vermieden werden, je größer die Anlage ist. Durch eine klare, dem inneren gesetzmäßigen Aufbau Ausdruck gebende Vertikalgliederung und Betonung der durchgehenden Horizontalen wird erfahrungsgemäß selbst bei einfachster Flächenbehandlung eine gute, eindrucksvolle Wirkung erzielt (Abb. 312). Wieweit man im Aufwand für Kunst- oder Natursteinverkleidung, Gesimsausbildungen, Torschmuck u. dgl. gehen will, hängt dann noch von den angedeuteten Einflüssen ab. Eine gewisse Würde in der Erscheinung ist der Bedeutung des Krafthauses als des „Herzens“ der oft gewaltigen aber größtenteils in der Erde oder dem Wasser verborgenen Gesamtanlage durchaus angemessen. Diese Wirkung kann aber bei guter Gliederung schon mit sehr einfachen Mitteln erreicht werden. Z. B. ist das Krafthaus der Zentrale Siebnen (Wäggitalwerk) lediglich in Beton ohne Putz, Vorsatzmörtel oder nachträgliche Behandlung schalungsrau stehengelassen und wirkt dabei doch als Ganzes vorzüglich in der Landschaft.

## B. Gründung und Bauausführung der Krafthäuser.

### 1. Allgemeines, Auswahl der Baustelle.

Die Gründungsverhältnisse des Krafthauses sind schon bei der allgemeinen Planung und erst recht bei der speziellen Auswahl der Baustelle zu berücksichtigen. Gründliche weitestgehende Vorarbeiten technogeologischer Natur sind durchzuführen, ehe die Stelle des Krafthauses endgültig festgelegt wird.

Die technogeologischen Verhältnisse der Werkwasser- Zu- und Ableitung und die Zugänglichkeit für schwere Transporte sind daneben gleichwertig zu berücksichtigen.

An und für sich ist das beste eine weiträumige, gut zugängliche, flache Baustelle mit hochliegendem gutem Baugrund (Kies, Letten, Felsen), möglichst wenig dem Grundwasserandrang ausgesetzt, aber auch nicht zu hoch gelegen, damit für die Turbinen und Unterwasserkanäle nicht zu tiefe Ausschachtungen notwendig werden. Eine gewisse Entfernung vom Vorfluter ist mit Rücksicht auf die Gefahr von Überschwemmung während des Baues und von Unterspülungen im Betrieb erwünscht. Diese idealen Bedingungen sind naturgemäß bei Nieder- und Mitteldruckanlagen vielfach wegen ihrer engen Gebundenheit an den Fahrweg und bei Hochdruckanlagen wegen derjenigen an steile Gebirgshänge mit Schuttüber- und -vorlagerung selten rein vorhanden. So erfordern

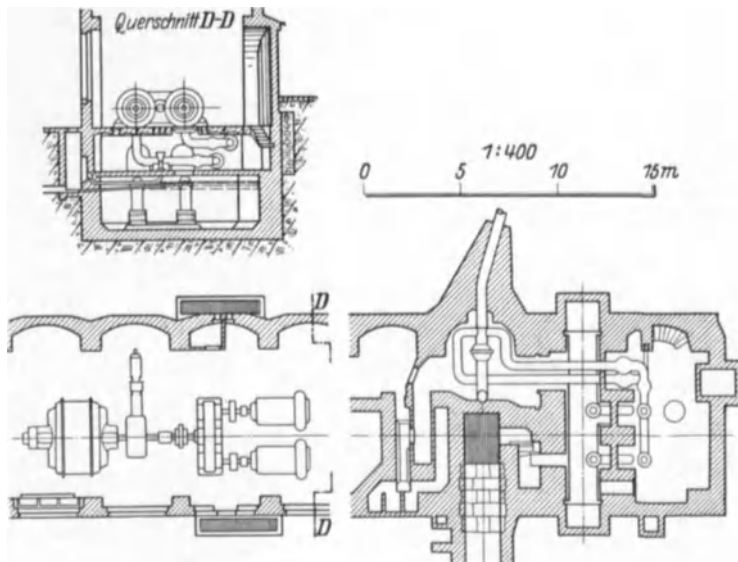


Abb. 538. Tremorgiowerk, Grundriß und Schnitt. (Schweiz. Bauztg. 1927, I.)

insbesondere Hochdruckanlagen häufig tiefe Unterkellerung, lediglich um festen Baugrund zu finden und bei ihrer Gebundenheit an Wildflüsse häufig auch tiefgegründete, schwere und hohe Uferschutzmauern. Auch an Sicherung gegen den Schub schuttbedeckter Hänge, ferner gegen Steinschlag und Lawinengefahr ist zu denken (vgl. Abb. 538). Unter Umständen lassen die Gründungsverhältnisse einen Wechsel des Ufers, der bei Hochdruckanlagen mit Hilfe von Rohrbrücken nicht allzu schwer ist, angezeigt erscheinen.

Bei Stellung eines Hochdruckkrafthauses nahe am hohen Hang ist auch auf Erhaltung des nötigen Luft- und Lichtraumes auf der Bergseite zu achten, da enge Schlitzte namentlich im Winter bei Schnee leicht zur Vernässung des Krafthauses führen. Die unterste, teuerste Teilstrecke der Fallrohrleitung muß durch geeignete Wahl des Krafthausplatzes möglichst kurz gehalten werden. Andererseits soll auch der Unterkanal bis zum freien Fluß nicht zu lang und tief werden. Vergleichende Kostenanschläge müssen im Einzelfall die günstigste Krafthausbaustelle nachweisen.

Bei Nieder- und Mitteldruckkrafthäusern, die in der Regel ihrer Natur nach als Stauwerke wirken, sind die Anforderungen an die Gründung besonders hoch. Wie bei jedem Stauwerk muß eine zusammenhängende, klar über die ganze Talbreite durchgeführte Dichtungsfläche (-Linie im Grundriß zur Selbstkontrolle einzeichnen!) vorgesehen werden. Der Unterspülung muß mit allen

Mitteln unbedingt begegnet werden. Verknennung dieses Gebotes hat sich bei verschiedenen Anlagen mit schweren, bis zu völliger Zerstörung gehenden Schädigungen gerächt (Abb. 539)<sup>1</sup>. Selbst bei Felsboden ist bei nachgewiesener oder vermuteter Durchlässigkeit, Gefügezerrüttung oder Lassenbildung große Vorsicht geboten (gutes Beispiel: Bergsbron Havet-Norrköping, Nordische Wasserkräfte). Die Mittel gegen Unterspülung sind im Grunde dieselben wie bei allen Stauwerken: eine oberwasserseits und unterwasserseits durchgezogene Abfangwand, bestehend aus Betonherdmauer im Felsen bzw. Spundwand oder im Schlitz (Abb. 464, 483, 487, 540) etwa pneumatisch gegründeter Herdmauer oder endlich einer Injektionsschürze in losem Baugrund (Abb. 539). Die Oberwasserherdmauer ist möglichst bis in undurchlässige Schichten herabzuführen. Die unterwasserseitige hat nur gegen allmähliches Auslaufen der Unterlage des Bauwerkes zu sichern, wobei nicht so tiefe Kolke wie hinter Wehrabschlußböden zu erwarten sind (Ausnahme: hinter einem Leerschuß!). Hinter der Oberwasserherdmauer und nach Befund auch unter der ganzen Bauwerkssohle ist sachgemäß ausgeführte Dränung (namentlich unter weitgespannten Saugrohrsohlen) wichtig. Bei hoch anschwellendem Unterwasser dürfen jedoch die Dränrohre nicht frei nach dem Unterwasser herausgeführt werden, damit bei trocken gelegten Unterkanälen nicht der volle Druck des Unterwassers im Entwässerungsnetz zur Wirkung kommt. Es sind also unter Umständen geschlossene Dränsysteme mit Anschluß durch Sammelleitungen an einen Pumpenschacht nötig (Abb. 474). Die Pumpen werden zweckmäßig selbstanspringend mit Schwimmersteuerung eingerichtet oder statt dessen schwimmerbetätigte Signalglocke angeordnet. Bei kleineren Verhältnissen sind durch das Oberwasser betätigte Leckwasserejektoren wegen ihrer Einfachheit vorteilhaft. Am besten schützt gegen Sohlenwasserdruck eine völlige Unterwölbung des Einlaufgerinnes, wenn die Höhenverhältnisse diese Lösung gestatten (Abb. 523, 524, 525 u. a.).

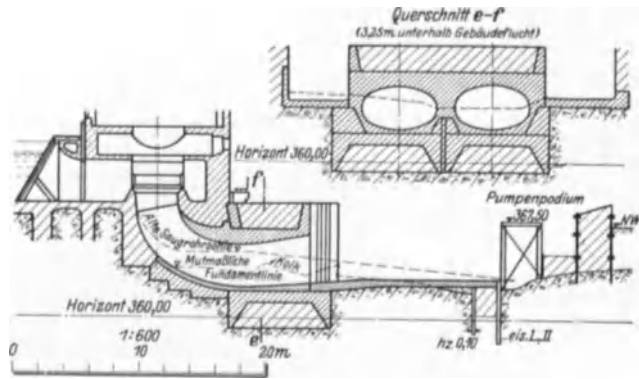


Abb. 539. Aarau a. A., zerstörte Anlage nach Wiederherstellung. (Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1923.)

bis in undurchlässige Schichten herabzuführen. Die unterwasserseitige hat nur gegen allmähliches Auslaufen der Unterlage des Bauwerkes zu sichern, wobei nicht so tiefe Kolke wie hinter Wehrabschlußböden zu erwarten sind (Ausnahme: hinter einem Leerschuß!). Hinter der Oberwasserherdmauer und nach Befund auch unter der ganzen Bauwerkssohle ist sachgemäß ausgeführte Dränung (namentlich unter weitgespannten Saugrohrsohlen) wichtig. Bei hoch anschwellendem Unterwasser dürfen jedoch die Dränrohre nicht frei nach dem Unterwasser herausgeführt werden, damit bei trocken gelegten Unterkanälen nicht der volle Druck des Unterwassers im Entwässerungsnetz zur Wirkung kommt. Es sind also unter Umständen geschlossene Dränsysteme mit Anschluß durch Sammelleitungen an einen Pumpenschacht nötig (Abb. 474). Die Pumpen werden zweckmäßig selbstanspringend mit Schwimmersteuerung eingerichtet oder statt dessen schwimmerbetätigte Signalglocke angeordnet. Bei kleineren Verhältnissen sind durch das Oberwasser betätigte Leckwasserejektoren wegen ihrer Einfachheit vorteilhaft. Am besten schützt gegen Sohlenwasserdruck eine völlige Unterwölbung des Einlaufgerinnes, wenn die Höhenverhältnisse diese Lösung gestatten (Abb. 523, 524, 525 u. a.).

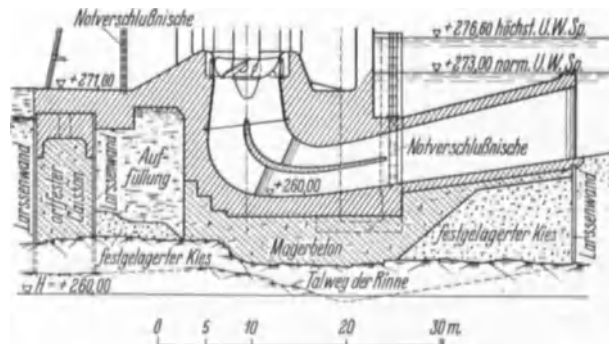


Abb. 540. Ryburg-Schwörstadt, Gründung des Krafthauses. (Schweiz. Bauztg.)

Bei tiefliegender Zerrüttung oder Lassenbildung des Untergrundes kommen besondere Dichtungsmaßnahmen: Einschlämmen oder Ausspülen und nachfolgende Zementeinpressung in Frage (Lilla Edet, Nordische Wasserkräfte).

Bei tiefliegender Zerrüttung oder Lassenbildung des Untergrundes kommen besondere Dichtungsmaßnahmen: Einschlämmen oder Ausspülen und nachfolgende Zementeinpressung in Frage (Lilla Edet, Nordische Wasserkräfte).

<sup>1</sup> Montfalcone, Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1911 S. 305; Lottefors, Tekn. T. V. o. V. 23. März 1923; Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1923 S. 339.



Den hohen, den Pfeilern übertragenen Lasten entsprechend ist namentlich bei Niederdruckanlagen die unmittelbare für Druckaufnahme in Anspruch

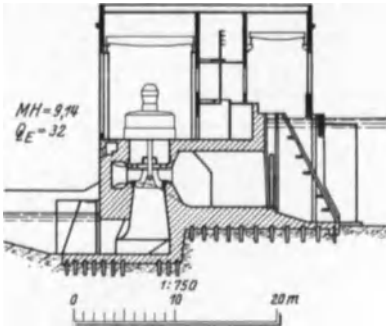


Abb. 541. Iron Mountain, Krafthaus auf Pfahlgründung. (Schweiz. Bauztg. 1926.)

genommene Gründungsfläche nach Bedarf zu verbreitern vgl. auch die Saugrohrausbildung (Abb. 539). Unter Umständen kommt Ausbildung ausgesprochener umgekehrter Gewölbe zwischen den Kammerpfeilern in Frage, wenn die dadurch vergrößerte Gründungstiefe nicht zu nachteilig ist; andernfalls eher die Anordnung einer unter dem Bauwerk durchgehenden bewehrten Eisenbetonplatte (vgl. Abb. 519). Diese kann, wenn der Baugrund an sich fest ist, und etwas konzentriertere Pfeilerlasten aufnehmen kann, es sich also nur um Ausgleichung der ungleichen Belastungsverhältnisse im Innern des Fundamentes handelt, auch hoch gelegt werden (vgl. Abb. 490b, Niagara Nr. 3). Ist der feste Baugrund nicht erreichbar, so kommt auch für Krafthäuser eine Pfahlgründung in Frage (Abb. 541, 527).

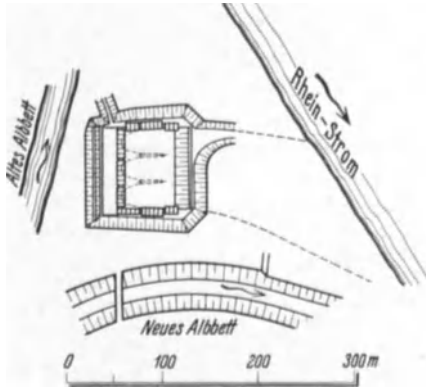


Abb. 542. Kraftwerk Dogern. Baugrubenumschließung mit pneumatisch gegründeten Fangedämmen. (Mitt. Butzer, Dortmund 1932.)

## 2. Bauausführung.

Die Art der Bauausführung, insbesondere der Wasserhaltung, steht in enger Beziehung mit der Gründungsart. Es kommen an sich alle Gründungsarten in Frage, jedoch ist wegen der Kompliziertheit der Formen und der Vielgliedrigkeit des Fundamentes den Ausführungen in offener Baugrube mit Abschließung durch Spundwände oder Fangedämme unter offener Wasserhaltung oder Grundwasserabsenkung der Vorzug zu geben. Wo Spundwände wegen Vorkommens großer Steinblöcke nicht geschlagen werden konnten oder der Baufortschritt durch die notwendigen

Absprießungen zu sehr gehemmt worden wäre, hat man neuerdings auch die Baugrube mit pneumatisch gegründeten Betonfangedämmen (ganz oder teilweise) umschlossen (Abb. 542 und 543).

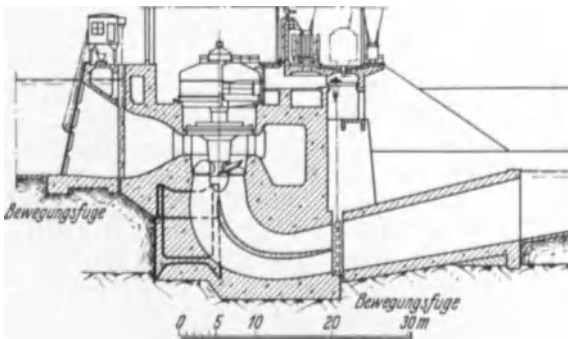


Abb. 543. Krafthaus Dogern. Querschnitt mit eingebautem Fangedamm-Senkkasten. (Mitt. Butzer 1932.)

Die Mehrkosten dieser Ausführungsart werden mit dadurch tragbar gemacht, daß man die Fangedämme in den Grundbau des Krafthauses einbezieht (vgl. Abb. 540, Schwörstadt; Abb. 543, Dogern).

In schwierigen Fällen, wo Druckluftgründung den besten Ausweg bot, hat man auch schon ganze Turbinenkammern oder Teile davon, insbesondere große Saug-

krümmer mit verlorenem Senkkasten (Abb. 539, Aarau) eingebaut oder sie am Lande schwimmfertig mit hölzernen Verschlussdeckeln hergestellt, schwimmend

eingbracht, versenkt und unter Wasser mit Schüttbodyen an Untergrund, Spundwände und Nachbarkammern angeglichen (Montfalcone, vgl. Anmerkung S. 451). Bei Anordnung des Krafthauses im Flußbett oder dicht daneben wird man häufig die Turbinenzuleitungen und vielleicht auch die Saugrohre zeitweilig zur Abführung der Bauhochwasser heranziehen. Diese Rücksicht kann rückwirkend auch die Formgebung des Krafthauses beeinflussen.

Bei Kanalkraftwerken, namentlich Mitteldruckwerken mit hohem Absatz, ergeben sich bei nicht genügend standfesten Baugrubenböschungen leicht große Mehraushübe an der oberwasserseitigen Baugrubenwand, deren Ausfüllung mit Beton unwirtschaftlich wäre. Sie lassen sich bei vorsichtiger Ausführung durch trockenen Steinsatz ausfüllen. Die gegliederte Eisenbetonbauweise bietet noch besondere Möglichkeiten durch Aussparung großer Hohlräume (Abb. 524). Bei hohen Stufen ist die ungleiche Setzungsmöglichkeit in dem turmartigen Krafthaus und dem anschließenden flach aufliegenden Kanalbett bei der Ausführung des Überganges zu berücksichtigen. Sorgfältig ausgeführte Tondichtungen oder Ausführung des letzten Stückes des Kanals als brückenartiges Eisenbetongerinne mit Anschlüssen an Kanal und Krafthaus durch bewegliche Dichtungsfugen sind schon ausgeführt worden (Abb. 527). Am besten ist systematische Eisenbetonbauweise (Abb. 464, 524).

Als Baustoff für den Krafthausunterbau kommt seltener Mauerwerk, nur in Ausnahmefällen Holz (Kriegswirtschaft), am meisten aber Beton und Eisenbeton in Frage und als Einbringungsverfahren bei großen Anlagen vorwiegend die Gußbauweise oder ein für Weichbeton (platischen Beton) geeignetes anderes mechanisches Einbringungsverfahren (Kübel, Förderbänder). Dabei ist, namentlich bei Nieder- und Mitteldruckanlagen, wo das Krafthaus oft die längste Bauzeit beansprucht, auf die rechtzeitige Fertigstellung der schwierigen Schalungen ein Hauptgewicht zu legen. Nach Möglichkeit werden sie in großen Stücken, z. B. ganze Saugschläuche oder Spiralen, schon während des Aushubs der Baugrube auf seitlichen Richtplätzen fertig gemacht, um nach Herstellung der Bausohle gleich fertig eingebaut werden zu können, so daß möglichst wenig Verzug in der Betonierung eintritt. Unvermeidliche Ausführungsfugen sind nach wohlüberlegtem Plan anzuordnen und nach Bedarf durch Eiseneinlagen zu sichern (Beispiel: Lilla Edet, Nordische Wasserkräfte). Der Bauingenieur muß bei den anderen beteiligten Fakultäten darauf hinwirken, daß die Schalungen von unnötiger Kompliziertheit frei gehalten werden, also z. B. bei „diagonal“ abgeschwenkten Saugkrümmern keine windschiefe Ausbildung, sondern Drehen um die senkrechte Achse des kreiszylindrischen Ausgußringes u. dgl. mehr!

Die Baugrubensohle ist vor dem Betonieren nach Bedarf durch eine Rollstein- oder Gestüschicht mit eingelegten Rigolen oder Dräns sachgemäß zu entwässern, einzelne Quellen sind hoch- und auf das künftige *UW* herauszuführen.

Ähnlich wie die Betonstauwand sind auch größere Krafthäuser mit quer (gegebenenfalls auch längs!) durchgehenden Dehnungsfugen planmäßig in Blöcke von möglichst nicht über 25 bis 30 m Grundseite zu trennen. Die Fugen werden bei Kammeranlagen zweckmäßig in die Mittelebene der Trennungspfeiler gelegt, so daß ein Block, je nach dem, eine, zwei oder mehr Turbinenkammern umfaßt (Abb. 532). Ausführungsformen für den oberwasserseitigen Fugenschluß siehe in Bd. III, 9 „Stauwerke“ vorliegender Sammlung; siehe auch Abb. 244. Abteilung durch Bewegungsfugen ist außerdem überall dort vorzusehen, wo auf nachgiebigem Baugrund sehr verschieden belastete oder verschieden hohe Bauteile aneinanderstoßen, so daß ungleiche Setzungen zu erwarten sind (vgl. Abb. 543, Dogern). Die Außenflächen der Gründungsblöcke sind, soweit nicht über ihnen eine durchgehende Isolierschicht durchzuführen ist, außen mit Zementschlempe und Schutzanstrich nach Möglichkeit gegen das Eindringen von Erdfeuchtigkeit zu schützen. Alle wasserberührten Flächen sind

entweder wasserdicht auf glatter Schalung zu betonieren, oder zu verputzen oder zu torkretieren. Bei aggressivem Wasser kommt auch hier Schutzanstrich in Frage.

Die notwendigen Gruben, Ankerlöcher für Maschinen usw. sind genau nach den Maßzeichnungen der liefernden Firmen durch Schalung oder Holzstecklinge auszusparen. Erfahrungsgemäß kostet es viel Umsicht und Energie des Bauleiters, von den Maschinenfirmen rechtzeitig die endgültig verbindlichen Fundamentzeichnungen zu erhalten; ganz ohne Nachspitzarbeiten geht es in der Regel nicht ab. Die Maschinenlieferungen müssen so organisiert werden, daß vor allem die einzubetonierenden Teile, wie Saugrohrfutter, Leitapparatringle u. dgl. frühzeitig für die ganze Anlage angeliefert werden.

## 21. Kapitel: Betriebsausrüstung der Triebwasserleitungen und Kraftwerke.

### A. Allgemeines.

Die wesentlichsten Aufgaben der Betriebsausrüstung sind:

1. Reinigung des Triebwassers und Beseitigung der ausgeschiedenen Beimengungen (Schwemmsel und Eis, Schwerstoffe).

2. Absperrn, Regulieren und Messen des Triebwasserflusses.

3. Ablassen überschüssigen Triebwassers. Diese Aufgaben sucht man in erster Linie an der Wasserfassung (Umleitungseinlaß) zu erfüllen, wie im Kapitel 11 (S. 197f.) ausgeführt. Aber auch am Werkeinlaß (Wasserschloß, Vorbecken) sind in der Regel nochmals ähnliche Vorkehrungen zu treffen. Drittens endlich können Absperr-, Regulier- und Ablaufvorrichtungen nochmals unmittelbar an der Turbine erforderlich sein (bei Werken mit Druckrohrleitungen).

Die verfügbaren Mittel und Bauformen sind sehr mannigfaltig.

Zur Reinigung des Wassers dienen: Rechen, Schwellen, Tauchwände, Fangbecken, Spülschleusen.

Zum Absperrn, Regulieren und Ablassen dienen: Schützen und Schieber verschiedenster Form, Bewegungs- und Betätigungsweise (vgl. auch Bd. Stauwerke).

Zum fortlaufenden Messen dienen: Pegel an Meßstrecken, Überfallwehre, Grunddurchlässe, Düsen, offene und geschlossene Venturimeter (vgl. Bd. Flußbau), Meßflügel (Abb. 508).

### B. Schwemmsel- und Eisabwehr, Ablässe und Sonstiges.

Schwemmsel und ihre Abwehr: siehe Kapitel „Wasserfassung“ (S. 197f.).

Eis ist im allgemeinen in allen Erscheinungsformen eine sehr unliebsame Beigabe (vgl. auch Bd. Flußbau): als Oberflächeneis legt es sich vor die Rechen, erhöht die Fallverluste, und setzt den Rechen der Gefahr des Eingedrücktwerdens aus. Als Schlamm-Grundeis im ganzen Querschnitt verteilt, versetzt es gleichfalls entweder den Rechen oder soweit es zwischen den Rechenstäben durchgelangt oder -gedrückt ist, die Turbinen. Noch gefährlicher ist in der Regel das Anschließen des feinen Nadeleises an Rechenstäben und Turbinenschaufeln.

#### 1. Eisabwehr in der Zuleitung.

An der Wasserfassung lassen sich in der Hauptsache nur oberflächlich treibende Eis- und Schneemassen — durch Schwimmbalken und Tauchwände — und der in den tiefsten Wasserschichten treibende Teil der Grundeismassen — durch Kiesschwelle und Grundablaß — fernhalten. Ein großer Teil der im ganzen Querschnitt verteilten Grundeisformen und auch Oberflächeneis, das Gelegenheit gehabt hat, sich unter der Tauchwand oder durch den Grob- rechen

durchzudrücken, muß in den meisten Fällen im Kanal erwartet werden. Dazu kommt noch bei einem offenen Kanal das in diesem sich bildende Randeis und das — allerdings nur bei sehr turbulenter Strömung sich im Kanal neu bildende — Eigengrundeis; ferner Schnee, der hereingeweht wird oder von den Böschungen abrutscht. Bei anhaltender starker Kälte bildet sich in der Regel eine Eisdecke auf dem Kanal, teils als „Eisstoß“ aus zusammengeschobenem Treibeis, teils durch Zufrieren der stauen Stellen oberhalb solcher Eisstöße, im Vorbecken, usw. Gefahren für den Betrieb können aus Eisdeckenbildung nur dann entstehen, wenn die Stärke der Eisdecke nur sehr langsam wächst und starke Schwankungen des Kanalspiegels vorkommen. Dann pflegt nämlich die Eisdecke mittellängs zu brechen und es können Zusammenschiebungen entstehen, die oft zu schweren Querschnittsverlegungen führen. Unter solchen Verhältnissen muß durch Aufwand von viel Handarbeit und Opfern von Betriebswasser am Eisablaß des Kraftwerksrechens für ständige Fortschaffung der gebildeten Eismassen gesorgt werden.

Dagegen ergeben sich sehr günstige Betriebsverhältnisse, wenn für rasche Bildung einer genügend starken zusammenhängenden Eisdecke gesorgt ist, sei es durch die klimatischen Verhältnisse oder durch zweckmäßige Betriebsmaßnahmen (Stillhalten des Wasserspiegels in bestimmter Höhe, Einlegen von Schwimmbalkenkettten quer über den Kanal in angemessenen Abständen). Eine widerstandsfähige und sorgfältig unverletzt erhaltene Eisdecke stellt ein äußerst wirksames Schutzmittel gegen Grundeisbelästigung dar, weil sie die weitere Auskühlung des Wassers im Kanal verhindert. Dadurch wird die Neubildung von Eigengrundeis unterbunden; ja, bei großer Kanallänge kann sogar das etwa von der Wasserfassung her zutreibende Grundeis mehr oder weniger vollständig im Kanal abschmelzen. Einen unbedingt sicheren Schutz in dieser Beziehung bietet ein im Zuge des Kanals angelegter tiefer Speicherweiher (z. B. nach Erfahrungen am Kraftwerk Mühlthal a. d. Isar<sup>1</sup>). Sehr vorteilhaft als Schutz gegen Grundeisbildung im Kanal wirken auch Quellen oder Grundwasserzutritte.

## 2. Eis- und Schwemmselabwehr durch Rechen.

Vom Kraftwerksrechen (Turbinenrechen) kann zweierlei verlangt werden:

a) Schutz der Turbinen und ihrer Regelorgane gegen Versetzen durch totes Treibzeug (Holz, Kraut, Laub, Scholleneis, Tierleichen usw.).

b) Schutz der Fische („lebendes Treibzeug“) gegen Verletzung durch die Turbinenschaufeln.

### a) Rechenarten.

Nach der Aufgabe eines Rechens richtet sich seine Spaltweite (lichter Stababstand, lichte Maschenweite).

Man unterscheidet danach Grobrechen und Feinrechen. Grobrechen werden je nach den örtlichen Treibzeug liefernden Umständen am Umleitungseinlaß oder erst am Werkseinlaß angeordnet; Feinrechen bei offener Triebwasserleitung in möglichster Nähe des Werkseinlasses, meist in diesem selbst; bei geschlossener Zuleitung aber auch oft am Umleitungseinlaß.

### b) Konstruktive Einzelheiten.

**Grobrechen** werden aus Holz- oder Eisenstäben hergestellt. Holzrechen sind weniger widerstandsfähig und von geringer Lebensdauer, bieten aber den Vorteil geringerer Wärmeleitung und Vereisungsgefahr. Bei eisernen Grobrechen finden sich die mannigfaltigsten Stabquerschnitte: alte Eisenbahnschienen, Winkeleisen, Flacheisen. Die hydraulisch ungünstige Form dieser Profile verursacht empfindliche Fallhöhenverluste. Daher empfiehlt sich namentlich bei Niederdruckanlagen die Anwendung stromlinienförmig profilierter

<sup>1</sup> Mitteilungen des Herrn Landesbaurat Dr. Ing. E. H. Langlotz, München, an den Verfasser.

Stäbe oder mindestens kreiszylindrischer (Rohre). An der Lake Cushman-Sperre (Washington) ist an Stelle eines Stabgrobrechens ein riesiges verzinktes Stahldrahtnetz von 15 cm Maschenweite quer an einem einzölligen Drahtseil über das Talprofil gespannt und seitlich sowie an der Sohle verankert.

Die Spaltweite von Grobrechen wählt man den Betriebsverhältnissen und örtlichen Treibzeugbedingungen entsprechend zwischen 0,1 und 0,4 m.

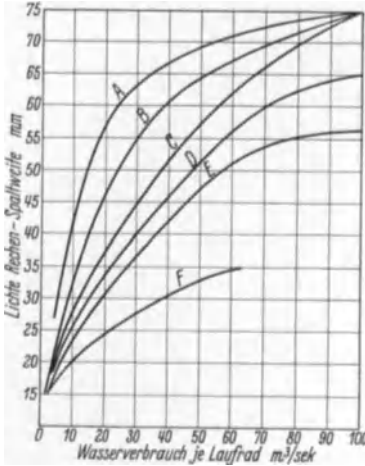


Abb. 544. Größtzulässige Rechenpaltweite in Abhängigkeit von Laufwassermenge. A Überschnellläufer; B—F Francisturbinen;  $H_T$  5; 10; 20; 40; 80 m.

Konstruktiv werden Stabgrobrechens entweder 1. fest (Abb. 171) oder 2. im ganzen beweglich (K.W. Augst, Wkr. 1913, Abb. 1048), oder 3. mit einzeln ausziehbaren Stäben (Rohren) hergestellt.

Die Rechenfläche kann dabei eben (die Regel), zylindrisch oder käfigartig gestaltet sein.

**Feinrechen.** Die Spaltweite ist zunächst nach der kleinsten lichten Durchflußöffnung der Turbine zu bestimmen. Bei Hochdruckanlagen ergeben sich demgemäß kleinere, bei Niederdruckanlagen große Lichtweiten, je nach Bauart der Turbine (Abb. 544). Bei Freistrahlturbinen kann man die Rechenpaltweite etwa zu  $\frac{1}{5}$  des Düsendurchmessers annehmen. Bei sehr großer Werksfallhöhe und kleiner Wassermenge können Sieb- oder Netzrechen mit entsprechend engen Maschen (5 bis 10 mm) vorteilhafter als Stabrechen sein (vgl. Wkr. 1913, Abb. 692).

Umgekehrt wären rein betriebstechnisch bei großen Niederdruckanlagen mit Propellerturbinen sehr große Stababstände zulässig (0,20 bis 0,30 m). Der Wahl solcher, besonders gegenüber Grundeisbildung vorteilhafter Stabentfernungen standen aber bis vor kurzem behördliche Vorschriften entgegen, die im Interesse der Fischerei die größte Spaltweite sehr stark einschränkten

(meist auf 20 bis 35 mm). Bestrebungen zur Milderung dieser für die Betriebswirtschaftlichkeit, vor allem im Winter (wo zudem die Fische nicht wandern) sehr nachteiligen Vorschriften haben in nördlichen Ländern wenigstens erreicht, daß bei Grundeisgefahr die Feinrechen vorübergehend beseitigt und durch Grobrechen ersetzt werden dürfen. Untersuchungen über die wirkliche Schädigung der Fische beim Durchgang durch große Niederdruckturbinen sind vom Verfasser in Elektrotechn. Z. 1929, S. 44f. besprochen.

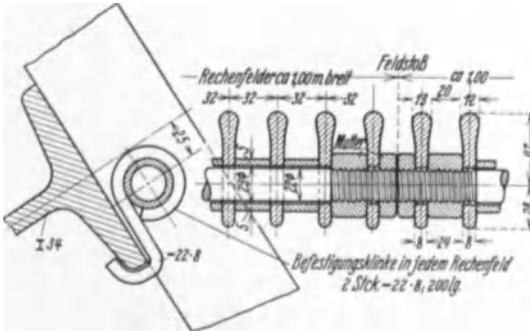


Abb. 545. Feinrechen des Kraftwerks Beihingen-Pleidelsheim, konstruktive Einzelheiten (Verw.).

Konstruktiv werden die Feinrechen gewöhnlich aus einzelnen Tafelgittern zusammgebaut, die früher ausschließlich durch Aufreihen von Flacheisenstäben 6/50 bis 15/125 mm auf runde Spannstangen hergestellt wurden, unter Sicherung der gleichmäßigen Spaltweite durch Abstandshülsen (Abb. 545).

Die Verschraubung muß dabei sehr fest und gesichert sein, weil sonst erfahrungsgemäß die Abstandshülsen in Drehung geraten und bei sandführendem Wasser die Stäbe durchschleifen können (Wkr. 1913, S. 1235). Statt der Verschraubung mit Spannstangen wendet man heute oft, namentlich bei stromlinienförmigen

Profilen, vorteilhafter Schweißung an. Ein derartiger Rechen ist bei geringem Gewicht widerstandsfähiger und leichter zu reinigen.

Zum Einbau der Rechentafeln werden Querträger zwischen die Einlaßpfeiler gespannt oder auf Gerüsten (Streben, Böcken) aus Eisen oder Eisenbeton verlegt. Auch schützartig aufziehbare stählerne Rahmen oder Grobrechentafeln (vgl. NWK., S. 643 f. und Abb. 546) werden als Unterlage der Feinrechentafeln verwendet (Abb. 547). Vereinzelt hat man endlich (hinter einem Grobrechen) drehbare Feinrechenklappen lediglich als Fischschutz angeordnet (Abb. 486), wenn die Turbinenabmessungen das stoßweise Durchspülen des toten Rechengutes zuließen. Für reine Staukraftwerke empfiehlt es sich nicht, Grob- und Feinrechen getrennt anzuordnen; man vereinigt sie nach Abb. 547 oder ordnet nur einen einzigen „Feinrechen“ mit möglichst großem Stababstand an. Aufziehbare Rechen tief liegender Stauseefassungen hat man auch schon als „Sackrechen“ ausgebildet (vgl. Abb. 193); doch bietet die hochentwickelte Rechenreinigungsmaschine (s. S. 458) heute eine bessere Lösung.

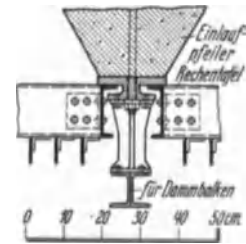


Abb. 546. Führung für aufziehbare Rechentafeln und Dammbalken. (Mitchell Dam, Al. Pow. Co.)

Rechteckige Stabprofile und Normalprofilquerträger bieten den Vorteil einfacher Beschaffungsmöglichkeit, verursachen aber empfindliche Fallverluste (vgl. S. 174). Man verwendet daher neuerdings oft für die Rechenstäbe, Unterzüge und Absteifungen stromlinienförmige Profile (Spezialformeisen oder Eisenbetonbalken) (Abb. 545, 144, 439). Zwischen Flacheisenstäben, und wenn schon in geringerem Grade, auch zwischen stromlinienförmigen Profilen können sich Kieselsteine und ähnliche Fremdkörper festklemmen. In dieser Hinsicht am besten und auch hydraulisch noch gut sind Flachstäbe mit rundlich verdicktem Kopf. Um die Reinigung der Rechen (durch eine besondere Harke) von Hand oder, besser maschinell (Abb. 439, 532, 545) zu erleichtern, ordnet man die Spannstangen oder aufgeschweißten Querstäbe möglichst weit im hinteren Teil der Stabbreite an.

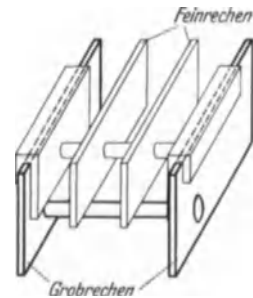


Abb. 547. Grobrechentafel als Unterlage des Feinrechens. (Schäfer: Dtsch. Wasserwirtsch. 1927.)

Die Rechentafeln müssen fest (durch Klauen) mit den Unterzügen verbunden werden, damit sie nicht mutwillig oder durch die nicht selten auftretenden Rückströmungen abgehoben werden können.

Flachstäbe jeder Stärke neigen bei starker Beaufschlagung zum Vibrieren. Sie müssen daher durch genügend zahlreiche Querstege so versteift werden, daß die sonst zu befürchtenden Ermüdungsbrüche vermieden werden.

Die Rechentafeln und ihre Unterstützungen müssen so berechnet werden, daß sie einseitigem Überdruck, wie er durch mehr oder minder umfangreiche Verlegung oder Vereisung hervorgerufen werden kann, standhalten. Bei kleineren Rechenanlagen rechnet man zur Vorsicht gewöhnlich (sehr ungünstig) mit dem vollen einseitigen Wasserdruck. Dabei darf man aber mit vermindertem Sicherheitsgrad, also etwa  $k_z$  bis  $1800 \text{ kg/cm}^2$  rechnen. Bei den großen Abmessungen der Rechenanlagen neuartiger Niederdruckwerke würde indes eine derartige Annahme zu wirtschaftlich unerträglich schweren Konstruktionen führen und sich zu weit von der Wahrscheinlichkeit entfernen (allerdings sind bei besonders harten Eisverhältnissen und unvorsichtiger Betriebsführung vereinzelt schon Rechen eingedrückt worden). Man rechnet daher meistens nur mit teilweiser Verlegung und Wasserüberdruck von nur 1,0 bis 3 m mit weniger verminderter Bruchsicherheit ( $k_z = 1200$  bis  $1500 \text{ kg/cm}^2$ ). Natürlich muß dann der Betrieb

das Seine tun und für ständige gute Reinigung des Rechens gesorgt sein, am besten durch Anordnung zuverlässiger Rechenputzmaschinen (s. unten).

Außer durch einseitigen Wasserdruck können die Rechen auch noch durch andere Einwirkungen örtlich stark beansprucht werden, so z. B. durch Antreiben von Baumstämmen, Schiffen u. ä., durch die Rechenreinigung beim Losreißen von eingeklemmtem Rehengut u. a. m.

### c) Anordnung der Rechen.

Den Rechentafeln (namentlich den Feinrechen) gibt man oft eine Neigung gegen die Waagrechte zwischen  $55$  und  $80^\circ$ , weniger in der Absicht den Durchflußwiderstand zu verringern (vgl. S. 174, Gl. 153), als zur Erleichterung der Reinigung von Hand. Da man aber mit zunehmender Rechentiefe immer mehr auf maschinelle Reinigung angewiesen wurde, macht man die Neigung heute möglichst steil, um die Baulänge einzuschränken.

Bei der Größenbemessung eines Rechens sind zu berücksichtigen:

1. Der Fallhöhen- und Energieverlust (S. 174), und zwar unter Berücksichtigung eines nach Umständen (Wartung, Lage) zu bemessenden Verlegungsgrades der Rechenfläche.

2. Die Erschwernis der Reinigung durch zu hohe spezifische Beaufschlagung ( $\text{m}^3/\text{sek}/\text{m}^2$ ), weil Treibzeug und Eisschollen mit einer dem Fallverlust entsprechenden Kraft angesogen und angepreßt werden.

3. Die Überwachungs- und Reinigungsmöglichkeit. Bei Hochdruckanlagen mit verhältnismäßig kleinen Wassermengen und geringer Verunreinigungsmöglichkeit ist es oft bequemer, den Rechen sehr reichlich zu bemessen, so daß er tage- und wochenlang ungeputzt bleiben kann, wobei mit Verlegungsgraden von  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{2}$  gerechnet wird.

Bei modernen großen Niederdruckanlagen findet man, bezogen auf die senkrechte Gesamtquerschnittsfläche  $F_o$  des Gerinnes am Rechen:

$$v_o \text{ max} = Q_{\text{max}} : F_o = 1,2 \text{ bis } 0,9 \text{ m/sek}$$

bei Mitteldruckwerken: 1,0 bis 0,4 (selten) m/sek,

bei Hochdruckwerken: 0,8 bis 0,25 m/sek.

Die früher beliebte schräge Grundrißanordnung des Kraftwerksrechens wird wegen ihrer konstruktionswirtschaftlichen und hydraulischen Nachteile heute nicht mehr ausgeführt.

In kaltem Klima soll der Rechen möglichst vor Berührung mit der Luft geschützt werden; deshalb überbaut man ihn dort mit einem Rechenhaus (Abb. 397a, 396, 474). Auch läßt man wohl die Eisenstäbe nicht bis an den Wasserspiegel reichen, sondern ordnet hier einen Tauchschild aus Eisenbeton oder Holz an, der glatt in die hintere Rechenfläche übergeht (Abb. 398).

### d) Rechenreinigung.

Die Rechenreinigung kann:

1. von Hand mit Stielharken;
2. maschinell mit Greiftaschen, Kratzern;
3. hydraulisch durch Rückspülung oder hydropneumatisch erfolgen.

Handreinigung kommt nur noch für kleinste Anlagen und bei ungewöhnlich geringem Treibzeuganfall in Frage<sup>1</sup>. Je nach der Beschaffenheit des Rechengutes benutzt man zur Reinigung von Hand verschieden gebaute Reinigungsharken, die aber schon bei 5 m Wassertiefe am Rechen sehr schwer zu bedienen sind und überhaupt wenig leisten. Bei größeren Anlagen sieht man in der Regel Rechenreinigungsmaschinen vor. Vergleichende Betriebserfahrungen vor

<sup>1</sup> Wirtschaftlichkeitsnachweis maschineller Reinigung auch bei kleinen Anlagen siehe Ludin: Wkr. 1913. S. 1240.

allen in den alten Werken Chèvres-Rhône und Rheinfelden ( $Q = 540 \text{ m}^3/\text{sek}$   $H = 5 \text{ m}$ ;  $N = 17700 \text{ kW}$ ) beweisen, daß damit der Betrieb viel sicherer und zugleich wirtschaftlicher wird<sup>1</sup>.

Die Menge des Treibzeuges ist oft außerordentlich groß. An dem 135 m langen und 7,7 m hohen Rechen von Rheinfelden mußten z. B. in einer Herbstwoche 1650 m<sup>3</sup> Laub vom Rechen entfernt werden. Vor Einführung der maschinellen Reinigung betrug der jährliche Leistungsausfall infolge Fallhöhenverlust am Rechen 5 Mio kWh (etwa 5% der Nutzarbeit). Als Bedienung waren zeitweise 80 bis 100 Mann nötig, die in der Eile angeworben werden mußten. Nach Einführung der maschinellen Reinigung ermäßigte sich der jährliche Leistungsausfall um 2 Millionen kWh (dieser Rechen ist aber hydraulisch ungünstig angelegt und überlastet, sonst wäre der Vorteil noch größer ausgefallen). Die Bedienungsmannschaft ist jetzt auf 5 bis 20 Köpfe verringert.

Die heute gebräuchlichen und bewährten Rechenreinigungsmaschinen (vgl. Abb. 439, 548, 549) bestehen im allgemeinen aus einem fahrbaren Gestell mit Hub-, Senk- und Kippwerk, durch das eine auf der Rechenfläche laufende Kratze betätigt wird, entweder durch ein festes Gestänge (ältere Form) oder nur mit einem Drahtseil an loser Rolle geführt. Bei der Anordnung mit Gestänge ist die Kratze im Abwärtsgang vom Rechen abgehoben und legt sich erst am Rechenfuß vor dem Hochgehen auf. Bei der Anordnung mit Seilhub läuft die (genügend beschwerte) Kratze immer auf der Rechenfläche. Bei einer besonderen Anordnung schiebt sie beim Abwärtsgang erst das Rechengut nach unten zusammen, um es am Rechenfuß durch Herabklappen des Fangkorbes zu fassen und mit nach oben zu nehmen. Dies hat den Vorteil, daß die Rollen nicht über das angesammelte Treibzeug laufen müssen. In jedem Fall wird das Rechengut so hoch gezogen, daß man es unmittelbar unter dem Windwerkshäuschen in die Abfuhrreinrichtung abwerfen kann. Letztere besteht entweder aus von Hand gestoßenen Rollwagen oder aus einem Schwemmkanal, der durch eine Pumpe mit 150 bis 200 sl Wasser beschickt werden muß. Für große Anlagen (die oft 2 bis 3 Maschinen brauchen, ist der Schwemmkanal vorzuziehen). Er ist aber nur dort zulässig, wo das Rechengut dem Unterwasser wieder zugeführt werden darf (Unterlieger!). Die zwei kleinen Auslegerkrane, die man in Abb. 439 erkennt, dienen dazu, um Wurzelstöcke, schwere Baumstämme u. dgl. zu entfernen, auch unter Umständen zum Einsetzen von Damm-balken, Herablassen von Menschen u. a. m.

Einrichtungen zur Rechenspülung sind schon mehrfach ausgeführt worden. Sie sind aber nur in Ausnahmefällen, jedenfalls nicht für Niederdruckanlagen zu empfehlen: Wurzeln, Schlingpflanzen u. dgl. können sich derartig in den Rechenstäben verfangen, daß sie nur durch starke mechanische Einwirkung, nicht durch Spülung, entfernt werden können. Ferner ist der Wasserverlust und, bei Niederdruckanlagen, der mindestens 0,5 m betragende Fallhöhenverlust sehr unangenehm. Dies hat meist dazu geführt, daß die eingebaute Rechenspülung außer Betrieb genommen und dafür Rechenreinigungsmaschinen beschafft wurden.



Abb. 548. Rechenreinigungsmaschine (J. M. Voith).

<sup>1</sup> Haas u. Bitterli: Verbesserte Rechenreinigung im Kraftwerk Rheinfelden. Z. VDI 1926 und Ludin: Wkr. 1913, S. 1240f.; Saugey in Génie Civil Bd. 85, S. 225.



Vereinzelt (Mitchell Dam [Alabama] und andere Werke) wurde Druckluft zur Rechenreinigung verwandt. Am Fuße des geneigten Rechens ist ein waagrecht Rohrl verlegt, mit oberen Lochreihen, durch die Druckluft ausgeblasen wird. Diese steigt vor dem Rechen auf und trägt die Schwemmsel an die Oberfläche, wo sie durch Abschwemmen entfernt werden können. Während der Reinigung muß jedoch die Turbine auf  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{2}$  Last abgedrosselt werden. Dabei ist hier, wo das System befriedigt hat, die Zulaufgeschwindigkeit schon bei Vollast sehr nieder, nämlich =  $0,4 \text{ m/sek}^1$ .

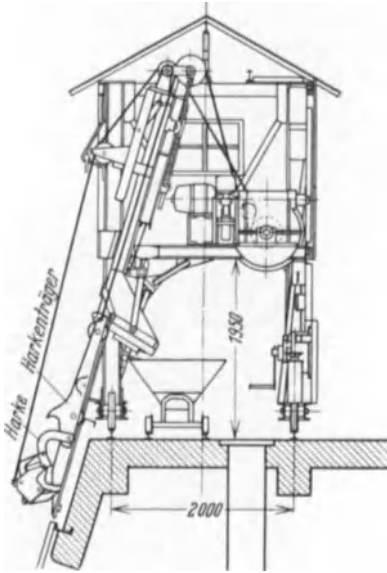


Abb. 549. Rechenreinigungsmaschine, Einmotortyp mit Antrieb nur für Harckenhub und Handantrieb für Fahr- und Kippbewegung. (EscherWyss Mitt. 1929.)

### e) Eisabwehr am Rechen.

Am Kraftwerksrechen entstehen oft schwere Betriebsstörungen, wenn das Wasser Nadel- oder Schlammeis führt, also bei anhaltender strenger Kälte. Das Eis friert an den, besonders am oberen Ende durch die Außenluft unterkühlten Rechenstäben an und kann den Rechen (oft in ganz kurzer Zeit) völlig zusetzen, so daß der Betrieb zum Erliegen kommt (in Lilla Edet, Schweden, z. B. trotz 150 mm Stababstand!). Man hat versucht, sich dadurch zu helfen, daß man bei Grundeisgefahr stndig mit Stangen oder mit besonderen Rührwerken vor dem Rechen rührt, um das Eis zwischen den Stäben durchzutreiben, auf die Dauer meist doch ohne Erfolg! Wirksame Abhilfe schafft nach vielseitigen Erfahrungen nur die künstliche Rechenanwrmung, oft auch erst nach Ersatz des Feinrechens durch einen Grobrechen, s. oben.

Praktisch versuchte Anwrmungsverfahren sind:

1. Aufleiten heißen Wasserdampfes auf die Rechenfläche: selten ausreichend!
2. Berieseln des Rechens mit Grundwasser<sup>2</sup> (Leitungswasser): bei nicht allzu harten Klimabedingungen erfolgversprechend!

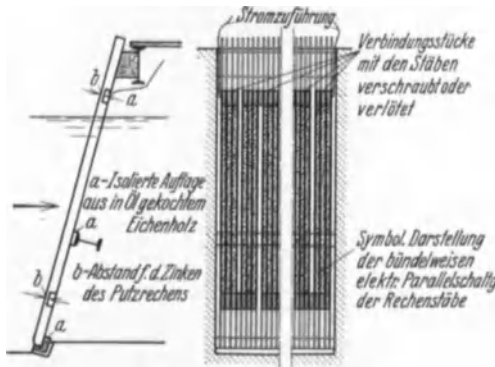


Abb. 550. Elektrisch beheizter Rechen (J. M. Voith).

3. Elektrische Anwärmung: physisch unter schwersten Bedingungen wirksam, aber viel Energie verzehrend und oft wirtschaftlich untragbar!

4. Anwärmung mit künstlich erwrtem Wasser in Heizröhren unter schwersten Bedingungen wirksam und namentlich dann sehr wirtschaftlich, wenn Abwasser von ohnedies betriebsnotwendigen Kühlanlagen, z. B. großer Umspanner, verwendet werden kann.

Die in Skandinavien entwickelte elektrische Rechenanwrmung benutzt niedergespannten Strom, der durch die isoliert gelagerten und paketweise zusammengelagerten Rechenstäbe geleitet wird (Abb. 550). Der trotz starker Verbesserungen<sup>3</sup> immer noch hohe Energieverbrauch ( $0,26$  bis  $0,15 \text{ kW je cm}^2$  Stabseiten-Ansichtsfläche in Trollhättan und summarisch der vollen Leistung

<sup>1</sup> Mitteilung von Ing. Gysiger und Ing. Thurlow, Vizepräs. Alab. Pow. Co. Birmingham.

<sup>2</sup> Isarwerke München; vgl. auch Schäfer: Dtsch. Wasserwirtsch. 1927 Heft 6.

<sup>3</sup> Tekn. T. 1917, H. 1 u. 1932.

der Werkwassermenge bei 1 bis 3 m Fallhöhe entsprechend); ferner die mit der Isolierung verbundenen Konstruktionserschwernisse haben neuerdings<sup>1</sup> in Lilla Edet wieder zum Abgehen von der elektrischen Anwärmmung und zur Anwendung einer Warmwasserheizung geführt. Vor die Stirnen der Rechenstäbe sind  $\frac{3}{4}$ zöllige Röhren längs aufgeschweißt, die oben und unten an je ein weiteres Querverbindungsrohr für Zu- und Ableitung angeschlossen sind. Die so geschaffenen Röhrensyste-  
me werden in den Kühlwasserumlauf des Werks eingeschaltet und mit dem aus den Umspannern kommenden warmen Wasser beschickt. Die einfache und billige Einrichtung nutzt also in hochwirtschaftlicher Weise die sonst nicht rückgewinnbaren Energieverluste der Umspanner aus, statt Nutzenergie zu verbrauchen; sie hat auch technisch voll befriedigt.

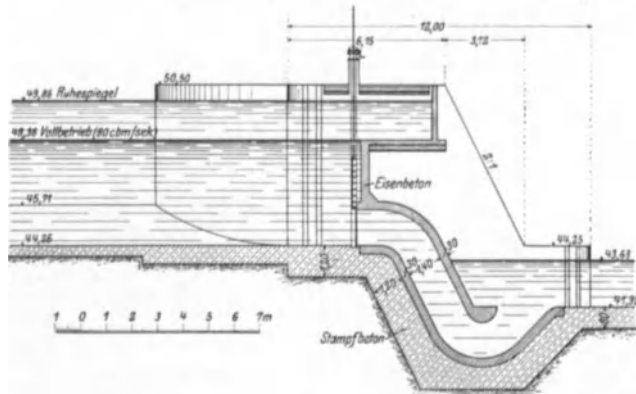


Abb. 551. Grundablaß mit Saugrohr. Werk San Giovanni Lupatoto. Maßstab 1:300. (Wkr. 1913.)

### 3. Ablaßvorrichtungen.

Ablässe, Leerläufe dienen zur Trockenlegung der Gerinne für Besichtigungen, Unterhaltungsarbeiten und in der Regel auch noch zur Abspülung von Treibeis oder von Schlammablagerungen, unter Umständen auch für die betriebsmäßige Abführung von Überschußwasser, welche letztere Aufgabe sonst in der Regel selbsttätigen Überfällen zugeteilt wird. Der Platz der Leerläufe bestimmt sich nach Betriebsrücksichten und örtlichen Verhältnissen. Bei offenen Kanälen von nicht zu großer Länge beschränkt man sich in der Regel auf einen einzigen Leerlauf beim Kraftwerkseinlaß (Wasserschloß), der dann gleichzeitig der Spülung der Rechenschwelle dienen muß. Als zweiter Platz kommt bei stärkerer Geschiebeführung das Einlaßbauwerk in Betracht, wo die Spülwirkung die Hauptaufgabe des Leerlaufs wird. Bei sehr langen Kanälen ordnet man, zur Abkürzung der Entleerung des Kanals gerne noch an geeigneten zwischenliegenden Punkten Auslässe („Abstiche“) an, etwa dort, wo größere Kunstbauten (Düker, Brückenkanäle, Stollen) ohnedies vielleicht einen Entlastungsüberfall mit anschließendem Abschlußgerinne erfordern, oder wo Querschnittserweiterungen stärkere Schwerstoffausfällung erwarten lassen oder endlich dort, wo wasserrechtliche Bedingungen die Abgabe von Wasser erheischen.

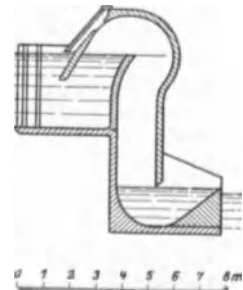


Abb. 552. Saugüberfall nach Gregotti (K.W. San Giovanni Lupatoto-Verona).

Bei geschlossenen Leitungen braucht man an jedem Tiefpunkt eine Entleerung; die nötigen Einsteigöffnungen werden besonders, als Manntüren oder -löcher, angelegt.

**Konstruktive Ausbildung der Leerläufe.** Leerlaufverschlüsse großer Kanäle ähneln den Wehranlagen (Band Stauwerke). Für die Querschnittsbemessung ist der Zweck maßgebend: Auslässe, die lediglich der Trockenlegung dienen, sind nur so groß zu machen, daß sie zusammen vollkommene Entleerung in

<sup>1</sup> Tekn. T. 1917, H. 1 u. 1932.

einigen Stunden ermöglichen. Dagegen müssen Auslässe, die gleichzeitig als Spülschleusen dienen, so groß bemessen werden, daß sie imstande sind, eine der Vollwassermenge des Werks nahekommende Wassermenge abzuführen.

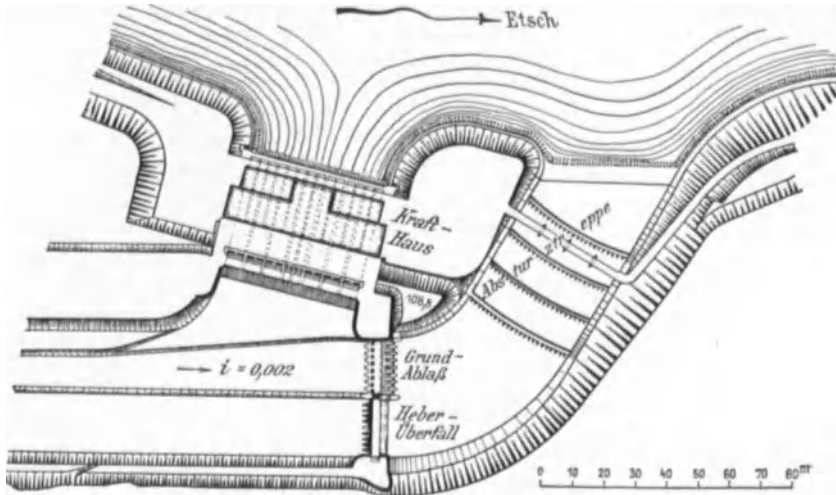


Abb. 553. Kraftwerk San Giovanni Lupatoto-Verona, Lageplan.

Diese Forderung ergibt bei großen Kanälen meist unwirtschaftlich große Abmessungen von Auslaß und Abfuhrgerinne; es ist daher meist vorteilhafter, die natürliche Spülung durch Baggerungen zu ersetzen.



Abb. 554. Kraftwerk III der Mittleren Isar bei Eitting. Wasserschloß mit Überfall, Leerlauf und Schußrinne. Werkseinlaß, Druckrohrleitung, Kraft- und Schalthaus (Verw.).

Ein vorzügliches Mittel, um mit mäßigen Kosten große Leistungsfähigkeit der Leerläufe zu erzielen, ist die Saugrohranordnung von Ing. Gregotti (Abb. 551, 552).

Wo der Leerlauf auch Eis abführen muß, wird man, mindestens daneben, offene zweiteilige Schützen oder sonstige auch senkbare Verschlüsse anordnen, die allein geeignet sind, sperrige Körper, wie Eisschollen (unter Wasserersparnis!) durchzulassen.

**Die Ableitungsgerinne der Leerläufe und Überfälle.** Wie bei Wehr- und Tal-sperrendurchlässen werden auch an den Gerinneleerläufen bedeutende Energien frei, deren unschädliche Verzehrerung bei großen Wassermengen und Druckhöhen sorgfältige Durchbildung der Fallbetten und Ableitungsgerinne verlangt.

Eine bewährte, aber kostspielige ältere Anordnung zeigt Abb. 553 (Verona). Der Absturz ist als „Kaskade“ in die Länge entwickelt und durch Überfallmauern in eine Anzahl von „Stoßbecken“ zerlegt. Sohle und Wände werden bei häufig verunreinigtem Wasser mit Holz verschalt oder an den hauptsächlich angegriffenen Flächen mit Stein verkleidet.

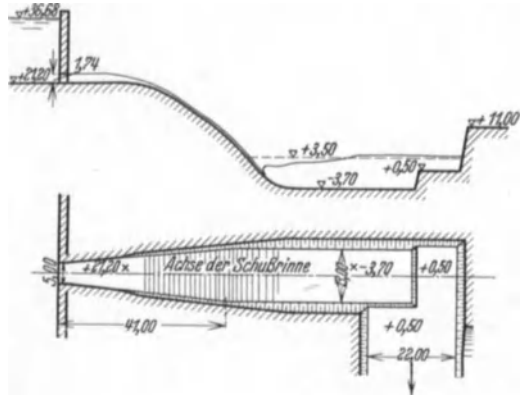


Abb. 555. Schußrinne des Shannonwerkes. Ausgeführter Vorschlag des Verfassers. (Bauing. 1928.)

Heute zieht man mit Recht glatte Schußrinnen den kostspieligen Kaskaden vor. Diese glatten Gerinne sind gerade durch ihre, etwa noch durch Holzverschalung erhöhte Glätte gegen Wasserangriffe geschützt. Nur muß am unteren Ende ein gut ausgekleideter, genügend tiefer Unterkanal, oder ein eigenes, z. B. durch Schwellen gebildetes Tosbecken aus Beton angeordnet werden, in dem der Wechselsprung und Energieumsatz sich schadlos vollziehen kann, vgl. Abb. 554 (Mitt. Isar), 555. Wo die Geländegestaltung Ausbildung eines natürlichen Kolkes oder freien Ausguß in eine Felsschlucht gestattet, ist dies in der Regel die wirtschaftlichste Lösung.

Auch Rohre können zur Abführung des Schußwassers benutzt werden. Beispiele: Ventavon-Durance (Wkr. 1913, Abb. 345) ein Eisenbetonrohr  $d = 2,00$  m; Löntschwerk (Schweiz) Eisenrohr  $d = 0,70$  m,  $l = 332$  (Wkr. 1913, S. 714); Alzwerk Burghausen zwei Stahlrohre, Abb. 556, 395 und 400, Gibswil Abb. 557.

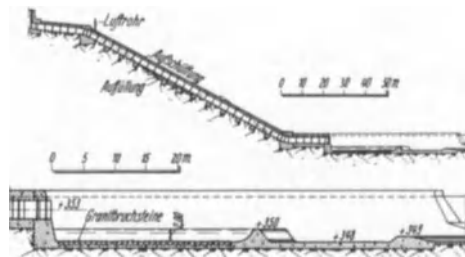


Abb. 556. Entlastung durch zwei Schußrohre (Alzwerk Burghausen), Längsschnitt. (K e n n e r - k n e c h t: Wasserkr.-Jb. 1924 und Brosch. Verw.)

**Selbsttätige Entlastungsanlagen.** Über die hydrodynamischen und praktischen Vorbedingungen der Anordnung selbsttätiger Entlastungsanlagen ist S. 184, 327 f. und 345 das Nötigste gesagt. Ist hiernach die Notwendigkeit einer Entlastung zu bejahen, so kommt am Werkseinlaß für Druckleitungen („Stollen“) ein Schwallenschacht, für Freispiegelleitungen ein Schwallbecken, Überfall oder eine selbsttätig gesteuerte Leerschütze in Betracht. Daneben ist für Rohrleitungskraftwerke an der Turbine meist noch ein Druckregler (S. 386) am Platze.

Wenn Überfälle und Leerschleusen so leistungsfähig und schnell wirksam gemacht werden, daß sie die gesamte Aufschlagswassermenge im Vergleich zur Kanallänge ohne erheblichen Stau abführen können, so wird die Zulaufmenge des Werkes nahezu unverändert bleiben. Dann werden nicht nur größere Schwalle, sondern auch Sunke (beim Öffnen der Turbinen) verhütet.

Die Entlastungsanlage braucht nicht unbedingt am Vorbecken angelegt zu sein, sie kann auch irgendwo im oberen Teile der Zuleitung, bei Druckstollen etwa durch Vermittlung eines Standrohres oder -schachtes angeschlossen und bei Freispiegelzuleitungen z. B. in Form eines einfachen Überfallfensters (Abb. 558) angeordnet werden. Die größte Wirkung wird aber erzielt, wenn der Überfall unmittelbar am Wasserschloß angelegt wird<sup>1</sup>. Der einfache offene Überfall fällt überall da, wo Rücksichten des Turbinenbetriebes und Ansprüche

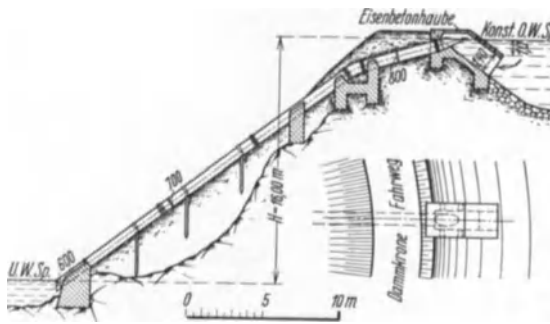
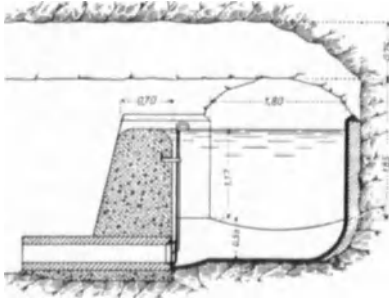


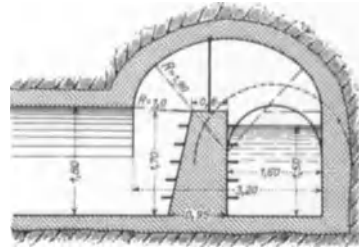
Abb. 557. Saugüberfall nach Büchler, Gibswil. (Schweiz. Bauztg.)

der Unterlieger große Spiegelschwankungen nicht zulassen, zu teuer (weil zu lang) aus. An seiner Statt werden oft mit großem Nutzen Saugüberfälle (vgl. Abb. 402, 557 und Band Stauwerke), selbstregelnde Klappen (Abb. 397b) u. dgl. [seltener heutzutage noch gebrochene Überfälle (Abb. 559)] angewandt. Beide Einrichtungen lassen nur Spiegelschwankungen von 5 bis 10 cm zu und bauen sich viel kürzer und billiger als

freie Überfälle gleicher Leistung. Überfälle und selbsttätige Leerschleusen sind möglichst dicht am Triebwasserstrom, bei Krümmungen am hohlen Ufer (Zentrifugalkraft!), und am allerbesten: frontal zum Strom anzuordnen. Bauliche Vereinigung mit den Turbineneinläufen ergibt die wirksamste und zugleich meist billigste Anordnung. Beispiele bieten Abb. 471, 397b, 127 (Kembs). Die Ausbildung einer Absenkungskurve vor dem Rechen kann aber nachteilig sein.



Albbruck. Maßstab 1 : 100.



Ackersand. Maßstab 1 : 130.

Abb. 558. Entlastungsüberfälle an Freispiegelstollen. (Wkr. 1913.)

Turbinen mit unveränderlicher Beaufschlagung. Bei Turbinenanlagen für elektrischen Betrieb, die mit anderen, z. B. speicherfähigen Werken oder mit Dampfkraftanlagen zusammenarbeiten, wird der Betrieb oft in vorteilhaftester Weise so geführt, daß man den Geschwindigkeitsregler ausschaltet und die Turbinenleitapparate tag- oder stundenweise neu auf die jeweils verfügbare Wassermenge einstellt, wobei man die Anpassung der Gesamtenerzeugung an den Netzbedarf der selbsttätigen Regulierung in den mitarbeitenden anderen Anlagen überträgt. Die in zahlreich gekuppelten Werken insgesamt wirksame Schwungmasse erlaubt es (nach namentlich kanadischen Erfahrungen) dabei

<sup>1</sup> Völlig können Schwallen nur verhütet werden, wenn jeder Zeitverzug zwischen Turbinenschluß und Anspringen der Entlastung vermieden wird. Das ist z. B. durch Kanalaufwärtsverlegen des Überlaufs und Fernsteuerung seines Verschlusses durch einen unmittelbar im Kraftwerks-OW angeordneten Schwimmer zu erreichen. Oder durch elektrische, unmittelbar von der Netzbelastung abhängig gemachte Steuerung (z. B.: Shannonwerk, Sektorschütze am Kraftwerk, Bauing. 1926).

Tabelle 7. Die gebräuchlichsten Meßverfahren für Wasserkraftanlagen.

Lf.d. Nr.	Meßverfahren	Beschreibung usw.	Druckhöhenverlust?	Anwendbar bei geschlossener Leitung oder offenem Gerinne	Verwendet bei K. W.	Literatur
1	Flügelmessungen	Messung im Druckrohr, im geschlossenen oder offenen Turbinenlauf, im Saugrohrauslauf	Nein	Offenes Gerinne Geschlossene Leitung	Innwerk, Raanasfoss, Ryburg-Schwörstadt, Mittlere Isar	Wasserkr.-Jb. 1924 S. 253
2	Meßwehr	Angewendet bei kleinen Anlagen, wenn Fallhöhenverluste keine Rolle spielen	Ja	Offenes Gerinne	—	—
3	Venturimesser	Verengung und sehr allmähliche Erweiterung des Rohrquerschnitts	Ja, gering	Geschlossene Leitung	Catskill-Wasserleitung (Eisenbeton)	Wasserkr.-Jb. 1924 S. 334 (s. auch Abb. 388) Engel: Engineer 1933; Z. VDI 1933
4	Venturi-Kanalmesser	Desgl. des Kanalquerschnitts	Ja, gering	Offene Leitung	—	Wasserkr.-Jb. 1924 S. 261
5	Staudüse	Das Turbinenrohr verengt sich düsenförmig, dahinter plötzliche Erweiterung	Ja	Geschlossene Leitung	Wäggitalwerk	—
6	Gibson-Verfahren	Aufzeichnung des Druckverlaufs während einer Schließbewegung	—	Geschlossene Leitung	Nordamerika	Trans. Amer. Soc. mech. Engr. 1923; Wasserkr.-Jb. 1930 S. 283
7	Jakob-Verfahren	Bestimmung der Geschwindigkeit und damit der Wassermenge aus dem Druckabfall im normalen Rohr	Nein	Geschlossene Leitung	—	Wasserkr.-Jb. 1924
8	Salzverdünnungsverfahren (Titration)	Oben: kontinuierliche Zufügung einer bestimmten Lösungsmenge. Unten: Messung der Verdünnung	Nein	Offenes Gerinne Geschlossene Leitung	Amerika, Schweiz	Wasserkr. u. Wasserwirtschaft. 1928 S. 97, 1931 S. 213
9	Salzgeschwindigkeitsverfahren in Meßstrecken (Allen)	Oben: Einspritzung einer Salzlösung. Unten: Messung des Zeitpunktes der Änderung der elektrischen Leitfähigkeit des Wassers	Nein	Offenes Gerinne Geschlossene Leitung	In Amerika verbreitete Methode. Europa nur Waichenseewerk und Forschungsinstitut am Waichensee	Trans. Amer. Soc. civ. Engr. 1923; Wasserkr.-Jb. 1930/31 S. 289

unter Umständen, auf hydraulische Entlastungsanlagen, auch auf Schwall-  
schächte ganz zu verzichten. In den nicht regulierenden Werken rüstet man  
zur Vereinfachung und Verbesserung des Betriebes oft wenigstens einzelne  
Turbinen mit Wasserstandsreglern (S. 386) aus, um Abmahlen des *OW* und  
damit Fallverlust zu verhüten.

#### 4. Einbau von Meßgeräten in die Triebwasserleitung.

Schon im Entwurf einer Kraftanlage sind geeignete Einrichtungen zur Wasser-  
messung vorzusehen. Diese werden in der Regel vor oder hinter der Turbine

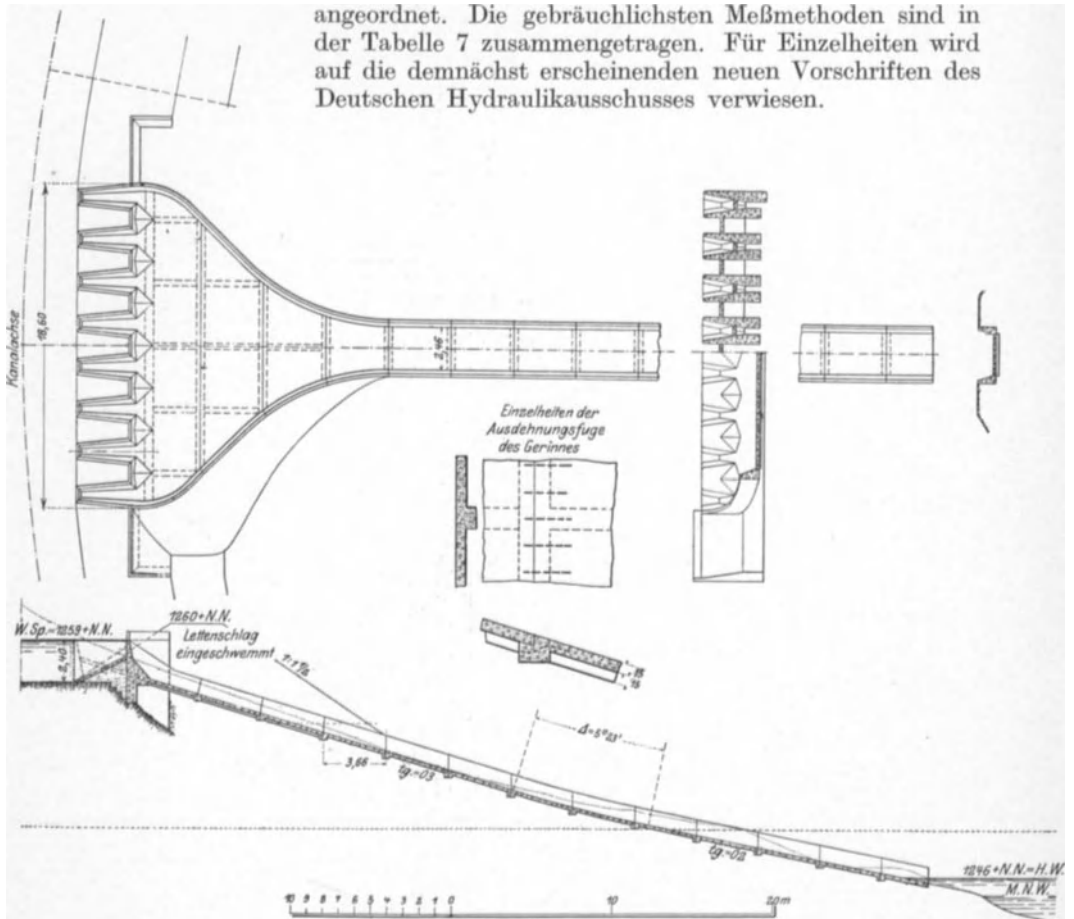


Abb. 559. Aufgelöster Überfall am Kenokanal. (Engng. News 1909.)

### C. Absperr- und Regulierverschlüsse.

#### 1. Allgemeines.

Man hat zu unterscheiden:

- a) nach der Bauweise,
- b) nach dem Zweck (= der Betriebsaufgabe).

a) Hinsichtlich der Bauweise hat man weiter zu unterscheiden:

1. nach der Art des Einbaues:

α) Frei liegende Verschlüsse (Abb. 564, 571, 572, 573). Anwendbar im  
Zuge von Freispiegelleitungen und vor einer Druckleitung oder einem Auslaß.

$\beta$ ) Eingebaute, insbesondere Gehäuseverschlüsse (Abb. 576, 577, 580 bis 588, 590). Anzuwenden im Zuge von Druckleitungen.

Die frei liegende Bauweise herrscht bei geringeren Wassertiefen durchaus vor, wird aber auch bei großen Wassertiefen angewandt, namentlich wenn es sich um große Verschußquerschnitte handelt, wo Gehäuse zu teuer oder unausführbar würden. Bei zunehmender Wassertiefe wachsen allerdings die Kosten der zur Betätigung der Verschlüsse nötigen Zug- und Druckgestänge stark, weshalb hier bei mittelgroßen und kleinen Querschnitten die Gehäuseverschlüsse oft vorgezogen werden. Im Zuge einer Druckleitung wird der Gehäuseverschluß fast immer vorgezogen, weil ein frei liegender Verschluß die Herstellung eines bis über Oberwasserhöhe reichenden teuren („nassen“ oder „trockenen“, vgl. Abb. 575 gegenüber 574) Schieberschachtes erfordern würde. Ein Vorteil der Gehäuseverschlüsse ist auch, daß bei ihnen die energieverzehrende Unterbrechung der Triebwasserleitung am meisten eingeschränkt, bei besonderen Konstruktionen ganz vermieden werden kann (vgl. Abb. 582).

2. Hinsichtlich der Form und Bewegungsart des Verschlußkörpers bestehen ungefähr dieselben Möglichkeiten wie bei Wehrverschlüssen (vgl. Bd. III, 9):

Flachschieber\* (Abb. 564; 571),  
Segmentschieber\* (Abb. 572, 573),

Kugelschieber\* (Abb. 582),  
Walzenschieber\* (Abb. 581),  
Zylinderschieber\*\* (Abb. 574),  
Kolbenschieber\*\* (Abb. 584),  
Drosselklappen\* (Abb. 587; 588).

3. Nach der hydraulischen Belastung unterscheidet man:

$\alpha$ ) Einseitig belastete Verschlüsse (unausgeglichener Wasserdruck) — in der Aufstellung unter 2. mit einem Stern bezeichnet;

$\beta$ ) allseitig belastete Verschlüsse (ausgeglichener Wasserdruck) — in der obigen Aufstellung mit zwei Sternen bezeichnet;

$\gamma$ ) in Schließstellung einseitig belastete, in der Bewegung entlastete Verschlüsse, gekennzeichnet durch Anordnung eines hinter ihnen angeordneten zweiten Verschlusses und eines „Füllschiebers“ (Abb. 590).

b) Die Betriebsaufgabe kann sein:

1. Zeitweiliges völliges Absperrn oder völliges Freigeben einer Triebwasserleitung, z. B. am Umleitungseinlaß, am Kraftwerkeinlaß (vgl. Kapitel II u. 19) oder an bestimmten Punkten im Zuge einer Leitung — etwa beim Übergang vom offenen Kanal zu einem längeren Stollen, endlich (die Regel) vor der Turbine. Solche „Absperrschieber“ werden in der Regel so bemessen, daß der Druckverlust verhältnismäßig klein bleibt, weshalb die Durchflußgeschwindigkeit selten über 3 m/sek, bei Hochdruckturbinenschiebern außerdem auf 7 bis 8 m/sek steigt. Absperrverschlüsse können durch Einbau nach a) 3  $\gamma$ ) („mit Rückstau und Füllumlauf“, Abb. 560) für entlastete Betätigung eingerichtet werden.

2. Anhaltende Drosselung des Auslaufs aus einem OW nach einem wesentlich tiefer liegenden UW oder ins Freie, zwecks Abflußregulierung z. B. am

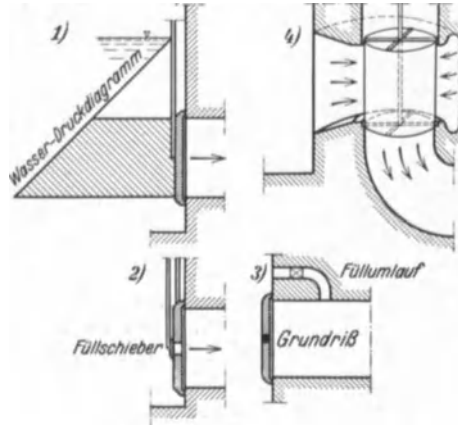


Abb. 560. Hydraulische Belastung der Verschlußkörper, schematisch. 1 einseitig belastet; 2 und 3 in Schließstellung einseitig belastet, in Bewegung entlastet; 4 allseitig belastet.



Spüleerlauf (-Grundablaß) einer Umleitung oder Stauanlage oder am Nutzwasserauslaß aus einem Speicher in einen Freispiegelkanal, Flußlauf usw. Solche „Regulierauslässe“ werden in der Regel mit hohen Geschwindigkeiten (bis zu 30 m/sek und mehr) durchströmt, wobei große hydromechanische Energien frei und unter äußerst heftiger Wirbel-, Walzen- und Wasserstaubbildung in Wärme umgewandelt werden. Im allgemeinen wird dabei verlangt, daß der Regulierschieber in beliebigen Zwischenstellungen (Teilöffnungen) beliebig lange im Betrieb gehalten werden kann. In besonderen Fällen genügt es aber auch, daß er nur wie ein Absperrschieber mit voller Öffnung dauerbetriebsfähig ist, wenn er nur das Öffnen und Schließen unter vollem einseitigem Wasserdruck zuläßt.

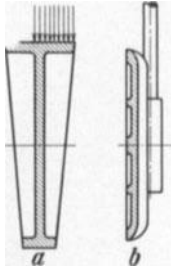


Abb. 561. Keilförmige Verschlusscheibe eines Wasserleitungsschiebers: a) älterer, b) neuerer Bauart.

Die Ansprüche an Festigkeit, Abnutzungswiderstand des Verschlusses und seiner unmittelbar anschließenden Zu- und Ablaufgerinne sind bei den reinen Absperrverschlüssen verhältnismäßig niedrig und jedenfalls weil es sich — von dem kurzen Vorgang der Umstellung abgesehen — um überwiegend statische Beanspruchung handelt, einfach rechnerisch zu erfassen. Für Regulierauslässe gilt dies nicht; hier äußert sich zunächst einmal die abschleifende Wirkung des strömenden Wassers, namentlich wenn es verunreinigt ist, viel stärker; vor allem aber treten hinter dem Drosselorgan und auch hinter

allen, selbst kleinen Formunregelmäßigkeiten des Auslaßgerinnes Wirbelbildung, Strahlablösung, Luftabsaugen und etwa von 10 m Druckunterschied an Kavitationserscheinungen auf. Die Folgen sind: heftiges Vibrieren der Drosselorgane, Wasserschläge, die sich in brummenden bis donnernden Geräuschen äußern, und bei Kavitation Anfressung der von der Strahlablösung berührten Oberflächen, die zunächst ein mattiertes, bald aber ein tiefnarbiges Aussehen annehmen und, einerlei ob dichter Beton, Stahl oder selbst Bronze, rasch zerstört werden.

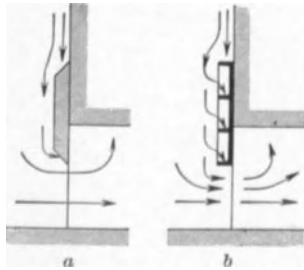


Abb. 562. Flachschieber, schematisch. a) Abschrägung der oberen und unteren Schieberkante; b) belastungsmehrende Wirkung der Querrippen. (Z. VDI Bd. 67.)

Im Zusammenhang mit den angedeuteten hydromechanischen Vorgängen treten bei der Bewegung der meisten Verschlüsse besondere, erstmals von Bachmann<sup>1</sup> eingehend erörterte Schwierigkeiten auf. Der Bewegungswiderstand, z. B. eines Flachschiebers alter Bauart setzt sich nämlich aus folgenden Bestandteilen zusammen:

1. Eigengewicht des Schiebers mit Gestänge;
2. „statischer Reibungswiderstand“, und zwar:

a) der auf dem jeweiligen versperrten Querschnitt lastende, dem Höhenunterschied zwischen *OW* und *UW* entsprechende Wasserdruck,

vervielfacht mit dem Reibungsbeiwert;

b) der Bewegungswiderstand des Gestänges, z. B. bei Gehäuseschiebern: die Stopfbüchsenreibung. Hierzu kommen aber noch hydrodynamische Zusatzkräfte, nämlich:

3. der mit dem Reibungsbeiwert zu vervielfachende, auf dem jeweils versperrten Querschnitt lastende, der Saugwirkung an der Unterwasserseite entsprechende unausgeglichene Atmosphärendruck;

4. der unausgeglichene Aufdruck des Oberwassers und der Außenluft auf allen einzelnen waagrecht projizierten Teilflächen der Verschlusscheibe (vgl. Abb. 561, 562).

<sup>1</sup> Zbl. Bauverw. 1909.

Weitere, ähnlich begründete, ungünstige Kraftwirkungen treten an den oft unentbehrlichen waagrechten Versteifungsrippen des Schiebers auf, wenn sie wie früher üblich, auf dessen Vorderseite angeordnet sind (Abb. 562b).

Nach Erkenntnis all dieser nachteiligen Kraftäußerungen macht man die Schieber heute möglichst flach und legt die Versteifungsrippen entweder an die Rückseite (Abb. 569, 577) oder gleicht sie durch Holzfüllungen oder Blechmantel ab (Abb. 566, 568). Auch dabei eignen sich aber alle Schieberarten mit ähnlichen Strömungsverhältnissen, wie sie hier für Flachschieber erörtert wurden, nur für Druckhöhen unter 15 bis 20 m zum Drosselbetrieb und unter 40 bis 60 m<sup>1</sup> zum Absperrbetrieb ohne Umlaufentlastung. Mit letzterer kann man fast beliebig hohen Überdruck auf geschlossenem Schieber zulassen.

## 2. Die wichtigsten Bauweisen frei liegender Verschlüsse.

a) **Flachschieber.** Für kleine Abmessungen und Druckhöhen sind einfache Handzugschieber (Abb. 563) verwendbar, die, in Holz oder Gußeisen ausgeführt, in einfachen Führungen aus U-Eisen oder Eisenguß laufen. Bei etwas größerem Schützdruck eignet sich der Spindelschieber (Abb. 564).

Auf dem Deckel ist ein halbes Schraubengewinde eingeschnitten, in das die mit der Antriebsstange unverschieblich gelagerte Schnecke eingreift. Die Antriebsstange wird in der Hauptlänge nur auf Verwindung und nur im untersten kurzen Stück auf Knickung beansprucht, so daß sie mit wenigen und einfach gebauten Lagern befestigt werden kann. Da die Schnecke an sich viel Kraft verbraucht und einer ordentlichen Wartung bei Triebwasseranlagen immer lange Zeit entzogen ist, so eignen sich für größere Schützdrücke besser die Anordnungen mit Zug und Druckgestänge, während Aufzugsketten nur bei künstlicher Beschwerung der Verschlusstafel und Verminderung der Reibung durch Einschaltung von Rollen in Frage kommen.

Die Dichtungsflächen werden bei Schieber tafeln aus Eisen, mindestens einseitig, durch einen gehobelten Metallring, mit schwalbenschwanzförmiger Einlassung hergestellt. Bei geöffnetem Schieber muß eine Verletzung des Metallringes durch Geschiebe möglichst verhindert sein. Der dichte Abschluß kann durch Anordnung keiliger Anpreßflächen auf der Oberwasserseite gesichert werden. Bei großen Schützdrücken empfiehlt sich die Anordnung von Rollenführungen, da bei einfacher Gleitführung, selbst wenn die nötige Bewegungskraft aufgebracht wird, die Dichtungsleisten zu sehr mitgenommen werden, wenn, z. B. bei Auslaßregulierschiebern, häufiges Umstellen unter vollem Betriebsdruck stattfindet (Abb. 578).

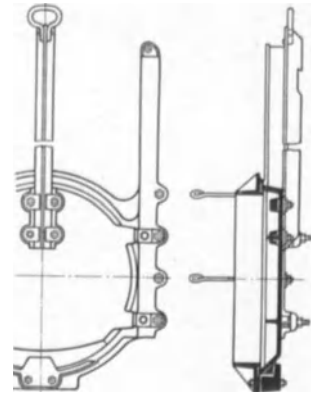


Abb. 563. Handzugschieber (Passavantwerke).

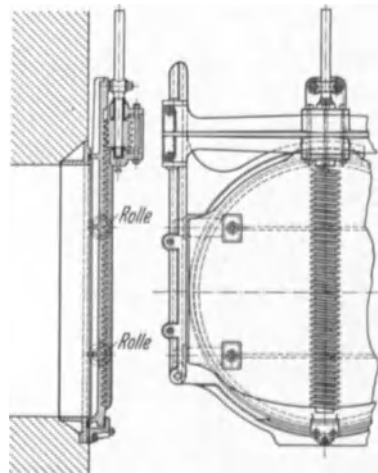


Abb. 564. Spindelschieber mit Rollenführung. (Gesundh.-Ing. 1910.)

<sup>1</sup> Die Schieberabmessungen und Bauweisen spielen eine wichtige Rolle, so daß Grenzangaben allgemein nicht genau gemacht werden können.

Die Aufgabe, in der Schlußstellung die Schieberrtafel fest auf die Dichtungsleisten zu pressen, in der Bewegung aber die von den Dichtungsleisten abgehobene Tafel auf die Rollen abzustützen, ist in verschiedener Weise lösbar:

1. Die mit den Rollen auf ihrer Laufbahn in Schlußstellung gebrachte Schütztafel wird durch eine besondere mechanische Einrichtung der Rollenunterstützung beraubt und mit einer ganz kleinen Bewegung in Richtung des Wasserdruckes zum Aufsitzen auf die Dichtungsleisten gebracht.

Bei der Konstruktion von Geiger (Buderus-Eisenwerk, jetzt Breuer, Höchst) (Abb. 565) wird dies dadurch erreicht, daß der unterste Abschnitt der Rollenlaufbahnen durch Hebelgestänge ein wenig in seiner eigenen Richtung verschoben wird, nachdem der Schieber die Endstellung erreicht hat. Dabei kommen in den Laufbahnen angeordnete Ausfräsungen unter die Rollen zu liegen, so daß diese die Unterstützung verlieren. Zum Öffnen werden durch umgekehrte Verschiebung des unteren losen Abschnittes der Rollenlaufbahnen die geeigneten Auslaufflächen der Ausfräsungen unter die Rollen geschoben, hierdurch der Schieber von der Dichtungsfläche abgedrückt und anschließend unter rein rollender Reibung geöffnet.

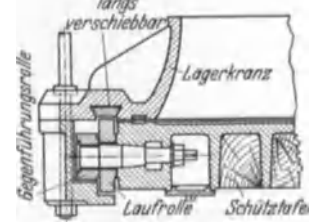


Abb. 566. Nachstellbare spielraumlose Rollenführung des Geigerschen Talsperrenschiebers.

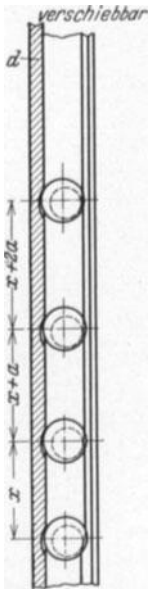


Abb. 565. Rollenlaufbahn des Geigerschen Schiebers. (Z. VDI Bd. 67 Nr. 20.)

Bei einer anderen Anordnung ist die ganze Rollenarmatur senkrecht zur Schütztafel verschiebbar, wodurch das gleiche Endergebnis erzielt wird (Ausführung beim Kraftwerk Isola, vgl. Wkr. 1913, S. 1051).

2. In einfacherer Weise, allerdings unter Verzicht auf die völlige Vermeidung gleitender Reibung

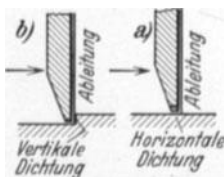


Abb. 567. Waag- und senkrechte Sohlendichtung. (Bautechn. 1932.)

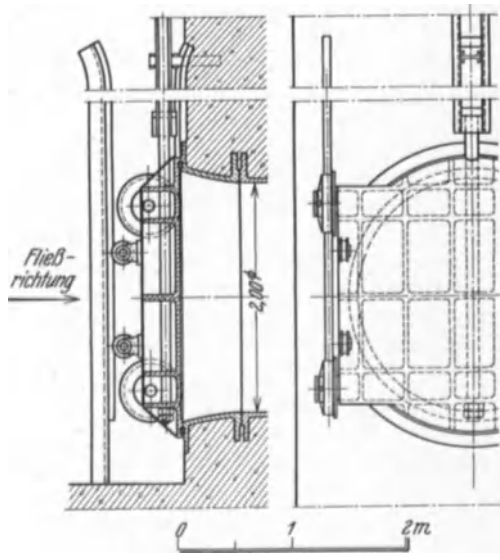


Abb. 568. Auslaßflachschieber mit Lauf- und Gegenrollen (Passavantwerke).

zwischen den Dichtungsleisten, wird die Aufgabe durch die „Rollkeilschützen“ gelöst. Hierbei ist (Abb. 569) die Ebene der Dichtungsleisten um ein geringes gegen die Ebene der Führungsbahnen geneigt, so daß in der Schlußbewegung die Schütztafel sich saugend unter Keilwirkung, allerdings auch unter Reibung auf ein kurzes Stück des Weges, auf die Dichtungsleisten aufsetzt und umgekehrt beim Lüften sich ebenso abhebt.

Hinsichtlich der Sohlendichtung unterscheidet man bei Flachschiebern allgemein die waagrechte Anordnung, angewandt bei einfachen Ausführungen und geringen Wasserdrücken (Abb. 567) und die senkrechte Anordnung bei den Sonderkonstruktionen der Rollschützen und bei rechteckigen Verschußtafeln mit kreisrundem Leitungsquerschnitt. Die senkrechte Anordnung erreicht durch die Anpressung gegen die untere Dichtungsleiste einen tropfdichten Verschuß, sie ist daher für hohe Wasserdrucke geeignet. Bei waagrechter Sohlendichtung muß die Verschußplatte durch das knicksicher zu führende Gestänge gegen die Sohlfläche gedrückt werden, wobei Spritzwasser nicht mit Sicherheit zu vermeiden ist. Die waagrechte Anordnung hat aber den Vorzug besserer Reinhaltung.

Zur Verbesserung der Führung und des dichten Schlusses werden in der Regel neben den Haupttragrollen noch Gegenrollen angewandt, die z. B. nach Patent Geiger (Abb. 566) durch leicht

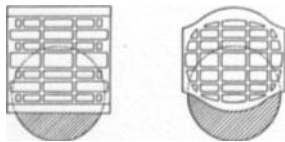


Abb. 570. Flachschieber mit rechteckiger und kreisrunder Verschußtafel.

ausmittige Anordnung auf den drehverstellbaren Zapfen nachstellbar sind. Die sog. spielraumlose Führung auf Gegenrollen ist in erster Linie für Regulierauslaßschieber wichtig (Abb. 568, 569), weil sie das Klappern der Schieber im pulsierenden Strom verhindert.

Aus hydrodynamischen Rücksichten gibt man der Schieberrtafel möglichst rechteckige oder annähernd rechteckige Form, selbst wenn die Durchflußöffnung dahinter kreisrund ist. Kreisrunde Schieberrtafel vor kreisrunder Öffnung ergibt bei Drosselstellung schmale, sichelförmige Durchflußquerschnitte von ungünstiger hydrodynamischer Wirkung (Abb. 570). Annähernd rechteckige Formen der Schieberrtafeln sind auch schon durch die Notwendigkeit bedingt, die Führungen zur Erhöhung ihrer Widerstandsfähigkeit und Wirkung möglichst lang zu machen.

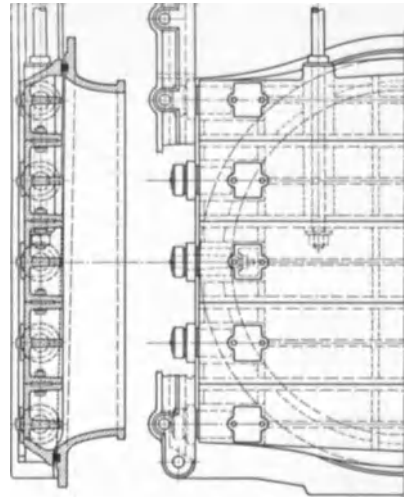


Abb. 569. Talsperrenschieber mit nachstellbarer spielraumloser Rollenführung (Buderus-Eisenwerk).

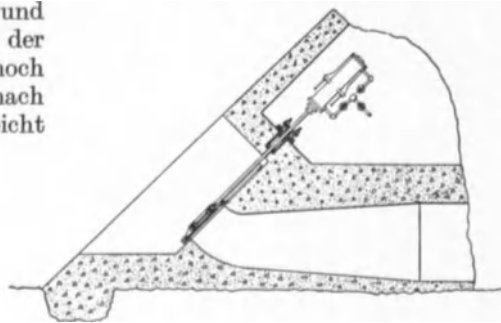


Abb. 571. Grundablaß nach Ambursen mit Wasserdruckantrieb. (Wkr. 1913.)

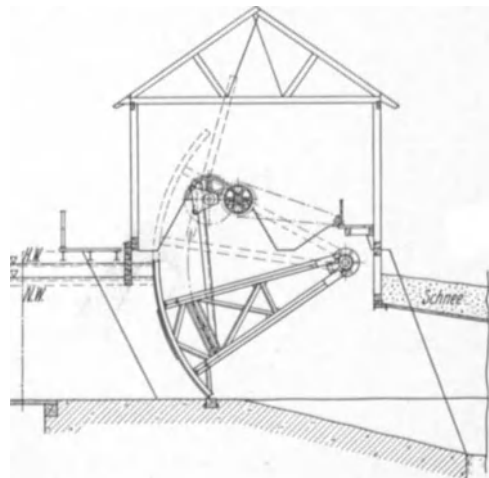


Abb. 572. Segmentschütz am Werkseinlauf. (Tekn. T. 1926.)

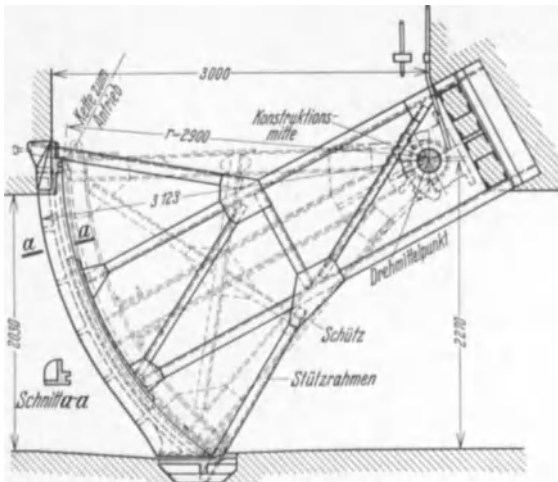


Abb. 573. Segmentschütz der Schleuse Niederfinow.  
(Z. VDI 1913.)

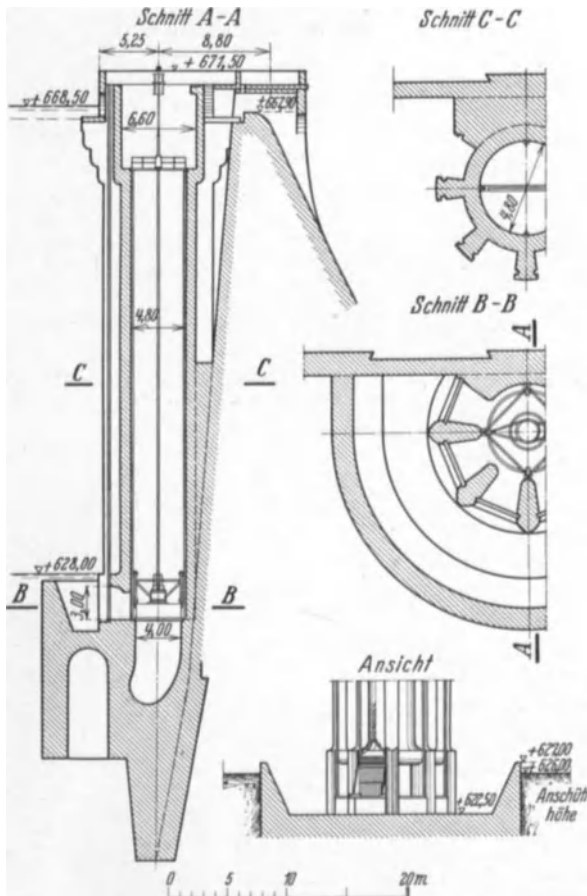


Abb. 574. Entnahmebauwerk der Schwarzenbachsperre  
(Verw.).

lassen. Ihre Vorzüge sind: einfacher Aufbau, geringer Bewegungswiderstand, gute Wasserführung bei voller Öffnung und geringe Zahl der beweglichen

Der Baustoff der einfachen Flachschieber ist Gußstahl, der Rollschieber Fluß- oder Gußstahl, für die Dichtungsleisten wird Bronze oder nichtrostender Stahl gewählt.

Für große Abmessungen kommt man zu Konstruktionen aus Walzstahl, wie bei Wehrschützen (s. Band Stauwerke).

Bezüglich der Gesamtanordnung frei liegender Flachschieber ist zu bemerken, daß neben dem normalen Einbau in annähernd lotrechter Ebene grundsätzlich unbedenklich der Einbau in schräger Ebene (Abb. 571) zulässig ist.

Offene Flachgleitschieber sind als Regulierverschlüsse bis zu  $\sim 15$  m Wasserdruck geeignet, als Absperrschieber bis zu etwa  $\sim 50$  m. Dagegen sind Sonderkonstruktionen, vor allem der spielraumlos geführte Rollschieber als Absperrschieber, mit Füllumlauf für jeden Querschnitt und jeden Wasserdruck anwendbar, als Regulierverschieber aber nur bis zu Druckhöhen von 20 bis 30 m.

**b) Segmentverschlüsse.** Für den konstruktiven Aufbau (Abb. 572) gelten im wesentlichen dieselben Gesichtspunkte wie bei Segmentwehren (Band Stauwerke), in hydrodynamischer Hinsicht dieselben wie bei Flachschiebern. Segmentverschlüsse, die gewöhnlich im Scheitel des Leitungsquerschnittes oder bei offenen Leitungen in Wasserspiegelhöhe drehbar gelagert sind, werden verwandt als Abschluß bei Übergängen von offenen zu geschlossenen Triebwasserleitungen, in Einlaßbauwerken von Stollenleitungen als Haupt- oder Ersatzverschluß und in Grundab-

lassungen. Ihre Vorzüge sind: einfacher Aufbau, geringer Bewegungswiderstand, gute Wasserführung bei voller Öffnung und geringe Zahl der beweglichen

Teile. Um die Bewegungswiderstände zu vermindern, ordnet man die Achsmittle der zylindrischen Schieberfläche etwas aus Konstruktionsmitte an, so daß beim Anheben die Tafel sich von der Dichtung abhebt. Die Abdichtung in Schlußstellung wird durch Bronzeleisten hergestellt, die durch das Schiebergewicht gegen gehobelte Stahlschienen des Dichtungsrahmens gepreßt werden. Dieser letztere ist bei Grundablässen ein die ganze Umlauföffnung umfassender Gußstahlrahmen und kann entweder durch Ankereisen in dem Mauerwerk für sich befestigt oder bei hohen Drücken, wo besonders genaue Passung wichtig ist, durch eine geschlossene Rahmenkonstruktion (Abb. 573) mit der Lagerverankerung verbunden sein. An der oberen Seite des Verschlusses erreicht man zweckmäßig die Dichtung durch eine am Verschlußrand nachstellbare

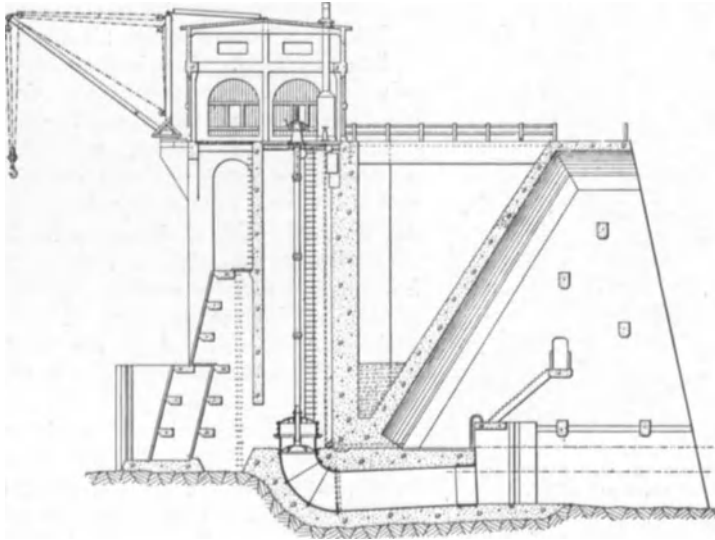


Abb. 575. Azischohdamm, Grundablaß mit Ringschieber. (Wkr. 1913.)

Bronzeleiste, die sich auf eine Gummileiste des Rahmens legt (Ausführung bei der Langmann-Sperre der Teigtischwerke).

c) **Zylinderschieber.** Abb. 574 zeigt einen großen Zylinderschieber in freiliegendem Einbau in Verbindung mit einem (kostspieligen) „trockenen“ Turm (Schwarzenbachsperre), Abb. 575 einen gleichartigen Gehäuseschieber, der die Anordnung eines Turmes nicht erfordert. Die Bauweise hat den Vorzug des allseitig gleichen, also sich selbst aufhebenden Wasserdruckes, daher leichter Beweglichkeit und der Anpassung an die besondere Bedingung der Einführung des Triebwassers in einen tiefer liegenden Stollen. Für Regulierauslässe eignet sich die Bauweise in der vorliegenden Form nicht (Schwingungsgefahr!). Als Überlaufverschluß auf nassen Türmen oder Schächten ist der Zylinderschieber sehr geeignet, auch zum Regulierbetrieb und in größten Ausmaßen.

d) **Klappen.** Ohne umschließende Gehäuse werden Klappen an Triebwasserleitungen selten mit Vorteil angewandt. Man findet sie vereinzelt in Werk-einlässen als offene Drosselklappen mit senkrechter Welle und als Rollklappen oder Wälzschützen (Abb. 463) im offenen Gerinne eingebaut.

Ferner findet man vereinzelt Klappen als Notverschluß vor dem Grundablaß- oder Turbinenleitungsmund in Gebrauch, wo sich die Anwendung allerdings auf niedrige Wasserdrücke beschränken muß, da die Klappe gegen den vollen Wasserdruck durch eine Zugvorrichtung unter ungünstig spitzem Winkel zu öffnen ist (Abb. 398).

### 3. Gehäuseverschlüsse.



Abb. 576. Gehäuseschieber (Bopp u. Reuther, Mannheim).

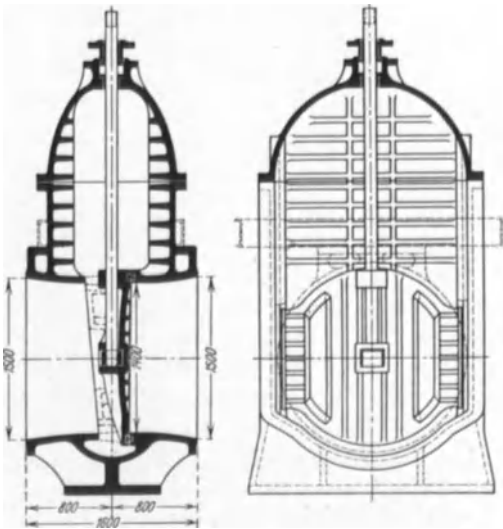


Abb. 577. Schnitt durch einen Gehäuseschieber (Bopp u. Reuther, Mannheim).

a) **Gehäuseflachschieber.** Der grundsätzliche Aufbau ist aus den Abb. 576 und 577 zu erkennen; das bei kleinerer Druckhöhe im Querschnitt flach-rechteckige oder flach-elliptische, bei Hochdruck kreisrunde Gehäuse (in der Regel Stahlguß) trägt zur Versteifung innere oder (amerikanische Bauweise) äußere Rippen und bietet im Inneren für den völlig geöffneten Schieber Raum. Die Schieberstange aus Flußstahl durchdringt in einer Stopfbüchse den Kopf des Gehäuses. Dabei ist zu unterscheiden: hochgehende und nichthochgehende Schieberstange. Die hochgehende Schieberstange trägt am freien Ende ein Schraubengewinde von der Länge der erforderlichen Hubhöhe, eine Zahnstange oder den Kolben eines Preßzylinders (Servomotor). Diese Anordnung baut sich hoch, hat aber den Vorteil besseren mechanischen Wirkungsgrades. Die Anordnung mit nichthochgehender Schieberstange zeigt auf oder in der Schieberplatte ein Muttergewinde und am unteren Ende der Spindel ein langes Schraubengewinde. Die von außen mechanisch gedrehte Spindel ist bei der Stopfbüchse gegen Längsverschiebung durch Bunde gesichert und schraubt sich in die zu bewegende Schieberplatte hinein oder aus ihr heraus. Die Bauhöhe ist gering, aber auch der mechanische Wirkungsgrad. Auch Preßkolbenantrieb wird mit nichthochgehender Schieberstange gebaut (Abb. 578).

Der Bauweise der Schieberplatte nach unterscheidet man:

Keilschieber, doppelseitig dichtend, u. a. als Abschlussschieber in Triebwasserleitungen geeignet, einseitige Flachschieber, oberwasserseits mit möglichst flacher und glatter, jedenfalls nicht gerippter Schieberfläche, hauptsächlich für Regulierauslässe (Talsperrenschieber) nach den oben entwickelten Grundsätzen gebaut.

Die Dichtungsleisten sitzen auf der fast spielraumlos geführten Schieberplatte<sup>1</sup> und stehen in einer Neigung zur Spindelachse, so daß sie beim Öffnen des Schiebers sich von

der Dichtung abheben. Kräftige Konstruktion und Verwendung höchstwertigen Werkstoffs für Lauf- und Dichtungsflächen nebst Schieberplatten ist unerlässlich,

<sup>1</sup> Neuerdings werden Gehäuseschieber auch mit spielraumloser Rollenführung gebaut (Lit. 21,9).

wenn Regulierschieber dieser Bauart Drücken von 30 bis 45 m längere Zeit standhalten sollen. Brüche sind bei Außerachtlassung dieser Bedingungen häufig nach kurzer Betriebszeit vorgekommen. Wegen der Anfrissungsgefahr schränkt man die Verwendung besser auf unter  $\sim 20$  m ein.

Selbst als selten bewegter Absperrschieber vor Turbinen bleibt der Gehäuseschieber zweckmäßig auf Drücke unter 50 bis 70 m beschränkt, wenn er nicht mit Umlaufentlastung (Abb. 521 a) versehen werden kann. In Grundablässen

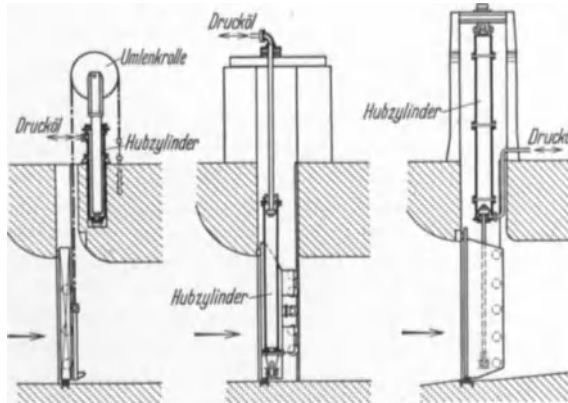


Abb. 578 a. Gehäuseschieber mit Preßkolbenantrieb.

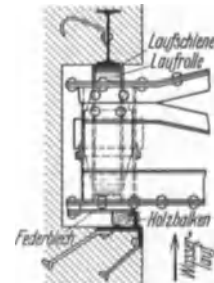


Abb. 578b. Konstruktive Durchbildung der Seitendichtung.

(z. B. an Talsperren) wird er bei wasserseitigem Einbau vorwiegend als Ersatzverschluß eingebaut, als Regulierverschluß dagegen höchstens an der Luftseite und in solcher Anordnung, daß das Wasser ins Freie schießt, so daß die bei Zwischenstellungen innerhalb des unbeständigen Unterdruckgebietes hinter dem Schieber auftretenden Walzen- und Hohlrumbildungen durch freien Luft- und Wasserzutritt von außen her möglichst unschädlich gemacht werden.

Arbeiten der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Berlin führten (1929) zu dem Ergebnis, daß die schädlichen Unterdruckerscheinungen sich verhüten lassen, wenn in den Ablösungsraum hinter dem Schieber genügend Zuflußwasser gebracht wird. Die Ausführung ist aber wirtschaftlich nicht tragbar. (Belüftung des Kavitationsraumes wurde in USA. schon früher, aber ohne durchschlagenden Erfolg, angewandt.)

Nachteilig ist bei großen Gehäuseschiebern der Raumbedarf, der einschließlich der Antriebseinrichtungen oft das Drei- und Mehrfache der Durchlaßweite ausmacht (Abb. 577).

b) Der Segmentschieber nach Vorschlag von Bachmann<sup>1</sup> (Abb. 580) mit Drehachse in Rohrmitte wird durch Zahnkranzsegment und Zahnstange betätigt. Die kreisförmigen Dichtungsleisten sind am Gehäuse befestigt. Bei großen Wasserdrücken gegen das Absperrorgan wird die Dichtung durch elastische Durchbiegung beeinträchtigt. Wirkt der Wasserdruck umgekehrt, so treten bei der Bewegung, selbst bei ausmittiger Lagerung des Drehpunktes, an den Dichtungslinien zu große Reibungswiderstände auf. Zur Ausführung ist es noch nicht gekommen.

c) Der Walzenschieber (Abb. 581) von Freund-Starke-Hoffmann (Hirschberg) zeigt als Verschlußkörper zwei quer zum Strom gestellte zylindrische Walzen mit achsenquer angeordneten halbzylindrischen Aussparungen vom

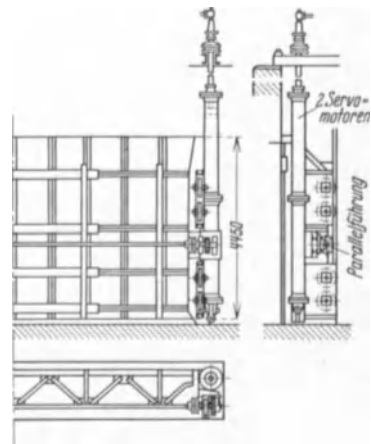


Abb. 579. Absperr-Rollschütze mit beidseitigem hydraulischem Antrieb (J. M. Voith).

<sup>1</sup> Zbl. Bauverw. 1909.



Durchmesser der Rohrleitung. Geöffnet bietet dieser Gehäuseschieber daher den vollen Durchflußquerschnitt bei nahezu spaltlosem Übergang nach der Rohrleitung.

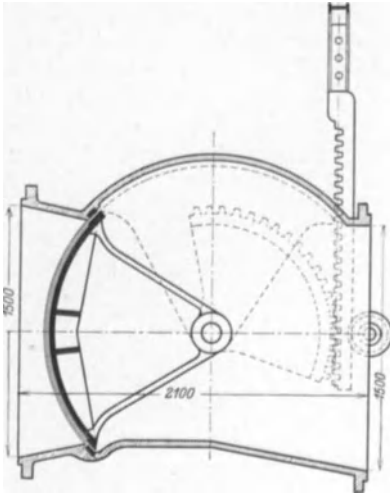


Abb. 580. Gehäusesegmentschieber, Vorschlag Bachmann. (Wkr. 1913.)

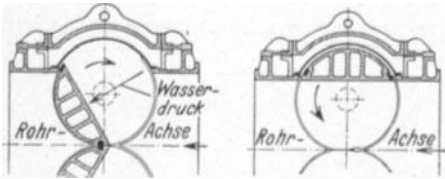


Abb. 581. Walzenschieber der Freund-Stärke-Hoffmann Masch.-A.G., Hirschberg. (Bautechn. 1932.)

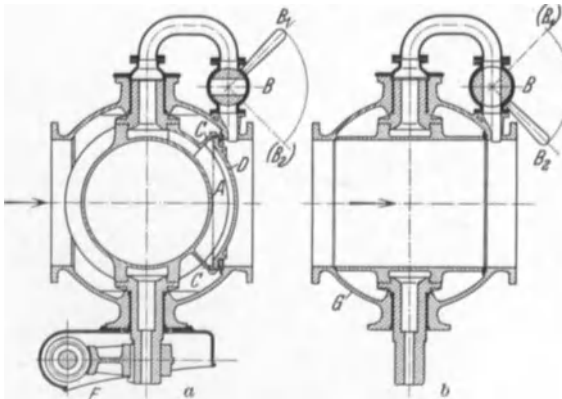


Abb. 582. Kugelschieber (Escher Wyss).

Rohransatz drückt. Durch Umstellen des Ventils  $B$  nach  $B_2$  wird im Raum  $A$  wieder der Druck des Unterwassers hergestellt; die Anpressung der Kugelhaube hört auf und der Verschlußkörper kann durch den Zahnradsegment-

Die Walzenachsen ruhen in Stopfbüchsen in der Gehäusewand und tragen an ihren Enden die Antriebsvorrichtungen, durch die beide Walzen gegeneinander zwangsläufig geführt sind. In der Schlußstellung werden beide Walzen stemmtorartig durch den Wasserdruck gegeneinander gedrückt, wobei tropfdichter Abschluß in der Berührungslinie durch Leisten aus nichtrostendem Stahl herbeigeführt wird. In der Walzenlängsrichtung legen sich solche Dichtungsleisten gegen andere am Gehäuse eingelassene. Bei Verstellbewegungen ist das Wasser nach der Mitte zu linsenförmig zusammengeschnürt, während die zylindrischen Aussparungen einen vom Wasser nicht berührten und daher kavitationssicheren Auslaufrichter bilden.

Der sowohl für Abschluß- wie für Regulierbetrieb bestimmte Schieber eignet sich vor allem für letzteren bei unmittelbarem Ausguß ins Freie. Bei Ausguß in eine Fortleitung muß unter der Rückstauwirkung starke Walzenbildung im Hohlrumbereich auftreten. Infolge seiner kräftigen und einfachen Ausbildung kann der Walzenschieber auch noch bei mittelhohen Drücken verwendet werden.

d) **Kugelschieber**<sup>1</sup>. In einem kugelförmigen Gehäuse ist (Abb. 582, 583) auf zwei Drehzapfen der Verschlußkörper gelagert. Dieser besteht aus einem Rohrstück vom Durchmesser der Triebwasserleitung, mit seitlich aufgesetzter Kugelhaube. Die lose gelagerte Kugelhaube kommt in der Schieberschlußstellung vor die mit Dichtungsring versehene stromabwärtige Rohrstirn zu liegen. Dabei wird der Raum  $A$  bei Stellung  $B_1$  des Umlaufventils  $B$  durch den Spielraum zwischen Kugelschale und Lagering  $C$  mit Betriebswasser unter Druck gefüllt, das die Verschlußplatte  $D$  mit ihrem Dichtungsring auf die entsprechende Dichtungsfläche am

<sup>1</sup> Vgl. E. Treiber: Z. VDI 1925.

antrieb *E* leicht in seine offene Stellung (*b*) gedreht werden. In dieser Stellung ist der Zwischenraum zwischen den beiden Anschlußstutzen durch das drehbare Rohrstück glatt überbrückt. Der Schieber eignet sich vorzüglich als „Abschlußschieber“, ohne einen Füllumlauf für Herstellung von Druckausgleich vor dem Verstellen zu erfordern. Als Regulierauslaßschieber ist er nicht geeignet (und auch nie gedacht gewesen!), weil in Zwischenstellungen sehr ungünstige Strömungsverhältnisse auftreten. Der Vorteil des geringen Raum- und Werkstoffbedarfs gegenüber dem Gehäuseflachschieber ist augenfällig. Kugelschieber können für große Abmessungen und Druckhöhen hergestellt werden (z. B. Ausführungen von Escher Wyss: Schwarzenbachwerk  $H \approx 350$  m  $d = 2,30$  m und Niederenbach  $H = 1077$  m bei  $d = 0,4$  m). Nach vorliegenden Studien können Kugelschieber mit vollkommener Sicherheit für nachstehende Verhältnisse noch ausgeführt werden:

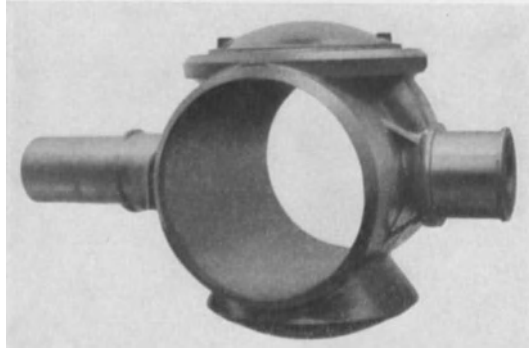


Abb. 583. Kugelschieber-Verschlußstück (Escher Wyss).

4000 mm Lichtweite bei 10 Atm. Betriebsdruck,

750 mm Lichtweite bei 120 Atm. Betriebsdruck (Escher Wyss).

**e) Kolbenschieber.** Der Kolben- oder Dünschieber (Abb. 584 bis 586) ist meist „druckausgeglichen“ und jedenfalls durch die Form seiner umströmten Flächen gegen nachteilige hydrodynamische Zusatzkräfte und -wirkungen weitgehend geschützt. Schließen und Öffnen erfolgt durch Verstellen eines annähernd stromlinienförmig begrenzten Verschlußkörpers (*K* in Abb. 584) in einem umgebenden Führungskörper *G*, der seinerseits durch radiale Rippen *F* in dem den Anschluß an die Druckleitung vermittelnden Außengehäuse festgelegt ist. Der Raum zwischen Gehäuse und Kolben wird zweckmäßig so bemessen, daß die Fließgeschwindigkeit in allen Querschnitten gleich ist oder (bei Auslaßregulierschiebern) gegen die Mündung hin stetig zunimmt. Die ringförmige Dichtungsfläche wird beiderseits durch auswechselbare Metallstreifen hergestellt. Gehäuse und Kolben bestehen bei großen Abschlußschiebern aus Stahlblech, bei Auslaßregulierschiebern aus Stahlguß.

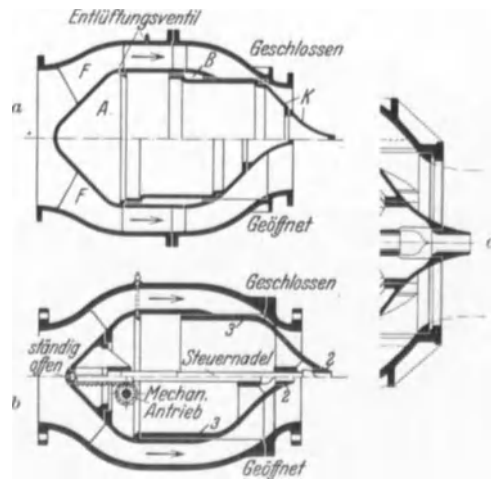


Abb. 584. Johnson-Kolbenschieber. *a* Einfacher Schieber für Absperrzwecke; *b* mit Hilfsantrieb; *c* Einzelheit für Auslaßschieber (Firmenprospekt).

Die Kolbenschieber sind zuerst in Nordamerika (als Johnson-Schieber) entwickelt und dort stark verbreitet. Sie sind namentlich als Turbinenabsperrschieber schon in sehr großen Abmessungen gebaut<sup>1</sup>. In kleineren Einheiten sind sie bis auf 915 m Wasserdruck geprüft, als Auslaßregulierschieber mit

<sup>1</sup> Vgl. Buch: High Pressure Reservoir Outlets, U. S. Reclam. Serv. Wash. 1923.

$d > 6$  m für  $H = 60$  m eingebaut, jedoch im Betrieb unter nicht mehr als 45 m Druck betätigt<sup>1</sup>.

Die Verstellung des Kolbens geschieht für Absperrzwecke entweder rein hydraulisch unter Ausnutzung des Oberwasserdruckes, oder unter Vermeidung der etwas schwierigen Dichtung zwischen beweglichen und Führungskolben durch Hilfsantriebe (Zahnstangen, Abb. 584 b; Preßwasserkolben, Abb. 585).

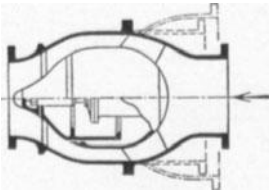


Abb. 585. Düzenschieber von Reuling, Mannheim.

Bei einfachen Johnson-Schiebern für Absperrzwecke (Abb. 584 a) wird der Oberwasserdruck durch eine Umleitung mit Vierwegehahn nach Belieben in den Innenraum *A* des Kolbens (zum Schließen) oder in den ringförmigen Zwischenraum *B* (zum Öffnen) gegeben unter gleichzeitiger Verbindung des jeweils anderen Raumes mit der freien Luft. Eine für besonders hohen Druck

und kleinere Öffnungen geeignete Bauform zeigt Abb. 584 b: Verbindung von hydraulischer und nachfolgend unterstützender mechanischer Betätigung. Eine

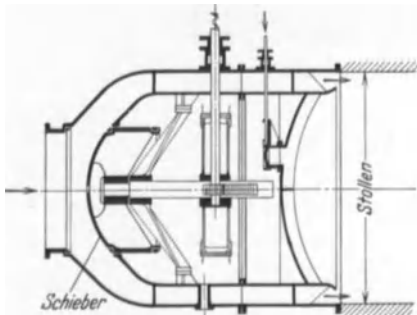


Abb. 586. Düzenschieber der Ardeltwerke, Eberswalde.

dritte Bauweise, der Vereinigung von Abb. 584 a und b entsprechend, ergibt eine besonders leistungsfähige und sichere Regulierung. Für Auslaßregulierschieber, die in genau bestimmten Zwischenstellungen festgehalten werden müssen, ist jedoch eine solche Einrichtung nötig, die den Kolben zuverlässig feststellt (Zahnstange mit selbstsperrendem Triebwerk, Abb. 584 b, oder Preßwasserkolben, Abb. 585).

Deutsche Bauweisen von Kolbenschiebern sind der rein zwangsläufig gesteuerte Reulingschieber (Mannheim) (Abb. 585) und der auch für Schließen gegen den Strom eingerichtete Auslaßregulierschieber der Ardeltwerke (Eberswalde). Letzterer wird auch in einer von Krey angegebenen Sonderform für Erzeugung eines

sehr umfangreichen hohlen Strahls (Abb. 586) gebaut, die sich für kavitationsfreien Auslaß in geschlossene Leitungen (Stollen) eignet.



Abb. 587. Drosselklappe (Pelton Water Wheel Comp., New York).

**f) Drosselklappe** (Abb. 587 u. 590). Der scheiben- oder linsenförmige Verschlusskörper aus Gußstahl ist bei kleineren Ausführungen massiv, bei großen hohl und mit inneren Rippen versteift. Außen wird er möglichst glatt und hydraulisch widerstandsfrei gehalten. Er wird um eine waagrechte, oder für Mitteldruck hydraulisch besser senkrechte Achse in Stopfbüchsenlagern

gedreht. Die Betätigung erfolgt meist von außen durch Kraftangriff an einem Ende der entsprechend ihrer großen Belastung kräftig auszubildenden durchgehenden Drehachse mittels Zahnradsegment, Kurbelarm oder auch mittels einer auf

<sup>1</sup> Niagara Falls Power Co.-Werk 3 C:  $d = 6,40$  m,  $H = 64$  m. Southern California Edison Co. Kern River-Werk:  $d = 1,52$  m,  $H = 249$  m.

die Achse gekeilten großen Seilscheibe, um die ein Drahtseil mit angehängtem Betätigungsgewicht geschlungen ist. In Amerika wird auch, wenigstens bei Auslässen, die wegen der ungünstigen hydraulischen Verhältnisse in Zwischenstellungen der Klappe eine sehr feste Führung verlangen, neben dem Außenantrieb eine Bauweise mit innerem Kraftangriff (Abb. 588) verwendet<sup>1</sup>.

Der früher nicht spritzdichte und eine Leckwasserableitung erfordernde Abschluß ist neuerdings sehr verbessert worden. Dichtungsanordnungen nach Abb. 589 gestatten entweder das wichtige Nachjustieren oder sind selbstjustierend, so daß selbst die bei großen Klappen dieser Art unvermeidlichen elastischen Formänderungen des Gehäuses unschädlich gemacht werden.

Ausgezeichnet durch unübertroffene Billigkeit in Anlage und Betrieb, hat sich die Drosselklappe ein nach Druckhöhe und Lichtweite noch immer wachsendes Anwendungsgebiet erobert (vgl. Tabelle S. 480). Ursprünglich nur als Schnell- oder Ersatzverschluß neben anderen Verschlußarten angewandt, wird sie mit Füllumlauf ausgerüstet (Abb. 588 u. 590), für Absperrzwecke zunehmend mehr selbständig angewandt, und zwar auch bei Hochdruckanlagen nicht nur oben

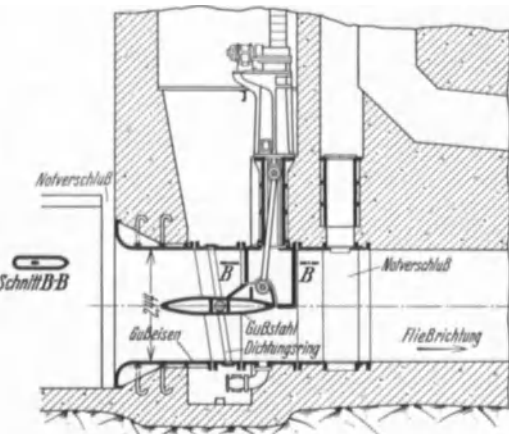


Abb. 588. Drosselklappe mit Kraftangriff an der Scheibe. (Mech. Engng. 1925.)

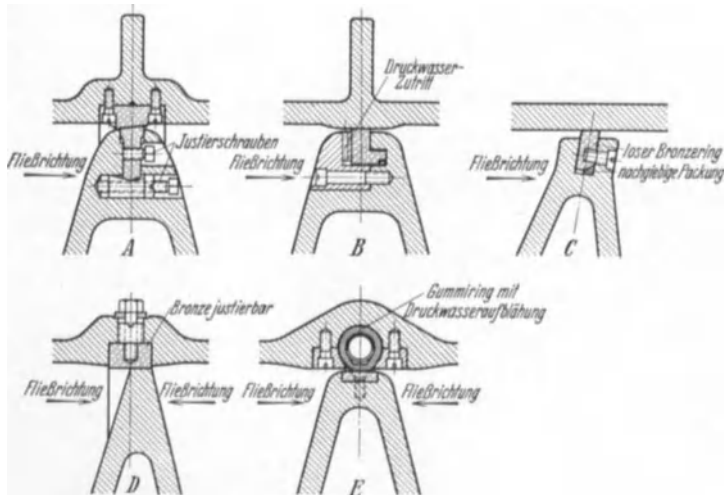


Abb. 589. Verschiedene Dichtungen von Drosselklappen. (Mech. Engng. 1931.)

am Wasserschloß, sondern auch unten vor der Turbine. Sogar als Regulierauslaß ist sie in USA. schon vielfach mit über 2 m Durchmesser verwendet, allerdings (mit wenigen, aber bewährten Ausnahmen) meist nur in gruppenweiser Parallelschaltung mit einem die eigentliche Regulierung in Teilstellungen übernehmenden Düsenschieber, neben dem eine oder mehrere Drosselklappen entweder nur ganz geschlossen oder nur ganz offen gehalten

<sup>1</sup> E. A. Dow in Mechan. Engng. Oktober 1925.

werden. Hierbei wurde nach Dow völlige Erschütterungsfreiheit der Drosselklappen bei Druckhöhen bis über 60 m festgestellt. Diese „gemischte“ Anordnung ist in bezug auf Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit als optimal zu bezeichnen.

Tabelle 8. Ausführungsbeispiele von Drosselklappen.

Werk	D =	H =
Schwarzenbachwerk (Baden) . . . . .	1,90 m	52 m
	0,85 m	420 m
Maen-Cignano (Italien) . . . . .	0,70 m	810 m
Galetto (Italien) . . . . .	2,00 m	197 m
Walchensee (Bayern) . . . . .	2,25 m	20 m
Tremp (Spanien) . . . . .	2,70 m	71 m
Pigeonflußw. (Carol. Pow. a. Light Co.)	2,75 m	271 m
Conowingo am Susquehannah (USA.) .	8,2 m	27 m

**4. Antrieb der Absperrorgane.**

Der Antrieb der Verschlüsse kann von Hand oder mechanisch, überwiegend mit Elektromotoren oder hydraulischen Preßkolben (Servomotoren) geschehen. Bei großen Schützdrücken und -gewichten kommt Handantrieb nur als Aushilfe in Frage, da er große, zeitraubende und kraftverzehrende Übersetzungen verlangt. Von den mechanischen Antrieben hat der hydraulische große Vorzüge: seine lebenswichtigen Teile sind massiv, unempfindlich gegen die Luftfeuchtigkeit der Einbauträume und von außen durch Unachtsamkeit oder mangelhafte Unterhaltung kaum zu beschädigen. Als Energieträger kann oft das Druckwasser der Stauanlage, Turbinenleitung oder das ohnedies anderweitig gebrauchte Drucköl der Maschinenanlage verwendet werden. Bei Betrieb mit Preßwasser ist die Gefahr des Einfrierens zu beachten.

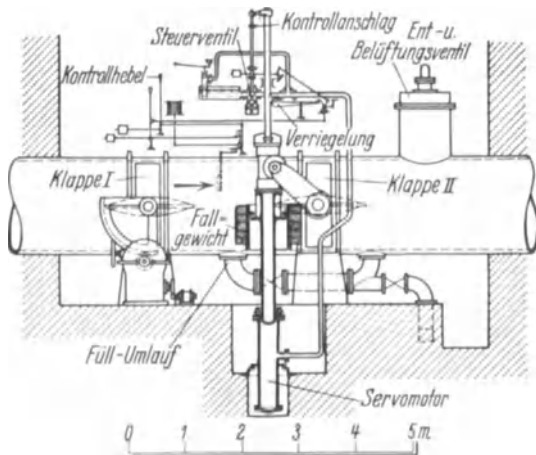


Abb. 590. Drosselklappe mit Auslösung und Umlauf.

Wo immer es möglich ist, wird man die Absperrorgane nur im entlasteten Zustande bewegen. Zu dem Zweck sind Füllschieber in den großen Schiebertafeln oder (bei Gehäuseverschlüssen) Umlaufrohrleitungen mit eingeschalteten kleineren Gehäuseschiebern anzuordnen. Da hinter den Hauptverschlüssen in der Triebwasserleitung gewöhnlich andere Verschlussorgane, z. B. die Leitschaufeln der Turbinen, sitzen, die einen gewissen Leckverlust zu haben pflegen, müssen die Füllschieber so bemessen werden, daß sie auch bei dem verminderten Durchflußgefälle kurz vor der Druckausspiegelung noch etwas mehr als dieses Leckwasser durchlassen; letzteres berechnet bei vollem Oberwasserdruck!

Für Auslaß- und Regulierschieber ist eine Druckentlastung durch „Vorfüllen“ des Raumes hinter dem Verschuß nicht möglich; sie müssen daher unter vollem einseitigem Druck aus jeder Lage in jede andere verstellt werden können und selbstsperrend oder zwangsläufig darin festhaltbar sein. Aber auch die reinen Abschlußschieber müssen sich im strömenden Wasser und unter vollem Druck mit Sicherheit mindestens schließen lassen, z. B. beim Durchgehen der Turbinen infolge Versperrung des Leitapparates und bei Rohrbruch. Mit Rücksicht auf solche außergewöhnlichen Betriebsvorfälle ordnet man häufig zweierlei Verschlussvorrichtungen hintereinander an, z. B. in einer Turbinendruckleitung unten vor den Turbinen Düsen- oder Kugelschieber und oben am Werkseinlaß Drosselklappen, die besonders leicht (unter Umständen unerwünscht leicht!)

im strömenden Wasser schließen, weshalb man auf Anordnung sicher wirkender Bremsvorrichtungen bedacht sein muß (hydraulische Preßkolben mit scharf gedrosseltem Durchfluß der Zylinderfüllung durch eine feine Bohrung des Kolbens u. dgl.).

**Selbsttätige Auslösung und Fernsteuerung.** Für Verschlüsse, die an entlegenen Punkten angeordnet werden müssen, ist es häufig erwünscht, eine willkürliche Fernbetätigung und daneben oft noch in Notfällen, wie Rohrbruch, eine selbsttätige Abschlußmöglichkeit zu haben.

Die Fernbetätigung beschränkt sich entweder nur auf die (z. B. elektromagnetische) Auslösung einer Halteklinke, so daß die offene Schütze herabfällt, das Schließgewicht von Drosselklappe oder Schieber herabsinkt, während die Öffnungsbewegung an Ort und Stelle von Hand vorgenommen oder eingesteuert werden muß. Man hat aber auch vielfach Einrichtungen zur vollständigen Fernsteuerung aller Verstellbewegungen, meist durch Elektromotoren, aber auch durch hydraulische Servomotoren, eingerichtet.

Für die selbsttätige Schließbewegung eines Verschlusses ist eine Auslösung notwendig, die in der Regel von der Fließgeschwindigkeit des Triebwassers in der Nähe der Selbstschlußvorrichtung abhängig gemacht wird.

Der Auslösemechanismus ist in der Regel eine in die Triebwasserleitung (z. B. die Turbinendruckleitung) hinter dem Abschlußorgan an einem Pendelarm eingehängte Widerstandsscheibe, deren Pendelachse in Stopfbüchsen durch die Rohrwand herausgeführt ist und außen z. B. einen einarmigen Hebel mit Gegengewicht trägt (Abb. 590). Bei wesentlicher Überschreitung der normal noch in der Triebwasserleitung zulässigen Fließgeschwindigkeit läßt der gesteigerte Strömungsdruck die Widerstandsscheibe soweit ausschlagen, daß auf mechanischem, elektrischem oder hydraulischem Wege die Auslösung des Schließantriebs eintritt. Wenn die Betätigung dabei durch Elektromotoren erfolgt, muß die Stromzuleitung trassiert sein, daß sie z. B. bei Rohrbruch nicht gleich mitzerstört werden kann. Am sichersten ist Auslösung durch ein schweres Gewicht, da durch Drahtseilzug eine auf die Drosselklappenachse aufgezugene Seilscheibe in Umdrehung versetzt und so die Klappe schließt. Bei der Rohrbruchklappe Hübner & Mayer, Wien wird die Auslösung unmittelbar durch einseitigen Strömungsdruck auf die eigens deshalb unsymmetrisch ausgebildete Klappe herbeigeführt, ähnlich wirken die seltener verwandten großen Teller-ventile (s. Wkr. 1913, S. 1224).

## 5. Ent- und Belüftungseinrichtungen

sind überall da notwendig, wo schnell zu betätigende Verschlüsse angebracht werden, also vor allem hinter den selbsttätigen Verschlüssen am Werkeinlaß oder Wasserschloß. Hier muß die Fallrohrleitung gegen Eingedrücktwerden durch den äußeren Luftdruck oder, wenn sie dazu an sich auch genügend steif wäre, gegen Abreißen der Wassersäule mit nachfolgenden schweren Wasserschlägen geschützt werden. Ebenso kann Belüftung an scharfen konvexen Knickpunkten nötig sein.

Verwendet werden Ventile und Standrohre (Abb. 591, 590, 188, 189, 194, 316). Da man die Ventile praktisch nicht überall leicht in der wünschenswerten bedeutenden Weite herstellen kann, und da sie vor Störungen durch Einrosten, Verklemmen usw. nicht unbedingt geschützt sind, wendet man sie nur dort an, wo Standrohre allzu teuer ausfallen, also vor allem bei tiefer Lage der Rohrleitung unter der Drucklinie.

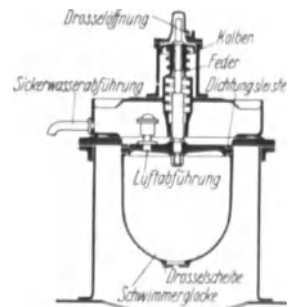


Abb. 591. Ent- und Belüftungsventil (J. M. Voith).

Gegen Einfrieren sind diese durch Ummantelungen zu schützen, wobei auch elektrische Heizung zu Hilfe genommen werden kann. In kalten Ländern ist jedoch bei der Verwendung von Standrohren große Vorsicht geboten.

Eine Verbindung der Standrohrwirkung (Lufteinlaß) mit derjenigen eines selbsttätigen Rohrabschlusses zeigt ein Vorschlag von Bouchayer und Viallet-Grenoble<sup>1</sup> (Abb. 592). Der Rohreinlaß ist als Heber ausgebildet; vom Heberscheitel ist ein Belüftungsrohr nach einem dahinter angeordneten Standrohr geführt. Die Abmessungen sind so gewählt, daß im ordnungsmäßigen Betrieb die Absenkung im Standrohr nie soweit geht, der Luft den Zutritt nach dem Heberscheitel zu gestatten. Bei Rohrbruch dagegen senkt sich der Standrohrspiegel unter die Öffnung des Belüftungsrohres und läßt Luft in den Heber-

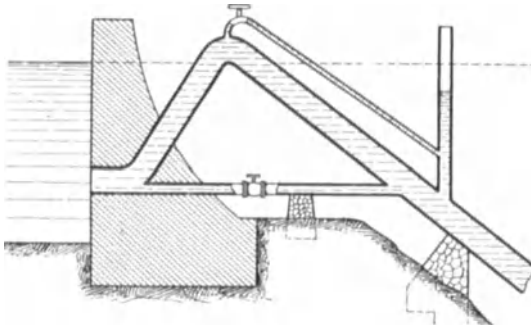


Abb. 592. Selbsttätiger Druckrohrabschluß mit Heber und Belüftung (Patent Bouchayer u. Viallet).

scheitel eintreten, womit der weitere Wassernachdrang abgeschnitten ist. Das kleinere waagrechte, den Heberscheitel umgehende Druckrohr enthält einen von Hand zu bedienenden Absperrschieber und dient lediglich der Wiederauffüllung der Rohrleitung. Die, allerdings nur bei wenig schwankendem Oberwasserspiegel verwendbare Anordnung hat den Vorzug, die kostspieligen mechanischen Abschlüsse zu ersparen.

## 22. Kapitel: Grundzüge der elektrischen Kraftübertragung.

Von Dipl.-Ing. Baurat E. Treiber.

### A. Elektrische Stromerzeuger.

#### 1. Theoretische Grundlagen.

Nur in seltenen Fällen kann die Leistung einer Wasserkraft in mechanischer Form am Ort ihrer Erzeugung ausgenützt werden, und dann nur in verhältnismäßig geringem Ausmaße etwa zum Antrieb von Mühlen, Holzschleifern, Fabriktransmissionen u. dgl. Auch elektrochemische Erzeugung hochwertiger metallurgischer oder chemischer Produkte (Aluminium, Stickstoff) gestattet u. a. eine wirtschaftliche Ausnutzung großer Wasserkraftleistungen am Erzeugungsort, wenn dabei die Kosten der Rohstoffanfuhr und der Wegschaffung der Fertigwaren in zulässigen Grenzen bleiben. Die weitaus überwiegende Ausnutzung von Wasserkraften für allgemeine Licht- und Kraftversorgung, sowie für Bahnbetrieb bedingt die Fernleitung der gewonnenen Energie in Form elektrischen Stromes in der Regel über große Entfernungen und ihre Verteilung über weite Verteilungsgebiete. Die günstigsten Möglichkeiten bietet für diesen Zweck der Wechselstrom, und zwar eignet sich einphasiger Wechsel- oder Einphasenstrom mit  $16\frac{2}{3}$  Hertz (Per./sek) besonders für Bahnantrieb, dagegen für die allgemeine Licht- und Kraftversorgung dreiphasiger Wechselstrom oder Drehstrom. Dieser entsteht durch Verkettung dreier mit ihren positiven und negativen Maximalausschlägen um je  $\frac{1}{3}$  einer vollen Schwingungsdauer (einer Periode) zeitlich gegeneinander verschobenen Einphasenströme von 50 Hertz; diese liefern ein sog. Drehfeld, das vollständig einem durch mechanischen Antrieb in Umdrehung versetzten Gleichstrommagnetfelde entspricht.

<sup>1</sup> La technique moderne 1912, Nr. 1, D.R.P. 225 272.

Maßgebend für die überragende Bedeutung des Wechselstromes ist die Möglichkeit der einfach zu bewirkenden, fast beliebig weitgehenden Erhöhung der in der Wechselstrommaschine erzeugten Spannung („normal“: 3000 bis 7000 V; in größeren Stromerzeugern heute schon 10000 bis 15000 V) auf Übertragungsspannungen von 100 bis 200 kV und mehr bei entsprechend geringer Stromstärke (Leistung  $\cong$  Strom  $\cdot$  Spannung), woraus sich kleine Leitungsquerschnitte und damit geringere Kosten für die Fernleitungen ergeben. Ebenso vorteilhaft kann am Verbrauchsort die Spannung auf jedes für die Verwendungszwecke geeignete Maß herabgesetzt werden. Diese wiederholte Umspannung nach oben und unten kann in ruhenden Apparaten (Transformatoren, Umspannern) daher sehr betriebssicher und mit verhältnismäßig geringen Verlusten und Kosten durchgeführt werden. Schließlich bieten aber auch die neuerdings für immer größere Leistungen entwickelten Quecksilbergleichrichter die Möglichkeit, ohne wesentliche Umstände und Verluste Wechsel- in Gleichstrom umzuwandeln, also die Vorteile beider Stromarten zu vereinigen.

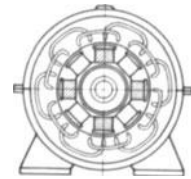


Abb. 593. Drehstrom-generator, schematisch.

Die Wechselstromerzeuger (-generatoren, -dynamos) wie die Gleichstromerzeuger bestehen aus einem System von Leitern (Ankerwicklungen), in welchen durch die induzierende Wirkung eines von Erregergleichstrom durchflossenen Magnetwicklungssystems und seines Magnetfeldes eine wechselnde elektromotorische Kraft hervorgerufen wird. Anker- und Magnetpolwicklungen sind auf Eisenkörpern angebracht, so daß die wirksamen magnetischen Kraftlinien zum größten Teil in Eisen verlaufen.

Während bei der Gleichstrommaschine der Anker umläuft, steht er bei der Wechselstrommaschine in der Regel fest („Stator“). Mit den auf seinem inneren Umfang angebrachten zu induzierenden Wicklungen umfaßt er das auf dem äußeren Umfang abwechselnd mit Süd- und Nordpolen besetzte drehbare Magnetgestell, das Polrad oder den Rotor. An den Klemmen der feststehenden, unter sich leitend verbundenen Ankerwicklungen kann der erzeugte hochgespannte Wechselstrom auf ungleich einfachere Weise abgenommen werden, als an den Schleifringen der umlaufenden Anker von Gleichstrommaschinen.

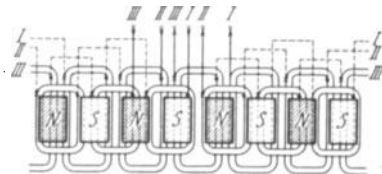


Abb. 594. Wicklungsschema eines Drehstromgenerators.

Dagegen kann der zur dauernden Erregung des umlaufenden Magnetsystems erforderliche Gleichstrom niedriger Spannung (etwa 110 V) sicher durch Bürsten und Schleifringe zugeführt werden.

Beim einphasigen Wechselstrom gehört zu jedem Nord- und Südpol des Magnetrades nur je ein Leiter (oder nur je ein Leitersystem) des Ankers und alle diese Ankerwicklungen sind in gleicher Richtung vom Strom durchflossen und können unter sich und mit dem Leiterpaar (oder Leitersystem) der folgenden Polpaare zu einer fortlaufenden Wicklung verbunden werden. Beim dreiphasigen Wechselstrom dagegen gehören zu jedem Magnetpol drei Wicklungen; man erhält durch die Verbindung der zugehörigen Wicklungen vor jedem Polpaar und weitere Verbindung der zu ein und derselben Phase gehörigen Wicklungen drei voneinander unabhängige Wicklungssysteme. Eine derartige Drehstromwicklung für einen achtpoligen Drehstromgenerator zeigt schematisch Abb. 593, die in eine Ebene ausgebreitete Abwicklung derselben mit den Verbindungen zueinander gehöriger Spulen zeigt Abb. 594.

Den sechs Enden einer solchen Drehstromwicklung mit den drei Phasen *I*, *II*, *III* müßten an sich sechs Klemmen am Stator und sechs zu den Stromverbrauchern führende Leitungen entsprechen. Da aber gemäß dem Vektordiagramm der um  $\frac{1}{3}$  Periode oder um  $120^\circ$  gegeneinander verschobenen



induzierten Spannungen oder der Ströme in den drei Phasen einer Drehstromwicklung (Abb. 595) die Summe der Momentanwerte zweier Phasen stets gleich dem Momentanwert der dritten Phase ist, also zwei Phasen stets den Rückstrom für die dritte bilden, so kann man durch Verkettung der drei Phasenwicklungen die Zahl der notwendigen Fortleitungen auf drei herabsetzen. Und zwar verbindet man entweder die Anfänge der drei Wicklungen miteinander zu der in Abb. 596 b dargestellten „Sternschaltung“ mit den drei abgehenden Leitern  $RST$ , wobei an den Verkettungspunkt noch ein vierter Leiter, der Nulleiter, angeschlossen werden kann, oder man verbindet das Ende der einen Phasenwicklung mit dem Anfang der nächsten zur „geschlossenen“ oder „Dreieckschaltung“ (Abb. 596 a). Drehstrommotoren werden mit ihren drei Wicklungsklemmen an die drei Hauptleitungen eines Drehstromnetzes, Lampen, Heizkörper mit nur zwei Klemmen usw. zwischen zwei Leitungen, und

Abb. 595. Zeit- und Vektordiagramm eines verketteten Dreiphasenstroms (Drehstroms).

zwar zwischen Null- und einen Außenleiter oder zwischen zwei Außenleiter gelegt.

Bei Sternschaltung setzt sich die Spannung zwischen zwei Klemmen, z. B.  $R$  und  $S$  aus den Spannungen in den um  $120^\circ$  gegeneinander versetzten Phasen  $I$  und  $II$  zusammen, sie ist also das  $\sqrt{3}$ -fache der Phasenspannung, der Leiterstrom ist gleich dem in jeder Phasenwicklung fließenden Strom. Bei Dreieckschaltung ist die Spannung zwischen den abgehenden Leitungen gleich der entsprechenden Phasenspannung, der Strom in jeder Leitung gleich dem  $\sqrt{3}$ -fachen des durch eine Phasenwicklung fließenden.

Abb. 596 a u. b. Schema der Dreiecks- und Sternschaltung.

Die von einem Drehstromgenerator erzeugte Leistung ist gleich der Summe der in den drei Phasenwicklungen erzeugten Einzelleistungen. Wenn also  $J$  den Strom in einer abgehenden Leitung,  $E$  die Spannung zwischen zwei abgehenden Leitungen bedeutet, so ist die Gesamtdrehstromleistung:

$$N = \frac{\sqrt{3}}{1000} J E \cos \varphi \text{ (kW)}. \quad (314)$$

Hierbei ist  $\varphi$  der Winkel im Vektordiagramm (1 Periode =  $2\pi$ ), um den der Höchstwert der Phasenstromstärke gegen den der Phasenspannung verschoben ist. Bei gegebenen Werten von  $J$  und  $E$  ist die elektrische Leistung eines Stromerzeugers um so größer, je kleiner diese „Phasenverschiebung“ ist; um also einen Drehstromerzeuger möglichst weitgehend ausnutzen zu können, muß man die den  $\cos \varphi$  verkleinernde „induktiven“ Belastungen des Netzes (Transformatoren, Motoren mit unvollkommener Belastung) durch Kompensationseinrichtungen auszugleichen suchen („Phasenschieben“ durch übererregte Synchronmaschinen).

Die in einem Stromerzeuger auftretenden Energieverluste bestehen aus mechanischen (Luft- und Lagerreibung) und aus elektrischen [Magnetisierungs- (Eisen-) und Stromwiderstands- (Kupfer-)] Verlusten; die beiden letzteren sind von der Höhe der Magnetisierung des aktiven Eisens, seiner Sättigung, und von der Stromstärke in den Kupferleitern abhängig. Da demnach die Leistung, die mit Rücksicht auf Erwärmung durch die elektrischen Verluste einer Maschine zugemutet werden darf, nicht vom  $\cos \varphi$  abhängt, wird die Leistung eines

Stromerzeugers nicht in Kilowatt (kW), sondern in Kilo-Volt-Ampere (kVA) angegeben.

Da nach der Formel für die Wechsel- und Drehstromleistung nur die in Phase mit der Spannung liegende Komponente des Stromwertes:  $J \cos \varphi$  Arbeit leistet, nennt man diesen Teil des Stromes Watt- oder Wirkstrom, die andere, nur auf Erwärmung wirkende  $J \sin \varphi$  dagegen den wattlosen oder Blindstrom.

Ein natürlich möglichst klein zu haltender Teil der in die Welle eines Stromerzeugers eingeleiteten mechanischen Antriebsleistung wird durch die erwähnten Verluste aufgezehrt und dabei hauptsächlich in Wärme umgewandelt. Man nennt das Verhältnis der vom Stromerzeuger nutzbar abgegebenen zur Summe der mechanisch seiner Welle und elektrisch im Erregerstrom seinen Magnetwicklungen zugeführten Leistung den Wirkungsgrad des Generators; er liegt bei normaler Vollbelastung und  $\cos \varphi = 1$  bei kleineren Maschinen zwischen 75 bis 90% und erreicht bei großen 97%. Mit Abnahme des  $\cos \varphi$  und der Belastung sinkt der Generatorwirkungsgrad etwa nach Abb. 121.

## 2. Konstruktiver Aufbau elektrischer Stromerzeuger.

Der Stator (Anker) eines Wechselstrom-Er-

zeugers besteht aus einem gußeisernen oder aus Stahlblech geschweißten, ringförmigen Gehäuse mit Tragfüßen, in dessen Bohrung der wirksame Eisenkern (Joch) eingeschoben wird, der in eingestanzten Nuten die zu induzierenden Leiter aufnimmt. Das Joch, das den Übergang der von einem Nordpol des Polrades zum benachbarten Südpol übergehenden Kraftlinien so zu ermöglichen hat, daß die Leiter von letzteren vollständig umfaßt und die Kraftlinien bei der Drehung des Polrades geschnitten werden, muß aus magnetischem Werkstoff bestehen, zur Vermeidung schädlicher Wirbelströme jedoch in geeigneter Richtung unmagnetisch unterteilt sein. Zu diesem Zweck wird der Eisenkern aus überlappt angeordneten Segmenten von 0,5 mm starkem Eisenblech einer magnetisch hochwertigen Legierung, die einseitig mit dünnem Papier beklebt sind, zusammengesetzt; zwischen einzelnen Schichten (Paketen) des Blechkörpers werden Schlitze zur Durchführung von Kühlluft freigelassen. Sämtliche Blechpakete werden durch axiale Bolzen zwischen Preßplatten des Stators eingespannt. Hinsichtlich der Ausführung der Ständerwicklung von Wasserkraftgeneratoren unterscheidet man Spulen- und Stabwicklungen; sie werden je nach Spannung, Schaltung der einzelnen Leitersysteme, Ausbaumöglichkeit usw. angewandt. Je nachdem



Abb. 597. Anker eines Wechselstromerzeugers bei der Montage.  
(Brown, Boveri & Cie.)

auf Pol und Phase eine oder mehrere Nuten mit Wicklungen besetzt werden, unterscheidet man Ein-, Zwei- oder Mehrlochwicklungen. Spulenwicklungen bestehen aus maschinell vor dem Einlegen in offene oder Einschieben in halb-offene Nuten des Eisenkernes vollständig fertiggestellte oder auf der einen Stirnseite noch offen gelassene Formspulen in verschiedenen Längen und mit Abkröpfungen (Abb. 597) derart, daß die aus den Nuten beiderseits vorstehenden Spulenseiten einander ausweichen. Jede Spule besteht aus einem, bei größeren Stromstärken aus mehreren voneinander isolierten Teileitern und einer sie umgebenden Isolationshülle aus Glimmer, Papier, Baumwollband od. dgl.; sie wird in einem stark luftverdünnten Kessel mit einer alle Zwischenräume ausfüllenden Isoliermasse getränkt und heiß auf den richtigen Querschnitt gepreßt. Eine Abart der Spulenwicklung, die Trommelwicklung gestattet die Verwendung einer einzigen Sorte von Formspulen über den ganzen Umfang des Stators.

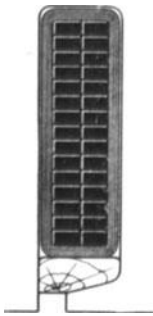


Abb. 598. Stabwicklung eines Stators.  
(Brown, Boveri & Cie.)

Bei der für große Stromstärken angewandten Stabwicklung werden in jede halboffene Nute (s. Abb. 598) ein oder zwei gegeneinander isolierte Kupferleiter eingelegt, die jedoch bei großen Querschnitten zur Vermeidung von Wirbelstromverlusten ihrerseits aus gegeneinander verdrillten und isolierten Teileitern bestehen müssen. Die Isolierung gegen die Nute erfolgt durch Einhüllung in Glimmer, Mikanit oder ähnliches. Die beiderseits aus den Nuten vorstehenden Stabenden werden in richtiger Ordnung durch isolierte Kupferbügel miteinander leitend verschraubt oder verlötet. Nach dem Einlegen der Spulen oder Stäbe werden die Nuten gegen den Luftspalt zwischen Stator und Polrad hin durch imprägnierte Holzkeile verschlossen. Jede Spule wird vor ihrem Einbau einer scharfen Probe unter dem Mehrfachen der Betriebsspannung auf Isolationsfestigkeit unterworfen.

Wesentlich ist, daß die frei überstehenden Wicklungsköpfe gegen die mechanische Wirkung von Kurzschlußkräften genügend abgesteift werden. Die Enden der Wicklungen jeder Phase werden an Klemmen geführt, die auf Porzellanisolatoren befestigt, für den Anschluß isolierter Kabel oder blanker Stromschienen eingerichtet und gegen Berührung gesichert sind.

Zum Schutze der vorstehenden Wicklungsteile wird der Stator mit eisernen Verschaltungen ausgestattet, die zum Ausblasen der die Wicklungsköpfe durchstreichenden Kühlluft durchbrochen, bei ganz geschlossenen Maschinen (s. unten) aber vollwandig und nur mit Schaulöchern ausgeführt sind.

Die Konstruktion des Rotors (Polrades) in der für Wasserkraftgeneratoren in erster Linie in Frage kommenden Bauart mit ausgeprägten Polen, ist in der Hauptsache bedingt durch die Befestigung der einzelnen Pole mit den durch zugeführten Gleichstrom erregten Magnetwicklungen auf dem Radkörper. Durch die stets angestrebte Erhöhung der Drehzahl und der in einer Maschine zu erzeugenden Leistung, sowie durch die Forderung nach unbedingter Haltbarkeit des Polrades beim Durchgehen des Maschinensatzes bis zur 1,8fachen, unter Umständen aber noch wesentlich höheren Durchgangsdrehzahl (S. 370), werden an die Konstruktion der Polbefestigung und die dabei verwendeten Werkstoffe sehr hohe Anforderungen gestellt.

Der einzelne Pol besteht aus einem Vollkern aus magnetischem Werkstoff und der Polwicklung. Solange es die Festigkeitsverhältnisse gestatten, wird der Kern aus ausgestanzten Blechen zusammengesetzt und durch Schrauben und seitliche Druckplatten zusammengehalten (Abb. 600). Zwischen den einzelnen Blechpaketen freigelassene Luftschlitze erleichtern die Abkühlung. Höhere Beanspruchungen erfordern die Verwendung massiver Polkerne aus hochwertigem Stahlguß mit rundem, bei breiten Maschinen rechteckigem Querschnitt. Darüber hinaus werden schließlich die Polkerne in einem Stück mit

dem Radkörper hergestellt. Die Radkörper haben nur bei langsamlaufenden Maschinen die Form von ein-, meist mehrteiligen Speichenrädern; Kranz und Speichen sind entweder zusammengelassen oder mit Rücksicht auf Beförderungsmöglichkeit und aus gießereitechnischen Gründen geteilt; die einzelnen Teile werden mit Schrauben und Schrupfringen zusammengehalten. Bei raschlaufenden Maschinen wird die Verwendung aus hochwertigem Stahl geschmiedeter, allseitig bearbeiteter Ringe erforderlich, die auf einen Armstern oder schließlich als Ringplatten mit Kühlluftzwischenräumen unmittelbar auf die Welle warm aufgezogen (aufgeschumpft) werden. Bei breiten Rotoren werden eine Anzahl solcher Armsterne mit je zwei solcher Ringe nebeneinander gereiht (Abb. 599).

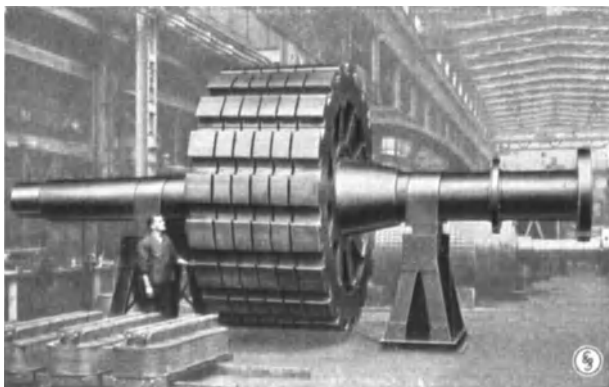


Abb. 599. Polrad eines Wechselstromgenerators  
(Siemens-Schuckert-Werke).

Die Befestigung der einzelnen Pole durch radiale Schrauben ist auf langsamlaufende Maschinen beschränkt. Meist werden Polkerne mit schwalbenschwanzförmigen Ansätzen in entsprechende Nuten im Radkörper (Abb. 600) eingeschoben, unter Umständen auch auf starke, mit dem Radkörper ein Stück bildende Gewindezapfen aufgeschraubt.

Die eigentliche Polwicklung besteht aus besonders hergestellten Spulen, die über die Polkerne geschoben und durch Polschuhe in radialer Richtung festgehalten werden. Die Spulen sind entweder aus isoliertem Kupferdraht von rechteckigem Querschnitt in mehreren Lagen gewickelt, bei höheren Erregerstromstärken bestehen sie aus

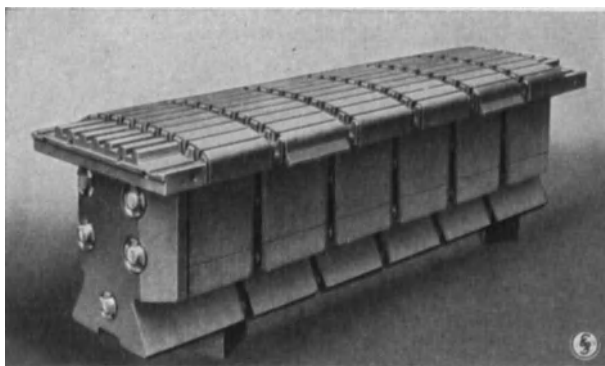


Abb. 600. Polkern (Siemens-Schuckert-Werke).

hochkant spiralig gewickeltem blankem Kupferband mit isolierenden Zwischenlagen. Die Isolierung der Spule gegen den Polkern und den Radkörper erfolgt durch Preßspanplatten od. dgl.

Die Polschuhe sind entweder massive, auf die Polkerne aufgeschraubte Platten aus Stahlguß, oder sie bestehen aus lamellierten Blechpaketen, die mit kammartigen Ansätzen in entsprechende Nuten im Polkern eingelassen und durch querdurchgehende Schrauben gehalten werden.

Zum Nachweis der auch bei voller Durchgangsdrehzahl noch gesicherten Haltbarkeit ohne bleibende Deformation wird jedes Polrad eines Wasserkraftgenerators einer sog. Schleuderprobe in einem dafür eingerichteten Prüfstand unterzogen.

Die Zuführung des Erregerstromes erfolgt über Schleifringe und Kohlenbürsten von einer mit dem Stromerzeuger unmittelbar gekuppelten oder einer besonderen, durch eine eigene kleine Turbine oder einen Drehstrommotor angetriebenen Gleichstromdynamo; die Verwendung einer für mehrere Wechselstromerzeuger gemeinsamen Erregerdynamo kommt heute kaum mehr in Frage.

Soweit als möglich, werden die aus reguliertechnischen Gründen in Wasserkraftmaschinenätzen erforderlichen Schwungmassen im Polrad des Stromerzeugers untergebracht und zu diesem Zweck die Radkränze bzw. die Radscheiben entsprechend ausgebildet, auch besondere Schwungringe aus Stahlguß ein- oder beidseitig am Polrad befestigt. Besondere Schwungräder können unter Umständen unmittelbar neben dem Polrad oder außerhalb des Stromerzeugers angeordnet werden.

Zur Unterdrückung der unter gewissen Bedingungen in den Wicklungen von Einphasen- und Drehstromerzeugern auftretenden zusätzlichen Oberschwingungen werden die Polräder oft mit sog. Dämpferwicklungen versehen, die meist aus massiven, durch die Polschuhlamellen gesteckten, beiderseits durch Kupferringe um den ganzen Polradumfang verbundenen Kupferstäben bestehen. Bei etwaigen unbetriebsmäßigen Schwingungen oder Pendelungen werden in solchen Dämpferwicklungen Ströme induziert, welche die Energie dieser Schwingungen aufzehren.

**Kühlung.** Wie erwähnt, muß die aus den elektrischen Verlusten der Stromerzeugung stammende Wärme durch Kühlluft abgeführt, die Erwärmung der Maschine damit auf ein durch bestimmte Normen festgelegtes Maß begrenzt werden. Im allgemeinen läßt man das Polrad die hierzu erforderliche Kühlluftmenge selbst fördern, indem man es mit beiderseits der Pole angeordneten Ventilatorflügeln versieht, welche die Luft von der Welle her ansaugen und durch die Ventilationsschlitze im Statorisen und die Stirnverbindungen der Wicklungen blasen. Die erwärmte Luft sammelt sich in dem hohlen Ringraum des Statorgehäuses und wird durch Öffnungen um den ganzen Umfang des letzteren oder nur durch einzelne Öffnungen auf einem beschränkten Umfangsteil ausgeblasen. Luftmengen bis etwa  $8 \text{ m}^3/\text{sek}$  können ohne Belästigung des Bedienungspersonals unmittelbar aus dem Maschinenraum angesaugt und in letzteren ausgestoßen werden. Man hat es in diesem Fall mit der offenen oder nur geschützten Bauart zu tun im Gegensatz zu der geschlossenen, bei der die Kühlluft durch einen geschlossenen Kanal meist aus dem Freien angesaugt, durch einen besonderen Stutzen in den Saugraum eingeführt und durch einen zweiten Stutzen in einen Warmluftkanal und abseits der Einsaugeöffnung ins Freie abgeblasen wird. Diese, bei größeren, namentlich rasch laufenden Maschinen allgemein angewandte Bauart verhütet eine lästige Zug- und Geräuschwirkung im Maschinenraum. Die Luftgeschwindigkeit in den meist im Maschinenfundament auszusparenden Luftkanälen kann bis zu  $6 \text{ m}/\text{sek}$  betragen, besonders wenn auf günstige Strömungsführung geachtet wird (vgl. S. 403). Wo die Kühlluft nicht genügend staubfrei ist, muß sie durch Filter gereinigt werden, da Staubablagerungen im Generatorinneren schädlich wirken. Durch geeignete Umschalteklappen kann die Warmluft ganz oder teilweise zu Heizzwecken in das Krafthausinnere geleitet, oder Frischluft auch aus letzterem eingesaugt werden, wenn bei hohem Feuchtigkeitsgehalt der Frischluft Niederschläge im Generatorinneren zu befürchten sind. Die Nachteile der Frischluftkühlung werden dadurch vermieden, daß man die Kühlluft in einem geschlossenen Kreislauf strömen läßt, wobei ihr die beim Durchströmen der Wicklungen usw. aufgenommene Wärme in wasserdurchströmten Kühlern entzogen wird; es wird also hierbei stets die gleiche Luft umgetrieben.

**Brandschutz.** Um etwaige Wicklungsbrände möglichst rasch unterdrücken zu können, stattet man wertvollere Generatoren mit Brandschutzanlagen aus. Diese bestehen aus mehreren, mit flüssiger Kohlensäure unter hohem Druck

gefüllten Stahlflaschen, die im Brandfall selbsttätig oder infolge Handeingriffes ihren Inhalt durch Spezialventile, die Einfrieren trotz der starken Gasexpansion und Kälteentwicklung verhindern, in Gasform entweichen lassen. Schon bei teilweiser Mischung der Luft mit Kohlensäure wird eine offene Flamme erstickt und Weiterglimmen brennbarer Teile verhindert. Bei Frischluftkühlung müssen gleichzeitig mit dem Öffnen der Gasflaschen die Luftkanäle durch dicht schließende Klappen möglichst nahe der Maschine abgeschlossen und so die mit Gas zu mischenden Luftmengen auf ein Mindestmaß beschränkt werden. Letztere Notwendigkeit entfällt bei der Kreisluftkühlung, bei welcher der dauernd kreisenden Luftmenge auch ständig die nötige Kohlensäuremenge beigemischt sein kann.

Auf die weiteren rein elektrischen Schutzeinrichtungen für Wechselstromerzeuger soll hier nicht eingegangen werden.

Antriebsarten. Hinsichtlich der Übertragung der mechanischen Turbinenleistung auf den Stromerzeuger unterscheidet man mittelbare Kupplung durch

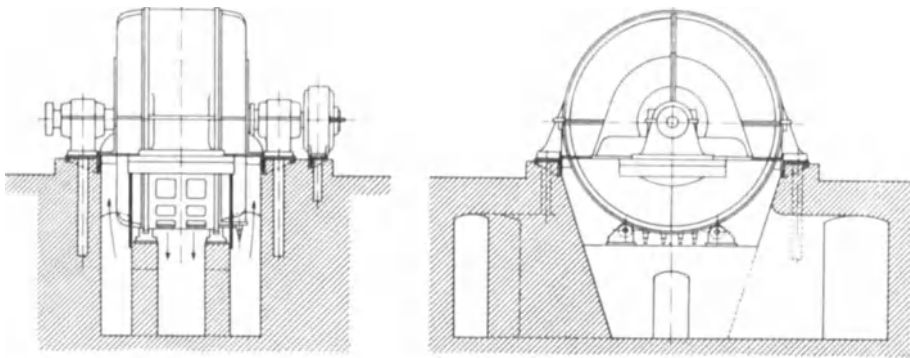


Abb. 601. Einbau eines Generators mit liegender Welle. (Brown, Boveri & Cie.)

Riemen-, Seil- oder Zahnradantrieb (vgl. S. 373, 376) und unmittelbare Kupplung, wobei Turbinen- und Generatorwelle entweder mittels aufgesetzter, meist aber angeschmiedeter Kuppelflanschen miteinander starr verschraubt oder (nur noch selten bei waagerechter Wellenanordnung) durch eine mit nachgiebigen Zwischengliedern versehene, im Stillstand leicht lösbare Kupplung verbunden werden. Bei besonderen Betriebsanforderungen, z. B. in Pumpspeicherwerken, werden auch Kupplungen verwandt, die ein Lösen und Schließen unter Last erlauben (vgl. S. 394 f.).

Je nach der Lage der Antriebswelle ergibt sich der Aufbau des Generators mit liegender oder mit stehender Welle. Im ersteren Fall ruht die Generatorwelle in der Regel in zwei zu beiden Seiten des Stators angeordneten Lagern (Schild- oder Konsollagern bei kleinen, Bocklagern bei großen Einheiten) mit Ringschmierung, Wasserkühlung, Ölumlaufl usw. Lager und Statorfüße stehen namentlich bei großen Ausführungen auf einzelnen Sohlplatten. Bei beengten Einbauverhältnissen wird die Statorkonstruktion so ausgebildet, daß nach Wegnahme der angeschraubten Füße der ganze im Unterbau auf Rollen gelagerte Stator gedreht wird, so daß die sonst unten liegenden Spulen nach oben kommen und bequem zugänglich werden (Abb. 601). Bei starrer Kupplung der liegenden Welle kann das innere Turbinenlager oft entfallen (Dreilageranordnung). Schließlich kann sogar das Turbinenlaufrad fliegend auf ein Generatorwellenende und ebenso können auf beide Wellenenden Laufräder gesetzt werden. Bei dieser Anordnung wird meist ein besonderer Erregerturbinensatz aufgestellt. Diese für sehr große, durch Hochdruckturbinen angetriebene Einheiten in Frage kommende Anordnung gestaltet sich besonders günstig bei Zuführung der

Druckrohrleitungen quer zur Maschinenachse, so daß die entgegengesetzte Maschinenlängsseite für die Anordnung der Luft- und Kabelkanäle freibleibt.

Die fast ausnahmslos mit der Antriebswelle starr gekuppelten stehenden Generatorwellen sind meist in zwei Führungslagern ober- und unterhalb des Polrades gehalten. Die Lager sitzen in Armsternen (bei geschweißter Ausführung auch in Trägerbrücken), von welchen der obere, entsprechend kräftig bemessene, das Spurlager zur Aufnahme des Gewichtes aller umlaufenden Massen und der hydraulischen Axialkräfte trägt. Unter Umständen kann das untere Generator- und das Turbinenhalslager vereinigt werden. Die Kuppelung von Stromerzeugern mit Kaplan-turbinen bringt als Besonderheit die Einschaltung des Öldruckservomotors für die Laufflügelverstellung zwischen die Flanschen von Generator- und Turbinenwelle und die Bohrung in ersterer zur Einführung des Drucköles und Durchführung des Rückführgestänges von diesem Servomotor zum Laufgradsteuerwerk des Doppelreglers.

Bei Stromerzeugern mit stehender Welle wird die Kühlluft oft auch nur von einer Seite her, und zwar bei knappen Platzverhältnissen zwischen Turbine und Generator von oben her eingeführt, die am Statorumfang ausgeblasene Warmluft wird dabei in einem im Fundament ausgesparten Kanal oder einem den freistehenden Generator umgebenden Blechmantel gesammelt und einseitig abgeführt (Abb. 439, Schwörstadt).

Durch die Abstützung des Stators auf einzelne Füße, die auf einem Teil des Umfanges auch durch eine massive Betontragkonstruktion ersetzt werden können, wird bei der senkrechten Anordnung die Zugänglichkeit zum Leitapparat einer Francisturbine mit Außenregulierung wesentlich begünstigt. Die bei neuzeitlichen Großkrafteinheiten gerne angewandte starre Verbindung des Generatorgehäuses mit der Turbine über einen eisernen Schachtring wurde bereits erwähnt (S. 418).

Drehzahlen. Die Drehzahl eines Wechselstromerzeugers  $n$  ist durch die Periodenzahl (Frequenz) des zu erzeugenden Wechselstromes und die Anzahl  $p$  der Polpaare bestimmt nach

$$n p = 60 z$$

oder

$$n = \frac{60 z}{p}. \quad (315)$$

Für die gebräuchlichste Drehstromfrequenz 50 Hertz ergibt sich demnach:

$$n_{50} = \frac{3000}{p}. \quad (316)$$

Fabrikatorisch üblich sind die folgenden Polpaar- und Drehzahlen für Drehstromwasserkraftgeneratoren:

$p = 2$	3	4	5	6	7	8	10	12	14
$n = 1500$	1000	750	600	500	428	375	300	250	214
$p = 16$	18	20	24	28	30	32	36	40	48
$n = 187$	166	150	125	107	100	93	83	75	62,5

Für die im Bahnbetrieb gebräuchliche Einphasenstromfrequenz von  $16\frac{2}{3}$  Hertz ist  $n = \frac{1000}{p}$ .

Als größte in einer Maschine unterzubringende Wechselstromleistung kann heute schon eine solche von 100000 kVA bezeichnet werden.

Parallelbetrieb. In der Regel wird die Gesamtleistung eines Werkes auf zwei oder mehr Maschinen verteilt, schon um bei Ausfall einer Maschine keine zu große Einbuße an erzeugbarer Arbeit zu erleiden. In Stromerzeugungswerken müssen die einzelnen Generatoren unter sich, meist jedoch auch noch mit den Maschinen anderer, auf das gleiche Netz arbeitender Werke parallel arbeiten. Während dies bei Gleichstromerzeugung nur die Einregulierung einer

neu anzuschaltenden Dynamomaschine auf die Spannung der schon im Betrieb befindlichen Sätze bedeutet, muß bei Wechselstrom Übereinstimmung bezüglich Spannung, Frequenz und Phase sämtlicher Maschinen im Augenblick der Parallelschaltung bestehen.

Die Einregulierung auf gleiche Spannung erfolgt bei Wechselstrommaschinen durch Regulierung des Erregerstromes, indem mehr oder weniger Widerstand in den Stromkreis der Erregerwicklung geschaltet wird. Besitzt der Generator eine eigene Erregermaschine, so wird zweckmäßig deren eigener Erregerstrom und damit der Haupterregerstrom geändert. (Entlastet man eine normal belastete Maschine mit  $\cos \varphi = 1$ , ohne ihre Drehzahl und Erregung zu ändern, so erhält man als charakteristische Größe der Maschine die „Spannungsänderung“.)

Die Einregulierung der anzuschaltenden Wechselstrommaschine auf gleiche Frequenz oder Synchronismus erfolgt durch Änderung ihrer Drehzahl mit Hilfe des Turbinenreglers. Da diese Drehzahländerung meist an einem vom Regler entfernten Ort (Schaltraum, Warte) aus vorgenommen werden muß, versieht man die Drehzahlverstelleinrichtung des Reglers mit einem kleinen ferngesteuerten Motor. Unmittelbar vergleichbare Frequenzmesser auf der Seite der anzuschaltenden Maschine und des Netzes gestatten, den Augenblick des Synchronismus scharf zu erkennen.

Die Übereinstimmung der Phase erkennt man an den Phasenlampen, die je nach Schaltung bei Synchronismus und Phasengleichheit dauernd leuchten oder dauernd dunkel bleiben.

Mit Hilfe dreier Phasenlampen hat man auch vor dem erstmaligen Parallelschalten einer Mehrphasenmaschine die richtige Verbindung ihrer Phasen mit denen des Netzes und denen aller daranhängenden Maschinen festzustellen.

Wird bei einer parallel mit anderen Maschinen auf ein Verbrauchernetz arbeitenden Wechselstromdynamo bei gleichbleibender Beaufschlagung, also unveränderter Antriebsleistung und Netzspannung die Erregung verstärkt, so wächst die Phasenverschiebung zwischen Strom und Spannung der Maschine; Verkleinerung des Erregerstromes bewirkt Phasenvoreilung des Stromvektors gegen den Spannungsvektor. Man kann durch Änderung der Erregung einer Maschine die Phasenverschiebung in anderen Maschinen desselben Netzes willkürlich beeinflussen.

Eine beabsichtigte Steigerung (Verminderung) der Belastung eines im Parallelbetrieb laufenden Drehstromerzeugers kann nur durch entsprechende Steigerung (Verminderung) des Antriebsdrehmomentes herbeigeführt werden. Die hierdurch bewirkte Neigung des Polrades, mit seinem Feld voraus (nach) zu eilen, bewirkt eine Vergrößerung (Verkleinerung) des Ankerstromes unter gleichzeitiger Verkleinerung (Vergrößerung) der Phasenverschiebung, also aus zwei Gründen eine Vergrößerung (Verminderung) der abgegebenen Wirkleistung. Bei unveränderter Netzbelastung kann man durch derartiges Vortreiben einer Maschine eine Verschiebung der Leistung anderer Stromerzeuger auf erstere erzwingen und umgekehrt; die Drehzahl aller ist dabei natürlich durch die Netzfrequenz bestimmt.

Bei unveränderter Antriebsleistung, Netzspannung und Netzbelastung wirkt sich die durch ein Voreilen des Polrades verursachte Mehrbelastung des Generators, weil kein entsprechendes Mehr an Antriebsmoment zur Verfügung steht, bremsend aus, d. h. der Wechselstromerzeuger hält sich selbst „im Tritt“.

Nach früherem entsteht in einer von dreiphasigem Wechselstrom durchflossenen zylindrischen Wicklung ein Drehfeld, das in der Wicklung eines drehbar innerhalb der ersteren angeordneten Rotors Ströme induziert, so daß auf diesen Rotor elektromagnetische Zugkräfte wirken. Der Rotor wird also vom Drehfeld mitgenommen, allerdings nur unter der Voraussetzung, daß das Drehfeld dem Rotor stets vorauseilt, da sonst eine induzierende Wirkung nicht möglich wäre.



Treibt man umgekehrt den Rotor des so geschaffenen „asynchronen“ Drehstrommotors „übersynchron“ an, so daß er dem Drehfeld vorauseilt, so gibt die feststehende (Stator-) Wicklung eines derartigen Asynchrongenerators entgegen der Netzspannung Strom und damit Leistung ab. Bedingung für den Betrieb eines solchen Stromerzeugers ist also, daß Drehstrom von einem Generator der vorher beschriebenen Art mit Gleichstromerregung vorhanden ist. Man nennt im Gegensatz zu den asynchronen, d. h. übersynchronen Generatoren die früher behandelten auch Synchrongeneratoren. Das Gebundensein des Asynchrongenerators an eine vorhandene Drehstromspannung bedeutet natürlich eine wesentliche Beeinträchtigung ihrer Verwendbarkeit gegenüber den Synchrongeneratoren, die daher bei weitem das Feld der Anwendung beherrschen.

Die Erzeugung von Gleichstrom in Wasserkraftanlagen ist auf verhältnismäßig seltene elektrochemische Verwendungszwecke beschränkt; immerhin sind Gleichstromdynamos von 10 bis 12000 kW (z. B. für Aluminiumerzeugung) schon gebaut. Ganz vereinzelt sind auch für Fernübertragung mit hochgespanntem Gleichstrom Gleichstromzentralen mit entsprechend zahlreichen hintereinandergeschalteten Gleichstromerzeugern gebaut und im Betrieb (z. B. St. Maurice-Lausanne).

## B. Fernleitungen für elektrischen Strom.

Um die hauptsächlich von der Stromstärke abhängigen Übertragungsverluste in wirtschaftlichen Grenzen zu halten, wählt man für die Übertragung möglichst hohe Spannungen. Da die Erzeugung hochgespannten Gleichstromes in großen Leistungsmengen praktisch bisher noch nicht verwirklicht ist, kommt für die Fernübertragung nur Wechselstrom, und zwar hauptsächlich Drehstrom in Betracht. Je nach der Höhe der Übertragungsspannung unterscheidet man

1. Höchstspannungsleitungen mit 100000 V (100 kV) und darüber, zur Übertragung großer Energiemengen über sehr große Entfernungen nach Verbrauchszentren (z. B. die 1050 km lange 220 bis 380 kV-Leitung des Rheinisch-Westfälischen Elektrizitätswerkes Vorarlberg-Ruhrgebiet).

2. Hochspannungsleitungen mit 30 bis 100 kV zur Verbindung großer Kraftwerke untereinander und als Zubringerleitungen zu den Höchstspannungsleitungen.

3. Mittelspannungsleitungen mit Betriebsspannungen bis 30 kV, zur Verteilung bis in die kleineren Absatzgebiete hinein, wo die Energie nach Umspannung in Niederspannung den einzelnen Verbrauchern zugeführt wird.

Die Entwicklung in den Kulturstaaten geht dahin, das ganze Land mit einem Netz elektrischer Leitungen nach Art der Eisenbahn- und Straßennetze zu überziehen und die großen Energieerzeugungsanlagen auch über Landesgrenzen hinweg so miteinander zu kuppeln, daß sie ihrer Eigenart gemäß am wirtschaftlichsten ausgenutzt werden und sich in Störungsfällen weitgehend auszuhelfen vermögen.

Für die Energieübertragung über nicht oder wenig besiedelte Gebiete kommt heute in erster Linie die Freileitung mit blanken, an Isolatoren auf Masten außerhalb jeder Berührungsbefestigten Stromleitern in Frage. Die Fortleitung in Kabeln, bei denen die blanken Leiter unmittelbar mit einer isolierenden Hülle umgeben und das Ganze noch besonders gegen eindringende Feuchtigkeit, mechanische Beschädigung usw. geschützt ist, beschränkt sich heute noch meist auf dichtbesiedelte Gegenden, Städte, Bergwerke, Fabrikanlagen, auf die Verbindung zwischen Stromerzeugern, Umspanner und Schaltanlagen in Kraftwerken u. a. m.

Während für die Übertragung von Gleichstrom nur der vom spezifischen Widerstand  $\rho$  des Leitungswerkstoffes, der Leitungslänge  $l$  und dem -querschnitt  $q$  abhängige Ohmsche Widerstand

$$R = \rho \cdot \frac{l}{q}, \quad (317)$$

in Betracht kommt, entstehen durch die Pulsationen des Wechselstromes zusätzliche Leitungsverluste. So bewirkt die gegenseitige Induktion innerhalb der einzelnen Teile eines massiven oder verseilten wechselstromdurchflossenen Leiters eine ungleichmäßige Stromverteilung über den Querschnitt derart, daß die Stromstärke in der Nähe der Oberfläche des Leiters größer ist als in seinem Inneren (Hautwirkung, Skineffekt). Die dadurch bedingte Widerstandszunahme ist allerdings bei der gebräuchlichen Frequenz von 50 Hertz und Leiterquerschnitten  $< 150 \text{ mm}^2$  für unmagnetisches Material (Kupfer, Bronze) nicht wesentlich.

Wird die Strommenge und damit die Stärke des elektrischen Feldes an der Leiteroberfläche so groß, daß die Durchschlagfestigkeit der Luft überschritten wird, so treten durch die elektrische Ausstrahlung unter Glimmlichterscheinungen „Koronaverluste“ auf, die mit wachsender Rauigkeit des Leiters (Rauhreif), mit Schnee und Regen wachsen. Bei Betriebsspannungen über 100 kV nötigen diese Verluste, an Stelle massiver Kupferleiter (Seile) Hohlseile mit künstlich vergrößertem Außendurchmesser zu verwenden (z. B. Hohlseile von 42 mm Außendurchmesser und  $400 \text{ mm}^2$  Querschnitt für die erwähnte RWE-Leitung).

Unmittelbare Ableitungsverluste durch Stromübergang von den Leitern über Isolatoren zur Erde, die durch Feuchtigkeit, Staub, Ruß usw. auf den Isolatoren begünstigt werden, halten sich bei sachgemäßer Ausführung in engen Grenzen.

Strom und Spannung am Anfang und Ende einer wechselstromdurchflossenen Leitung werden durch die elektromagnetischen und elektrostatischen Erscheinungen der Selbstinduktion und der besonders bei unsymmetrischer Anordnung der drei Leiter eines Drehstromsystemes wirksamen gegenseitigen Induktion der einzelnen Leiter bzw. der Kapazität bestimmt. Letztere ist maßgebend für den Ladestrom einer Leitung, die einen elektrischen Kondensator darstellt, dessen Beläge die Leiter bzw. die Erde und dessen Dielektrikum die umgebende Luft sind. Ladestrom und Spannung bestimmen die Ladeleistung einer Leitung, die von den speisenden Stromerzeugern geliefert werden muß.

Kommt ein Leiter eines Drehstromleitersystemes mit Erde in Berührung, so fließt durch ihn der sog. Erdschlußstrom ab, der nicht nur eine Vergrößerung der Ladeströme und -leistungen sondern auch sonstige störende Begleiterscheinungen (Phasenkurzschluß durch Überspringen des Lichtbogens von einem auf einen zweiten Leiter, gefährliche Überspannungen usw.) zeitigen kann. Diese sucht man durch besondere, eine Verkleinerung der Erdschlußströme bewirkende Schutzeinrichtungen (z. B. Erdschlußspulen von Petersen, Löschtransformatoren) abzuschwächen.

Zum Schutz gegen atmosphärische Störungen werden Freileitungen mit Betriebsspannungen von 30 kV an mit einem oder zwei Erdseilen versehen, die, auf den Mastspitzen angeordnet, ein geerdetes Schutznetz darstellen, gleichzeitig auch eine gute Erdung der Maste und einen gewissen Schutz parallel mit der Freileitung verlegter Fernsprechleitungen gegen Erdschlußstörungen bewirken. Um die zuletzt genannten Schwachstromleitungen überhaupt der induktiven Beeinflussung durch eine Wechselstromhochspannungsleitung zu entziehen, werden durch Unterteilung der Schwachstromleitungen in einzelne Strecken und Vertauschung der Lage der Einzelleiter gegen die Hochspannungsleitung (Verdrillung) die in den einzelnen Abschnitten induzierten Ströme gegeneinander aufgehoben. Von dem Mittel der Verdrillung wird vor allem zum Ausgleich von Induktivitäten und Kapazitäten unsymmetrisch, d. h. nicht in einem gleichseitigen Dreieck angeordneter Drehstromleitungen mit hoher Betriebsspannung Gebrauch gemacht.

Maßgebend für die Bemessung des Querschnittes  $q$  einer Drehstromleitung

$$q = \frac{100 N l}{p k U^2 \cos^2 \varphi}, \quad (318)$$

ist einerseits die auf eine Länge  $l$  zu übertragende Gesamtleistung  $N$  (kW), andererseits der zugelassene prozentuale Leistungsverlust  $p$ , die Leitfähigkeit  $k$  des Materiales und in erhöhtem Maße die verkettete Spannung  $U$  und der Leistungsfaktor  $\cos \varphi$  der Verbraucherstellen. Der Leistungsverlust, der im umgekehrten Verhältnis zu den Anlagekosten steht, ist so zu wählen, daß die Summe aus der Geldeinbuße infolge dieses Verlustes und aus dem Kapitaldienst für die Anlagekosten ein Minimum wird, das am besten durch Vergleichsrechnungen ermittelt wird. Derartig berechnete Leitungsquerschnitte über 50 qmm genügen dann auch, die aus den Widerstandsverlusten entstehende Wärme durch Ausstrahlung an die umgebende Luft abzuleiten. Den erheblichen Einfluß eines schlechten Leistungsfaktors  $\cos \varphi$  auf Leitungsquerschnitt und Größe der Stromerzeuger sucht man durch besondere Maßnahmen (Synchronmotoren bzw. -generatoren mit Übererregung als Phasenschieber) abzuschwächen.

Es sind im Freileitungsbau nur die folgenden genormten Kupferquerschnitte (mm<sup>2</sup>) im Gebrauch:

10, 16, 25, 35, 50, 70, 95, 120, 150, 185, 240, 300.

Als Werkstoff für Leitungsdrähte und -seile kommt in erster Linie Elektrolytkupfer in Betracht, und zwar bis 16 mm<sup>2</sup> Querschnitt hartgezogener Kupferdraht, darüber Kupferseil; die Unterteilung in letzterem hat den Vorteil, daß Fehler in den einzelnen dünnen Drähten an sich seltener sind, sich in der Gesamttragfähigkeit des Seiles auch nur in geringem Maße auswirken.

Die mechanische Beanspruchung des Leiters setzt sich zusammen aus seinem Eigengewicht  $G_1$ , der in gleichem Sinne wirkenden Zusatzlast durch Eis, Schnee und Rauhref und durch den im ungünstigsten Fall senkrecht dazu, d. h. horizontal angreifenden Winddruck. Die Eiszusatzlast ist im Höchstfall zu

$$G_2 = 180 \sqrt{d} \text{ g/m}$$

anzunehmen ( $d$  Leitdurchmesser in mm), der maximale Winddruck  $G_3$  zu 125 kg/qm einzusetzen, wobei als getroffene Fläche die halbe Projektion des Leiters zu rechnen ist.

Die resultierende Last ist also

$$G_v = \sqrt{(G_1 + G_2)^2 + G_3^2}.$$

Damit bei gegebener Spannweite zwischen zwei Masten, die bei Holzmasten bis zu 80 m, bei Eisenmasten in der Regel bis zu 300 m betragen kann, und gegebener Masthöhe ein bestimmter vorgeschriebener Mindestdurchhang erreicht wird, muß der nach einer Kettenlinie durchhängende Leiter mit einer gewissen Kraft gespannt werden, die jedoch keine unzulässige Zugbeanspruchung verursachen darf. Bei einer Spannweite  $S$ , einem Durchhang  $f$  und einer Gesamtbelastung des Seiles (kg/m/mm<sup>2</sup>) wird die Zugbeanspruchung

$$p = \frac{S^2 G_v}{8 f} \text{ kg/mm}^2.$$

Außer der durch die mechanische Seilbelastung bedingten Beanspruchung ist noch die Beanspruchung zu berücksichtigen, die die infolge Temperaturänderungen des Leiters (zwischen  $-20$  und  $+40^\circ\text{C}$ ) verursachten Längen- und Durchhangsänderungen hervorrufen können. Aus aufgestellten Zug- und Durchhangstabellen können für gegebene Spannweiten die bei der Bautemperatur mit einem bestimmten Zug zu erreichenden Durchhänge festgestellt werden, wobei eine gewisse Beanspruchung des Leiterwerkstoffes eingehalten wird. Letztere darf bei massivem Leiter aus hartem Kupfer 12, bei Kupferseil 19 kg/mm<sup>2</sup>, bei Bronze je nach Festigkeit 20 bis 28, bei Aluminium 9, bei Aldrey, einer Aluminiumlegierung, 12 bis 15 kg/mm<sup>2</sup> betragen. Außerdem verwendet man mit einem Kupfermantel umgebene Seile aus Stahl mit Kupferzusatz (Kupferpanzerstahlseile) und Stahlaluminiumseile mit Stahlseele und verseiltem Aluminiummantel als

leitendem Körper. Bei Kreuzungen der Freileitungen mit Wegen, Eisenbahnen, Postleitungen usw. werden erhöhte mechanische und elektrische Sicherheiten verlangt. Erdungsbügel zum Auffangen und Erden herabfallender Leiter, Schutznetze, bruchsichere Aufhängung an Stützisolatoren, Abspannung oder Aufhängung an Doppelketten von Hängeisolatoren usw. zählen hierzu.

Eine überaus wichtige Aufgabe fällt den Isolatoren zur Befestigung der Drähte und Leiter an den Freileitungsmasten zu. Sie haben sehr hohen Anforderungen sowohl hinsichtlich Durchschlag- und Überschlagfestigkeit, wie auch bezüglich mechanischer Festigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Temperatur- und atmosphärische Einflüsse zu genügen. Am besten bewährt sich für diesen Zweck Porzellan, ein Gemenge von Ton, Kaolin, Feldspat und Quarz, das nach inniger Vermengung durch Drehen, Pressen oder Gießen in Form gebracht, getrocknet, glasiert und scharf gebrannt wird.

Für Betriebsspannungen bis 30 kV verwendet man die aus den Telegraphenglocken entwickelten Stützisolatoren mit weitausladenden Rändern oder mehreren übereinander angeordneten Mänteln, bei höheren Spannungen mehrgliedrige Ketten aus sog. Hängeisolatoren, tellerförmigen, unten mit konzentrischen Rippen versehenen Porzellankörpern, die mittels durch Ösen gezogener Metallschlingen oder durch eingesetzte Eisenklöppel und aufgesetzte -kappen miteinander verbunden werden.

Je nachdem die Leiter an den Stützisolatoren oder an den Isolatorenketten nur aufgehängt oder in bestimmten Abständen waagrecht abgespannt werden, haben die Masten als Tragmaste nur das Eigengewicht der Leiter mit Zusatzlast und Winddruck oder als Abspannmaste auch noch einen Teil des Leitungszuges aufzunehmen. Winkelmaste müssen die Resultierende aus den verschiedenen gerichteten Leitungszügen aufnehmen.

Für niedrige und mittlere Spannungen werden hauptsächlich Holzmaste (Nadelholz) verwendet, die am Fuß nach verschiedenen Verfahren gegen Fäulnis imprägniert werden. Bei höheren mechanischen Beanspruchungen und für wichtigere Leitungen werden Eisenmaste (Rohrmaste, aus einfachen Profilen zusammengesetzte, schließlich hauptsächlich aus Winkeleisenprofilen genietete, selten geschweißte Gittermaste), auch Eisenbetonmaste (zum Teil Schleuderbetonmaste) benutzt. Für große Flußkreuzungen, Talüberspannungen usw. werden hohe Stahltürme mit weitgespreizten Füßen angewandt.

Die Mastfundamente sind entweder stufenförmig nach unten verbreiterte Blockfundamente aus Beton oder Plattenfundamente, die meist aus imprägnierten Holzschwellen bestehen, an welchen die vier Eckstiele des Gittermastes durch eine besondere Fußkonstruktion befestigt werden. Bei weniger tragfähigem Baugrund verwendet man vorteilhaft Einzelpfahlgründungen (Bohrverfahren).

Die Befestigung der Stützisolatoren an Holzmasten erfolgt bei niedrigen Spannungen mittels gebogener Eisenstützen. Die bei höheren Spannungen erforderlichen größeren Abstände der Leiter bedingen die Verwendung eiserner Querträger (Traversen) aus U-Eisen, die bei großen Belastungen durch Streben und Diagonale versteift oder in Gitterkonstruktion ausgeführt werden.

Wie erwähnt, ist mit Rücksicht auf die gegenseitige Beeinflussung von Wechselstromleitern ihre symmetrische Anordnung, bei Drehstrom-Einfachleitungen also Anordnung im gleichseitigen Dreieck, bei Doppelleitungen im regelmäßigen Sechseck am günstigsten. Um eine gegenseitige Berührung beim Herabfallen eines gebrochenen Leiters, bei starken Ausschlägen durch Wind und beim Hochschnellen nach plötzlichem Abfallen einer Eislast usw. zu verhindern, wählt man indes auch bei Einfachleitungen für Drehstrom häufig noch eine unsymmetrische Anordnung (auf einer Mastseite ein, auf der anderen zwei Leiter mit von oben her abnehmender oder zunehmender Ausladung) und bei Drehstrom-Doppelleitungen drei übereinander angeordnete Doppeltraversen mit

nach unten zu- oder abnehmender Ausladung (Tannenbaum-, umgekehrte Tannenbaumordnung); das Erdseil wird meist an der Mastspitze befestigt. In besonderen Fällen (bei starker Rauhreifgefahr) wurden auch alle sechs Leiter einer Doppelleitung in einer waagerechten Ebene (drei auf jeder Seite) an beiderseits weit ausladenden Traversen aufgehängt, deren scharnierartige Befestigung bei Leitungsbruch Einschwenken und Selbstentlastung des betroffenen Armes eintreten läßt. Portalartige Mastkonstruktionen, für drei oder sechs Leiter in gleicher Höhe (z. B. in Schweden, NWK., S. 728) ausgeführt, werden neuerdings zunehmend verwendet, weil diese Anordnung in elektrischer Hinsicht besondere Vorteile bietet (Blitzschutz u. a. m.).

Zur innigen Verbindung der in möglichst großen Einzellängen verwendeten Drähte oder Seile untereinander dienen metallene Überschiebehülsen mit Niet-, Kerb- und Würgeverbindungen. Schließlich sind noch die bei Isolatorenketten verwendeten, am ersten und letzten Glied angebrachten Schutzringe und -hörner zu erwähnen, die bewirken sollen, daß ein Lichtbogenüberschlag außerhalb der Isolatoren stehen bleibt und letztere und die Leitung nicht beschädigt.

Kabel kommen für Übertragung größerer Leistungen in hoher Spannung als Ein- und Mehrleiterkabel in Form eisenbandarmierter Bleikabel, allermeist mit Kupferleiter zur Verwendung. Die stromführenden Teile, aus Rund- oder Profildrähten versilt, werden mit besonders geeignetem Papier umhüllt und diese Papierisolierung mit einer aus Öl und Harz bestehenden zähen Masse getränkt. Das Eindringen von Feuchtigkeit wird durch einen ganz geschlossenen Bleimantel verhindert, der wieder mit getränktem Papier, mit asphaltierter Jute und schließlich mit einer Schutzhülle aus Bandeisen umgeben wird.

In dieser Ausführung sind versilte Mehrleiterkabel bis 40 kV, Einleiterkabel bis 80 kV verwendbar. Eine Gefahr für solche Massekabel liegt darin, daß sich infolge des durch den Bleimantel stark behinderten Ausdehnungsbestrebens der Masse bei Erwärmung durch die Verlustwärme Hohlräume um den Leiter bilden, wodurch die Durchschlagsfestigkeit des Kabels allmählich herabgemindert wird. Das Bestreben, unter Umgehung dieser Schwierigkeit Kabel für höhere Spannungen (Drehstrom 100 kV) auszuführen, führte zur Ausbildung sog. Ölkabel, deren Papierisolierung mit dünnflüssigem Öl getränkt ist, dessen Druck (2 bis 4 atü) durch Einschaltung von Druckausgleichgefäßen in bestimmten Abschnitten reguliert wird, so daß bei steigender Erwärmung keine Überbeanspruchung des Bleimantels eintritt und die durchgehende Tränkung der Isolierung ohne Hohlraumbildung gewahrt bleibt; es können deshalb Ölkabel mit höherer Einheitsbelastung betrieben oder kleinere Kabelstärken gewählt werden. Derartige Ölkabel haben sich schon für Spannungen bis 130 kV bewährt und erscheinen auch für noch höhere Spannungen entwicklungsfähig.

# Literaturverzeichnis.

## Allgemeines.

1. Bürner: Die Bauausführung des Walchenseewerkes. Wasserkraft 1924. — 2. Corazza: Etsch-Kraftwerke. Dtsch. Wasserwirtsch. 1927 und Wasserkraft u. Wasserwirtsch. 1929. — 3. Enzweiler: Die Wasserkraftanlage am Shannon in Irland. Bautechn. 1930. — 4. Feldmann: Die Tiefbauten des Schwarzenbachwerkes. Z. Bauwes. 1927 Heft 10/12. — 5. Forchheimer: Hydraulik, 3. Aufl. Leipzig u. Berlin: B. G. Teubner 1930. — 6. Freund: Erweiterte Theorie für die Berechnung von Schleusenböden und ähnlichen Gründungskörpern. Z. Bauwes. 1929. — 7. Gruner: Niederdruckwasserkräfte. Weltkraftkonf.-Ber. Basel 1926. — 8. Kennerknecht: Die Wasserkraftanlage des Innwerks, Bayer. Alum. A. G. Wasserkraft 1924. — 9. Langlotz: Das Kraftwerk III der Isarwerke bei Mühlthal. Wasserkraft u. Wasserwirtsch. 1929. — 10. Ludin, A.: Statistik der Deutschen Großwasserkraftanlagen. Jb. dtsch. Ges. Bauing.-Wes. 1926. — 11. Ludin: Die Nordischen Wasserkräfte. Berlin: Julius Springer 1930. — 12. Ludin: Die Wasserkräfte. Berlin: Julius Springer 1913, Manuldruck 1923. — 13. Marquardt: Neuerungen im Bau von Triebwasserleitungen. Bautechn. 1931. — 14. Menge: Das Bayernwerk und seine Kraftquellen. Berlin: Julius Springer 1925. — 15. Meyer-Peter: Technisch wirtschaftliche Fortschritte auf dem Gebiete der Wasserkraftanlagen in der Schweiz. Weltkraftkonf.-Ber. Berlin 1930. — 16. Meyer-Peter: Modellversuche zur Ermittlung des günstigsten Längenprofils im Unterwasserkanal einer Niederdruckanlage, ausgeführt in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E. T. H. Schweiz. Bauztg. Bd. 96 (1930). — 17. Moor: Die kombinierten Kraftwerke Klosters-Küblis und Davos-Klosters. Schweiz. Bauztg. 1928. — 18. Pfarr: Die Turbinen für Wasserkraftbetrieb, 2. Aufl. Berlin: Julius Springer 1912. — 19. Safranez: Wechselsprung und die Energieverzehrung des Wassers. Bauing. 1927. — 20. Schönberg-Glunk: Landeselektrizitätsversorgung. Berlin 1929. — 21. Schweyer: Aufgaben und Ziele der zwischenstaatlichen Energiewirtschaft. Wasserkraft.-Jb. 1927/28. — 22. Studer: Das Kraftwerk Amsteg der Schweizer Bundesbahnen. Schweiz. Bauztg. 1925 II. — 23. Galland, Lippert, Ludin: Die Wasserkraftwirtschaft Deutschlands. Festschrift zur II. Weltkraftkonferenz Berlin 1930. — 24. Weyrauch-Strobel: Hydraulisches Rechnen, 5. Aufl. Stuttgart: Wittwer. — 25. Wilser: Geologische Voraussetzungen für Wasserkraftanlagen. Berlin: Julius Springer 1925.

## Kapitel 1.

1. Bräuer: Die Meereswärme als Energiequelle. Wasserkraft u. Wasserwirtsch. 1927. — 2. Claude: Sur l'utilisation de l'énergie thermique des mers. Rev. gén. Electr. Bd. 29 (1931). — 3. Ludin, A.: Fortschritte in der Ausnutzung der Wärmeenergie des Meeres. Elektrotechn. Z. 1931. — 4. Piaggio: Die Gezeiten als Kraftquelle in Argentinien. Weltkraftkonf.-Ber. Berlin 1930. — 5. Shinohara: A New Method in the Use of Tidal Power. Weltkraftkonf.-Ber. Tokio Bd. 1. — 6. Stürzenacker, W.: Die technischen und wirtschaftlichen Grundlagen für die Gewinnung von Gezeitenenergie. Berlin: VDI-Verlag 1929. — 7. Tides and their engineering aspects. Proc. Amer. Soc. civ. Engr. 1928.

## Kapitel 2.

1. Baur, F.: Wetter und Verkehrswesen. Z. Bauwes. 1930. — 2. Beurle: Wasserwirtschaftliche Untersuchungen mit besonderer Berücksichtigung der Korrelationsmethode. Wasserkraft.-Jb. 1928/29. — 3. Beurle: Wasserwirtschaftliche Voraussagen für Kraftwerke. Wasserkraft.-Jb. 1927/28. — 4. Beurle, G.: Grundzüge der kurzfristigen Wassermengenprognose. Dtsch. Wasserwirtsch. 1927. — 5. Coutagne, M. A.: Contribution à l'étude de l'hydrologie fluviale. 3. Congrès de la Houille Bl. Grenoble 1925. — 6. Drenkhahn: Die hydrographischen Grundlagen für die Planung von Wasserkraftwerken in Südwestdeutschland. Z. VDI Bd. 70 (1926). Auch Forsch.-Arb. Ing.-Wes. Heft 278. — 7. Federl: Neue Berechnungsweise zur Bestimmung des Winterabflusses von Hochgebirgsbächen. Wasserkraft u. Wasserwirtsch. 1932. — 8. Fischer, K.: Niederschlag, Abfluß und Verdunstung im Weserquell- bzw. Weser- und Allergebiet. Jb. Gewässerkd. Nordd. Bes. Mitt. Bd. 4/3 u. Bd. 7/2. — 9. Graßberger, H.: Die Anwendung der Wahrscheinlichkeitsrechnung auf die Wasserführung der Gewässer. Wasserwirtsch. 1932. — 10. Keller, H.: Niederschlag, Abfluß und Verdunstung in Mitteleuropa. Jb. Gewässerkd. Nordd. Bes.

Mitt. Bd. 1/4 (1906). — 11. Keßlitz, W. v.: Methoden zur Vorausberechnung von Monatsmittelwerten der Wasserführung österreichischer Alpenflüsse. Wasserwirtsch. 1928. — 12. Keßlitz, W. v.: Beziehungen zwischen Abfluß- und Niederschlagshöhe im Gebiet österreichischer Alpenflüsse. Meteorol. Z. 1922. — 13. Ludin: Gliederungsschaubild Q-H-N. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1929. — 14. Lüttsch: Die Wasserwirtschaft des Kraftwerkes Wägital (Schweiz), 1930. — 15. Lüttsch, O.: Zur Hydrologie des Hochgebirges der Schweizer Alpen. Verh. schweiz. naturforsch. Ges. 1932. — 16. Lüttsch, O.: Zur Erforschung der Niederschlagsverhältnisse des Hochgebirges. Ann. schweiz. meteorol. Zentralanst. Zürich 1928. — 17. Rosenauer: Die Wasserstandsvorhersagen für die oberösterreichische Donaustrecke. Wasserwirtsch. 1926. — 18. Wallén, A.: Les prévisions des niveaux d'eau et des débits en Suède, 1919.

### Kapitel 3.

1. Köbler: Die Gefällsaufteilung an Kraftstaffelflächen. Wasserkr.-Jb. 1928/29.

### Kapitel 4.

1. Adolph: Der Belastungsfaktor der Elektrizitätswerke und seine Beeinflussung durch die verschiedenen Stromverbraucher. Weltkraftkonf.-Ber. Berlin 1930. — 2. Bigelow, F. H.: Studies on evaporation. Month. Weath. Rev. 1907 S. 311. — 3. Bindemann, H.: Die Verdunstungsmessungen der preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde auf und an dem Grimnitzsee und am Werbellinsee in der Ueckermark. Jb. Gewässerkde. Nordd. Bes. Mitt. Bd. 3/3. Berlin: E. S. Mittler & Sohn 1921. — 4. Friedrich, W.: Die Messung der Verdunstung vom Mittellandkanal bei Sehnde in den Jahren 1925 bis 1927. Jb. Gewässerkde. Nordd. Bes. Mitt. Bd. 6/1. Berlin: E. S. Mittler & Sohn 1930. — 5. Gleichmann: Denkschrift über die Einführung des elektrischen Zugbetriebes auf den Kgl. Bayer. Staatsbahnen unter Ausnutzung der Wasserkraft, 1908. — 6. Huguenin: Die Erzeugung von Kunstdünger unter Verwendung elektrischer Abfallenergie. Escher Wyss Mitt. 1932 Heft 6. — 7. Kanthack: Principles of Irrigation Engineering. London 1924. — 8. Krohne: Die wirtschaftliche Erzeugung der elektrischen Spitzenkraft in Großstädten unter besonderer Berücksichtigung der Fortleitungskosten. Berlin: Julius Springer 1929. — 9. Ludin: Durchlaufspeicherung in Kraftstaffelflächen. Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1924. — 10. Ludin, A.: Fortschritte der Durchlaufspeicherung in der Praxis. Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1931. — 11. Ornig: Betriebsergebnisse von Wasserkraft-Überlandwerken. Wasserkr.-Jb. 1924. — 12. Schneider: Probleme der wirtschaftlichen Kupplung von Kraftversorgungsgebieten. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1930. — 13. Stein: Ruthspeicher als Wasserkraftreserve. Elektrotechn. Z. 1930.

### Kapitel 5.

1. Horst: Über die wirtschaftliche Ausbaugröße von Talsperrenkraftwerken und Wasserwirtschaftspläne. Diss. Hannover 1927. — 2. Krauß: Der Belastungsausgleich in großen alpinen Wasserkraftnetzen. Wasserkr.-Jb. 1925/26. — 3. Ludin: Ausbau der Niederdruckwasserkraft nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten. (Diss. 1908.) Heidelberg 1910. — 4. Ludin, A.: Betriebs- und Ausbaupläne für Wasserkraftwerke mit Tagesspeichern. Z. Bauwes. 1917. — 5. Ludin: Bedarf und Dargebot. Berlin: Julius Springer 1932. — 6. Ludin, A.: Systematische Auswertung von Belastungsgebirgen. Elektrotechn. Z. 1931. — 7. Ludin: Wasserwirtschaftliche Ablösungspläne. Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1923. — 8. Norberg-Schulz: Der Belastungsfaktor elektrischer Beleuchtungszentralen. Elektrotechn. Z. 1905. — 9. Norberg-Schulz: Der Belastungsfaktor elektrischer Kraftverteilungsanlagen. Elektrotechn. Z. 1906.

### Kapitel 6.

1. Eisenmenger: Die Stromtarife der Elektrizitätswerke. München: Oldenbourg 1929. — 2. Klingenberg: Bau großer Elektrizitätswerke. Berlin: Julius Springer 1926. — 3. Kummer: Wachstumsgesetze und spezifische Drehzahlen der Maschinen. Schweiz. Bauztg. Bd. 89 (1927). — 4. Weingärtner: Berechnung des Wärmeverbrauchs von Kraftwerken. Diss. Hannover 1931 und Elektrotechn. Z. 1932.

### Kapitel 7.

1. Camerer: Veranschlagen von Niederdruckwasserkraften. Z. VDI 1918 S. 481. — 2. Ludin: Ausbau der Niederdruckwasserkraft nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten. (Diss. 1908.) Heidelberg 1910. — 3. Ludin u. Waffenschmidt: Über Wertberechnung von Wasserkraften. Berlin 1921.

### Kapitel 8.

1. Beauharnois power plant on St. Lawrence River designed for full flow of the stream. Engng. New. Rec. 1930 II. — 2. Davis (deutsch von Rühl): Die erklärende Beschreibung

der Landformen. Leipzig 1912. — 3. Eisenlohr: Das Schluchseewerk. Bautechn. 1930. — 4. Holz: Bericht über die Wasserverhältnisse der Provinz Pommern, 1902. — 5. Ludin: Beitrag zur wirtschaftlichen Ausgestaltung von Hochdruckwasserkraftanlagen mit Jahresausgleichbecken. Z. ges. Wasserwirtsch. 1911. — 6. Osterwalder: Das Aarekraftwerk Klingnau. Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1932. — 7. Das Rheinkraftwerk Ryburg-Schwörstadt. Schweiz. Bauztg. Bd. 99 (1932). — 8. Schraeder: Die Problematik des Spitzenausgleichs bei der Großkraftwirtschaft in Deutschland. Elektrotechn. Z. 1931.

### Kapitel 9.

1. Bodenseher u. Gabler: Die Pumpspeicherung im Rahmen einer großstädtischen Elektrizitätsversorgung. Weltkraftkonf.-Ber. Berlin 1930. — 2. Gelbert: Gefällvermehrung bei Niederdruck-Wasserkraftanlagen. Mitt. Gebiet Wasserb. u. Baugrundforsch. Berlin: Ernst & Sohn 1930. — 3. Herschel: Der Gefälle-Vermehrer. Die Turbine, 1909. — 4. Krey: Die Wirkung von Ejektorschützen. Zbl. Bauverw. 1920. — 5. Kühne, G.: Betriebsfragen der Pumpspeicherung. Escher Wyss Mitt. 1928 und Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1928. — 6. Lell: Die Frage der Pumpspeicherung mit besonderer Berücksichtigung ihrer Wirtschaftlichkeit. Dtsch. Wasserwirtsch. 1930. — 7. Maas, A.: Hydraulische Hochspeicherkraftwerke. Z. VDI 1924. — 8. Maas, A.: Untersuchungen über die hydraulische Speicherung von Dampfkraftenergie. Wasserkr.-Jb. 1925/26. — 9. Maas, A.: Turbinen und Pumpen für Pumpspeicherwerke. Escher Wyss Mitt. 1930. — 10. Musil: Die Wirtschaftlichkeit der Energiespeicherung für Elektrizitätswerke. Berlin: Julius Springer 1930. — 11. Walch: Die Bauarbeiten am Speicherbecken und an der Rohrbahn des Speicherkraftwerkes Bringhausen. Bautechn. 1930. — 12. Using Excess Flow to Increase Head on Turbines. Pwr. Plant Engng. 1927. — 13. Die Pumpspeicheranlage Hemfurth an der Edertalsperre. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1927. — 14. Wasserkraftpumpwerke für Energiespeicherung in Deutschland, usw. Weltkraftkonf.-Ber. Berlin 1930. — 15. Energiespeicherung durch Pumpen. Generalber. Kongreß der U. I. P. D. Paris 1932. Bull. 19. schweiz. Elektrotechn.-V.

### Kapitel 10.

1. Allievi u. Dubs: Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers in Leitungen. Berlin: Julius Springer 1909. — 2. Bánki, D.: Energieumwandlungen in Flüssigkeiten. Berlin: Julius Springer 1924. — 3. Bauersfeld: Die wirtschaftliche Berechnung der Hochdruck-Turbinenleitungen. Z. Turb.-Wes. 1907. — 4. Böß, P.: Berechnung der Wasserspiegellage. Forsch.-Arb. Ing.-Wes. 1927 Heft 284. — 5. Braun: Über die Bestimmung der Spiegelformen bei offenen Gerinnen. Bauing. 1927. — 6. Büchi: Beobachtungen über Geschwindigkeitshöhen bei Profiländerungen in Kanälen. Schweiz. Bauztg. 1920. — 7. Calame, J.: Calcul de l'onde de translation dans les canaux d'usines. Lausanne 1933. — 8. Eisner: Praktisches Beispiel zur Berechnung des Stauschwalles in einem Obergraben bei Vorhandensein einer Heberentlastung. Wasserkr.-Jb. 1925/26. — 9. Feifel: Über die veränderliche nicht stationäre Strömung in offenen Gerinnen, insbesondere über Schwingungen in Turbinentriebkämen. Forsch.-Arb. Ing.-Wes. Heft 205. Berlin 1918. — 10. Forchheimer: Wasserschwall und Wassersunk. Leipzig 1924. — 11. Forchheimer: Günstigste Graben- und Rohrweite bei Wasserkraftanlagen. Z. öst. Ing.-u. Arch.-Ver. 1901. — 12. Forchheimer, Ph.: Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben großer Abmessungen. Berlin: Julius Springer 1923. — 13. Gysiger: Einiges zu Geschwindigkeitsformeln und Stauberechnungen. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1931. — 14. Hermann: Hydraulische Schwingungen in den Rohrleitungen des Speicherkraftwerkes Niederwartha. Z. VDI 1930. — 15. Kirschmer, O.: Untersuchungen über den Gefällsverlust an Rechen. Mitt. Hydraul. Inst. Techn. Hochsch. München 1926 Heft 1. — 16. Liebmann, H.: Der Wasserstoß in Rohrleitungen. (Erläuterung und Neubearbeitung der Theorie von L. Allievi.) Z. Turb.-Wes. 1917. — 17. Löwy: Druckschwankungen in Druckrohrleitungen. Wien: Julius Springer 1928. — 18. Ludin, A.: Ermittlung der Fließwiderstände in Asbestzementrohren. Mitt. Nr. 13 Inst. Wasserbau Techn. Hochsch. Berlin. — 19. Ludin: Die wirtschaftliche Bemessung von Triebwasserleitungen. Z. Turb.-Wes. 1914. — 20. Mahr: Über Teilfüllung bei Kreisrohren. Gesundh.-Ing. 1931. — 21. Marchetti: I valori massimi del colpo di ariete nelle condotte forzate. Energia elettr. 1932. — 22. Marchetti: Confronto fra le diverse espressioni della celerità e delle correlative variazioni della pressione delle perturbazioni idrodinamiche nelle condotte forzate. Energia elettr. 1933. — 23. Mengshoel: Projektering av Vankraftanlegg. Bidrag til bestemmelsen av det økonomisk heldigste tverrsnit for driftstuneler Kanaler og rørledning. Tekn. Ukebl. 1928. — 24. Mühlhofer: Rauheitsuntersuchungen in einem Stollen mit betonierter Sohle und unverkleideten Wänden. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1933. — 25. Nippert: Über den Strömungsverlust in gekrümmten Kanälen. Forsch.-Arb. Ing.-Wes. Heft 320 (s. auch Bauing. 1930). — 26. Richter, H.: Der Druckabfall in gekrümmten glatten Rohrleitungen. Forsch.-Arb. Ing.-Wes. Heft 338. Berlin 1930. — 27. Rühlmann: Hydromechanik, 2. Aufl. Hannover 1880. — 28. Rümelin-Bundschu: Wasserkraftanlagen. Sammlung Göschen Nr. 665—667. — 29. Schleiermacher: Wasserabfluß durch Stollen. München 1928. — 30. Schnyder: Über Druckstöße in Rohrleitungen.



Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1932. — 31. Spalding: Versuche über den Strömungsverlust in gekrümmten Leitungen. Z. VDI 1933. — 32. Strickler: Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauheitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen. Bern 1923. — 33. Tolkmitt: Grundlagen der Wasserbaukunst, 2. Aufl. Berlin 1907. — 34. Ugolini: Il colpo d'ariete. Ann. Lav. pubbl. 1924. — 35. Grütter, K.: Dimensionierung der Turbinenzuleitungsrohre von Anlagen mit starken Belastungsschwankungen. Z. Turb.-Wes. 1915.

### Kapitel 11.

1. Büchi: Bestimmung des Wirkungsgrades einer Wasserkraft-Entsandungsanlage. Schweiz. Bauztg. 1917 I. — 2. Büchi, J.: Entsandungsanlagen für Wasserkraftwerke. Z. VDI 1927. — 3. Bulle, H.: Untersuchungen über die Geschiebeableitung bei Spaltung von Wasserläufen. Berlin: VDI-Verlag 1926. — 4. Dufour, H.: Entsandungsanlagen ohne automatische und mit automatischer Sand- und Geschiebeabführung. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1924. — 5. Dufour: Die Entkiesungs- und Entsandungsanlage des Großkraftwerkes Kardaun am Eisack. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1931. — 6. Leclerc du Sablon: Exécution de la percée du lac de Caillaouas. Ann. Ponts Chauss. 1933. — 7. Nietsch: Die Absenkung des Gosauses im Rahmen der oberösterreichischen Energiewirtschaft mit Hilfe einer schwimmenden Pumpenanlage. Weltkraftkonf.-Ber. Bd. 9 (1930). 8. Das Kraftwerk Ritom der S. B. B. Schweiz. Bauztg. 1923. — 9. Salzman: Water-Intake Designed for Wide Distribution of Flow. Engng. News Rec. 1926 II. — 10. Schaffernak: Untersuchung über die Wasser- und Geschiebebewegung bei freien Werkseinfängen. Wasserwirtsch. 1930. Siehe auch Weltkraftkonf.-Ber. 1930. — 11. Schoklitsch: Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken. Berlin: Julius Springer 1926. — 12. Trzcinski: Kraftwerk Tremorgio. Schweiz. Bauztg. 1927 I. — 13. Wessely: Besondere Bauaufgaben beim Bau des Schluchsee-Schwarza-Stollens. Bauing. 1931.

### Kapitel 12.

1. Dachler: Über die Versickerung aus Kanälen. Wasserwirtsch. 1933. — 2. Dehnert: Kritische Betrachtungen zur Frage der Schifffahrt auf Werkkanälen. Dtsch. Wasserwirtsch. 1933. — 3. Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft e. V. München. Mitt. Heft 2: Versuche über die Brauchbarkeit von Asphalt und Teer zur Dichtung und Befestigung von Erdbauten. München: Oldenbourg 1932. — 4. Garbotz: Förder- und Energie-wirtschaftsprobleme bei den Bauarbeiten für die Ausnutzung der Shannon-Wasserkräfte in Irland. Bauing. 1927. — 5. Garbotz: Neuere maschinelle Hilfsmittel im Kanalbau. Dtsch. Wasserwirtsch. 1933. — 6. Hartmann: Erfahrungen an Kanalanlagen für Kraftwerke. Bautechn. 1926. — 7. Jacob: Die mechanische Kanalbetonierung. Bauing. 1928. — 8. Kennerknecht: Großreparatur der Innwerks-Wasserkraftanlage. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1933. — 9. Knight: Machine Places Riprap at Beauharnois. Engng. News Rec. 1932 II. — 10. Krey, H.: Rutschgefährliche und fließende Bodenarten. Bautechn. 1927. — 11. Kurzmann: Die Betonauskleidung der Werkkanäle. Wasserkr.-Jb. 1924. — 12. Kurzmann: Der zweite Ausbau der Mittleren Isar. Dtsch. Wasserwirtsch. 1928. — 13. Lelli: Sezione di minimo scavo per canali scoperti con un assegnato franco. Energia elettr. 1932. — 14. Niebuhr: Die Wirksamkeit künstlich eingebrachter Tonschalen in Kanaldichtungstrecken. Bautechn. 1930. — 15. Der Bruch des Hangkanals am Kocherfluß der Wasserkraftanlage Ohrnberg. Bautechn. 1927. — 16. Railing and Ladder Safeguards for Canals of Kittikas Project. Engng. News Rec. 1930 I. — 17. Schachermeier: Dambruch beim Kraftwerk Mittlere Isar. Wasserwirtsch. 1931. — 18. Strube u. Rohde: Baubetrieb auf einer Großbaustelle — Bau des Rheinkraftwerkes Kembs. Bauing. 1931. — 19. Terzaghi: Sickerverluste aus Kanälen. Wasserwirtsch. 1930.

### Kapitel 13.

1. Campini: La statica dei ponti-canali in pressione. Energia elettr. 1932. — 2. Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. 5: Flüssigkeitsbehälter, Röhren, Kanäle. Berlin: Ernst & Sohn 1923. — 3. Ward: Concrete and Gunite Flumes on the King Hill Project-I. Engng. News Rec. 1921 II.

### Kapitel 14.

1. Altmann u. Oelbaum: Überleitung der Mangfall und der Schlierach zum See-amersee zur Erweiterung des Leitzach-Kraftwerkes der Städt. Elektrizitätswerke München. Bautechn. 1930. — 2. Ampferer: Geologische Bemerkungen zum Druckstollenproblem. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1923. — 3. Bader: Vortrieb und Ausbolzung von Gebirgstunneln. Berlin: Julius Springer 1911. — 4. Becker: Die Beschleunigung der Stollenvortriebe. Bauing. 1930. — 5. Biermann: Bandförderung des Baustoffs im Tunnelbau. Bautechn. 1927. — 6. Bodenseher: Die Aubesserung des durch Gipsquellen zerstörten Wasserstollens des Opponitzer Ybbskraftwerkes der Stadt Wien. Schweiz. Bauztg. 1927. —

7. Büchi: Zur Berechnung von Druckschächten. Schweiz. Bauztg. 1921 I. — 8. Dörr: Erddruck auf die Auskleidung in Stollen und Tunneln. Bautechn. 1924. — 9. Dragline mucking in rock tunnel for new Chicago intake. Engng. News Rec. 1927 I. — 10. Effenberger: Über das Druckstollenproblem, Entwicklung und gegenwärtiger Stand in Theorie und Praxis. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1923 S. 269. — 11. Fantoli: Sul problema delle gallerie e dei pozzi scavati in roccia per condotte forzate d'acqua. Ann. Lav. pubbl. 1923. — 12. Fellner, v.: Bohr- und Sprengtechnik im Stollenbau unter Berücksichtigung des Sprengluftverfahrens. Bautechn. 1927. — 13. Gabler: Durchführung von Stollenerhaltungsarbeiten bei starkem Bergwasserzulauf. Wasserwirtsch. 1932. — 14. Gasparoni: Su alcune particolarità della condotta forzata in roccia di Mese. Energia elettr. 1928. — 15. Gasparoni: Sull' uso degli esplosivi per lavori idroelettrici con particolare riguardo all' aria liquida. Energia elettr. 1928. — 16. Hatch: Tunnel Grouting at Cobble Mountain. Engng. News Rec. 1931 II. — 17. Jenikowsky: Über den Bau von Wasserführungs-Freispiegelstollen in den der Trias angehörigen Randgebirgen der nördlichen Kalkalpen. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1927. — 18. Joye: Die Dehnungsmessungen am Druckschacht des Achenseekraftwerkes. Wasserkr.-Jb. 1928/29. — 19. Kiefer: Der Stollenbau für die III. Zuleitung der Wasserversorgung der Stadt München. Bautechn. 1932. — 20. Leon u. Willheim: Über die Zerstörungen in tunnelartig gelochten Gesteinen. Öst. Wschr. öffentl. Baudienst 1912. — 21. Lining Pit No. 3 Tunnel using pneumatic concrete guns. Engng. News Rec. 1925 II S. 128. — 22. Lining the Cost Range Tunnel for Hetch Hetchy Water. Engng. News Rec. 1933 II S. 107. — 23. Mariononi: Condotte elastiche in roccia. Energia elettr. 1926. — 24. Meyer, A.: Selbstkostenberechnung von Stollen im Fels. Hoch- und Tiefbau. Zürich 1926. — 25. Motta: Problemi costruttivi inerenti ai canali e alle condotte elastiche in roccia. Energia elettr. 1932. — 26. Mühlhofer: Die Berechnung kreisförmiger Druckschachtprofile unter Zugrundelegung eines elastisch nachgiebigen Gebirges. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1921. — 27. Mühlhofer, L.: Neuerungen auf dem Gebiete des Druckstollenbaues. Bauing. 1922. — 28. Orntig: Der Stollen des Teigtischkraftwerkes. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1924. — 29. Pernt: Beitrag zur Systematik optimaler Stollenprofile und zur Nomographie künstlicher Gerinne. Wasserkr.-Jb. 1928/29. — 30. Pollack: Über Unzulänglichkeiten und Rückständigigkeiten im praktischen Erd- und Stollenbau. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1927. — 31. Pressel, K.: Vorausbestimmung der Gesteinstemperatur im Inneren eines Gebirgsmassivs. Schweiz. Bauztg. 1929 I. — 32. Randzio: Stollenbau. Berlin: Ernst & Sohn 1927. (Mit reichen weiteren Literaturangaben!) — 33. Randzio: Neuzeitlicher Stollenbau. Jb. dtsh. Ges. Bauing.-Wes. 1929. — 34. Redlich-Terzaghi-Kampe: Ingenieurgeologie. Wien: Julius Springer 1929. — 35. Reinach, v.: Über die zur Wassergewinnung im mittleren und östlichen Taunus angelegten Stollen. Abh. geol. Landesanst. Heft 42. Berlin 1904. — 36. Ruer: Einiges über Putz im betonierten Stollen. Bautechn. 1930. — 37. Schachermayr: Neue Erfahrungen im Bau von Druckstollen für Wasserkraftanlagen. Wasserwirtsch. 1922. — 38. van Schaik: Erfahrungen über Gesteinsdruck in homogenem Gebirge. Bautechn. 1932. — 39. Schaller: Vom Stollen Neckarkraftwerk Aistai. Bautechn. 1927. — 40. Schmid: Statische Probleme des Tunnel- und Druckstollenbaues und ihre gegenseitigen Beziehungen. Berlin: Julius Springer 1926. — 41. Seveso: Moderne costruzioni di gallerie a forti inclinazioni. Energia elettr. 1925. — 42. Starr: Modern practice in driving western hard-rock tunnels. Engng. News Rec. 1922 I. — 43. Süssenberger: Statische Berechnung und Ausführung achsensymmetrischer Stollen- und Tunnelauskleidungen in losem Gebirge. Zement 1931. — 44. Tunneling Methods in Plastic Clay at Detroit. Engng. News Rec. Bd. 99 (1927). — 45. Walch: Die Auskleidung von Druckstollen und Druckschächten. Berlin: Julius Springer 1926. — 46. Walch: Neuere Arbeitsmethoden beim Bau des Eichholzstollens des Schluchseewerkes. Bauing. 1930. — 47. Walch: Neuere Arbeitsverfahren beim Ausbruch von Stollen. Bautechn. 1933. — 48. Webb: Placing concrete lining in the Hetch Hetchy tunnels. Engng. News Rec. 1925 I. — 49. Wiesmann: Künstliche Lüftung in Stollen- und Tunnelbau. Bautechn. 1924. — 50. Wolfsholz, A.: Über das Druckstollenproblem. Beton u. Eisen 1924. — Zipser: Tunnel Lining Catskill Aqueduct. Engng. News 1912.

### Kapitel 15.

1. Adsit u. Lauchli: Highest Head Hydroelectric Plant East of Mississippi River. Engng. Rec. 1914. — 2. Armbruster: Holzrohrdüker des Badischen Murgkraftwerkes. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1927. — 3. Baumann, A.: Erfahrungen mit dem Bau von Holzrohrleitungen. Wasserkr.-Jb. 1924. — 4. Bonanno: Sulle sollecitazioni che se verificano in una sezione trasversale di un tubo di condotta forzata durante il periodo di riempimento. Ann. Lav. pubbl. 1924. — 5. Bono: Alcune osservazioni di carattere generale sullo studio, la costruzione, la posa e le prove delle condotte forzate metalliche per impianti elettrici. Energia elettr. 1927. — 6. Bono: Problemi costruttivi inerenti alle tubazioni forzate e opere accessorie. Energia elettr. 1932. — 7. Bücher u. Schulte: Bekämpfung der Korrosion in . . . Wasserleitungen. Gas- u. Wasserfach 1927. — 8. Bühler, A.: Über Ausbildung von Rohrbogen. Schweiz. Bauztg. 1912. — 9. Bundschu: Druckrohrleitungen, 2. Aufl. Berlin: Julius Springer 1929. — 10. Bundschu: Die Druckrohrleitung des Vermuntwerkes. Z.

- VDI 1930. — 11. Bundschu: Wirtschaftlicher Entwurf von Turbinenrohrleitungen. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1931. — 12. Campini: Sul calcolo statico dei grandi tubi pensili in calcestruzzo armato. Energia elettr. 1928. — 13. Carmen, A. P.: The Collapse of Short Thin Tubes. Univ. Illinois Bull. Engng. Exp. Stat. 1917 Nr. 99. (Enthält reiche Literaturangaben!) — 14. Daiber, E.: Biegungsspannungen in überlappten Kesselnetnäten. Z. VDI 1913. — 15. Emperger, F. v.: Betonrohre für Innendruck. Beton u. Eisen 1923. — 16. Emperger: Eternit-Druckrohre. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1930. — 17. Emperger: Eisenbetonrohre R. T. System Ruml. Beton u. Eisen 1931. — 18. Enzweiler: Das Eisenbetondruckrohr der Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig. Bauing. 1926. — 19. Faerber: Die Eisenbetondruckrohrleitung des Kraftwerks Steinhelle/Ruhr. Bauing. 1929. — 20. Fernau: Die Wasserkraftanlage von Fully (Schweiz). Z. öst. Ing.-u. Arch.-Ver. 1921. — 21. Ferrand: La chute de „La Bissorte“ et les tuyaux auto-frettés. Houille bl. 1933. — 22. Ferrand: Chute du Portillon. Essais effectués sur tuyaux auto-frettés. Houille bl. 1933. — 23. Forchheimer: Abkühlung des Wassers in (verdeckten) Leitungen. Wschr. öst. Arch.- u. Ing.-Ver. 1888. — 24. Forchheimer: Zur Festigkeit weiter Rohre. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1902, 1904 u. 1905. — 25. Gaßner, O.: Die Stähle im Bauwesen. Bautechn. 1929. — 26. Geller: Beitrag zur Untersuchung von Rohren unter Außendruck. Bauing. 1928. — 27. Gohlke: Schweißen von Hochdruck-Rohrleitungen. AEG-Mitt. 1931. — 28. Henny: Factors governing air inlet valves on pipe lines. Engng. News Rec. 1926 II. — 29. Höhn: Stützung von Dampfkesseln und Wasserleitungen. Schweiz. Bauztg. 1917. — 30. Höhn: Über die Festigkeit elektrisch geschweißter Hohlkörper. (Versuche, veranstaltet vom Schweizerischen Verein von Dampfkesselbesitzern, 1923.) — 31. Holten, v.: Riesige Holzrohrleitung. Gesundh.-Ing. 1926. — 32. Holten, v.: Neuere Fortschritte im Holzrohrbau. Wasserkraft 1926. — 33. Holten, v.: Erfahrungen mit Holzrohrleitungen. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1929. — 34. Hruschka, A.: Druckrohrleitungen der Wasserkraftwerke. Wien: Julius Springer 1929. — 35. Hülsenkamp: Bestrebungen zur Verbesserung des Anstrichs von Eisenbauwerken. Bautechn. 1926. — 36. Hürzeler: Zur statischen Berechnung der Fixpunkte einer Druckleitung. Schweiz. Bauztg. 1922. — 37. Kammüller: Berechnung von Eisenbetonrohrleitungen. Bauing. 1922. — 38. Karlsson: Neue rationelle Auflagerkonstruktion von großen Druckrohren. Tekn. T. 1910. Dazu Verbesserung von T. Hökerberg: Tekn. T. 1919. — 39. Karlsson, K. J.: Über Schwerkraftspannungen in Rohrleitungen von großen Durchmesser und deren rationelle Konstruktion. Schweiz. Bauztg. 1922. — 40. Klein, H. J.: Rohrleitungen für Wasserkraftanlagen. Escher Wyss Mitt. 1930. — 41. Köbler: Die Fallrohrbrüche beim Speicherkraftwerk „N“ und ihre Ursachen. Bauing. 1927 S. 523. — 42. Krebitz, J.: Der Hohlzylinder als Träger. Z. Arch. u. Ing.-Wes. Hannover 1914. — 43. Kuhn, F.: Der Ybbsdüker des Kraftwerkes Opponitz. Wasserwirtsch. 1926. — 44. Kuhn: Praktische Winke für das Entwerfen eiserner Druckrohrleitungen. Wasserwirtsch. 1927. — 45. Kuløy: Trerør. Nogen driftserfaringer fra turbinør. Tekn. Ukebl. 1932. — 46. Lovell: Cement Lining for Cast Iron Pipe. Mod. Irrig. 1926. — 47. Large Water Pipes. Materials, Joints, Coatings and Cause of Breaks and Other Factors in Design and Construction. Engng. News Rec. 1929 II. — 48. Ludin, A.: Rohrleitungen aus Holz. Wasserkraft 1921 S. 53. — 49. Ludin, A.: Holzrohrleitungen. Gesundh.-Ing. 1928. — 50. Lund: Om beregning av rusttillaeg ved turbinør. Tekn. Ukebl. 1924. — 51. Maier: Neuere Ausführungen von Holzrohrleitungen. Bautechn. 1928. — 52. Mann: Rohre, unter besonderer Berücksichtigung der Rohre für Wasserkraftanlagen. Berlin 1928. — 53. Marquardt: Geschleuderte Beton- und Eisenbetonrohre. Bautechn. 1930 Heft 40. — 54. Marquardt: Korrosionsschutz von Eisenrohrleitungen. Bautenschutz 1932. — 55. Mayer: Die Herstellung großer Eisenbetonrohre nach dem Schleuderverfahren Patent Vianini für die Druckrohrleitung der Mittleren Isar A.G. bei Unterföhring. Beton u. Eisen 1928. — 56. Monteux: Tuyaux en tôle mince, frettés à fils d'acier, pour conduites forcées. Houille bl. 1933. — 57. Orth: Das Durchqueren von Tälern durch Triebwasserleitungen von Wasserkraftanlagen. Bauing. 1932. — 58. Pfleiderer, G.: Das Rosten des Eisens und seine Verhütung. Z. VDI 1913. — 59. Pierre, L.: Calcul graphique des conduites forcées a diamètre variable. Grenoble (Inst. Electrotechn.) 1910. — 60. Pohl, K.: Berechnung des biegungsfesten Kreisringes mit radialer, stetiger, elastischer Stützung. Stahlbau 1931. — 61. Pohl, K.: Berechnung der Ringversteifungen dünnwandiger Hohlzylinder. Stahlbau 1931. — 62. Protecting steel pipe lines with thin concrete covering. Engng. News Rec. 1931. — 63. Rabovsky, H.: Holzdaubenrohre. Berlin: VDI-Verlag. — 64. Santo Rini: Le calcul rationnel des éléments d'une conduite forcée en métal sur base de la theorie de son rendement économique maximum. Grenoble: Rey 1923. — 65. Schenk-Graphisches Verfahren zur vorläufigen Ermittlung der Gewichte der Festpunkte von Druckrohrleitungen. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1931. — 66. Schlick u. Johnson: Concrete cradles for large pipe conduits. Jowa State College of Agricult a. Mech. Publ. Bull. 80 (1926) Ames, Jowa. — 67. Schmidt, F.: Berechnung von aus hölzernen Lamellen zusammengesetzten Druckrohrleitungen. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1923. — 68. Schubert: Die Gothaer Holzrohrleitung für Trinkwasser. Bauing. 1925. — 69. Schumacher: Schutzanstriche von Stahlbauwerken. Bautechn. 1933. — 70. Seitz: Bau einer Holzrohrleitung für das Vermuntkraftwerk. Bautechn. 1930. — 71. Sherman: Protective linings for

cast iron pipes. Engng. News Rec. 1927 I. — 72. Sirovich: Les conduites forcées pour la plus haute chute du monde. Expériences effectuées sur les tuyaux frettés. Houille bl. 1933. — 73. Stark: Rohrwandbeanspruchung gerader und gekrümmter Flüssigkeitsleitungen mit kreisförmigem Querschnitt und stetiger Auflagerung auf der Rohrsohle. Bauing. 1923. — 74. Stortz, W.: Die Druckrohrleitung des Itterkraftwerkes bei Eberbach am Neckar. Beton u. Eisen 1927. — 75. Suida u. Salvaterra: Rostschutz und Rostanstrich. Wien: Julius Springer 1931. — 76. Thoma, D.: Die Beanspruchung freitragender gefüllter Rohre durch das Gewicht der Flüssigkeit. Z. Turb.-Wes. 1920. — 77. Uhl: Mongaup River Hydroelectric Development. Pwr. Plant Engng. 1930. — 78. Wagenbach: Knickbeanspruchung der Turbinenrohrleitungen. Z. Turb.-Wes. 1920. — 79. Wolff, H.: Neuere Fortschritte zum Schutz . . . durch Anstriche. Mbl. VDI 1929. — 80. Wrapping a cement coating on 66-inch-steel pipe. Engng. News Rec. 1931 II. — 81. Ziegler: Holzrohrleitungen in Island. Bautechn. 1932.

#### Kapitel 16.

1. Baum: Surges in pipe lines. Engng. Rec. 1910. — 2. Bordini: Pozzi di oscillazione. Energia elettr. 1933. — 3. Braun: Über Wasserschloßprobleme. Z. Turb.-Wes. 1920. 4. Braun: Zur Berechnung von Wasserschloßern. Z. VDI 1925. — 5. Calame u. Gaden: Théorie des chambres d'équilibre. Paris: Gauthier-Villars 1926. — 6. Durand: On the control of surges in water conduits. J. Amer. Soc. mech. Engr. Proc. 1911. — 7. Ferro, G.: Alcuni tipi particolari di camere di oscillazione per impianti idroelettrici (differenziali, multiple etc.). Energia elettr. 1925. — 8. Forchheimer, Ph.: Zur Ermittlung der Schwingungen im Wasserschloß. Z. VDI 1912. — 9. Frank: Zur graphischen Berechnung gedämpfter Wasserschloßer. Bauing. 1930. — 10. Frank: Das Johnson-Wasserschloß. Dtsch. Wasserwirtsch. 1932. — 11. Grammel: Zur Theorie der Schwingungen im Wasserschloß. Z. Turb.-Wes. 1913. — 12. Johnson, R. D.: The surge tank in water power plants. Trans. Amer. Soc. mech. Engr. Bd. 30 (1908). — 13. Johnson, R. D.: The differential surge tank. Trans. Amer. Soc. civ. Engr. Bd. 78 (1915). — 14. Jonson: Beräkning av Utjämningsbassänger. Stockholm 1926. (Tekn. Medd. Kungl. Vattenfallsstyrelsen.) — 15. Kammüller: Die Saugschwelle in der unteren Wasserschloßkammer und der durch sie erzielbare Raumgewinn. Bauing. 1926. — 16. Kammüller: Fortschritte in der konstruktiven Gestaltung des Wasserschlosses. Wasserwirtsch. 1931. — 17. Mühlhofer: Zeichnerische Bestimmung der Spiegelbewegung in Wasserschloßern von Wasserkraftanlagen usw. Berlin: Julius Springer 1924. — 18. Mühlhofer: Zur Berechnung von Wasserschloßern mit oberer und unterer Speicherkammer. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1924. 19. Prašil, F.: Wasserschloßprobleme. Schweiz. Bauztg. Bd. 52 (1908). — 20. Pressel (und Mayr): Beitrag zur Bemessung des Inhalts von Wasserschloßern. Schweiz. Bauztg. Bd. 53 (1909). — 21. Schoklitsch: Über die Spiegelbewegung in Wasserschloßern bei Anordnung eines Zwischenwasserschlosses. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1921. — 22. Schoklitsch: Graphische Hydraulik, S. 52: Die Spiegelbewegung in Wasserschloßern. Leipzig: B. G. Teubner 1923. — 23. Schoklitsch: Über die Bemessung von Wasserschloßern. Wasserkr.-Jb. 1925. — 24. Schüller: Eine wirtschaftliche Wasserschloßform. Schweiz. Bauztg. 1927 I. — 25. Schüller: Das Stabilitätskriterium für gedämpfte Wasserschloßer bei Belastungsstörungen mit endlichen Schwingungswerten. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1928. — 26. Sitte: Der Höchstschwall in Schachtwasserschloßern. Wasserwirtsch. 1925. 27. Streck: Das Wasserschloß bei Hochdruckspeicheranlagen. Berlin: Julius Springer 1929. — 28. Thoma, D.: Zur Theorie des Wasserschlosses bei selbständig geregelten Turbinenanlagen. München 1910. — 29. Vogt: Berechnung und Konstruktion des Wasserschlosses. Stuttgart: Ferdinand Enke 1923. — 30. Rules for heating elevated water tanks. Engng. News Rec. 1928 I. — 31. Surge Tank and Spillway Combined on Pit River Plant No 1. Engng. News Rec. 1923 II. — 32. Symposium on Water Hammer. Amer. Soc. mech. Engr. Committee on Water Hammer 1933.

#### Kapitel 17.

1. Camerer, C.: Vorlesungen über Wasserkraftmaschinen, 2. Aufl. Leipzig: W. Engelmann 1924. — 2. Escher, R.: Die Theorie der Wasserturbinen, herausgeb. von R. Dubs, 3. Aufl. Berlin: Julius Springer 1924. — 3. Gorbunoff: A quantitative method of comparing the universal characteristics of hydraulic turbines. Weltkraftkonf.-Ber. Berlin Bd. 9 (1930) S. 262. — 4. Hillberg: Design of Turbine Draft Tubes Analysed. Engng. Rec. Bd. 72 (1915). — 5. Holl-Treiber: Die Wasserkraftmaschinen. Slg Göschen Nr. 541, 542. — 6. Kaplan: Die Entwicklung des Kaplanlaufrades. Wasserkr.-Jb. 1925/26. — 7. Kaplan-Lechner: Theorie und Bau von Turbinenschneidläufern. München u. Berlin: R. Oldenbourg. — 8. Korn, H.: Turbinenregelung mit Rücksicht auf die Erfordernisse größerer Drehstrom- oder Wechselstromnetze. Dtsch. Wasserwirtsch. 1926. — 9. Lawaczek: Turbinen und Pumpen. Berlin: Julius Springer 1932. — 10. Maas: Der Einfluß der Propeller- und Kaplan-turbinen auf den Ausbau von Wasserkraftanlagen. Escher Wyss Mitt. 1930. — 11. Moody: Der Fortschritt der amerikanischen Wasserturbinen bis zum Jahre 1929. Wasserkr.-Jb. 1928/29. — 12. Pfeleiderer, C.: Die Kreiselpumpen,

2. Aufl. Berlin: Julius Springer 1932. — 13. Quantz, L.: Wasserkraftmaschinen, 6. Aufl. Berlin: Julius Springer 1926. — 14. Reindl: Die derzeitigen Grenzen im Wasserkraftmaschinenbau. Wasserkr.-Jb. 1930/31. (Mit interessanten großen Tabellen!) — 15. Spannhake: Kreiselräder als Pumpen und Turbinen. Berlin: Julius Springer 1931. — 16. Thoma, H.: Die neuere Entwicklung der Turbinenregler. Wasserkr.-Jb. 1924. — 17. Thoma: Kavitation bei Wasserturbinen. Wasserkr.-Jb. 1924. — 18. Thomann, R.: Die Wasserturbinen und Turbinenpumpen, 1. Teil: 1924; 2. Teil: 1931. Stuttgart: Wittwer.

### Kapitel 18—20.

1. Allen: Comparative Tests on Experimental Draft-Tubes. Trans. Amer. Soc. civ. Engr. 1924. — 2. Demmel u. Schmidt: Das Rheinkraftwerk Ryburg-Schwörstadt. Z. VDI Bd. 75 (1931). — 3. Dubs: Bedeutung des Saugrohres. Wasserkr.-Jb. 1924. — Beeinflussung des Wirkungsgrades durch das Saugrohr. Wasserkr.-Jb. 1925/26. — 4. Grengg: Das Murkraftwerk Pernegg der Steirischen Wasserkraft und Elektr. A.G. Wasserwirtsch. 1930. — 5. Grimm: Über ein neues Profil für Saugrohre von Turbinen und Pumpen. Schweiz. Bauztg. 1927 II. — 6. Jaquet: Das Speicherkraftwerk am „Lac Noir“. Escher Wyss Mitt. 1932. — 7. Karlsson: Om formgivning av spiralhus för vattenturbiner. Tekn. T. 1920. — 8. Kuhn: Der neuzeitliche Krafthausbau. Wasserwirtsch. 1930. — 9. Mann, V.: Bemerkungen zum Krümmerproblem. Wasserwirtsch. 1927. — 10. Rausch: Maschinenfundamente. Bauing. 1926. — 11. Reindl: Francisturbinen mit liegender Welle nach der Einbauweise von Hallinger. Z. VDI Bd. 68 (1924). — 12. Rietschel, H.: Leitfaden der Heiz- und Lüftungstechnik, 9. Aufl. Berlin: Julius Springer 1930. — 13. Rohde: Berechnungsgrundlagen und konstruktive Ausbildung von Einlaufspirale und Turbinensaugrohr bei Niederdruckanlagen. Berlin: Julius Springer 1931. — 14. Sörbye: Die Wasserführung vor der Turbine bis an den Leitapparat. Weltkraftkonf.-Ber. 1930. — 15. Spetzler: Anteil der Konstruktion und des Materials an dem wirtschaftlichen Ausbau niederer Wasserkraftgefälle. Berlin: Julius Springer 1931. — 16. de Thierry, Matschoss: Die Wasserbaulaboratorien Europas. Berlin: VDI 1926. — 17. Treiber: Die Maschinenanlagen des Murgwerkes. Z. VDI 1923. — 18. Turbinenfeiler (Prüßmann) bei Wehrbauten. Bau-techn. 1924. — 19. White: The Hydracone Regainer, Its Development and Applications in Hydro-Electric Plants. Veröff. Amer. Soc. mech. Engr. 1921.

### Kapitel 21.

1. Bachmann: Verschlussvorrichtungen der Entnahme- und Entlastungsanlagen an Talsperren. Zbl. Bauverw. 1909. — 2. Böß: Versuche an einem Heynschen Wasseregler bei der Wasserkraftanlage der Papierfabrik Schoeller u. Hoesch in Gernsbach. Bautechn. 1930. — 3. Dantscher: Rohre als Leerlauf bei Wasserkraftanlagen. Bauing. 1921. — 4. Ehrenberger, R.: Wasserbewegung in steilen Rinnen. Z. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1926. — 5. Engel: Wassermengenmessung mit offenen seitlich eingeschürften Kanälen (Venturikanälen). Z. VDI 1933. — 6. Fellenius, W.: Undersökningar betröfande Fallförluster i Skydds grindar vid Vattenkraftanläggningar. 5. Mitt. Wasserbaulab. Techn. Hochsch. Stockholm 1927. — 7. Freytag: Eisschwierigkeiten bei Wasserkraftanlagen und deren Abwehr. Wasserkr.-Jb. 1927/28. — 8. Gabran: Betriebsstörungen durch Grundeis in Wasserkraftanlagen. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1931. — 9. Geiger: Neuerung an Gehäuseschiebern. Dtsch. Wasserwirtsch. 1933. — 10. Großmann: Rechenreinigungsmaschinen. Escher Wyss Mitt. 1929. — 11. Harry: Die Eisverhältnisse bei den Kraftwerken an Aare und Rhein vom Bielersee abwärts bis Basel im Febr./März 1929. Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1930. — 12. Hetzel: Eisbildung und Eisbekämpfung im Donaukachel bei Passau. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1929. — 13. Heyn: Die Entwicklung des Saugüberfalls (Wasseregels) als selbsttätiger Feinregler des OW-Spiegels bei Stauanlagen. Bautechn. 1931. — 14. Holzer: Der elektrische Fischrechen. Mitt. Nr. 8 Inst. Wasserbau Techn. Hochsch. Berlin. Siehe auch Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1931 S. 203. — 15. Karlsson u. Werner: Eisbeseitigung bei Kanälen und Stauwerken. Wasserkr.-Jb. 1927/28. — 16. Kennerknecht: Die Energievernichtung des Innwerks. Wasserkr. 1926. — 17. Kennerknecht, F.: Entlastungsanlagen für Wasserkraftanlagen. Wasserkr.-Jb. 1924. — 18. Kirschmer: Vergleichswassermessungen am Walchenseewerk. Z. VDI 1930. — 19. Lohmann: Großwassermesser für einseitigen und beiderseitigen Durchfluß. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1929. — 20. Ludin: Versuche über die Entbehrlichkeit des Feinrechens bei Niederdruck-Wasserkraftanlagen. Schweiz. Wass. u. Elektr.-Wirtsch. 1929. — 21. Ludin: Modellversuche für die Schußrinne des Shannonkraftwerkes. Bauing. 1928 u. Mitt. Nr. 4 Inst. Wasserbau Techn. Hochsch. Berlin. — 22. Lundbeck: Untersuchungen über die Beschädigung von Fischen, besonders Aalen, in den Turbinen des Kraftwerkes Friedland (Ostpr.). Z. Fischerei u. Hilfswiss. 1927. — 23. Marchetti: Ricerche sperimentali sui sifoni autolivellatori. Energia elettr. 1931. — 24. Ott, A.: Wassermessungen bei Wasserkraftanlagen. Wasserkr.-Jb. 1924. (Mit vielen weiteren Literaturquellen.) — 25. Ratz: Eisverhältnisse an der Mainstufe Viereth bei Bamberg. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1930. — 26. Reid: Electric Heating of Rack-Bars in Hydro-Electric Plants. Paper: Meeting of

Eng. Institut. of Canada at Montreal, Que., 16. Febr. 1928. — 27. Thoma: Über den Genauigkeitsgrad des Gibsonschen Wassermessverfahrens. Mitt. hydraul. Inst. Techn. Hochsch. München 1926. — 28. Tillmann: Beitrag zur Entwurfsbearbeitung gedeckter Leerschußleitungen für Wasserkraftanlagen. Wasserwirtsch. 1930. — 29. Bauart und Unterhaltung der Turbinenrechen. Mechanische Rechenreiner. Elektrotechn. Z. 1925. — 30. Le construction et l'entretien des grilles pour la protection des turbines hydrauliques. Génie civ. 1924 II. — 31. Eisbekämpfung bei Wasserkraftanlagen. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1931. — 32. Versuche (des dtsh. Wasserwirtsch. Verbandes) über den zulässigen Abstand der Stäbe von Turbinenrechen. Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 1929. — 33. Vertical Steel Net Protects Intakes at Lake Cushman Dam. Engng. News Rec. 1927 I.

### Kapitel 22.

1. Arnold, E.: Die Wechselstromtechnik, 5 Bde. Berlin: Julius Springer 1923. — 2. Barth, F.: Wahl, Projektierung und Betrieb von Kraftanlagen, 4. Aufl. Berlin: Julius Springer 1925. — 3. Burger, O.: Berechnung von Drehstrom-Kraftübertragungen, 2. Aufl. Berlin: Julius Springer 1931. — 4. Draeger, K.: Hochspannungsfreileitung. Slg. Göschen 1930. — 5. Heinzemann, H.: Die elektrischen Kabel. Slg. Göschen 1930. — 6. Hermann, J.: Elektrotechnik, 5. u. 6. Aufl., 4 Bd. Slg. Göschen 1928/33. — 7. Kyser, H.: Die elektrische Kraftübertragung, 3. Aufl., 3 Bde. Berlin: Julius Springer 1929—1932. — 8. Niethammer, F.: Die Elektromotoren, 2 Bd. Slg. Göschen 1925/28. — 9. Richter, R.: Elektrische Maschinen, 3 Bde. Berlin: Julius Springer 1924—1932. — 10. Sallinger, F.: Transformatoren. Slg. Göschen 1927. — 11. Stöckinger: Die Hochspannungsfreileitung. Berlin: Julius Springer 1931. — 12. Strecker, K.: Hilfsbuch für die Elektrotechnik, 10. Aufl. Berlin: Julius Springer 1925. — 13. Thomälen, A.: Kurzes Lehrbuch der Elektrotechnik, 10. Aufl. Berlin: Julius Springer 1929. — 14. Titze, F.: Die elektrischen Einrichtungen für den Eigenbedarf großer Kraftwerke. Berlin: Julius Springer 1927. — 15. Vidmar, M.: Die Transformatoren, 2. Aufl. Berlin: Julius Springer 1925. — 16. Vidmar, M.: Der Transformator im Betrieb. Berlin: Julius Springer 1927. — 17. Vidmar, M.: Wirkungsweise elektrischer Maschinen. Berlin: Julius Springer 1928. — 18. Vidmar, M.: Vorlesungen über die wissenschaftlichen Grundlagen der Elektrotechnik. Berlin: Julius Springer 1928.

## Geographische (Orts- und Werks-) Namen.

- Aarau a. A. 451, 452.  
 Achensee 220, 222, 223, 256.  
 Ackersand 464.  
 Adamello 333.  
 Aensire 214, 217, 440.  
 Äggforsen 280.  
 Aistaig 258, 273.  
 Albruck 464.  
 Albelda 303.  
 Albulana 106, 131.  
 Alcona 160.  
 Alzwerke 139, 140, 233, 234, 344, 346, 348, 400, 402, 463.  
 Amsteg 106, 212, 254, 255, 266, 336, 434.  
 Andelsbuch 435.  
 Antrona 220.  
 l'Argentièrre 275.  
 Arniberg 350.  
 Artouste 220, 224.  
 Aue 415.  
 Augst-Wyhlen 413, 428, 456.  
 Azischohosperrre 473.  
  
**Barberine** 255, 281, 434.  
 Beauharnois 127, 137, 226.  
 Beihingen-Pleidelsheim 456.  
 Bergsbron Havet 451.  
 Berner Kraftwerke 21, 23.  
 Biaschina 435.  
 Big Cottonwood 243.  
 Bleilochsperre 216.  
 Blumau 305.  
 Bourdon, Le 215.  
 Bremen 160, 428, 431.  
 Brusio 215, 220.  
  
**Callaiouas** 220.  
 Cañon City 314.  
 Catskill 247, 265, 268, 465.  
 Cavedine 220, 222.  
 Cedar Falls 440.  
 Ceprano 303.  
 Chancy-Pougny 419, 428, 429, 430.  
 Chèvres 427, 429, 459.  
 Chicago 9, 265.  
 Chippis 346.  
  
**Chippawa** (s. Niagara) 138, 140, 173, 199, 212, 213, 225, 226, 237, 238, 345.  
 Clöntaler See 220, 221.  
 Cobble Mountain 263.  
 Conowingo 105, 106, 109, 182, 480.  
 Crego 245.  
 Cushman, Lake 456.  
  
**Davoser See** 220.  
 Delaware 312.  
 Detroit 262.  
 Dogern 452, 453.  
 Drac Romanche 303, 435, 440.  
  
**Edertalsperre** 215.  
 Eglisau 174, 200, 416, 428.  
 Elverum 340.  
 Estacada 440.  
 Etschwerk Cardaun 211.  
  
**Fadalto** 247.  
 Fellibachfassung 212.  
 Fiskevand 127.  
 Föhrenwald 304, 305.  
 Forbach 415.  
 Forshuvud 408, 418.  
 Fossé, Lac 220, 223, 224.  
 Friedland 218.  
 Fully 147, 285.  
  
**Gailwerk** 440.  
 Galetto 480.  
 Gibswil 463, 464.  
 Glambock 237.  
 Glomfjord 292.  
 Golzern 376.  
 Gosausee 220, 221.  
 Gratwein 378.  
 Green Island 405.  
 Griesheim 413, 417.  
 Grimnitzsee 25.  
 Grodeck 440.  
 Gubavica 347.  
 Guérlédan 215.  
 Gutach 441.  
 Gutenbühel 303.  
  
**Heimbach** (Urft) 331.  
 Heimbach (Württemberg) 252.  
 Herdecke 166, 391, 396.  
 Herin 307.  
 Hetch Hetchy 270.  
 Hodenpyl 161.  
 Hooversperre 106, 140, 215, 219, 258, 264, 269, 270.  
  
**Iguazú** 16.  
 Illerwerk Unterpöfingen 227.  
 Imatra 139, 142.  
 Innwerk Töging 137, 207, 227, 228, 349, 465.  
 Iron Mountain 452.  
 Isar 131; s. auch Mittlere Isar und Mühltal.  
 Isle Maligne 426, 439.  
 Isola 470.  
 Itterwerk 232, 305.  
  
**Kachlet** 142, 399, 408, 428, 430, 431.  
 Kandergrund 346.  
 Kanderwerk 288.  
 Kangankoski 417.  
 Karlsruhe 9.  
 Katsuragawa 438.  
 Kembs 141, 142, 163, 206, 241, 242, 431.  
 Kenokanal 466.  
 Keokuk 418, 429.  
 Kern River 478.  
 Kesselstadt 427.  
 Klingnau 142, 143.  
 Kloet 220, 224.  
 Klosters-Küblis 273.  
 Kolbäcksån 90.  
 Krängede 441.  
 Kubel 215.  
 Kungfors 326, 327.  
 Kykkelsrud 225.  
  
**Landshut** 430, 431.  
 Langmannsperre 473.  
 Lauf 339.  
 Laufenburg 139, 200, 408.  
 Lech 230.  
 Leitzach 131.  
  
**Lilla Edet** 160, 199, 408, 410, 451, 453, 460, 461.  
 Lindesnäs 312.  
 Liro und Mera (Ital.) 154, 155.  
 Ljungan 325, 435.  
 Ljusfors 417.  
 Loisach 228.  
 Löntschwerk 331, 439, 463.  
 Los Angeles 225.  
 Lottfors 451.  
 Lungernsee 220, 221, 306.  
  
**Maen-Cignano** 480.  
 Mankur 427.  
 Marburg (Drau) 127, 426.  
 Meitingen 227.  
 Meran 306.  
 Mettlach 425.  
 Mitchell 162, 445, 457, 460.  
 Mittlere Isar 138, 203, 227, 294, 300, 303, 462, 465.  
 Mittweida 313.  
 Mixnitz 202, 205, 206, 234.  
 Mörel-Brieg 246.  
 Montevideo 64.  
 Montfalcone 451, 453.  
 Mühleberg 439.  
 Mühltal 202, 204, 229, 407, 455.  
 Murg-Schwarzenbach 144, 155, 285, 334, 382, 383, 396, 433, 437, 439, 472, 473, 477, 480.  
 Mylau i. V. 248, 308.  
  
**Naturns** 336.  
 Neckar 13.  
 Niagara 127, 258, 442, 452, 478; s. auch Chippawa.  
 Niederenbach 477.  
 Niederfinow 472.  
 Niederwartha 167, 168, 391.  
 Nore 127.  
 Norrforsen 141, 442.

Oake Groove 337.	Raanasfos 411, 428, 465.	Serchio 437, 438, 439.	Untra 412.
Oberhasli 256, 257, 260.	Raumünzach 149, 150.	Shannon 202, 420, 463, 464.	Vargön 410, 415, 416, 445.
Oberrhein 36, 144.	Rhein 11, 13.	Sill-Ruetzwerk 350.	Ventavon 284, 463.
Olten-Gösigen 440, 443.	Rheinfeldern 425, 427, 459.	Sira 38, 440.	Vernayaz 247, 305, 434.
Ontario 339.	Rio Negro 127.	Skarsfjord 220, 221.	Verona 461, 462, 463.
Opponitz 262, 271, 306.	Ritom 220, 221, 253, 255, 335.	Skogaby 234, 235, 240.	Vöhrenbach 304.
Oslo 29.	Rjukan 282, 336, 433.	Soese 218.	Volturno 442.
Ottmachau 232.	Röttle 284..	Solbergfoss 427.	
	Ruppoldingen 168.	Sorpe 218.	
	Ryburg-Schwörstadt	Spullersee 432.	
	106, 127, 139, 199,	Steinhelle 305.	
Pallanzeno 256.	377, 379, 403, 410,	Strubklamm 250, 256,	Wäggital 13, 106, 219,
Palü (Brusio) 442.	417, 425, 428, 429,	267, 268.	247, 256, 261, 278,
Paraná 16.	451, 452, 465, 490.	Stubach 218, 219.	279, 327, 334, 402,
Partenstein 274, 337, 442.		Suorva 127.	449, 465.
Perak 439, 440.	Salto Grande 428.	Susquehannah 36.	Walchenseewerk 228,
Pernegg 202, 206, 400, 440.	Saluda 217.	Svälgfos 127.	338, 382, 432, 435,
Pforzheim 245.	Sarrans 216, 218.		437, 445, 465, 480.
Piave S. Croce 243.	Saut Mortier 259.	Teigitsch 273, 282,	Waldeck 164, 166.
Pigeon 480.	Schaffhausen 164,	337, 382, 433.	Wallenpaupack 338.
Pikes Peake 309.	168.	Thalham 267.	Wallkill 270.
Piottino 433.	Schluchsee 127, 147,	Tidone 435, 440.	Wangen a. A. 20, 233,
Pit River 266, 269, 334, 339.	220, 222, 280, 395,	Tieton 243.	411, 412.
Pontamafrey 304.	396, 444.	Tirso 217, 440.	Wetter a. d. Ruhr
Porjus 350, 441, 442.	Schreckenstein 106.	Torsebro 233.	446.
Punjab 238.	Schwabenheim 431.	Tremorgio 220, 221,	Wettingen 106, 421.
Puntledge 248.	Schwarzenbach	282, 450.	Wolchow 429.
	s. Murgwerk.	Tremp 480.	Wyhlen s. Augst-
	Schwarzer und	Trollhättan 127, 139,	Wyhlen.
	Weißer See 167,	141, 244, 245, 346,	
	395.	431, 460.	Zürich 22, 29, 131.
Raabklamm 257.		Trostberg 243.	Zweribachwerk 439.



# Namen von Gewährsmännern aus Wissenschaft und Praxis (s. auch Literaturverzeichnis).

- |  |  |  |  |
|--|--|--|--|
| <p>Alliévi 186, 191, 192.<br/>Altmann 271.<br/>Angerer 207, 208, 211,<br/>256.<br/>Arredi 225f.</p> <p><b>Bach</b> 316.<br/>Bachmann 468, 475.<br/>Bánki 186, 191.<br/>Bauersfeld 194, 289.<br/>Baur 13.<br/>Bauschinger 296.<br/>Béliard 142.<br/>Beurle 13.<br/>Bitterli 459.<br/>Boelsterli 208.<br/>Bouchayer 482.<br/>Boucher 287.<br/>Boussinesque 175,<br/>183.<br/>Braun 181.<br/>Brückner 12.<br/>Buch 477.<br/>Büchi 173, 181, 209,<br/>210.<br/>Bulle 197.<br/>Bundschu 194, 195,<br/>287.</p> <p>Calame 340, 343.<br/>Camerer 27, 122.<br/>Chézy 175, 176.<br/>Ciampi 263.<br/>Colladon und Sturm<br/>189.<br/>Creager 249.</p> <p><b>Danckwerts</b> 181, 182.<br/>Darcy 183.<br/>Dow 480.<br/>Dubs und Bataillard<br/>186.<br/>Dufour 209, 210, 211.<br/>Duryea 25.</p> <p>Effenberger 254.<br/>Emperger 295, 301.<br/>Escher-Dubs 186.</p> <p>Feifel 183, 184.<br/>Fellenius 174.<br/>Fellner, v. 262.</p> | <p>Ferranti 405.<br/>Forchheimer 177, 183,<br/>185, 323, 324, 340,<br/>342.<br/>Fransén 90.<br/>Fröhlich 323.<br/>Fuller 175.<br/>Fuller 296.</p> <p><b>Gaden</b> 340, 343.<br/>Ganguillet-Kutter<br/>177, 182, 259.<br/>Garbotz 239.<br/>Gariel 186, 191.<br/>Gary 296.<br/>Gauckler 176.<br/>Gelbert 162, 163.<br/>Gollwig 168.<br/>Graf 295, 296.<br/>Gregotti 462.<br/>Guidi 305.<br/>Gysiger 182, 460.</p> <p><b>Haas</b> 459.<br/>Haehl 25.<br/>Hahn 390.<br/>Haller 342f.<br/>Hallinger 406.<br/>Hartmann 227.<br/>Heim 252.<br/>Hellström 411.<br/>Herschel 161, 162.<br/>Hill 90.<br/>Höckerberg 327.<br/>Holz 134.<br/>Holzer 409.<br/>Horst 87.<br/>Hruschka 317.<br/>Hürzeler 287.</p> <p>Iszkowsky 12.</p> <p><b>Jakobson</b> 13, 42, 43.<br/>Jenikowsky 271.<br/>Jensen und Dahl 347.<br/>Johnson 331, 332.<br/>Johnson-Wahlmann<br/>212.<br/>Joukowski 186.</p> <p><b>Kammüller</b> 332.<br/>Karlsson 325f., 415.<br/>Keller 12, 25.<br/>Kennedy 238.</p> | <p>Kennerknecht 463.<br/>Keßlitz 11.<br/>Kiefer 271.<br/>Kirschmer 174.<br/>Klingenberg 109, 131.<br/>Koechlin 162, 163.<br/>Kresnik 12.<br/>Krey 162, 163, 208,<br/>227.<br/>Kummer 114.<br/>Kyser 401, 446.</p> <p><b>Langlotz</b> 229, 455.<br/>Ljungdahl 90.<br/>Ludin 27, 98, 99, 112,<br/>114, 122, 148, 177,<br/>178, 185, 192, 194,<br/>268, 282f., 287, 296,<br/>302, 355, 371, 426,<br/>428, 458, 463.<br/>Lütschg 13.</p> <p><b>Maas</b> 168, 393.<br/>Mahr 193.<br/>Manning 182.<br/>Marzolo 225f.<br/>Maurer 245.<br/>Mayer 317.<br/>Mayr 340, 343.<br/>Michaud 186.<br/>Mühlhofer 254, 329.</p> <p>Nippert 175.<br/>Norberg-Schulz 51.</p> <p><b>Oesterlen</b> 372f.<br/>Ornig 261, 273.</p> <p>Pernt 259.<br/>Petersen 493.<br/>Prasil 340, 423.<br/>Pressel 340, 343.<br/>Prüsmann 428.</p> <p><b>Randzio</b> 274.<br/>Rehbock 197.<br/>Rietschel 401.<br/>Rogers und Moody<br/>372.<br/>Roš 295.<br/>Ruer 271.<br/>Rühlmann 181, 182.</p> | <p>Rümelin 142, 143.<br/>Rushmore 248.<br/>Ruths 121, 169.<br/>Ryon 174.</p> <p>Saint-Venant, de 183.<br/>Saliger 304.<br/>Samsioe 13, 310.<br/>Saugey 459.<br/>Schäfer 457, 460.<br/>Schaffernak 198.<br/>Schaller 273.<br/>Schendell 237.<br/>Schilhansl 424.<br/>Schmidt 254.<br/>Schmidt, C. 42.<br/>Schmitthenner 342f.<br/>Schoklitsch 197, 204,<br/>332f.<br/>Schraeder 28, 131.<br/>Schrafl 253.<br/>Scimemi 177, 296.<br/>Scobey 177, 178, 179,<br/>290, 296, 312.<br/>Spalding 175.<br/>Spangenberg 295.<br/>Sparre, de 186, 191.<br/>Spetzler 446.<br/>Starr 259, 262, 263.<br/>Staus 296.<br/>Streck 330.<br/>Strickler 177.<br/>Sudry 208.</p> <p>Taylor 424.<br/>Thoma 325, 330, 340,<br/>372.<br/>Thomann 157, 371.<br/>Thurlow 460.<br/>Tolkmitt 181, 182.<br/>Treiber 351f., 354,<br/>384, 388, 476, 482f.</p> <p>Versuchsanstalt für<br/>Wasserbau und<br/>Schiffbau 475.<br/>Vogt 332f., 340, 343,<br/>350.</p> <p>Walch 263.<br/>Wallén 13.<br/>Weingärtner 109.<br/>Weisbach 175.<br/>Wilcox 296.</p> |
|--|--|--|--|

# Sachverzeichnis.

- Abdeckung der offenen Turbinenkammern 412.  
 Abdichten s. Dichtung.  
 Abfallkraft s. Tertiarkraft.  
 Abfangsickerung 349.  
 Abfluß s. auch Begleiterscheinungen: Geschiebe, Eis, Schwemmsel.  
 —, Grenzwerte 12.  
 —, unterhalb von Seen und Speichern 88f., 97f.  
 —, Statistik und Prognose 13.  
 —, Typen 12.  
 Ablösungsschaubild 102.  
 Absenkziel, optimales bei gegebenem Stauziel 68.  
 Absperrverschlüsse 466.  
 —, Antrieb der 480.  
 Abstellplatz 443.  
 Anlaufzeit der Rohrleitung 388.  
 — der Turbine 387.  
 — einer Wasserkraftanlage 126.  
 Apparatehaus 335.  
 Architektonische Ausbildung des Krafthauses 449.  
 Asbestzementrohre 302.  
 Asphaltbeläge als Kanalauskleidung 237.  
 Ausbau-Einflußlinien 58, 70f.  
 Ausbauf orm, allgemeine 2.  
 —, Ausbaugrundformen 27.  
 —, Einzelausbauf orm 155.  
 —, Gesamtausbauf orm 130.  
 — —, Gliederung der einzelnen Wasserkraftanlagen (Einzelflußanlagen) im Stammfluß 136.  
 — —, Wasserkraftsysteme 145.  
 Ausbaugrad 143, 147, 199; s. auch Speicherausbaugrad.  
 —, Bestimmung optimaler 116.  
 —, Einfluß auf Wirtschaftlichkeit 113.  
 —, Energieausbeute als Funktion des 113.  
 —, Kosten als Funktion des 114.  
 —, geringerer bei Umleitungskraftwerken 143.  
 —, niedriger in unentwickelten Volkswirtschaften 119.  
 Ausbaugrad:  
 —, starke Zunahme des — vermindert die Nutzbarkeit der Fallvermehrung 164.  
 Ausbaugrenze s. auch Belastungsverteilung.  
 —, optimale 118.  
 Ausbaugröße, Einfluß auf Wirtschaftlichkeit 112.  
 Ausbaupläne 57f.  
 Ausbaustandort, Wahl des 130, 482.  
 Ausbaustrecke 112.  
 —, Begriffserklärung 3.  
 —, Einteilung der 137.  
 —, Wahl der — in einem Flußtal 131.  
 Ausbautreppe 14.  
 Ausbaumfang 112.  
 —, Einfluß auf Wirtschaftlichkeit 121.  
 —, günstigster — bei Staukraftwerken 122.  
 —, günstigster — von Umleitungskraftwerken 124.  
 Ausbeutelinien 37, 92f., 120.  
 Ausdehnungsstücke in Rohrleitungen 277, 282, 286.  
 Ausgleichbecken 34, 69, 97.  
 Ausgleich, elektrischer 34, 39, 147.  
 Ausgleichspunkt, maßgebender 39.  
 Ausgleichsvorgang, natürlicher — durch breiten Unterlauf 89, 90.  
 Aushilfswerke 20, 63, 92, 119; s. auch Verbundbetrieb.  
 Auskleidung von Kanälen 233f.  
 — unterirdischer Krafthäuser 442.  
 — von Stollen 252, 253f., 264.  
 — unterirdischer Wasserschloßräume 337.  
 Ausspiegelöffnungen in Diffusordecke 422.  
 — über Einlauf 416.  
 — in Krafthauswand 420.  
 Autofrettierte Rohre 292.  
 Automatische Kraftwerke 449.  
 Axialpropellerrad, zweiflügeliges (Fa. Bell) 366.  
 Bahnkraftversorgung 23, 148.  
 Bandagierte Rohre 292.  
 Bauausführung von Kanälen 239f.  
 — des Krafthauses 452.  
 Bauausführung:  
 — von Rohrleitungen 284.  
 —, Seanzapfungen 220.  
 — von Stollen 260f.  
 — von Zementrohren zusammenhängender Bauweise 303.  
 Bauzinsen 105, 285.  
 Beckenausbau, wirtschaftlichster 68.  
 Bedarfs- und Dargebots-Inhaltsplan 94.  
 Beileitungen 4, 30, 127.  
 —, optimaler Ausbaugrad 81, 148.  
 — Einleitung kleiner Seitenbäche in Umleitung 134, 154, 211.  
 — des vorgelagerten Hang-einzugsgebietes 150.  
 —, Pumpwerk 150.  
 —, Quellen 150.  
 Belastungsverteilung s. auch Spitzenkraft, Verbundbetrieb 34, 41, 52, 66, 84, 85, 93, 110f., 118f., 120, 129, 148, 169, 389.  
 Belastungsdauer 22.  
 Belastungsziffer 20.  
 Belüftung s. auch Entlüftung und Lüftung.  
 — von Rohrleitungen 288, 481, 347.  
 Benutzungsdauer 22.  
 Bermen bei Kanaldämmen 228.  
 Betonauskleidung des Stollens 252f., 264f.  
 — der Werkkanäle 232, 234f.  
 Betriebsausrüstung der Triebwasserleitungen und Kraftwerke 454.  
 Betriebsbereitschaft, schnelle, eines Pumpspeichers 169.  
 Betriebssicherheit von Triebwasserleitungen 171.  
 Bilanzplan 91.  
 Bordenave- und Bonna-Rohr 297.  
 Böschungsneigung bei Werkkanälen 227.  
 Brandschutz 448, 488.  
 Brückenrohre 247, 305.  
 Büchi-Entsander 210.  
 Dach 445.  
 —, verschiebbares 445.  
 Dammbalken s. Notverschlüsse.

- Dargebot, Pflicht- und Wahldargebot 23.  
 Dauer, durchschnittliche — und Einzeldauer 41, 47.  
 Dauerflächen und -pläne 49.  
 Dauerlinie 41.  
 —, Grundeigenschaften 47.  
 —, grundlegende 60.  
 —, Talwasserdauerlinie 99.  
 —, Verwendung beschränkt 48, 58.  
 Dehnungsfugen in Betonauskleidung der Kanäle 236.  
 — im Krafthaus 453.  
 — von Stützmauergerinnen 245.  
 Diagonalpropellerrad (Neumeyer) 366.  
 Diagonalturbine 353.  
 Dichtigkeit von Betonrohren 295.  
 — von Holzgerinnen 248.  
 — von Holzrohren 312.  
 — von Stollen bei verschiedenartigem Gebirge 255.  
 — von Triebwasserleitungen 170.  
 Dichtung des Druckwasserschlosses 337.  
 — zusammenhängender Eisenbetonrohre 306.  
 — des Freispiegelwasserschlosses 348.  
 — des Krafthauses 420, 450.  
 — der Stauwand 412.  
 — des Stollens 253, 270.  
 — von Stützmauergerinnen 245.  
 — des Überganges Kanal-Krafthaus 453.  
 — von Verschlüssen 469f.  
 — von Werkkanälen (Schlämmdichtung, Ton, Beton) 230.  
 Differentialwasserschloß 331.  
 Doppelpumpenrad 390.  
 Doppelregulierung der Pelton-turbine 383, 386.  
 — der Kaplan-turbine 386, 490.  
 Doppelturbinen 368, 374.  
 —, Doppelspiralturbine 381.  
 —, Doppelwillingturbine 375.  
 Doppelwerke 428.  
 Drehschafelaitapparat (Fink) 363f., 377.  
 — bei Pumpen 392.  
 Drehzahländerungen s. Ungleichförmigkeitsgrad.  
 Drehzahlen 384; s. auch Durchgehen.  
 —, Einfluß der Schnellläufigkeit auf Gesamtwirtschaftlichkeit 159.  
 —, Entwicklung zu immer größerer Schnellläufigkeit 353, 361.
- Drehzahlen:  
 —, Mittel zur Steigerung der 356.  
 —, von Pumpen 390, 392.  
 —, spezifische 368.  
 —, mit Steigerung der — verbundene Verschlechterung des Wirkungsgrades der Turbine 158.  
 —, Ungleichförmigkeitsgrad 388.  
 — von Wechselstromerzeugern 490.  
 Drehzahlregler 384f.  
 —, Ausschaltung des 464.  
 Drosselklappe 217, 336, 409, 467, 473, 480.  
 —, Tabelle 480.  
 —, ausführlich 478f.  
 Druckanstieg und Druckabfall 185f.  
 Druckprobe (Rohrleitung) 286.  
 Druckregler 330, 389.  
 —, ausführlich 386f.  
 Druckrohrleitungen s. auch Rohrleitung.  
 —, statische Berechnung 314.  
 Druckschacht 256f.  
 Druckversuche im Stollen 253.  
 Dubsches X-Rad 357.  
 Dufour-Entsander 210.  
 Düker 306f.  
 Durchgehen der Turbine 370.  
 —, Durchgangsdrehzahl 370, 486.  
 — —, Konstruktion des Polrades für volle 486, 487.  
 Durchlaufspeicherung 35, 143, 146, 164.  
 Düsenchieber s. Kolbenchieber.
- Eigenbedarf 20.  
 Einflußlinie 57.  
 Einlaufquerschnitt, Unterteilung des 409.  
 Einmaschinenwerke 158.  
 Eintrittsverluste 173.  
 Einzelausbauform 155.  
 Eis 13, 138, 143, 197, 198, 408, 424, 426, 427, 429.  
 Eisabführung am Werkseinlaß 346f.  
 Eisabwehr in der Zuleitung 454f.  
 Eisabwehr am Rechen 460f.  
 Eisbaum 346, 424, 425, 429.  
 Eisenbetondaubenrohre 302.  
 Eisenbetonrohre, unterteilte Bauweise 297.  
 —, zusammenhängende Bauweise 303.  
 —, Rohre mit Vorspannung (Emperger, Ruml) 301.  
 — Vor- und Nachteile 297.
- Emperger, Rohre System 301.  
 Energieausbeute als Funktion des Ausbaugrades 113.  
 Energiebedarf 128.  
 —, planmäßiges Abstimmen der Erzeugung auf 18.  
 —, B-D-J-Plan 94.  
 —, als Grundlage für die Planung 112.  
 —, Pflichtabnahme, Wahlabnahme 23.  
 Energiedichte 130.  
 Energieeinheitswert 118.  
 —, Abhängigkeit von der Ständigkeit des Dargebotes 42.  
 —, Erhöhung des — durch Speicherung 143.  
 Energieprofil 135.  
 Entlastung s. auch Druckregler, Wasserschloß, Strahlableiter usw. 172, 184f., 327f., 345, 348.  
 —, ausführlich 463.  
 Entlüftung von Rohrleitungen 286, 287, 288, 335, 481.  
 — einer Fallfassung 212.  
 — einer Heberleitung 315.  
 Entnahmeleitlinien (-plan) 42.  
 Entsander 209.  
 Ergänzungswerke 20, 63; s. auch Verbundbetrieb.  
 Erneuerungsrücklage 107.  
 Erregermaschinen 398, 488.  
 Erweiterung von KW. s. schrittweiser Ausbauvorgang.
- Fallfassung 211.  
 Fallhöhe 14f.  
 —, Energiefallhöhe 14.  
 —, Erfäßbarkeit bei veränderlicher 72, 77.  
 —, bezogene = Gefälle 14.  
 —, Gesamtfallhöhe s. Ausbaumfang.  
 —, Grundbegriffe 14f.  
 —, Konstruktionsfallhöhe, abgestufte 161.  
 — —, allgemeine 17.  
 — —, Wahl der günstigsten 159, 371.  
 —, Nutzfalldhöhe 16.  
 — —, Berücksichtigung der Schwankungen der — bei Speicherwerken 41, 67f., 79, 86f.  
 — —, mittlere wirksame 17, 79f., 94, 135.  
 — —, reduzierte 17, 61.  
 — —, Schwankungen 16.  
 —, verfügbare 15.  
 —, Wirtschaftliche Umleitungsfallhöhe bei Großspeicherwerken 145.  
 Fallhöhenmehrer 161.

- Fallhöhenverluste s. auch Eintritts-, Durchtritts-, Krümmungs- und Reibungsverluste.  
 —, Allgemeines 15.  
 —, zusammenfassende Behandlung 179.  
 —, Integration der — im OW und UW bei Speicherbetrieb 69.  
 — in der Werkwasserleitung 170, 171.  
 Fensterstollen 261.  
 Fernleitungen 492f.  
 Fernsteuerung von Verschlüssen 335, 347, 464.  
 —, ausführlich 481.  
 Festpunkte, Ausbildung 281f.  
 —, Endfestpunkt 283.  
 —, statische Untersuchung 321.  
 Finanzaushalts- und wirtschaftliche Ausbaulehre 103.  
 Fischrechen, elektrischer 409.  
 Flachschieber 467, 474f.  
 —, ausführlich 469f.  
 Fließgeschwindigkeit in Kanälen 238.  
 — in Klärbecken 208f.  
 — bei Rechen 194, 458.  
 —, geringste bei Rohren 194.  
 — in Stollen 257.  
 — in Verteilungsbecken 345.  
 —, wirtschaftlichste 194.  
 Flügelräder 358.  
 Francisturbine 158, 199, 200, 386, 408, 432, 435.  
 —, Anwendungsgrenzen 361.  
 —, Entwicklung 353.  
 —, Konstruktives 373f.  
 —, Leitapparat 363, 490.  
 Freihängen (der Pelton-turbine) 381, 405.  
 Freispiegelstollen, optimaler Querschnitt 259.  
 —, Vergleich mit Druckstollen 250.  
 Freistrahlturbine s. Pelton-turbine.  
 Frostschutz s. auch Eis.  
 — des Rechens 460.  
 — der Rohrleitungen 287.  
 Füllen einer Druckrohrleitung 286.  
 — eines Kanals 242.  
 Füllhöhe, günstigste bei Kreisquerschnitten 193.  
 Füllschieber 218, 286, 409, 467, 480.  
 Gangflächen und -pläne 45.  
 Ganglinien 19, 45; s. auch Summenganglinien.  
 Gebietserfassungsgrad, Einfluß auf Betriebs- und Ausbauplan 39.  
 Gehäuseflachschieber 474f.  
 Gehäuse-turbinen 380.  
 Gehäuseverschlüsse 467, 474f.  
 Gemeinnützigkeit 104.  
 Gemeinschaftsarbeit bei Entwurf der Druckrohrleitung 276.  
 — bei Entwurf des Krafthauses 397, 404.  
 — bei Festsetzung der Ansprüche an Reinigung des Triebwassers 200.  
 — bei Kraftausbau 453, 454.  
 Generalausbauplan 131.  
 Gerüstwasserschloß 339.  
 Geschiebe 13, 29, 138, 142f., 197f., 200, 204, 228, 347, 426, 429.  
 Getriebe 160, 376, 489.  
 Gezeitenenergie 2.  
 Girardturbine 352.  
 Gleichstromzentralen 492.  
 Großnetzfernversorgung, nicht unbedingt den Kleinkraftwerken überlegen 131.  
 Grundkraft s. Spitzenkraft.  
 Gußeiserne Rohre 290.  
 Gütegrad (Eisenrohre) 316.  
 Hangeinlaß 218.  
 Hangkanäle 228, 233, 239, 240, 241.  
 Hangwasserschloß 339.  
 Häufigkeitslinie 47.  
 Heberleitung 315.  
 Heberturbinen 375, 405, 414, 416.  
 Heimfall an den Staat 107.  
 Hochdruckanlagen 144f.  
 —, Ausbauform 144.  
 —, günstigster Ausbaumumfang 125.  
 —, Fallhöhenbereich 7, 400.  
 —, Krafthaus 432f.  
 Hochwasserschutzraum 29.  
 Hochwasserturbinen 160.  
 Hohle Einlaßschwelle 203, 347, 408.  
 Hohlseile für Höchstspannungen 493.  
 Holzaukleidung im Stollen 256.  
 Holzgerinne 247.  
 Holzrohre 306f., 177, 179.  
 Inhaltsfläche (-plan) 53, 94.  
 Inhaltslinie, allgemeines 49.  
 —, Eigenschaften 50.  
 —, gehobene 52.  
 Inhaltssummengangfläche (-plan) 54.  
 Inselanlagen 426.  
 Isolatoren 495.  
 Isolierung s. auch Dichtung 420, 447.  
 Jonvalturbine 353.  
 Kabel für Hochspannung 496.  
 Kabelgänge im Krafthaus 401.  
 Kammdruckrohrleitung 152.  
 Kammersohle, Ausbildung der — bei offenen Turbinenkammern 412.  
 Kanalbruch 232, 233.  
 Kanäle 224f.  
 —, Bauausführung 239.  
 —, Befestigung der Wandungen 233.  
 —, Dichtung 229.  
 —, Eisabwehr im Kanal 455.  
 —, Inbetriebnahme 242.  
 —, wirtschaftlichste Querschnittsausbildung 224.  
 —, Rauigkeitszahlen 178.  
 — und Schifffahrt (getrennte Kanäle; Doppelprofil) 141.  
 —, Spülung 462.  
 —, Trassierung 238.  
 Kanalkraftwerke 17, 35, 127, 138, 344; s. auch Umleitungs-kraftwerke.  
 —, Ausbaugrad geringer als bei Staukraftwerken 143.  
 —, günstigster Ausbaumumfang 124.  
 —, konstruktive Ausbildung der Kanäle 224f.  
 —, Eisabwehr im Kanal 454.  
 —, Kanaleinteilung (wirtschaftlich günstigste Krafthauslage) 136.  
 —, Schifffahrt 141, 431.  
 —, Stellung des Krafthauses 424.  
 —, Verlegung von Werkkanälen 200.  
 —, Werkkanal mit gebrochenem Längenschnitt für Speicherung 229.  
 —, Wirtschaftlichkeit eines 139.  
 Kaplanturbine 160, 353, 410, 421, 490,  
 —, Erläuterung 365f.  
 —, Konstruktives 378.  
 —, Verlängerung der Lauf-radnabe 422.  
 Kaskaden 463.  
 Kavitation bei Schiebern 468, 475, 478.  
 — bei Turbinen 161, 358, 362, 372, 390, 407, 413, 422, 423.  
 Kavitationsgrenze 372.  
 Kesselturbine 380.  
 Klappen, automatische 464.  
 — in Triebwasserleitungen 473.  
 Kleinwasserkraftanlagen, Einheitskosten von — im Vergleich zu denen von Großwasserkraftanlagen 131.

- Kolbenschieber 467, 477, 480.  
 Koronaverluste 493.  
 Korrosion 358.  
 Kosten, Tabelle mit — typischer WKA 106.  
 Krafthaus, Aufgaben des Unterbaues 398.  
 —, Grundformen 399f.  
 —, allgemeine Grundsätze 397f.  
 —, Hochbau, Gründung und Bauausführung 442f.  
 —, „Hochdruck“-Krafthaus 432f.  
 —, Höhengliederung des Krafthauses senkrecht geschlossener Bauart 418f.  
 —, Höhenlage und Stellung der Turbine 405f.  
 —, Mitteldruckkrafthaus 439f.  
 —, Stellung des Niederdruckkrafthauses als Ganzes 424f.  
 —, Unterbau und allgemeine Anordnung 407f.  
 Krümmungsverluste 174.  
 Kugelschieber 467, 476f., 480.  
 Kühlung 460; s. auch Lüftung.  
 — von Stromerzeugern 488, 490.  
 Kunstgerinne 242.  
 Kunzsche Rüstung 267.  
 Kupplung 394f., 489, 490.
- Längenschnitt, wasserwirtschaftlicher 98, 135.  
 Langsamläufer 353.  
 Laufwerk 28, 158.  
 —, Ausbaueinflußlinien 70f.  
 — —, gleichmäßige Belastung 70f.  
 — —, zeitveränderliche Belastung 75f.  
 —, B-D-J-Plan 94f.  
 —, Kosten 107.  
 —, Leistungsdauerbild für 58f.  
 — —, Grundform 58f.  
 — — für veränderlichen Pflichtbedarf 62f.  
 — im Verbundbetrieb mit Großspeicherwerken und Wärmekraftwerken 82f.  
 Lawaczekturbine 160, 366.  
 Lebensdauer von Einzelteilen der WKA 108.  
 — von Holzrohren 311.  
 Leerläufe 461.  
 Leistungsbeiwert 6.  
 Leitwände in Einlauftrompeten 219.  
 — im Oberkanal 347.  
 — in Oberwasserbucht 431.  
 — im Saugkrümmer 422, 423.  
 — im Schachtwasserschloß 334.  
 —, Tropfenquerschnitte 411.  
 Luftkanäle (Ausbildung) 403.
- Lüftung von Maschinen und Maschinensaal 401f., 419, 441, 446f., 488, 490.
- Maschinenauflast, Übertragung der — auf die Fundamentsohle 417, 419, 435.  
 Maschinensaal 405, 435, 442.  
 —, Ausstattung 447.  
 —, Beleuchtung 445.  
 —, Heizung 403.  
 —, Lüftung 446.  
 —, Raumbedarf 397f., 442.  
 —, Türen und Zugänglichkeit 448.  
 —, unterirdischer 442.  
 Maschinenzahl 157f.  
 Maste der Freileitungen 495.  
 Mehrstufige Kraftwerke 154.  
 Meßverfahren, Tabelle der gebräuchlichsten 465.  
 Mitteldruckanlagen, Ausbauf orm 136.  
 —, Fallhöhenbereich 7, 400.  
 —, Krafthaus 399, 415f., 439f. 453.  
 Moody's spreading draft tube 423.
- Nadeldüse 362.  
 Niederdruckanlagen 407f., 414f., 424f.  
 —, Ausbauf orm 136.  
 —, Fallhöhenbereich 7, 400.  
 Normalläufer 353.  
 Notverschlüsse 218, 219, 347, 439.  
 — bei Turbineneinläufen 410, 416.
- OW-Schützen 409.
- Parallelbetrieb von Stromerzeugern 384, 389, 490.  
 Peltonschaufeln, Korrosionen an 359.  
 Pelton turbine 159, 200, 352, 360f., 405, 432, 435.  
 —, konstruktive Ausbildung 381.  
 —, Nadeldüse 362.  
 —, Strahlblenker 383.  
 —, Wirkungsgrad 363.  
 Primakraft 23, 26, 28.  
 Prognose 13.  
 Propellerturbine 158, 164, 199, 200, 353, 421, 456.  
 —, Erläuterung 365f.  
 —, Konstruktives 378.  
 Pumpspeicher 121, 146, 155.  
 — s. auch Speicher.  
 —, Grundsätzliches 167f.  
 —, maschinelle Einrichtung 390f.
- Pumpspeicher:  
 —, reduzierte Talinhaltslinie zur Lösung von Fragen der Pumpspeicherung 52.
- Quersammenfassung mehrerer Nebentäler 151.
- Raubbau 131.  
 Rechen, Beruhigungsrechen bei Entsandern 209.  
 — beim Druckwasserschloß 334f.  
 —, Durchtrittsverluste 174.  
 —, konstruktive Einzelheiten 455.  
 —, Eisabwehr am Rechen 460.  
 —, fahrbarer — bei Hangeinlassen 218.  
 —, Feinheit des Rechens je nach Turbinenart 199, 456.  
 —, Feinrechen 408, 424, 429, 456f.  
 —, Grobrechen 455, 204.  
 — — bei Einlaßbauwerk entbehrlich 202.  
 —, Größenbemessung 458.  
 —, konstruktive Einzelheiten 455.  
 —, liegender 211.  
 — beim Niederdruckkrafthaus-Einlauf 408.  
 — bei Talsperreneinlässen 215.  
 — am Werkseinlaß 347.  
 Rechenreinigung 458.  
 Rechenverlust, zulässiger 194.  
 Reglerschlußzeit 387.  
 Regulierkraftwerk 158;  
 s. auch Reguliermaschinen.  
 Reguliermaschinen 389.  
 —, Pelton turbine geeignet 363.  
 Regulierung, Beschreibung 384f.  
 —, Einfluß der — auf die Spiegelschwankung im Wasserschloß 330.  
 — von Hand 384.  
 —, Innen- oder Außenregulierung 377.  
 — der Wechselstrommaschine auf gleiche Frequenz 491.  
 — — auf gleiche Spannung 491.  
 Regulierverschlüsse 466.  
 Reibungsverluste bei Asphaltdeckung 237.  
 —, Fallhöhenverluste durch Wandreibung 176f.  
 —, in Holzrohren 312.  
 —, in Stollen 259.  
 — — je nach Vortriebsrichtung 264.  
 —, Tabelle der Rauheitszahlen n 177f.

- Reibungsverluste:  
 —, in Zementrohren 296.  
 Reifenrohre 292.  
 Revisionsgänge zu den Turbinenlagern 412.  
 Ringformel 315.  
 Rohrbruchsicherung 329, 347.  
 —, ausführlich 481.  
 Rohrdurchmesser, Bemessung des wirtschaftlichsten 194.  
 Rohre, größte Abmessungen von fabrikfertigen 289.  
 Rohrgewicht, Ermittlung des Gesamtrohrgewichtes 196.  
 Rohrleitungen, Betrieb 287.  
 — Druckanstieg und Druckabfall 185.  
 — Einsteigöffnungen 287.  
 — eiserne 290.  
 — Holzrohre 306.  
 — Rauheitszahlen 177.  
 — Schutzanstriche 288.  
 —, statische Berechnung 314.  
 —, unterteilte oder zusammenhängende Bauweise 278.  
 —, Unterteilung in mehrere Rohrstränge 289.  
 —, Verlegen 284.  
 —, offene oder verdeckte Verlegungsart 277, 310.  
 —, Zementrohre 293.  
 Rohrsättel 280.  
 Rohrstraße 280.  
 Rollkeilschützen 470.  
 Rückstau des U.W. 16, 70, 430.  
 Rückstaudämme 142, 143.  
 Ruml-Rohre 301.
- Sandfänge 206.  
 Saugkrümmer, Druckluftgründung 452.  
 Saugrohr 352, 362, 381, 382, 387, 407, 413, 436, 437.  
 —, ausführlich 357f., 421f.  
 —, Vergleich der „amerikanischen“ mit den „europäischen“ Formen 423.  
 —, zulässige statische 372.  
 Saugüberfall 464.  
 Schaltanlagen 108, 447.  
 Schifffahrt 141.  
 — Einfluß auf die Stellung des Niederdruckkrafthauses als Ganzes 431.  
 —, getrennte Kanäle oder Schifffahrtswerkkanal? 141.  
 —, konstruktive Ausbildung von Schifffahrtswerkkanälen 231, 232.  
 —, offener Niederdruckwerkeinlaß für Schifffahrtswerkkanäle 201, 206.  
 Schleuderbetonrohre 298f.  
 —, Billé und Lignonnet 300.
- Schleuderbetonrohre:  
 —, Dywidag 298.  
 —, Hume 298.  
 —, Moir und Buchanan 300.  
 —, Vianini 299.  
 Schluckbeiwert 367.  
 Schnellläufer 353.  
 Schrittwiseiger Ausbavorgang 126.  
 Schußrinnen 463.  
 Schußrohre 463.  
 Schwall und Sunk 183, 344, 464.  
 Schwamkrugturbine 352.  
 Schwebestoffe s. Sinkstoffe.  
 Schweißen der Bewehrung von Eisenbetonrohren 299.  
 —, Ergänzungsschweißung an Laufrädern 200.  
 — von Rohren 291.  
 Schwellbecken 34f.; s. auch Kleinspeicher.  
 Schwellverzug 143.  
 Schwemmsel 13, 198, 200, 347, 408, 427, 455f.  
 Schwimmendes Entnahmepumpwerk 221.  
 Schwimmstoffe s. Schwemmsel.  
 Seestanich 220.  
 Segmentschieber 467, 475.  
 Segmentverschlüsse 472f., 409.  
 Seeretention 88.  
 Sekundakraft 23, 26.  
 Senkrechte Wellenanordnung s. Turbinenwelle.  
 Sickerverluste 25, 171, 230, 232, 255; s. auch Dichtung.  
 Sinkstoffe 13, 29, 138, 197, 200f., 228, 238, 346, 347, 403, 431.  
 Skineffekt 493.  
 Spannungssteigerung, zulässige 389.  
 Speicher s. auch Pumpspeicher, Talsperrenkraftwerke usw.  
 —, Arbeitsinhalt des 7.  
 —, Ausbildung künstlicher Sammelbecken 165.  
 —, Bildung und Lage des Speicherraumes 164.  
 —, Fernspeicher 33.  
 — — Regulierungsverhältnis 37.  
 —, Gebietserfassungsgrad eines 39.  
 —, Großspeicher 17, 28f., 33, 56, 58, 97, 145.  
 — —, B-D-J-Plan 94.  
 — —, Jahresspeicher 28, 33, 38.  
 — —, Überjahresspeicher 28, 33, 38, 40, 146.  
 — —, im Verbundbetrieb mit Lauf- und Wärmekraftwerk 82.
- Speicher, Großspeicher:  
 — —, Wasser- und Energiehaushaltsplan 79f.  
 — — kraftwirtschaftliche Wirkung und Betriebsführung 36.  
 —, Kanalspeicherung 229.  
 —, Kleinspeicher 28, 33, 146.  
 — —, Ausbaueinflußlinien 70f.  
 — — Einsatz des 111.  
 — — Ermäßigung der Leistungseinheitskosten durch Ausbau eines 110.  
 — —, Tagesspeicher s. dort.  
 — —, Wirkung und kraftwirtschaftliche Bedeutung 33f.  
 — — Wochenspeicher 28, 33, 64.  
 —, im Sammelgebiet 146.  
 —, Tagesspeicher 28, 33; s. auch Kleinspeicher.  
 — — optimales Absenkziel 68.  
 — — graphische Behandlung 63.  
 — — Einfluß auf Wirtschaftlichkeit 120.  
 — —, numerische Ermittlung des Beckenbedarfs 66.  
 — — Ermittlung des Inhaltsbedarfs 35.  
 — — Integration der Fallhöhenverluste in OW und UW 69.  
 —, Wasser- und Energiehaushaltsplan 79.  
 —, Wert der Prognose für Betrieb 13.  
 Speicherausbaugrad 30, 33.  
 —, Einfluß des — auf Betrieb 40.  
 —, optimaler 119.  
 —, Speichereinzelausbaugrad 84.  
 —, Speicherverbundausbaugrad 84.  
 Speicherausbetulinien 92.  
 Speicherausnutzung 32f.  
 Speicherfassung 29.  
 Speicherleistung 29.  
 Speicherröhre 29.  
 Speicherschwankung 17, 81.  
 Speicherschwankung 17, 81.  
 Speicherschwankung 17, 81.  
 Speicherschwankung 17, 81.  
 Speicherschwankung 17, 81.  
 Spendenwerte 12.  
 Spezifische Drehzahlen s. Systemzahlen.  
 — Geschwindigkeiten 355.  
 Spiralgähse aus Eisen 419, 380.  
 —, aus Eisenbeton 415.  
 —, Heberspiralen 416.  
 Spiralkammer 377.  
 Spirtalturbine 380.

- Spitzenkraft(-deckung) s. auch Verbundbetrieb, Belastungsverteilung 20, 28, 34, 84, 85, 93, 111, 118, 129, 169.
- , Verlegung der Kleinspeicherarbeit in 66.
- , leistungsbilligste Werke für — ausbauen 147.
- Spitzenweiher, Bemessung 148.
- Spurlager 376f., 379, 407.
- Stabilitätsbedingung 330.
- Staffelhubbau 143.
- Ständigkeit des Dargebotes, Einteilung der Leistungen nach der 26.
- , Wert der kWh in Abhängigkeit von der 42.
- Standrohr 288, 481.
- Staukraftwerke 2, 35, 144, 450; s. auch Talsperrenkraftwerke.
- , Ausbauerweiterung 127.
- , günstigster Ausbaumfang von reinen 122f.
- , verschiedenartige Stellung des Krafthauses 425f.
- , Vergleich mit Umleitungskraftwerken 148f., 200.
- Stau- (und Senkungs-) Kurve 180.
- Stauloser Triebwassereinfang 198, 212.
- Stauwand, Ausbildung der — bei offenen Turbinenkammern 411.
- Stollen 249f.
- , stärkere Anforderungen an Reinigung des Triebwassers 200.
- , Aufmessung 266.
- , Druckversuche 253.
- , hydraulische Eigenschaften der Wandung 259.
- , Entwässerung 271f.
- , Kunstschluß 267.
- , Mindestquerschnitt 258.
- , Normausbruchlinien 265.
- , Trassierung 273.
- , Querschnittsgestaltung 257.
- , Vortrieb 262.
- Stoßverbindungen von Eisenbetonrohren 298f.
- eiserner Rohre 292.
- — Schnellkupplung 299.
- Strahlblenker 383.
- Stromerzeuger, konstruktiver Aufbau 485f.
- , Berücksichtigung der beschränkten Aufnahme-fähigkeit der 73.
- , theoretische Grundlagen 482f.
- , Wirkungsgrade 7.
- Stromschnellen, Einstau bzw. Umgehung durch Seitenkanal 139.
- Summenganглиnien 56, 91.
- , Abweichungssummenganглиnien 56.
- Systemzahlen (spez. Drehzahlen) der verschiedenen Turbinensysteme 368.
- Talgabel, Ausbau einer 153.
- Talinhaltslinie 51.
- , reduzierte 52.
- Talsperreneinlässe 215f.
- Talsperrenkraftwerke 86, 145, 160.
- Tal-Wasserwirtschaftspläne 97.
- , Ablösungs-Leistungsdauerplan 100.
- , Ablösungsschaubild 102.
- , vereinfachter Talablösungsdauerplan 99.
- , Tal-Dauerplan 98.
- , Tal-Gleichwertigkeitsschaubild 98.
- Tauchwand 202, 346, 348, 429, 458.
- Tertiarkraft 23, 26.
- Tilgung 107.
- Trassierung von Holzrohrleitungen 310.
- von Kunstgerinnen 243.
- von Rohrleitungen 279.
- von Stollen 273f.
- von Werkkanälen 238f.
- von Wasserkraftanlagen allgemein 131f.
- Trennungsmauer zwischen Krafthaus und Wehr 429.
- Triebwasserleitungen, allgemeines 170.
- , wirtschaftliche Bemessung von 192.
- , elementare Hydraulik der 173.
- Turbinen 351f.; s. Propellerturbinen, Kaplan-turbinen, Pelton-turbinen usw.
- , konstruktiver Aufbau 373f.
- , Bauart, Laufradform, Umlaufzahl 158.
- , Fallhöhenbereiche der verschiedenen Turbinentypen 361.
- , Höhenlage und Stellung im Krafthaus 405.
- , Konstruktionsfallhöhe 369, 159.
- , Regulierung 384f.
- , Reparaturen 381, 407.
- , Systemzahlen 368.
- , Theorie 353f.
- „Turbinenpfeiler“ (Prüsmann) 428.
- Turbinenwelle, senkrechte Anordnung des Speicher-maschinensatzes 396.
- , Stellung der — im Raum 405.
- Turbinenwelle:
- , senkrechte Welle bei Pelton-turbine 383f., 435f.
- , senkrechte Wellenanordnung allgemein 375f., 378, 381, 407, 490.
- Turmfassungen 219.
- Überschußkraft s. Sekundarkraft.
- Umleitungen, Ansprüche an Unterhaltung 138.
- Umleitungskraftwerke 2, 35; s. auch Kanäle, Stollen usw.
- , größere Ansprüche an Reinigungsgrad des Betriebswassers als bei Staukraftwerken 200.
- , Ausbauerweiterung 127.
- , günstigster Ausbaumfang 124f.
- mit „Talrohr“ 145.
- , Unterhaltung 138.
- Umspanner, Wirkungsgrad 7.
- Umspannwerke 108, 447f.
- Ungleichförmigkeitsgrad der Regulierung 385, 388.
- Unterirdische Kraftwerke 431.
- Unterwasserschwalkammer 350.
- „Unterwasserverlust“ 70.
- Verbauungsgrad 99.
- Verbundbetrieb 41; s. auch Belastungsverteilung, Spitzenkraft.
- , allgemeines 20, 28.
- , optimaler Ausbaugrad 117.
- , elektrischer Ausgleich 39.
- , Beispiel 128.
- , Darstellung im B-D-J-Plan 96.
- Großspeicher-Kleinspeicher 65.
- Großspeicher-Laufwerk 82.
- , Regulierwerk 389.
- Wärmekraft-Kleinspeicher 120.
- Verdunstungsverluste, ausführlich 25.
- , Berücksichtigung im Wasserhaushaltsplan 88.
- im Kanal 170.
- Verkürzungsgrad 99.
- Verlängerungsschutzraum 29.
- Verteilung 283, 433.
- Verteilungsbecken 173, 327, 345.
- Verteilungslinien (-flächen) 47.
- Verzinsung 107.
- Vorspeicher 149.
- Walzenschieber 467, 475.
- Wälzklappen 409, 473.
- Wärmeenergie des Meeres 2.

- Wärmekraftanlagen 105, 108, 109, 110, 111.  
 Wasserfassung 197f.  
 Wassergröße 99.  
 Wasserhaushaltsfahrpläne 42, 84f.  
 Wasserhaushaltsplan 31, 40, 56, 79f.  
 —, zuständlicher, bei Abhängigkeit des Aufbrauchs vom Spiegelstand 86f.  
 —, zuständlicher, bei unveränderlicher Nutzfallhöhe 81f.  
 Wassermenge, allgemeines 9.  
 —, Begriffe: vorhandene, verfügbare, nutzbare usw. 25.  
 Wassermengenbänder 132.  
 Wassermengenhöhenplan 133.  
 Wasserräder 351.  
 Wassersäulenmaschinen 351.  
 Wasserschloß 327f.  
 —, hydraulische Anforderungen 333.  
 —, Bemessung 340.  
 —, konstruktive Einzelheiten 337.  
 —, Freispiegelwasserschlößer 344.  
 —, wirtschaftliche Schwallraumbildung 331.  
 Wasserschloßkraftwerke 441.  
 Wasserstandsregler 386, 466.
- Wechselhaftigkeits- (Frequenz-) Linie 47.  
 Wehrhöhe, Ermittlung der günstigsten 136.  
 Weitspannrohrleitung 311, 326.  
 Werks-Ausnutzungsziffer 20.  
 Werkseinlaß 334, 346.  
 White's „Hydraucone regainer“ 359, 423.  
 Wirkungsgrad, Abhängigkeit von der Belastung 156.  
 —, allgemein 5.  
 —, alte Anlagen mit geringem 111.  
 —, Einfluß der Einzelausbauform auf Gesamtwirkungsgrad 155.  
 — von Fallhöhenmehrern 163.  
 —, Generatorwirkungsgrad 7, 157, 485.  
 —, Gesamtwirkungsgrad in Abhängigkeit von Größe und Anzahl der Maschinen 157.  
 —, konstruktiv-technischer und wirtschaftlicher 156.  
 —, optimaler — eines Anlagenteiles 156.  
 — eines Pumpspeichers 52, 168f.  
 —, Steigerung des — von Wärmekraftwerken durch Kleinspeicher 34.
- Wirkungsgrad:  
 — der Triebwasserleitung 170.  
 —, Turbinenwirkungsgrad in Abhängigkeit von Beaufschlagung 158, 363 (Kaplant. 365) (verschiedene Turbinenarten 351).  
 — —, allgemein 6, 354, 356.  
 — — in Abhängigkeit von Fallhöhe 16, 17, 60, 159.  
 — — auch im Hochwasserabschnitt wichtig 160.  
 —, wirtschaftlicher — eines Speicherbeckens 165.  
 Wirtschaftliche Bemessung von Triebwasserleitungen 192.  
 Wogenenergie des Meeres 2.
- Zitronenquerschnitt 305.  
 Zustandslinie 57.  
 Zwillingsturbine 375, 158.  
 —, Zwillingspiralturbine 381.  
 —, Zwillings- und Mehrfach-Peltonturbinen 382.  
 Zwillingswasserschlößer 350.  
 Zwischenschwallschächte 349.  
 Zylinderschieber 219, 340, 467.  
 —, ausführlich 473.



## Nachtrag.

### Berechnung der Brennstoffkosten für veränderliche Belastung (vgl. S. 110).

Der Einfluß der Belastungsschwankungen (unvollkommene Belastung von Maschinen und Kesseln, Abstellen und Anlassen von Maschinen, Durchheizen

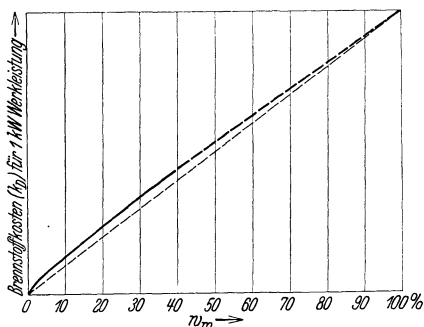


Abb. 602. Brennstoffkosten in Abhängigkeit von der Ausnutzungsziffer  $w_m$ .

der Kessel) auf den Brennstoffaufwand läßt sich genau in folgender Weise berücksichtigen: Man entwirft zunächst die Kurve des Brennstoffaufwandes  $k_D$  als Funktion der Ausnutzungsziffer  $w_m$ . Diese kann näherungsweise als Gerade (Abb. 82), oder noch genauer als (flache) Kurve (Abb. 602) berechnet werden.

An Hand dieser Kurve läßt sich dann leicht zu jeder maßgebenden Belastungsganglinie die „Brennstoffkosten-Inhaltslinie“ (Abb. 603) konstruieren, deren Abszisse auf beliebiger Höhe die gesamten Brennstoffkosten der Belastungs-

teilfläche oberhalb der betreffenden Höhe angibt.

Solche Kurven gelten selbstverständlich nur für bestimmte Dampfmaschinen und für ein bestimmtes Belastungsdiagramm. Bei ihrer Aufstellung geht man zweckmäßig von der folgenden Gleichung aus:

$$C = t c_1 + 24 c_2 + n c_3.$$

Hierin bedeutet  $C$  den Brennstoffverbrauch für einen Diagrammstreifen von 1 kW Höhe in einem Tag,  $t$  die Dauer der Belastung und  $n$  die Anzahl der in der betreffenden Diagrammhöhe sich ergebenden Übergänge von Leerlauf auf Belastung. Die Werte  $c_1$ ,  $c_2$  und  $c_3$  sind Konstante, die von der betreffenden Dampfmaschine abhängen. Für den Gesamtverbrauch einer Dampfzentrale mit Turbodynamos von 25 000 kW, 35 at und 420° C gelten z. B. ungefähr  $c_1 = 3750$  kcal/kWh,  $c_2 = 400$  kcal/kWh,  $c_3 = 800$  kcal/kW. Weitere Zahlenangaben vgl. Schönberg-Glunk.

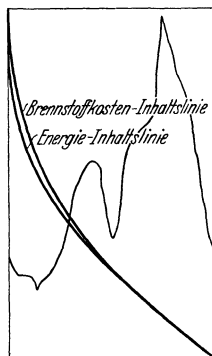


Abb. 603. Energie- und Brennstoffkosten-Inhaltslinie.

**Die Wasserkräfte**, ihr Ausbau und ihre wirtschaftliche Ausnutzung. Ein technisch-wirtschaftliches Lehr- und Handbuch. Von Professor Dr.-Ing. Dr. techn. h. c. **Adolf Ludin** VDI, Berlin. 2 Bände. Mit 1087 Abbildungen im Text und auf 11 Tafeln. Preisgekrönt von der Akademie des Bauwesens in Berlin. XX, 1404 Seiten. 1913. Unveränderter Neudruck 1923. Gebunden RM 66.—\*

---

**Die nordischen Wasserkräfte**. Ausbau und wirtschaftliche Ausnutzung. Von Professor Dr.-Ing. Dr. techn. h. c. **Adolf Ludin** VDI, Berlin. Unter Mitarbeit von Dr.-Ing. **Paul Nemenyi**, Dipl.-Ing. Mit 1005 zum Teil farbigen Abbildungen im Text und auf 2 Tafeln. VIII, 778 Seiten. 1930. Gebunden RM 160.—\*

---

**Bedarf und Dargebot**. Neuere Methoden der elektrizitäts- und wasserwirtschaftlichen Betriebslehre. Von Professor Dr.-Ing. Dr. techn. h. c. **Adolf Ludin** VDI, Berlin. Mit 31 Textabbildungen und 1 Tafel. IV, 38 Seiten. 1932. RM 6.—

---

Ⓜ **Der Wasserbau**. Ein Handbuch für Studium und Praxis. Von Professor Ing. Dr. techn. **Armin Schoklitsch**, Brünn. Erster Band: Mit 708 Abbildungen und 74 Tabellen. XI, 484 Seiten. 1930. Gebunden RM 52.—  
Zweiter Band: Mit 1349 Abbildungen und 45 Tabellen. VI, 715 Seiten. 1930. Gebunden RM 78.—

---

**Gewichtsstaumauern und massive Wehre**. Von Dr.-Ing. **N. Kelen**. Mit 548 Textabbildungen und 23 Tabellen. VIII, 374 Seiten. 1933. Gebunden RM 52.—

---

**Die Staumauern**. Theorie und wirtschaftlichste Bemessung mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbetontalsperren und Beschreibung ausgeführter Bauwerke. Von Dr.-Ing. **N. Kelen**. Mit 307 Textabbildungen und Bemessungstafeln. VIII, 294 Seiten. 1926. Gebunden RM 39.—\*

---

**Entwurf und Ausführung von Stau- und Kanaldämmen aus Erde und Fels**. Von Oberingenieur Privatdozent Dr.-Ing. **O. Walch**, Berlin. Mit 108 Textabbildungen. VII, 234 Seiten. 1933. Gebunden RM 22.50

---

Ⓜ **Der Grundbau**. Ein Handbuch für Studium und Praxis. Von Professor Ing. Dr. techn. **Armin Schoklitsch**, Brünn. Mit 748 Abbildungen und 34 Tabellen. XII, 490 Seiten. 1932. Gebunden RM 62.—

---

**Die Auskleidung von Druckstollen und Druckschächten**. Von Oberingenieur Privatdozent Dr.-Ing. **Otto Walch**, Berlin. Mit 93 Textabbildungen und einer Zusammenstellung ausgeführter Druckstollen auf 5 Tafeln. VI, 188 Seiten. 1926. RM 19.50; gebunden RM 21.—\*

---

Ⓜ **Der Baugrund**. Praktische Geologie für Architekten, Bauunternehmer und Ingenieure. Von Ingenieur **Max Singer**. Mit 123 Textabbildungen. XVI, 393 Seiten. 1932. Gebunden RM 28.—

---

Ⓜ **Ingenieurgeologie**. Herausgegeben von Professor Dr. **K. A. Redlich**, Prag, Professor Dr. **K. v. Terzaghi**, Cambridge, Mass., USA., und Privatdozent Dr. **R. Kampe-Prag/Karlsbad**. Mit 417 Textabbildungen. X, 708 Seiten. 1929. Gebunden RM 57.—

---

**Geologische Voraussetzungen für Wasserkraftanlagen**. Von Professor Dr. **J. L. Wilser**, Freiburg i. B. 58 Seiten. 1925. RM 3.60\*

---

\* Auf die Preise der vor dem 1. Juli 1931 erschienenen Bücher des Verlages Julius Springer, Berlin wird ein Notnachlaß von 10% gewährt. (Die mit Ⓜ bezeichneten Werke sind im Verlag Julius Springer-Wien erschienen.)

**Das Wasserschloß bei Hochdruckspeichieranlagen.** Unter besonderer Berücksichtigung des Kammerwasserschlosses mit Überfall. Von Dr.-Ing. **Otto Streck.** Mit 36 Textabbildungen und 7 Tafeln. V, 68 Seiten. 1929. RM 9.50\*

---

**Anteil der Konstruktion und des Materials an dem wirtschaftlichen Ausbau niederer Wasserkraft-Gefälle** mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse an der Ruhr. Von Dr.-Ing. **Oskar Spetzler.** Mit 28 Textabbildungen. IV, 94 Seiten. 1931. RM 5.40

---

**Zeichnerische Bestimmung der Spiegelbewegungen in Wasserschlossern von Wasserkraftanlagen mit unter Druck durchflossenem Zulaufgerinne.** Von Dr. techn. **Ludwig Mühlhofer,** Innsbruck-Wien. Mit 11 Textabbildungen. V, 75 Seiten. 1924. RM 3.90\*

---

Ⓜ **Druckrohrleitungen der Wasserkraftwerke.** Entwurf, Berechnung, Bau und Betrieb. Von Ministerialrat Ing. Dr. techn. **A. Hruschka,** Wien. Mit 152 Abbildungen, 31 Tabellen und 38 Beispielen im Text. XVI, 283 Seiten. 1929. RM 23.—; gebunden RM 25.—

---

Ⓜ **Druckschwankungen in Druckrohrleitungen.** Von Dr. techn. **Ing. R. Löwy.** Mit 45 Textabbildungen und 7 Tafeln. V, 162 Seiten. 1928. RM 15.—

---

**Druckrohrleitungen.** Berechnungs- und Konstruktionsgrundlagen der Rohrleitungen für Wasserkraft- und Wasserversorgungsanlagen. Von Dr.-Ing. **Felix Bundschu.** Zweite, neubearbeitete Auflage. Mit 15 Abbildungen. IV, 62 Seiten. 1929. RM 6.—\*

---

**Rohrhydraulik.** Allgemeine Grundlagen, Forschung, praktische Berechnung und Ausführung von Rohrleitungen. Von Privatdozent Dr.-Ing. **Hugo Richter,** VDI. Mit 192 Textabbildungen und 44 Zahlentafeln. IX, 256 Seiten. 1934. Gebunden RM 22.50

---

**Berechnungsgrundlagen und konstruktive Ausbildung von Einlaufspirale und Turbinensaugrohr bei Niederdruckanlagen.** Von Dr.-Ing. **Herbert Rohde.** Mit 41 Textabbildungen. IV, 112 Seiten. 1931. RM 11.—\*

---

**Wasserkraftmaschinen.** Eine Einführung in Wesen, Bau und Berechnung von Wasserkraftmaschinen und Wasserkraftanlagen. Von Dipl.-Ing. **L. Quantz,** Stettin. Siebente, vollständig umgearbeitete Auflage. Mit 212 Textabbildungen. VII, 149 Seiten. 1929. RM 5.25\*

---

**Turbinen und Pumpen.** Theorie und Praxis. Von Dr.-Ing. **F. Lawaczek.** Mit 208 Textabbildungen. VI, 208 Seiten. 1932. Gebunden RM 22.50

---

**Die Kreiselpumpen.** Von Professor Dr.-Ing. **C. Pfeleiderer,** Braunschweig. Zweite, verbesserte Auflage. Mit 338 Textabbildungen. X, 454 Seiten. 1932. Gebunden RM 29.50

---

**Kreiselläder als Pumpen und Turbinen.** Von Professor **Wilhelm Spannhaake,** Karlsruhe. Erster Band: Grundlagen und Grundzüge. Mit 182 Textabbildungen. VIII, 320 Seiten. 1931. Gebunden RM 29.—\*

---

\* Auf die Preise der vor dem 1. Juli 1931 erschienenen Bücher des Verlages Julius Springer-Berlin wird ein Notnachlaß von 10% gewährt. (Die mit Ⓜ bezeichneten Werke sind im Verlag Julius Springer-Wien erschienen.)