

Inhaltsverzeichnis

A. Grundlagen	Seite
1. Energiequelle Wasser, ihre Erschließung	5
2. Grundbegriffe und Maßeinheiten	7
3. Fallhöhe	11
4. Wassermenge	13
1. Abflußvorgang	13
2. Beobachtung des Abflußvorganges	16
3. Bestimmung der Wassermenge	18
4. Hydrographische Auswertung der hydrologischen Beobachtungen	18
5. Dauerlinien	20
a) Allgemeines	20
b) Mittelwerts-Dauerlinien	22
B. Planung und Ausbau	
5. Die verschiedenen Arten der Wasserkraftanlagen	23
1. Die einzelnen Wasserkraftanlage	23
2. Wasserkraftsysteme, Gesamtausbauten	26
3. Niederdruckanlagen	27
4. Mitteldruckanlagen	31
5. Hochdruckanlagen	32
6. Speicherkraftanlagen	34
7. Pumpspeicherwerke	35
8. Kleinwasserkraftanlagen	37
9. Gezeitenkraftwerke oder Flutkraftwerke	39
6. Grundfragen der Planung von Wasserkraftanlagen ..	41
1. Der Ausbaugrad	42
2. Der Ausbauumfang	42
a) bei Nieder- und Mitteldruckanlagen	43
b) bei Hochdruckanlagen	44
3. Der Speicherausbaugrad	45
7. Wasser- und Energiewirtschaft	46
1. Bedarf und Dargebot	46
2. Energiewirtschaftliches Rechnen	47
a) Unterschied Leistung und Energie	47

	Seite
b) Vergleich von Bedarf und Dargebot	47
c) Mittlere Jahresleistung	48
d) Eine wichtige Kennziffer	48
3. Betriebs- und Ausbaupläne	49
a) Leistungsplan	49
b) Energie- und Wasserhaushaltsplan	51
1. Summenganglinien	51
2. Ausbeutelinien für Großspeicherwerke	53
4. Einsatz der Wasserkraftanlagen	56
a) Laufwerke	56
b) Schwellbetrieb	57
c) Durchlaufschwellbetrieb	58
d) Langspeicher	60
e) Verbundwirtschaft	62
8. Wirtschaftliche Verhältnisse der Wasserkraftanlagen	64
1. Anlagekosten	65
2. Jahreskosten	66
3. Einheitsanlagekosten	68
4. Energieeinheitskosten	69
5. Die wirtschaftliche Ausbaugröße	70
6. Einfluß der Benutzungsdauer	73
9. Wasserrecht und -verwaltung	75
1. Wassergesetze	75
a) Deutschland	75
b) Ausland	76
2. Konzessions- oder Verleihungsverfahren	77
 C. Beispiele ausgeführter Wasserkraftanlagen	
10. Der Innausbau und das Staukraftwerk Simbach-Braunau	78
11. Das Wehrpfeilerkraftwerk Lavamünd in der Drau ..	85
12. Das Wehrschwellenkraftwerk Pitzling im Lech mit Rohrturbinen	88
13. Das Talsperrenkraftwerk Génissiat in der Rhône	92
14. Das Kanalspeicher-Kraftwerk Deichow am Bober	95
15. Das Unterstollen-Kraftwerk Harspränget am Luleälv in Nordschweden	102
16. Die hochalpine Hochdruckanlage Handeck II	107
17. Die Schludseewerke	113
Schrifttum	123
Sachverzeichnis	124

A. Grundlagen

1. Energiequelle Wasser, ihre Erschließung

In der Natur tritt das Wasser in verschiedener Weise als wichtiger Energieträger auf. In den Wildbächen, Flußläufen und Seen verfügt es, unter dem Einfluß der Schwere im natürlichen Kreislauf wieder dem Meere zustrebend¹⁾, über potentielle und kinetische Energie, die wir als Binnenwasserkraft bezeichnen. In den Gezeiten (Ebbe und Flut) und den Wogen des Meeres bieten sich gewaltige kinetische Energien dar. In den Temperaturunterschieden verschieden warmer Meeresströmungen oder Meeresschichten ist potentielle thermische Energie vorhanden²⁾.

Während die Ausnutzung dieser verschiedenartigen Meereskräfte heute über theoretische Untersuchungen und Projekte wegen ihrer Kostspieligkeit und technischen Schwierigkeit kaum hinausgekommen ist, hat die Nutzung der Binnenwasserkraft seit der Entwicklung der elektrischen Kraftübertragung (Laufen-Frankfurt 1891) großen Umfang und hohe wirtschaftliche Bedeutung gewonnen.

Binnenwasserkraft oder kurz: Wasserkraft schlechtweg, ist an das Vorhandensein einer Fallhöhe, d. h. eines Spiegelhöhenunterschiedes in einem Fluß oder Bach gebunden.

Der freie Fluß verbraucht seine Fallenergie unnütz, oft sogar schadenbringend, restlos in der Überwindung

¹⁾ Vgl. S. Götschen Bd. 960 Drenkhahn, Kreislauf des Wassers und Gewässerkunde.

²⁾ Nizery, A. Nouv. recherches sur l'énergie thermique des mers. Mém. Soc. Ing. de France fasc. 11/12 1947.

Claude, G. L'utilisation de l'énergie therm. des mers. C. Civ. 11. 12. 1926 ff. 1927, 1928, 1929.

Bräuer, Deutsche Wasserwirtschaft 1926 S. 49.

der Bewegungswiderstände seines rauhen und unregelmäßigen Bettes. Der Wasserkraftausbau setzt diese nutzlosen Fallverluste auf ein unvermeidliches Mindestmaß herab, indem er dem fließenden Wasser ein weiträumiges, regelmäßiger geformtes und von ebenmäßigen Wandungen eingefasstes Bett schafft und die dadurch eingesparten Fallhöhen an geeigneten Stellen zu Fallstufen und Kraftwerken zusammenfaßt, in deren Turbinen und Stromerzeugern die ersparte hydraulische Energie in mechanische und elektrische umgewandelt wird.

Für die Schaffung der Fallstufen gibt es grundsätzlich zwei verschiedene Maßnahmen (Abb. 1):

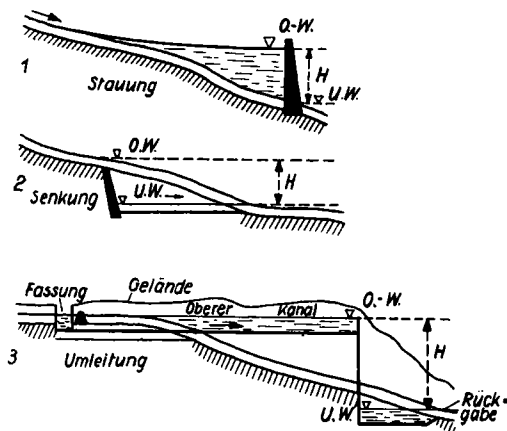


Abb. 1: Stauung (1) und Senkung (2), Umleitung (3)

1. Stauung und Senkung des Wasserspiegels im natürlichen Gewässerbett (Abb. 1, Fig. 1 und 2).
2. Umleitung des Triebwassers in seitlichen oder Flußschleifen-abschneidenden Kanälen oder Stollen (Abb. 1, Fig. 3).

Beide Maßnahmen werden oft nebeneinander in vielseitigen Kombinationen angewandt, wie Abb. 2 als Grundschemata der allgemeinsten Ausbauf orm einer Wasserkraft andeutet¹⁾.

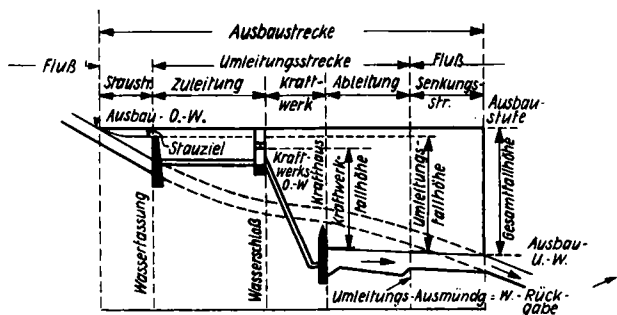


Abb. 2: Allgemeines Grundschemata einer Wasserkraftanlage

Die Vielheit der naturgegebenen morphologischen, geologischen, hydrologischen und klimatischen Vorbedingungen und der Umweltverhältnisse (Siedelung, Verkehrslinien, Geländenutzung) machen jede Wasserkraftanlage zu einer individuellen Schöpfung. Dies erklärt die außerordentliche Mannigfaltigkeit der Ausbauformen der Wasserkraftanlagen schon innerhalb eines einzelnen Landes und um so mehr von Land zu Land, wofür Teil C einige Anschauungsbeispiele bietet.

2. Grundbegriffe und Maßeinheiten

Die ideelle Energie oder das ideelle Arbeitsvermögen einer Wasserkraft — gegeben durch die Komponenten Wasserfülle (Volumen) $V(\text{m}^3)$ und Fallhöhe $H(\text{m})$ — ist

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

(γ = spez. Gewicht des Wassers = 1 t/m^3 , daher im folgenden nicht mehr mitgeschrieben).

¹⁾ Ludin, Wasserkraftanlagen, Springer-Verlag 1934.

Wird statt der Wassermenge V die bei ihrem gleichmäßigen Abfluß in t -Sekunden sich ergebende sekundliche Wassermenge (im weiteren kurzweg: Wassermenge genannt)¹⁾ $Q = V/t$ (m^3/s) betrachtet, dann ist die von ihr sekundlich geleistete Arbeit oder ihre ideelle Leistung:

$$N_i = E_i/t = V/t \cdot H = Q \cdot H \text{ (mt/s)} \quad (2)$$

In den Triebwasserzu- und -ableitungen und besonders in den Wasserkraftmaschinen (Turbinen) entstehen durch Reibung, Stoß, Wirbelbildung Fallhöhenverluste, so daß von der ideellen Leistung N_i nur ein Bruchteil (N) nutzbar bleibt. Man bezeichnet das (mit der Zeit und der Betriebsbelastung wechselnde) Verhältnis $N/N_i = \eta$ (3) als Gesamtwirkungsgrad der Wasserkraftanlage.

Sein Durchschnitt innerhalb einer gewissen Betriebszeit ist:

$$\eta_m = E/E_i \quad (3a)$$

Außer dem Gesamtwirkungsgrad interessiert, und zwar

mit Rücksicht auf die geschäftsübliche, vertragliche Leistungsgarantie des Turbinenlieferanten, besonders der Turbinenwirkungsgrad. Er wird sinnlich dem Gesamtwirkungsgrad aus der ideellen, der Tur-

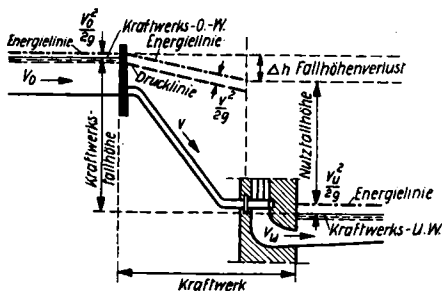


Abb. 3: Werk- und Nutzfallhöhe

bine zugeführten Leistung N_{Ti} und der an der Turbinenwelle abgenommenen mechanischen Leistung N_T berech-

¹⁾ Seit Eytelwein 1818 im gesamten deutschen Sprachgebiet so gebräuchlich. DIN 4049 will dafür „Abfluß“ (m^3/s) und für das von uns als Wassermenge bezeichnete absolute Volumen „Wassermenge“ (m^3 , hm^3) einführen, was wir aus hier nicht näher darlegbaren Gründen leider ablehnen müssen.

net. In praxi wird in der Regel von der leichter meßbaren Leistung „ab Stromerzeuger“ ausgegangen, aus der die „Wellenleistung“ der Turbine N_T unter Berücksichtigung der zu Lasten des Stromerzeugers gehenden mechanischen und elektrischen Leistungsverluste errechnet wird. Die ideelle Leistung der Turbine wird normengemäß aus der Nutzwassermenge Q_n und der Nutzfallhöhe berechnet. Hierbei ist als Nutzfallhöhe der Höhenunterschied der Energielinie¹⁾ vor und hinter der Turbine einzusetzen (Abb. 3).

Die Nutzleistung an der Turbinenwelle ist demnach

$$N_T = \eta_T \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (mt/s)} \quad (4)$$

oder in den nebeneinander üblichen technischen Leistungseinheiten kW und PS:

$$N_T = 9,81 \cdot \eta_T \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (kW) bzw.} \\ 13,3 \cdot \eta_T \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (PS)} \quad (5)$$

Abnahmemessungen ergeben für neuzeitliche Wasserturbinen jeder Bauweise

Höchstwerte des Wirkungsgrades von 0,85 bis 0,95 je nach Größe. Der Wirkungsgrad einer Wasserturbine schwankt im Betrieb mit ihrer Beaufschlagung und, da die elektrische Stromerzeugung

das Einhalten einer bestimmten Drehzahl verlangt, auch mit der Fallhöhe²⁾. Am wenigsten empfindlich sind in

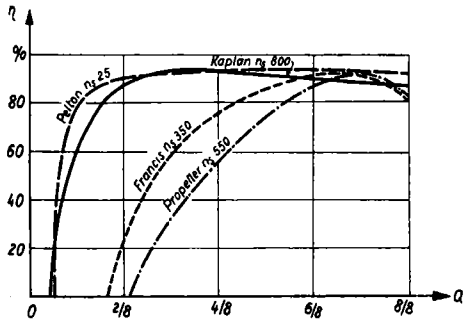


Abb. 4: Wirkungsgrad von Wasserturbinen, abhängig von der Beaufschlagung

¹⁾ s. Samml. Götschen Bd. 397 Hydraulik und unter 3. im folgenden.

²⁾ s. Samml. Götschen Bd. 541/542 Wasserturbinen.

diesen Hinsichten die Kaplan- und Pelton-turbinen (Abb. 4). Als guten Betriebsdurchschnitt kann man für Berechnung der Jahreserzeugung mit $\eta_T = 0,85$ bis $0,9$ rechnen. Dann hat man

$$N_T = 8,3 \text{ bis } 8,7 \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (kW)} = \\ 11,3 \text{ bis } 12 \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (PS)} \quad (6)$$

Die elektrische Nutzleistung ab Stromerzeugerklemmen oder ab Umspanner hochspannungsseitig ergibt sich durch Hinzufügung der entsprechenden Wirkungsgrade:

Stromerzeugerleistung

$$N_{Str} = 9,8 \cdot \eta_T \cdot \eta_{Str} \cdot Q_n \cdot H_n \quad (\text{kW}) \quad (7)$$

Umspannerleistung

$$N_U = 9,8 \cdot \eta_T \cdot \eta_{Str} \cdot \eta_u \cdot Q_n \cdot H_n \quad (\text{kW}) \quad (8)$$

für Stromerzeuger ist

$$\text{bei Normallast} \quad \eta_{Str, \max} = 0,90—0,975$$

$$\text{im Durchschnitt} \quad \eta_{Str, \max} = 0,85—0,96$$

für Umspanner ist

$$\text{bei Normallast} \quad \eta_{u \max} = 0,97—0,985$$

$$\text{im Durchschnitt} \quad \eta_{u \max} = 0,92—0,975$$

Für überschlägige Ermittlungen kann genommen werden

$$\text{Turbinenleistung } N_T = 11 \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (PS bzw. (9)} \\ \text{rd. } 8 \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (kW))}$$

$$\text{Stromerzeugerleistung } N_{Str} = 7,5 \cdot Q_n \cdot H_n \text{ (kW)} \quad (10)$$

Das elektrische Arbeitsvermögen eines Speicherbeckens mit dem Nutzinhalt V , dessen Schwerpunkt um H_s (m) über dem Unterwasser der Turbinen liegt, ist ab Umspanner (mit $1 \text{ kWh} = 367 \text{ mt}$) annähernd:

$$E_U = 1 \cdot V \cdot H_s \cdot \eta_T \cdot \eta_{Str} \cdot \eta_u \cdot 1/367 \quad (11)$$

und bei Mittelwerten der Wirkungsgrade

$$E_U = V \cdot H_s \cdot \frac{0,825 \cdot 0,9 \cdot 0,97}{367} = \frac{2}{1000} \cdot V \cdot H_s \text{ (kWh)} \quad (12)$$

Gebräuchliche Maßeinheiten der Wasser- und Energie-wirtschaft:

1 000 000 kW = 1 000 MW (Megawatt) = 1 GW (Gigawatt)

1 000 000 kWh = 1 GWh

1 kWJahr = 8 760 kWh; $1 \text{ m}^3/\text{s} = 31\,536\,000 \text{ m}^3/\text{Jahr}$.

Nach den Gleichungen 4 und 11 ist die Nutzleistung und damit auch das Jahresarbeitsvermögen einer WKA bestimmt durch die Faktoren Wassermenge, Fallhöhe und Wirkungsgrad. Die richtige Ermittlung der zwei ersten dieser Größen durch sorgfältige Vorarbeiten geodätischer und hydrologischer Natur ist für die zu treffende Beurteilung des Wertes und der Ausbauwürdigkeit der geplanten Wasserkraftanlage wichtig.

3. Fallhöhe

Fallhöhe ist normengemäß¹⁾ der Höhenunterschied der Wasserspiegel zweier Querschnitte eines Wasserlaufes in Meter (geodätische Fallhöhe); Gefälle ist die auf die Länge der betrachteten Flußstrecke bezogene Fallhöhe ($i = H : L$).

Abb. 2 zeigt schematisch die allgemeinste Gliederungsform einer Ausbaustufe. Die Gesamtfallhöhe (auch Roh- oder Bruttofallhöhe genannt) ist der Wasserspiegelunterschied zwischen Anfang und Ende der Ausbaustrecke. Ihre Unterteilung in Stau-, Umleitungs- und Senkungsstrecke mit den entsprechenden Teilfallhöhen kann durch Wegstreichen einzelner Abschnitte allen praktisch möglichen Ausbauförmungen angepaßt werden. Durch streckenweisen Abzug der Fallhöhenverluste (H_w), die nach hydraulischen Formeln errechnet werden²⁾, erhält man mit $H_n = H - H_w$ aus der Gesamtfallhöhe (H) die verfügbare Umleitungsfallhöhe, Kraftwerksfallhöhe und schließlich die (Turbinen-)Nutzfallhöhe (Abb. 3), das ist: die verfügbare Kraftwerksfallhöhe vermindert um die Fallhöhenverluste im Kraftwerkseinlauf und in der Turbinenrohrleitung und vermehrt um die Differenz der Geschwindigkeits-

¹⁾ DIN 4048.

²⁾ Samml. Götschen Bd. 397 Hydraulik.

höhen des oberen und unteren Endquerschnittes der Turbinenanlage $\Delta H_v = (v_e^2 - v_u^2)/2g$.

Im jährlichen Betriebsablauf treten Fallhöhen-schwankungen auf. Ihre Hauptursachen sind: Absinken des Oberwassers unter Stauziel — bei Speicherwerken oft sehr bedeutend — und Ansteigen des Unterwassers infolge Überstauens des Stauziels beim Unterlieger oder, naturnotwendig, bei Zunahme der Wasserführung des Flusses. (Die größte Fluthöhe, Anstieg H_{FI} des HHW über MNW, pflegt in Mitteleuropa 6 bis 10 m nicht zu überschreiten, während in Südamerika und Afrika Werte wie 15 bis 20 m gewöhnlich und solche bis zu 40 m örtlich vereinzelt vorkommen.)

Die Rückstauanfälligkeit einer Wasserkraftanlage läßt sich an der auf die Fluthöhe bezogenen Nutzfallhöhe bei MNW $H'_n = H_n/H_{FI}$ bemessen. Ist $H'_n \leq 1$, so verschwindet die Nutzfallhöhe zeitweilig ganz (Neckar-, Main- und Weserkraftwerke).

Kanalkraftwerke erleiden um so weniger Einbuße, je größer die Umleitungsfallhöhe im Verhältnis zur Gesamtfallhöhe und zur Fluthöhe des Flusses ist (W. A. Deichow a. Bober, Abb. 12c). Die oberen Stufen einer Kanaltreppe (Abb. 14) verspüren keinen Hochwasserrückstau.

Talsperrenkraftwerke ohne längere Umleitung verlieren relativ besonders stark an Fallhöhe mit absinkendem Stauspiegel. Hochdruckanlagen als ausgesprochene Umleitungskraftwerke mit Erfassung sehr großer Fallhöhen sind am wenigsten empfindlich gegen Fallhöhenänderungen infolge Absinkens des Beckenspiegels oder Ansteigens des Unterwassers, ihr Druckabfall zwischen Stillstand und Vollast und vollem leerem Becken erreicht aber doch infolge der wirtschaftlich notwendigen hohen Fließgeschwindigkeiten und Druckverluste in Druckstollen und Stahldruckrohren z. B. im Dixencewerk (Wallis) bei $H = \text{rd. } 1740 \text{ m}$ i. g. rd. 8 % dieser Gesamtfallhöhe.

4. Wassermenge

1. Abflußvorgang¹⁾

Die Wasserkraftnutzung erfaßt mit seltenen Ausnahmen²⁾ unmittelbar nur den oberirdischen Zweig des Abflußvorganges, durch Entnahme des Wassers aus Flüssen und Seen. Für deren Wasserreichtum sind bestimmend: Größe und Ergiebigkeit des Niederschlags- oder Einzugsgebietes F_E (km^2). Das erstere wird von den orographischen Wasserscheiden, das letztere von den manchmal aus geologischen Gründen davon abweichenden hydrologischen Wasserscheiden begrenzt (Abb. 5). Ein für Vergleichszwecke besonders geeignetes Maß der Ergiebigkeit sind die Abflußspende (q l/skm^2), das ist die auf die Flächeneinheit des Einzugsgebietes bezogene Abfluß-

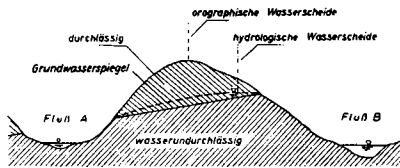


Abb. 5:

Orographische und hydrologische Wasserscheiden

menge (Q m^3/s) und deren auf bestimmte Zeitabschnitte (meist Jahre und Jahresreihen) ausgedehnten zeitlichen Mittelwerte $q = Q/F_E$; $Mq = MQ/F_E$. Die Stärke und der zeitliche Verlauf des Abflusses werden in erster Linie durch die Höhe der Niederschläge, ihre zeitliche Verteilung und ihre, temperaturbedingte, Form (Regen, Schnee) bestimmt. Von wesentlicher Bedeutung sind daneben die „Gebietseinflüsse“: Verdunstung, Vegetation, Durchlässigkeit des Untergrundes für Versickerung, unterirdische Wasserführung und Speicherung, Vorkommen von gleichfalls als Speicher wirkenden Seen und Gletschern.

¹⁾ s. Samml. Göschen Bd. 54 Meteorologie und Bd. 960 Kreislauf des Wassers.

²⁾ Grundwasserkraftwerk Engelberg/Schweiz.

Auf Höhe und Dauer der Hochwassererscheinungen haben daneben besonders noch die Geländeneigung; die Grundrißform des Einzugsgebietes und die Gliederung des Gewässernetzes starken Einfluß. In Tabelle 1 sind für einige deutsche Flußgebiete Kennwerte für Niederschlag und Abfluß zusammengestellt, um eine Anschauung der vorkommenden Unterschiede und Ähnlichkeiten zu vermitteln.

Tab. 1. Jahres-Niederschlags (h_N)-, Abfluß (h_A)- und Verlusthöhen (h_V), Abflußbeiwerte und Abflußspenden von deutschen Flüssen¹⁾.

Fluß- gebiet	Meß- stelle	Einzugs- gebiet km ²	Mittl. Jahres- höhe in mm			Ab- fluß- bei- wert h_A/h_N	Abflußspende l/s · km ²		
			h_N	h_A	h_V		MNq	Mq	MHq
Elbe	Wittenberge	123 532	601	167	434	0,28	2,0	5,1	15,9
Saale	Grizehne	23 737	613	168	445	0,27	1,39	4,62	19,7
Weser	unterh. Diemel	14 825	721	269	452	0,37	2,7	8,5	32,4
Rhein	Basel	35 929	1210	918	292	0,75	11,9	28,8	76,8
Main	Lohr	18 201	657	187	470	0,28	—	7,8	—
Mosel	Kochem	27 100	764	334	430	0,44	2,1	9,8	69,0
Donau	Vilshofen	47 544	838	402	436	0,48	5,4	11,3	34,0
Iller	Wiblingen	2 192	1241	901	340	0,75	10,0	28,5	200

Tabelle 1. Abflußkennwerte verschiedener Flüsse.

Als Ergebnis des Zusammenwirkens der oben umrissenen Klima- und Gebietseinflüsse zeigt der Abflußvorgang innerhalb des (in Deutschland vom 1. November bis 30. Oktober gerechneten) hydrologischen Jahres in großen Zügen eine mehr oder minder bestimmte Periodizität bei mehr oder minder großen und häufigen Einzelschwankungen. Auch die einzelnen Jahresabflußsummen schwanken (mit nicht unumstrittener — Brücknerscher — Periodizität) in Mitteleuropa um ± 30 bis 40 % des langjährigen Mittelwerts.

¹⁾ Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, Springer, Berlin 1943, S. 874.

Regionale Abflusstypen. Die Bilder der Abflußvorgänge aus klimatisch und orographisch-geologisch ähnlichen Einzugsgebieten zeigen naturgemäß grundsätzliche Ähnlichkeit, was benutzt werden kann, um von Gewässern mit vorliegenden langjährigen Beobachtungen auf hydrologisch verwandte ohne ausreichende Beobachtungen Wahrscheinlichkeitsschlüsse zu ziehen. Umgekehrt bilden wesentlich verschiedenartige Gebiete grundverschiedene

Abflusstypen aus, die eine verschiedene Bewertung der regionalen Wasserkräfte in bezug auf ihre wirtschaftliche Nutzbarkeit bedingen können. Am deutlichsten zeigt sich dies bei dem Vergleich von Wasserläufen im Mittelgebirge und Flachland einerseits und rein alpinen des Hochgebirges andererseits. Die Wasserführung der ersteren zeigt im Jahreslauf oft zwei

Anschwellungsperioden — im Vor- und Nachwinter — und zwei Niederwasserperioden, die alpine dagegen nur eine, lang anhaltende, sommerliche Anschwellung, während im Winter, der Zeit des höchsten Energiebedarfs, meist anhaltendes Kleinwasser auftritt (Abb. 6).

Auf Grund langjähriger Beobachtungen hat H. Keller¹⁾ für Mitteleuropa nachfolgende, annähernd allge-

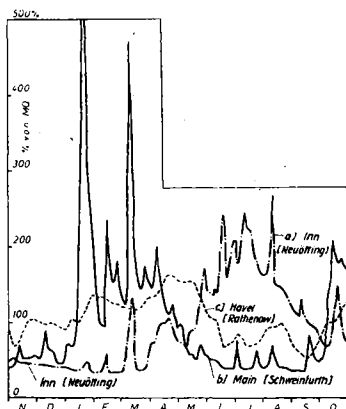


Abb. 6:

Abflusstypen in Ganglinien dargestellt

¹⁾ Keller, Jahrb. für Gew.kunde Norddeutshl. Bes. Mitt. Bd. 1, Nr. 4, Berlin 1906.

K. Fischer, Niederschlag, Abfluß und Verdunstung des Weserquellgebietes, Jahrb. für Gew.kunde Norddeutshl. Bes. Mitt. Bd. 4, Nr. 3 und Bd. 7, Nr. 2.

meingültigen Beziehungen zwischen den mehrjährig gemittelten jährlichen Niederschlags- (h_N), Abfluß- (h_A) und Verlusthöhen (h_V) aufgestellt:

$h_A = 0,942 \cdot h_N - 405$ in mm $h_V = 0,058 \cdot h_N + 405$ in mm
gültig nur für $h_N \geq 560$ mm

für Mittelgebirgs- und Alpenflüsse (großes Abflußvermögen) gültig: $h_A = h_N - 350$ in mm

wobei $h_N \geq 560$ mm

und für Flachlandflüsse (kleines Abflußvermögen, große Verdunstung) $h_A = 0,884 \cdot h_N - 460$ mm

wobei $h_N \geq 625$ mm

Keller hat dabei schon auf den maßgebenden Einfluß der mittleren Lufttemperatur auf das Verlustglied hingewiesen, den dann Wundt näher zahlenmäßig untersucht hat¹⁾. Diese Beziehungen erlauben uns in Gebieten, wo langjährige Abflußbeobachtungen fehlen, Niederschlagsbeobachtungen aber seit langer Zeit vorliegen, die Abflußhöhen h_A (mm) und damit die langjährig gemittelte Abflußmenge aus $MQ = h_A \cdot F_E / 31\,560$ (m³/s) abzuschätzen, wenn wir die mittlere Jahrestemperatur kennen und danach und nach den sonstigen Gebietseigenschaften die Verlusthöhe einschätzen.

2. Beobachtung des Abflußvorganges

An den Pegelstellen der gewässerkundlichen Landesdienste werden die Wasserstände (W) durch Schwimmer- und Schreibpegel fortlaufend aufgezeichnet oder an Lattenpegeln täglich einmal abgelesen. Für vorübergehende Zwecke (Entwurfs-Vorarbeiten) werden nach Bedarf „Hilfspegel“ eingerichtet (z. B. an der voraussichtlichen Entnahme- und der Rückgabestelle). Bald danach kann mit der Aufzeichnung einer Pegelbezugskurve (Abb. 7) begonnen werden, indem gleichzeitig beobachtete Werte von Wasserständen W_A an einem Hilfspegel A

¹⁾ Wundt, Beziehungen zwischen Mittelwerten von Niederschlag, Abfluß, Verdunstung und Lufttemperatur. Dt. Wawi. 1937, S. 82.

und W_B an einem passend gelegenen Hauptpegel B als Abszissen bzw. Ordinaten aufgetragen werden und durch das erhaltene Punktbild eine Ausgleichskurve (oft annähernd: Gerade) gelegt wird. Nach Möglichkeit sind nur Beharrungsstände dabei zu verwenden.

Soweit das Flußbett beim Pegel (B) als hinreichend unveränderlich angesehen werden kann, darf die so ermittelte Bezugskurve als auch für frühere Jahre gültig angesehen und zur Umrechnung der B-Pegellisten oder

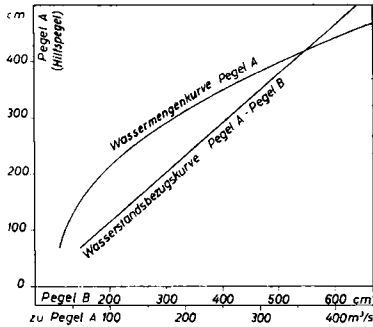


Abb. 7: Pegelbezugs- und Wassermengenkurve

-aufzeichnungen in entsprechende A-Pegellisten oder -aufzeichnungen verwendet werden.

Zur Auswertung auf die den A-Pegelständen entsprechenden Wassermengen ermittelt man auf Grund sorgfältiger Wassermessungen die Beziehung zwischen Wasserstand am Pegel A und gleichzeitiger Wasserführung in seinem (oder einem benachbarten messungsgünstigeren) Querschnitt; danach kann man die Punktegrundlage zur Verzeichnung der „Abflußkurve“ (oder Wassermengenkurve) A (Abb. 7) aufzeichnen und schließlich die Liste oder graphische Auftragung der täglichen Wasserführung am Pegel A mit ihr ableiten. Zeitsparend ist es, die beim Pegel A gemessenen Wassermengen Q_A über den gleichwertigen Pegelständen W_B aufzutragen. Man kann dann die Q_A -Listen (bzw. -Auftragungen) unmittelbar aus den W_B -Listen ableiten und spart die Aufstellung von W_A -Listen (oder Auftragungen), die oft an sich nicht benötigt werden (vgl. Abb. 8).

3. Bestimmung der Wassermenge

Der anwendbaren Verfahren und Geräte wichtigste sind¹⁾: Die punktweise oder integrierende Geschwindigkeitsmessung mit dem Meßflügel ^{1)–4)} für kleine bis größte Gewässer mit nicht zu unebenem Bett und nicht zu wilder Turbulenz, die Salzgeschwindigkeitsmessung für kleine und kleinste Gewässer mit nicht zu unregelmäßigem Bett, die Salzverdünnungs- oder Titrationsmessung für kleine und kleinste Gewässer mit sehr unregelmäßigem Bett und starkem Gefälle.

Die indirekte Messung durch rechnerische Auswertung der Beobachtung der Stauhöhe an gesetzmäßig ausgebildeten scharfkantigen Meßwehren⁵⁾ oder Venturigerinnen⁶⁾ für kleinste bis mittelgroße Gewässer erlaubt fortlaufende Aufschreibung der Wassermengen durch Selbstschreibepegel.

Wegen näherer Einzelheiten sei auf Slg. Göschen Bd. 960 und das umfangreiche Sonderschrifttum verwiesen.

4. Hydrographische Auswertung der hydrologischen Beobachtungen

An Hand der angesammelten Gangliniendiagramme der Selbstschreibepegel oder der — laufend sorgfältig überprüften — Listen der täglichen Ablesungen am maßgebenden Hauptpegel⁷⁾ (B) trägt man die fortlaufende Ganglinie der Wasserstände (sofern diese selbst weiter-

¹⁾ F. Schaffernack, Hydrographie, Springer, Wien 1945.

²⁾ Schweiz. EL.techn. Verein, Regeln f. W.-Turbinen 1947.

³⁾ W. Henn, Grundlagen der Wassermessung mit dem hydrometrischen Flügel, VDI-Forschungsheft Bd. 77 2. XII. 1933.

⁴⁾ Meßgeräte für Abfluß und Wasserstand. Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivelements 1938.

⁵⁾ Th. Rehbock, Wassermessungen mit scharfkantigen Überfallwehren. Z. VDI Nr. 24, 1929.

⁶⁾ F. Engel, Z. VDI, Bd. 77, 2. 12. 1933.

⁷⁾ Verzeichnisse der tägl. Pegelstände und z. T. auch der Abflußmengen enthalten die regelmäßig erscheinenden Jahrbücher der Bundes- und Landesanstalten für Gewässerkunde (oder hydrograf. Ämter), in Deutschland: München, Stuttgart, Bonn, Karlsruhe, Düsseldorf usw.

hin benötigt werden) auf (Abb. 8). Mit Hilfe einer Zahlentafel $Q_A = f(W_B)$ oder einer in geeigneter Neigung auf ein verschiebbares Pausblatt gezeichneten geraden

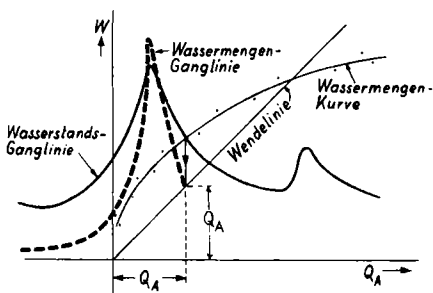


Abb. 8: Ableitung der Wassermengen-(Abflußmengen)ganglinie aus einer Wasserstandsganglinie

„Wendelinie“ und der dazu gezeichneten Wassermengenkurve (W_B, Q_A) kann man daraus Punkt für Punkt die Ganglinie der Wassermengen am Pegel A ableiten. Die Auftragung dehnt man nach Bedarf über den ganzen als zuverlässig erkannten Beobachtungszeitraum des maßgebenden Hauptpegels (B) aus, der womöglich 30 bis 20 Jahre umfassen sollte.

Die Ganglinien geben zwar einen vollkommenen, sehr anschaulichen Überblick über den zeitlichen Verlauf der Wasserstände und Wassermengen, machen aber die weitere wasserwirtschaftliche Auswertung und Untersuchung, z. B. in bezug auf entsprechende Nutzfallhöhen, Nutzleistungen, verfügbare und fehlende Energie einer in Planung genommenen Ausbaustrecke sehr umständlich und zeitraubend. Das praktische Bedürfnis nach einer kompensiösen, weniger Arbeit machenden Untersuchungsart und -grundlage befriedigen die im folgenden beschriebenen „Dauerlinien“ und für Werke mit langfristiger Speicherung, die „Summenganglinien“, beide mit ihren abgeleiteten „Ausbeutelinien“.

5. Dauerlinien

a) Allgemeines

Während für alle mit langfristiger Aufspeicherung und späterer Wiederentnahme (Talsperren, Seeregulierungen) arbeitenden Wasserkraftanlagen der zeitliche Gang der schwankenden Wasserdarbietung von entscheidender Bedeutung und daher in der weiteren Verarbeitung unverändert beizubehalten und zu berücksichtigen ist, spielt er bei der wasser- und energiewirtschaftlichen Untersuchung von Werken ohne Langspeicherung (Laufwerken) eine geringere Rolle. So genügt es oft, nur die über das Jahr oder eine Reihe von Jahren summarisch er-

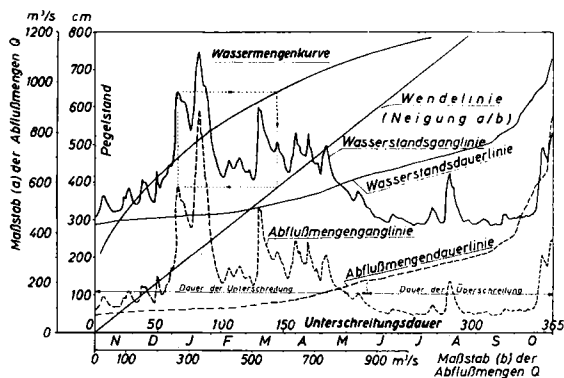


Abb. 9: Gang- und Dauerlinien von Wasserstand und Wassermenge

mittelte Häufigkeit und Dauer des Auftretens der vorkommenden Abstufungen der Wasserstände und Wassermengen zu erfassen und zeichnerisch in der Häufigkeitslinie und deren Integrale: der Dauerlinie, darzustellen (Abb. 9). Die Häufigkeitslinie ist in Slg. Göschens Bd. 960 erläutert. ihre Aufzeichnung bietet keinen prak-

tischen Vorteil. Die Abszissen der Dauerlinie der Wasserstände (B) können entweder rechnerisch durch stufenweise Auszählung und schließliches Addieren der Häufigkeit der in Stufen von 1 oder 2 dcm zusammengefaßten Pegelstände ermittelt und nachträglich aufgetragen werden; oder sie werden rein zeichnerisch aus der Ganglinie durch summierendes Abgreifen der Überschreitungsauern beliebiger Pegelstände bestimmt. Erklären kann man die Dauerlinie am einfachsten als „Ordnungslinie“ der täglichen Pegelstände, Wassermengen usw., d. h. als Ergebnis der Umordnung der Ordinaten der Ganglinie nach ihrer Größe. Es empfiehlt sich, zunächst die Dauerzahlen der Pegelstände (B) abflußjahrweise gesondert zu berechnen und danach die Jahresdauerlinien im gemeinsamen Koordinatennetz aufzutragen, weil dabei die Unterschiede im Wasserdargebot der einzelnen Jahre eindrucksvoll in Erscheinung treten. Schließlich aber wird man die „langjährig-mittlere Dauerlinie“ verzeichnen, und zwar grundsätzlich nur auf Grund „waagrechter“ Mittelbildung, d. h. Berechnung der arithmetischen Mittel der Überschreitungsauern der einzelnen Pegelstände vom kleinsten bis zum größten beobachteten. Es ist der unersetzbare¹⁾ Vorzug der Dauerlinie, daß sie jeden auch nur einmal beobachteten Wert unverfälscht bewahrt und mit dem „Gewicht“ seiner Häufigkeit zur richtigen wasser- und energiewirtschaftlichen Auswirkung kommen läßt. Daher kann man die mittlere Dauerlinie auch jeder anderen dem Pegelstand zugeordneten Größe, z. B. der Wassermenge (Q_A) mittels Wendelinie unmittelbar aus der Dauerlinie der Pegelstände (W_B) ableiten, spart also die Aufzeichnung der Ganglinie (Q_A)! Will man die jahreszeitlichen Unterschiede der Wasserdarbietung nicht verwischen lassen, so wird man statt Jahresdauerlinien etwa Halb- oder Vierteljahresdauerlinien oder letzten Endes monatliche Dauerlinien zeichnen. Über räumliche Zusammenstellung

¹⁾ aber leider noch von vielen verkannte!

der monatlichen Dauer- und Inhaltslinien zum Dauer- und Inhaltsgebirge und dessen ebene Abbildung durch Schichtlinien als Jahresdauer- und Inhaltsplan siehe Ludin, Bedarf und Dargebot, 1932, und Wasserkraftanlagen, 1934, Springer, Berlin.

b) Mittelwerts-Dauerlinien

Der Gedanke lag verführerisch nahe, aus den ineinandergezeichneten Jahres-Ganglinien einer mehrjährigen Beobachtungsreihe durch „senkrechte“ Mittelbildung eine den Abfluß kennzeichnende Ganglinie der tageweise langjährig gemittelten Wassermengen abzuleiten. Aber dieses, die natürlichen Schwankungen stark verwischende Verfahren ist (wie Ludin in „Die Wasserkräfte“ I, S. 64, schon 1913 nachgewiesen hat) mit dem systematischen Fehler behaftet, bei der wasserwirtschaftlichen Grundaufgabe der Defizitbestimmung zwischen Bedarf und natürlicher Darbietung die vor allem interessierenden Fehlbeträge stets zu klein anzugeben. Derselbe Mangel haftet auch dem das Wesen der Dauerkurve verkennenden Versuch an, eine langjährige mittlere Dauerlinie durch „senkrechte“ Mittelbildung der zu gleichen Dauerwerten gehörigen Ordinaten der einzelnen Jahresdauerlinien abzuleiten. Man wird daher gut tun, keine Arbeit auf die Zeichnung von „senkrecht“ gemittelten Gang- und Dauerlinien zu verschwenden. Dagegen ist es eine sinn- und wertvolle Ergänzung eingehenderer energiewirtschaftlicher Untersuchungen, die Wassermengen-Gang- und Dauerlinien einzelner den Schwankungsbereich abgrenzender und kennzeichnender Jahre z. B. des (oder der) wasserärmsten und wasserreichsten und eines (oder zweier!) „mittlerer“, d. h. etwa den langjährigen Abflußdurchschnitt erbringender Jahre herauszuzeichnen und deren Wasser- und Energiehaushalt nach den später angegebenen Verfahren vergleichend zu untersuchen. Im Gebrauch von Bezeichnungen wie Mittleres Jahr, Normaljahr und dgl. dagegen ist Zurückhaltung geboten.