

Beeinflussung der Speicherretention durch den Nettoregen

Autor(en): **Hager, Willi H. / Sinniger, Richard**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **104 (1986)**

Heft 48

PDF erstellt am: **01.05.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-76322>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Beeinflussung der Speicherretention durch den Nettoregen

Willi H. Hager und Richard Sinniger, Lausanne

Unter Annahme einer räumlich gleichmässig verteilten, aber zeitlich variablen Netto-Regenintensität wird der Überlandabfluss eines Einzugsgebietes sowie die Retentionswirkung des zugehörigen alpinen Speichers kombiniert analysiert. Damit lässt sich insbesondere dasjenige Hyetogramm finden, das die extremste Flutwelle im Unterwasser des Speichers sowie den höchsten Speicherspiegel erzeugt. Anhand von Beispielen wird das vereinfachte Verfahren der praktischen Rechnung zugänglich gemacht.

Les effets combinés d'écoulement sur le terrain d'un bassin versant et la rétention de la retenue alpine sont considérés pour une intensité de la pluie nette, admise constante en espace mais variable en temps. Cette méthode permet en particulier de déterminer approximativement les caractéristiques de la pluie nette donnant la crue la plus importante à l'aval de la retenue et la plus grande surélévation du plan d'eau dans la retenue. La procédure est expliquée par des applications types.

Flow over an alpine watershed combined with a spillway controlled reservoir is investigated, assuming a spatially uniform but temporally variable excess rainfall intensity. In particular the analysis allows approximate determination of the peak flood wave in the downstream zone of the reservoir and the corresponding maximum reservoir water level. The computational procedure is explained with reference to typical examples.

Einleitung

Die Sicherheit von Talsperren hat einen hohen Stellenwert und betrifft sowohl die Eigentümer, die Unterlieger wie die Landesversorgung mit elektrischer Energie. Deshalb sind diese Anlagen einer strengen Überwachung unterworfen, die dauernd dem neuesten Stand der Erfahrung und Forschung angepasst wird. Im Zusammenhang mit Talsperren sind insbesondere die Auswirkungen ausserordentlicher Ereignisse zu überprüfen, wie:

- Beschädigung der Anlage durch Dritte,
- Erdbebenwirkung,
- mechanische Brucherscheinungen,
- Abnahme der Materialqualitäten infolge Alterung,
- Hochwasser.

Die vorliegende Untersuchung beschäftigt sich mit einem Teilaspekt der Sicherheit, nämlich der Flutwellenwirkung auf solche Objekte. Flutwellen entstehen hauptsächlich infolge von Starkregen (eventuell kombiniert mit Schneeschmelze). Selbst wenn ein solch extremer Zufluss auf einen gefüllten Speicher trifft, muss die Anlage in jedem Fall betriebssicher bleiben. Probleme können sich dabei insbesondere an der Sperre selbst ergeben (Beschädigung des Entlastungsbauwerkes, Auskolkung der Sperrenwiderlager), oder es treten im Unterwasser der Sperre Flutwellen auf, die Überschwemmungen und Beschädigungen verursachen.

Dank der Retentionswirkung eines Speichers wird der Hochwasserzufluss

in seiner Spitze gedämpft. Diese dämpfende Wirkung wird deshalb insbesondere bei sogenannten Hochwasser-Rückhaltebecken nutzbringend angewandt. Kennt man das Zufluss-Hydrogramm eines Speichers sowie die hydraulischen Speichercharakteristika, so kann der daraus resultierende Speicheranstieg und -Ausfluss einfach aus entsprechenden Berechnungen ermittelt werden [16, 17]. Dabei wird zwischen überfall- und schützenkontrollierten Auslaufbauwerken unterschieden. Die Anwendung dieser Berechnungsmethoden bedingt jedoch die Kenntnis des massgebenden Speicher-Zuflusshydrogramms. Dieses lässt sich durch eine hydrologische Studie des Speicher-Einzugsgebietes gewinnen. Je nach Berechnungsverfahren und betrachteter Wiederkehrperiode des Niederschlagsereignisses fallen die Resultate unterschiedlich aus. Zudem liegen insbesondere bei spärlicher Abflussbeobachtung *Unsicherheitsfaktoren* vor, da z. B. der Abflussbeiwert, das massgebende Hyetogramm und die Rauigkeitscharakteristik des Einzugsgebietes nur näherungsweise bekannt sind.

In der vorliegenden Studie wird versucht, die Abflussvorhersage eines aus Einzugsgebiet und zugehörigem Speicher bestehenden Systems näherungsweise zu ermitteln. Um die Resultate in eine allgemeine Form zu fassen und Einflüsse verschiedener Parameter zu studieren, werden plausible Vereinfachungen in Bezug auf das Regenereignis und auf das Einzugsgebiet eingeführt. Dadurch lassen sich wichtige Zusammenhänge hinsichtlich des zu erwartenden maximalen Hochwassers ableiten.

Die Lösungen lassen sich *direkt* auf konkrete Problemstellungen anwenden; sie sind aber in Detailstudien unter Berücksichtigung der im Einzelfall vorherrschenden Verhältnisse zu überprüfen.

Speicherretention

Gegeben sei ein Speicher, dessen Ausfluss durch eine Hochwasserentlastung kontrolliert wird. Da bei Starkregen der turbinierte Abfluss gegenüber dem Hochwasserabfluss klein ist, soll er weiter nicht berücksichtigt werden. Ferner sei vorausgesetzt, dass bei Beginn des Hochwasserereignisses der Speicher bis zur Überfallkante gefüllt sei (ungünstigster Fall), und dass die Hochwasserentlastung als Standardüberfall ohne aufgesetzte Schützen ausgebildet ist.

Die *Ausflussgleichung* hat dann die Form [16]:

$$(1) \quad Q_a = C_d B \sqrt{2gH^3}$$

mit C_d als Überfallbeiwert ($0,4 < C_d < 0,5$), B als wirksame Überfallbreite, vgl. auch Bezeichnungen (Kästchen).

Ein anfänglich bis zur Überfallkrone gefüllter Speicher besitzt demnach die Überfallhöhe $H = 0$, womit $Q_a(0) = 0$.

Die *Speichergeometrie* lässt sich durch eine Potenzfunktion angeben. Im Speziellen lässt sich das Speichervolumen V in Abhängigkeit der Wassertiefe vereinfacht durch [16]:

$$(2) \quad V = a(H_0 + H)^b$$

darstellen, wobei a und b Koeffizienten eines bestimmten Speichers sind, und H_0 die Tiefe des Speichers vom tiefsten Punkt bis zum Normalstau bezeichnet. Da im Normalfall $H_0 \gg H$, kann Gleichung (2) in der Umgebung $H \approx 0$ durch:

$$(3) \quad V = V_0 + F_0 H$$

approximiert werden mit $V(H = 0) = V_0$ und $F(H = 0) = F_0$.

Bezeichnet $Q_z(t)$ das *Zuflusshydrogramm* zum Speicher, so gilt als Retentionsgleichung [3]:

$$(4) \quad \frac{dV}{dt} = Q_z - Q_a$$

Bei gegebener Beziehung $Q_z(t)$ und bekannter Speicher- und Überfallgeometrie lässt sich aus den Gleichungen (1), (3) und (4) das Ausflusshydrogramm für $Q_a(t)$ ermitteln. Häufig besitzt das Zuflusshydrogramm eine ausgeprägte Spitze, Q_z^* , die zur Zeit t_z^* bezüglich des Beginns des Ereignisses auftritt. Der Ansatz:

$$(5) \quad Q_z = Q_z^* \cdot [T_z \cdot e^{1-T_z}]^n$$

mit $T_z = t/t_z^*$ als dimensionslose Zeit und n als Formparameter reflektiert diese Verhältnisse. Die Kombination mit den oben erwähnten Beziehungen ist im Detail für $n = 2, 5, 10$ ausgearbeitet [16], wobei der Speicherausfluss $Q_a(t)$ lediglich vom Retentionsparameter:

$$(6) \quad R = \frac{C^{2/3} \cdot t_z^* \cdot Q_z^{*1/3}}{F_0}$$

mit $C = C_d B \sqrt{2g}$ ($m^{3/2}/s$) und vom Formparameter n abhängt.

Wie in der Folge gezeigt wird, ist der Formparameter $n = 10$ des Zuflusshydrogramms von speziellem Interesse. Man beachte, dass näherungsweise beliebige Formen des Zuflusshydrogramms durch Gleichung (5) mit $n = 10$ approximiert werden können. Dabei ist der maximale Zufluss Q_z^* beizubehalten, die Referenzzeit t_z^* jedoch so anzupassen, dass das vorgegebene und analytisch erfasste Hydrogramm möglichst gut übereinstimmen [5].

Für den maximalen Speicherausfluss, Q_a^*/Q_z^* , gilt [18]:

$$(7) \quad \frac{Q_a^*}{Q_z^*} = \tanh \left[\frac{4R}{9+R} \right], n = 10.$$

Er ist somit lediglich eine Funktion des Retentionsparameters R nach Gleichung (6). Die zu Q_a^* zugehörige Zeit beträgt näherungsweise:

$$(8) \quad t_a^*/t_z^* = 1 + \frac{1}{2R}, n = 10.$$

Überlandabfluss

Der Speicherzufluss hängt von einer Vielzahl von Parametern wie der Oberfläche des Einzugsgebietes A , dessen Topographie, der Vegetation, der Oberflächenbeschaffenheit und Geologie ab. Weiterhin üben die meteorologischen Eigenheiten des Ein-

zugsgebietes Einfluss auf das Zuflusshydrogramm des Speichers aus. Die Geometrie eines Einzugsgebietes kann zwei Extremfälle annehmen; entweder ist sie nahezu *kreisförmig*, (Bild 1a) und der Speicher wird mehr oder weniger *radial* angeströmt. Eigentliche Flüsse fehlen meistens, weil das Gefälle solcher «Talkessel» gross ist. Andererseits findet man in (eher grösseren) Einzugsgebieten die typisch langgezogene Talgeometrie, wobei entlang dem Talweg ein ausgeprägter Fluss dahinzieht (Bild 1c). Das Wasser in diesen fast *rechteckigen* Einzugsgebieten fliesst vorerst dem Fluss zu und ergiesst sich anschliessend in den Speicher. Natürlich bestehen zwischen diesen beiden Extremfällen zahlreiche Zwischenformen; Ziel der nachfolgenden Überlegungen soll jedoch eine *Abstraktion* der effektiven Geometrie sein [12]. Im ersten Fall, dem radialen Zufluss, betrage die *mittlere Fließdistanz* $x = \ell$ (Distanz zwischen Speicher und Wasserscheide).

Grundsätzlich liesse sich die Abflussdynamik auf ein radiales Einzugsgebiet anwenden [15]. Der gesteigerte Berechnungsaufwand ist jedoch durch die weiteren Vereinfachungen nicht gerechtfertigt. Zudem ist zu bemerken, dass sich in den betrachteten Einzugsgebieten nur selten eine seitliche Beeinflussung des Abflusses einstellt. Vereinfacht kann deshalb das im Bild 1b dargestellte Einzugsgebiet auch als Rechteck mit der Fließlänge ℓ und der Breite $L = A/\ell$ betrachtet werden mit A als Oberfläche des Einzugsgebietes (Bild 1e). Der Speicher ist dabei auf die Länge L gestreckt und besitzt die Oberfläche F_0 .

Für das rechteckige Einzugsgebiet muss zwischen Überland- und Gerinne-Abfluss unterschieden werden. Unter Überlandabfluss verstehen wir den direkten Oberflächenabfluss auf Wiesen, Wäldern und in kleinen Rinnsalen. Er wird vom Hauptfluss des Tales, dem Gerinne, gesammelt und in den Speicher geleitet.

Wie kürzlich nachgewiesen, lässt sich ein Einzugsgebiet mit lokal variablem Gefälle J_s und Reibungskoeffizient K nach der Formel von Strickler durch entsprechende Mittelwerte beschreiben [6]. Somit kann dessen örtlich variabler Charakter näherungsweise erfasst werden, ohne die wesentlichen Eigenheiten des Einzugsgebietes zu

vernachlässigen. Im Gegensatz zum radialen Zufluss liegt deshalb ein System, bestehend aus den Kaskaden «Überland» und «Gerinne», vor. Beide lassen sich durch die (mittleren) Fließlängen (ℓ_a , ℓ_g), die vorherrschende Rauigkeit (K_a , K_g) nach Strickler und das massgebende Sohlengefälle ($J_{s,a}$, $J_{s,g}$) charakterisieren. Da für lange, schmale Täler ℓ_a nahezu konstant ist, erreichen die Spitzenabflüsse bei räumlich konstantem Niederschlag fast gleichzeitig den Fluss (oder den Speicher).

Aus Bild 1d ist ersichtlich, dass Partikel entlang des Weges a, im Gegensatz zu Partikeln entlang des Weges b, die Distanz ℓ_g zusätzlich zurücklegen müssen. Ein Partikel, das entlang des Weges c fliesst, also eine Gesamtdistanz $\ell = \ell_a + (\ell_g/2)$ zurücklegt, darf näherungsweise als repräsentativ betrachtet werden. Bestimmt man nach [6] für Gefälle und Rauigkeiten gewichtete Mittelwerte, $J_s = [J_{s,a} \cdot \ell_a + (1/2)J_{s,g} \cdot \ell_g]/\ell$, $K = [K_a \cdot \ell_a + (1/2)K_g \cdot \ell_g]/\ell$, so kann der Abfluss analog wie in Abb. 1e) durch eine einzige Ebene mit der Länge und der Breite $L = A/\ell$ betrachtet werden. Diese Vereinfachungen ermöglichen eine vernünftige Anwendung der Abflussgleichungen unter Beibehaltung der wesentlichen Eigenschaften des Einzugsgebietes, die schliesslich die Definition des massgebenden Speicherzuflusses, $Q_z(t)$, ermöglichen.

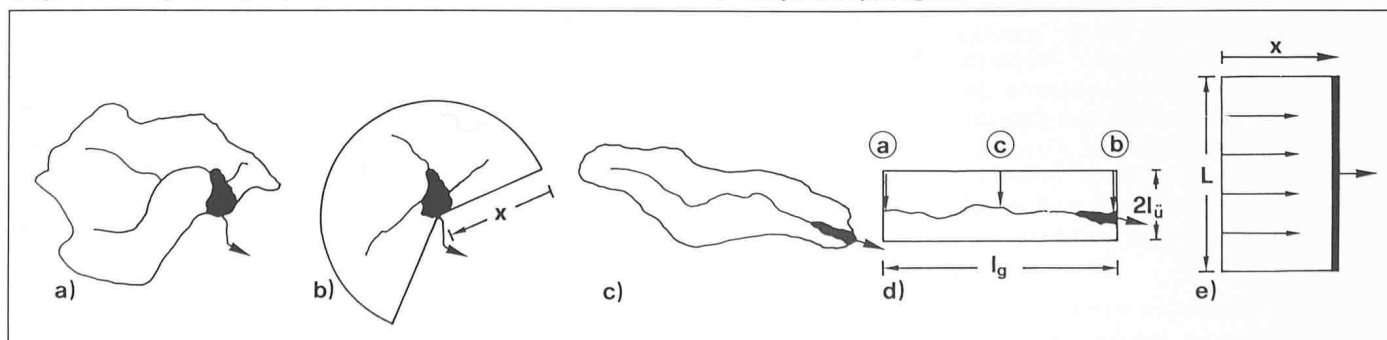
Bezeichnet $p = p(t)$ das Hyetogramm des zum *direkten* Abfluss führenden Niederschlages, so kann dieses bei ausgeprägter Spitze auf die zu Gleichung (5) analoge Form:

$$(9) \quad p = p^*[T \cdot \exp(1-T)]^m$$

gebracht werden. p^* bezeichnet dabei die maximale Netto-Niederschlagsintensität, und $T = t/t^*$ ist die auf t^* normierte Zeit mit t^* als zu p^* zugehörige Zeit. Das Bild 2 zeigt ein typisches Hyetogramm. $p(t)$ entspricht dem «Netto-Hyetogramm», also der momentanen Summe aus Niederschlag, Infiltration, Evapo-Transpiration, Interzeption und den Muldenverlusten. Je nach Problemstellung sind Zuflüsse aus Schnee- und Gletscherschmelze zu berücksichtigen. Bei *Starkniederschlägen*, wie im folgenden betrachtet, herrscht als Zufluss der Niederschlag vor, während Infiltration und Muldenverluste diesen wesentlich reduzieren. In der Hydrologie ist es üblich, den Koeffizienten aus Netto- und Brutto-Niederschlag durch den *Volumen-Abflusskoeffizienten* ψ in Rechnung zu stellen. In alpinen Einzugsgebieten

Bild 1. Modellierung typischer Speicher-Einzugsgebiete
a, b für radialen Speicherzufluss,

c, d Kaskadenzufluss,
e vereinfachtes hydrologisches Modell



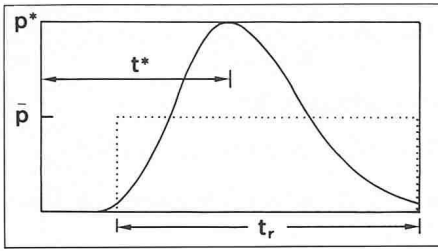


Bild 2. Typischer zeitlicher Verlauf eines direkten Abflusses erzeugenden Hyetogramms. Mit der Spitzencharakteristik (p^* , t^*) ist es durch Gleichung (9) vollständig beschrieben. Ebenfalls punktiert eingezeichnet ist der zugehörige Netto-Blockregen ($\bar{p}$, t_r)

besitzt er die Grössenordnung von $0,1 < \psi < 0,60$ mit Bezug auf die mittlere Niederschlagsintensität $\bar{p}$.

Das im Bild 2 gezeigte Netto-Hyetogramm bezieht sich im Allgemeinen auf einen wohldefinierten Ort des Einzugsgebietes. Wird jedoch dessen Oberfläche auf rund 100 km^2 limitiert, so kann bei Starkniederschlägen, die zu Hochwässern führen, eine räumlich nahezu uniforme Intensitätsverteilung angenommen werden [14].

Die Abflussdynamik des Überlandabflusses auf dem oben beschriebenen, vereinfachten Einzugsgebiet lässt sich durch die instationären Gleichungen der Hydrodynamik erfassen [12]. Ist zusätzlich:

- die maximale Froude-Zahl $F = V/\sqrt{gh} < 1$, und
 - das Verhältnis der maximalen Abflusstiefe zu der Höhendifferenz von höchstem zu tiefstem Punkt des Einzugsgebietes sehr klein,
- so lässt sich die kinematische Wellentheorie mit Erfolg anwenden [5]. Diese vereinfachte Fassung der Gleichungen von de Saint-Venant berücksichtigt die Kontinuitätsrelation:

$$(10) \quad \frac{\delta h}{\delta t} + \frac{\delta q}{\delta x} = p,$$

geht aber von der reduzierten dynamischen Gleichung:

$$(11) \quad J_s = J_f$$

aus. Dabei bezeichnen h die Abflusstiefe, q den Durchfluss pro Einheitsbreite, x die Längskoordinate ($x = 0$ am höchsten Punkt des Einzugsgebietes) und t die Zeit, J_s das (mittlere) Sohlengefälle des Einzugsgebietes und J_f den Reibungsgradienten. Für voll-turbulente Strömungen, die sich bei Starkniederschlägen einstellen, kann J_f durch das Gesetz von Strickler:

$$(12) \quad J_f = \frac{q^2}{K^2 h^{10/3}}$$

beschrieben werden, wobei der hydraulische Radius für kleine Abflusstiefen gleich der Abflusstiefe h wird. Man beachte, dass die Beziehung (11) Pseudo-

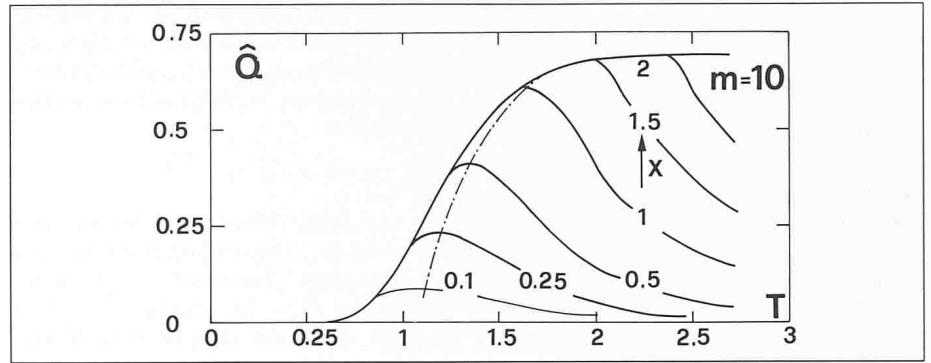


Bild 3. Lösung $\hat{Q}(T)$ für verschiedene Lagekoordinaten X .

Normalabfluss voraussetzt, der Reibungsgradient wird demnach immer und überall durch das Sohlengefälle kompensiert.

Mit den dimensionslosen Grössen:

$$(13a) \quad X = x/(K \sqrt{J_s} p^{*2/3} t^{*5/3})$$

$$(13b) \quad T = t/t^*$$

$$(13c) \quad \hat{Q} = q/(K \sqrt{J_s} p^{*5/3} t^{*5/3})$$

lässt sich das System (10) bis (12) überführen auf:

$$(14) \quad \frac{3}{5} \frac{1}{\hat{Q}^{2/5}} \frac{\delta \hat{Q}}{\delta T} + \frac{\delta \hat{Q}}{\delta X} = \hat{P},$$

wobei $\hat{P} = p/p^*$ nach Gleichung (9). Diese partielle Differentialgleichung erster Ordnung für die Unbekannte $\hat{Q}$ in Abhängigkeit der Lage X und der Zeit T muss unter Vorgabe einer Rand- und einer Anfangsbedingung gelöst werden. Offensichtlich herrscht am höchsten Punkt des Einzugsgebietes ($X = 0$) immer die Abflusstiefe $h = 0$, also $q = 0$ nach Gleichung (12), womit $\hat{Q}(X = 0, T) = 0$. Für Starkniederschläge kann der Basisabfluss vernachlässigt werden, das heisst der Regen fällt auf ein «trockenes» Einzugsgebiet, gleichbedeutend mit $\hat{Q}(X, T = 0) = 0$. Das Bild 3 zeigt eine typische Lösung der Gleichung (14). Eine komplette Herleitung und die Diskussion der Resultate geht aus [5] und [7] hervor.

Im Zusammenhang mit der vorliegenden Problemstellung lässt sich folgende Zusammenfassung anbringen: Die Gesamtlösung besteht aus drei Teilen, nämlich:

- einer S-förmigen Kurve für $X \rightarrow \infty$, die nach einer bestimmten Zeit ($T \approx 2$) einen von T unabhängigen, maximalen Durchfluss erzeugt;
- für $X < \infty$ löst sich das Hydrogramm von der ersten Kurve ab, um zur Zeit T_c den Maximalwert $\hat{Q}_c$ anzunehmen;
- für $T > T_c$ schliesslich, fällt der Durchfluss asymptotisch auf den Anfangswert $\hat{Q}(X, T = 0) = \hat{Q}(X, T \rightarrow \infty) = 0$ zurück.

Von speziellem Interesse sind die Maximalabflüsse, $\hat{Q}_c^* = \hat{Q}_c^*(X)$, wobei der Index «c» den Zufluss zum Speicher be-

zeichnet. Wie sich zeigen lässt [5], können sie für einen Hyetogramm-Formparameter $m = 10$ durch:

$$(15) \quad \hat{Q}_c^* = 0,688 \cdot \tanh [X/0,688]$$

erfasst werden. Die zugehörige Zeit beträgt:

$$(16) \quad T_c^* = 1,1 + 0,4X,$$

und das entsprechende Hydrogramm genügt näherungsweise der modifizierten Beziehung (5).

Damit ist nun die Kaskade «Abflusserzeugender Regen – Überlandabfluss – Speicherzufluss – Speicherausfluss» vollständig. Die Analyse des Speicherausflusses bei vorgegebenem Netto-regen (p^* , t^* , $m = 10$), bekannten Charakteristika des Einzugsgebietes (K , J_s , X , A) und des Speichers (F_0 , C_d , B , H_0) ist somit zugänglich.

Der Nettoregen

Starkniederschläge können als Zufallseignisse betrachtet werden und lassen sich deshalb in der Hydrologie statistisch beschreiben. Aufgrund langjähriger Messungen gelangt man somit zu den sogenannten Niederschlagsdauer-Intensitätsbeziehungen, die in Handbüchern aufgenommen sind [20].

Diese Darstellung, die für verschiedene Gebiete der Schweiz (und anderer Länder) vorliegt, stellt die mittlere Regenintensität $\bar{r}$ in Abhängigkeit der Regendauer und der Jährlichkeit dar. Während in der Kanalisationstechnik übliche Jährlichkeiten von 5 bis 20 Jahren die Regel bilden, geht man im Wasserbau auf Wiederkehrperioden von 100, ja 1000 und im Extremfall von 10 000 Jahren. Natürlich kann man sich nach dem Sinn solcher fast geologischen Zeitspannen fragen, statistisch ist es jedoch möglich, dass ein entsprechendes Höchst-Hochwasser während der Lebensdauer des Bauwerkes auftritt. Selbstverständlich liegen entsprechende Messungen solcher Extremereignisse nur in Ausnahmefällen vor [19].

Die Beziehung zwischen Netto- und Brutto-Niederschlag in Abhängigkeit der Niederschlagsdauer kann heute nur ungenau erfasst werden.

Jedenfalls zeigen beispielsweise Messungen von Huff [10], dass für Starkniederschläge von weniger als 4 h Dauer die zeitliche Intensitätsverteilung näherungsweise eine Form nach Bild 2 annimmt. In den heute zugänglichen Werken wird jedoch der zeitlich variable Intensitätsverlauf durch eine mittlere Brutto-Regenintensität $\bar{r}$ angegeben.

Der Übergang von Brutto- zu Nettoregen kann (vereinfacht) durch die Einführung des *Volumen-Abflusskoeffizienten* ψ wiedergegeben werden. Dieser Koeffizient beinhaltet insbesondere Einflüsse der Infiltration und der Muldenverluste und ist beispielsweise nach Hörler [9] gegeben durch:

$$(17) \quad \psi \approx \frac{\hat{a} \cdot t_r}{t_r + \hat{b}},$$

mit $\hat{a}$ und $\hat{b}$ als Bodenkennwerte. Für «locker bebaute Gebiete mit durchlässigen Flächen» sind $\hat{a} \approx 0,5$ und $\hat{b} \approx 15'$, während $\hat{a} \approx 0,3$ und $\hat{b} = 20'$ für «sandige, durchlässige Flächen» wird. Gleichung (17) besagt im wesentlichen, dass der Abflussbeiwert mit steigender Regendauer t_r (min) zunimmt. Richtwerte für $t_r = 30', 60'$ und $120'$ sind $\psi = 0,2, 0,3, 0,4$.

Die mittlere Brutto-Regenintensität folgt, ebenfalls nach Hörler [9], der Beziehung:

$$(18) \quad \bar{r} = \frac{k}{t_r + \hat{B}},$$

wobei k die Jährlichkeit und die Region umfasst, während $\hat{B}$ (min) lediglich in Abhängigkeit der Region angegeben wird. Die *Netto-Regenhöhe* H_r (m) eines Blockregens ist somit:

$$(19) \quad H_r = \left(\frac{k t_r}{t_r + \hat{B}} \right) \left(\frac{\hat{a} t_r}{t_r + \hat{b}} \right).$$

Das Bild 4 zeigt eine Auswertung für Lausanne (Periode 30 Jahre, $k = 7000$ [(l/s · ha) · min], $\hat{B} = 12$ min; $\hat{a} \approx 0,3$ (—), $\hat{b} = 20$ min). Daraus ist ersichtlich, dass die Netto-Regenhöhe abschnittsweise als konstant vorausgesetzt werden darf. Lediglich für extrem kleine Regendauern, $t_r < 30$ min, variiert die Beziehung $H_r(t_r)$ fast linear mit t_r .

Fixiert man für eine bestimmte Region

und für eine vorgegebene Jährlichkeit die mittlere Brutto-Regenintensität, und schätzt man den Volumen-Abflusskoeffizienten ψ , so folgt für die Netto-Regenhöhe:

$$(20) \quad H_r = \bar{r} \cdot \psi \cdot t_r.$$

Wie aus einer detaillierten Studie über die zeitliche Intensitätsverteilung des Niederschlags hervorgeht, gilt näherungsweise $p^* = 2\bar{p}$, was für $t^* = 5t_r/8$ bedingt, damit die entsprechenden Netto-Regenhöhen identisch werden (vgl. auch Bild 2 und [7]. Nach Gleichung (20) folgt dann:

$$(21) \quad H_r = \frac{r_{\max}}{2} \cdot \psi \cdot \frac{8}{5} t^* = \frac{4}{5} \psi \cdot r_{\max} t^*$$

oder:

$$(22) \quad H_r = \frac{4}{5} p^* t^*$$

mit p^* als maximaler Netto-Regenintensität.

Analyse der Abfluss-Charakteristika

Gegeben sei die Netto-Regenhöhe H_r eines Einzugsgebietes für eine bestimmte Wiederkehrperiode. Bei bekanntem Einzugsgebiet (K, J_s, A, L) folgt nach den Gleichungen (13c) und (15) für den maximalen Speicherzufluss:

$$(23) \quad Q_z^* = 0,688 \cdot K \sqrt{J_s} \left(\frac{5}{4} H_r \right)^{5/3} \cdot L \cdot \tanh \left[\frac{(4/5)^{5/3} x p^*}{0,688 \cdot K \sqrt{J_s} H_r^{5/3}} \right].$$

Die zugehörige Zeit beträgt nach Gleichung (16):

$$(24) \quad t_z^* = t^* [1,1 + 0,4 \frac{(4/5)^{5/3} x p^*}{K \sqrt{J_s} H_r^{5/3}}].$$

Mit der dimensionslosen, maximalen Intensität:

$$(25) \quad P = \frac{x p^*}{K \sqrt{J_s} H_r^{5/3}}$$

folgt demnach für:

$$(26) \quad Q_z^* = K \sqrt{J_s} H_r^{5/3} L \cdot \tanh(P),$$

und nach Berücksichtigung von Gleichung (22) für:

$$(27) \quad t_z^* = \frac{5}{4} \cdot \frac{x}{K \sqrt{J_s} H_r^{5/3}} \cdot \frac{1}{P} \cdot [1,1 + 0,275 P].$$

Das Speicherzufluss-Hydrogramm lässt sich mit diesen Werten bezüglich der Durchflussspitze nach Gleichung (5) ermitteln.

Man betrachte als Beispiel ein Einzugsgebiet der Länge $x = 1000$ m, der Oberfläche $A = 5$ km² mit einem mittleren Gefälle $J_s = 5\%$ und $K = 10$ m^{1/3}/s. Die für ein 50jähriges Hochwasser massgebende Netto-Regenhöhe sei $H_r = 8$ mm. Welchen Verlauf haben die Speicherzufluss-Hydrogramme für verschiedene Regendauern?

Die Tabelle 1 zeigt den Berechnungsgang. Vorerst werden verschiedene Anstiegszeiten t^* des Hyetogramms fixiert. Anschließend berechnet man die maximale Netto-Intensität nach Gleichung (22) um anschließend P nach der Definitionsgleichung (25) zu ermitteln. Die Beziehungen (26) und (27) erlauben schliesslich die Bestimmung der Maximalwerte des Hydrogramms. Das Bild 5 stellt eine graphische Auswertung der Resultate dar. Man bemerkt, dass für $t^* < 60'$ die Abflussspitze konstant bleibt. Sobald P nämlich den Wert $P \approx 2,65$ übersteigt, weicht die Tangens-Hyperbolicusfunktion weniger als 1% vom Maximalwert $\tanh(\infty) = 1$ ab. Nach Gleichung (26) wird dann der Spitzenabfluss $Q_z = K \cdot \sqrt{J_s} \cdot H_r^{5/3} \cdot L$ von der Regendauer t^* unabhängig, und die sogenannte Konzentrationszeit ist überschritten. Mit einer Abflusshöhe $h = H_r$ und einer Querschnittsfläche ($H_r \cdot L$) folgt die Identität zwischen den Gleichungen (12) und (26).

Der maximale Speicherausfluss lässt sich nun anhand dieser Angaben sowie mit Hilfe von Gleichung (7) berechnen. Vorerst soll jedoch ein neuer Ausdruck für den Retentionsparameter R hergeleitet werden, der jetzt nicht mehr auf den Grössen Q_z^*, t_z^* wie in Gleichung (6) beruht, sondern den Netto-Regen und das Einzugsgebiet in Rechnung stellt. Eliminiert man die erwähnten Grössen anhand der Beziehungen (26, 27) so folgt für:

$$(28) \quad R = \frac{C^{2/3}}{F_0} \cdot \frac{(K \sqrt{J_s} H_r^{5/3} L)^{1/3}}{K \sqrt{J_s} H_r^{2/3}} \cdot f_1(P),$$

Bild 4. Netto-Regenhöhe H_r in Abhängigkeit der Regendauer t_r (min) für Lausanne nach Gleichung (19)

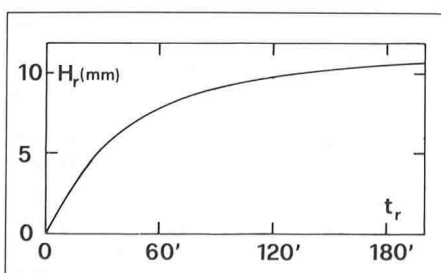


Bild 5. Darstellung der Hydrogramme resultierend aus fixierter Regenhöhe, aber für verschiedene Regendauern t_r , bzw. Hyetogramm-Spitzenzeiten t^* ; (o) bezeichnet die Hydrogramm-Maxima (vgl. Tabelle 1)

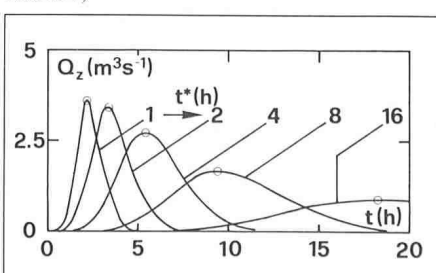


Tabelle 1. Auswertung des Beispiels

t^* [min]	p^* [m/s]	P [—]	Q_z^* [m³/s]	t_z^* [h]
60	$2,8 \cdot 10^{-6}$	3,96	3,58	2,15
120	$1,4 \cdot 10^{-6}$	1,94	3,43	3,3
240	$0,7 \cdot 10^{-6}$	0,99	2,71	5,4
480	$0,35 \cdot 10^{-6}$	0,50	1,65	9,6
960	$0,18 \cdot 10^{-6}$	0,25	0,88	18,2

also nach Umformung $R = R_0 \cdot f_1(P)$

wobei:

$$(29) \quad R_0 = \frac{A(C_d \cdot B \cdot x)^{2/3}}{F_0} \cdot \left(\frac{g}{K^2 J_s H_r^{1/3}} \right)^{1/3}$$

Der Ausdruck (29) berücksichtigt Einflüsse des Netto-Regens (H_r), der Charakteristika des Einzugsgebietes (A , x , K , J_s), der Speichergeometrie (F_0) und des Überfalls (C_d , B) und soll im folgenden als *Kaskadenparameter* bezeichnet werden. Alle erwähnten Grössen sind für ein bestimmtes Gebiet und eine vorgegebene Regen-Frequenz bekannt. Analog zur Grösse R liefert also die Kenntnis von R_0 allein wichtige qualitative Informationen [16].

Es bleibt zu bemerken, dass im Normalfall R_0 lediglich mit H_r variiert. Da jedoch der Zusammenhang $R_0(H_r)$ nach Gleichung (29) nur extrem schwach ist, $R_0 \approx H_r^{-1/9}$, beeinflusst eine Änderung der Netto-Regenhöhe den Kaskadenparameter fast nicht (eine Änderung von $H_r = 0,8$ mm auf $H_r = 1$ mm (+25%) ruft bezüglich R_0 lediglich eine Änderung von +3% hervor).

Setzt man nun die Funktionen (26, 27) in Gleichung (7) ein, so folgt unter Berücksichtigung von (29) für den maximalen Speicherausfluss:

$$(30) \quad \hat{Q}_a^* = K \sqrt{J_s H_r^{5/3} L} \cdot \tanh(P) \cdot \tanh\left(\frac{4R}{9+R}\right)$$

Die entsprechende Zeit ergibt sich unter Berücksichtigung von Gleichung (8) zu:

$$(31) \quad t_a^* = \frac{x}{K \sqrt{J_s H_r^{2/3}}} \left[\frac{4+P}{3P} \right] \left[1 + \frac{1}{2R} \right],$$

wobei:

$$(32) \quad R/R_0 = \frac{4+P}{3P} [2 \cdot \tanh(P)]^{1/3}.$$

Diese letzte Beziehung ist im Bild 6 dargestellt. Aus Gleichung (32) folgt für $[R/R_0] (P \ll 1) \rightarrow 8/[3(2P)^{2/3}]$, während $[R/R_0] (P \gg 1) \rightarrow (P+4) \cdot (2)^{1/3}/(3P)$.

Das Ausflusshydrogramm aus dem Speicher lässt sich schliesslich näherungsweise durch den Ansatz (5) beschreiben, wobei jetzt die Indizes «z» mit «a» vertauscht werden, also:

$$(33) \quad \frac{Q_a^*}{Q_z^*} = [T_a \cdot \exp(1 - T_a)]^{10}$$

mit $T_a = t/t_a^*$. Das Problem ist damit einer vollständigen Lösung zugeführt.

Beispiel

Betrachtet man die oben angegebenen Zahlenwerte sowie $C_d = 0,45$, $F_0 = 10^5 \text{ m}^2$, $B = 2 \text{ m}$ für $t^* = 120 \text{ min}$, also $p^* = 5H_r/(4t^*) = 5 \cdot 0,008/(4 \cdot 60 \cdot$

$120) = 1,4 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ nach Gleichung (22), so wird $R_0 = (5 \cdot 10^6/10^5) \cdot (0,45 \cdot 2 \cdot 1000/5 \cdot 10^6)^{2/3} \cdot (9,81/10^2 \cdot 0,05 \cdot 0,008^{1/3}) = 0,34$. Ferner folgt nach Gleichung (25) für $P = 1000 \cdot 1,4 \cdot 10^{-6}/(10 \cdot 0,005^{1/2} \cdot 0,008^{5/3}) = 1,94$, womit $Q_{\max}^* = 0,62 \text{ m}^3/\text{s}$, siehe Gleichung (30). Mit $R/R_0 = 1,27$ nach Bild 5, also $R = 0,43$ nach Gleichung (31) ergibt sich für die zugehörige Zeit $t_a^* = 6,85 \text{ h}$. Aus den Gleichungen (26, 27) lässt sich nun rückwärts auch die Speicher-Zuflusscharakteristik des Hydrogramms ermitteln, nämlich $Q_z^* = 3,43 \text{ m}^3/\text{s}$ und $t_z^* = 3,25 \text{ h}$. Der Retentionsparameter nach Gleichung (6) wird schliesslich $R = (0,45 \cdot 2 \sqrt{(19,62)^{2/3} \cdot 3,25 \cdot 3600 \cdot 3,43^{1/3}})/(10^5) = 0,43$.

Maximal möglicher Speicherausfluss

Definiert man:

$$(34a) \quad \hat{Q}_a^* = \frac{Q_a^*}{K \sqrt{J_s H_r^{5/3} L}},$$

$$(34b) \quad \hat{T}_a^* = \frac{K \sqrt{J_s H_r^{2/3}}}{x} t_a^*$$

als dimensionslosen, maximalen Speicherausfluss und als zugehörige dimensionslose Zeit, wobei beide Grössen lediglich von der Regenhöhe sowie der Oberfläche des Einzugsgebietes abhängen, so lassen sich die beiden Beziehungen (30, 31) in Abhängigkeit der Parameter (P , R_0) allein nach den Definitionsgleichungen (25, 29) anschreiben. Eine graphische Auswertung dieser Relationen zeigt das Bild 7 für $0 \leq P \leq 4$ und $0,1 \leq R_0 \leq 10$. Darnach nimmt $\hat{T}_a^*$ für einen bestimmten Wert von R_0 mit zunehmendem Wert von P ab. Hingegen weist die Kurve $\hat{Q}_a^*(P)$ für feste Werte von R_0 Maximalwerte auf. Diese sind durch eine gepunktete Linie miteinander verbunden und speziell im Bild 8 dargestellt. Auch diese Beziehung hat die Form einer Tangens-Hyperbolicusfunktion und lässt sich näherungsweise durch:

$$(35) \quad \hat{Q}_{\max,a} = \tanh\left[\frac{12R_0}{18+5R_0}\right]$$

angeben, wobei $\hat{Q}_{\max,a}$ den maximal möglichen Speicherausfluss darstellt.

Beispiel

Nimmt man die oben angegebenen Zahlenwerte, also $R_0 = 0,34$, so folgt $\hat{Q}_{\max,a} = 0,20$, womit $Q_{\max,a} = 0,2 \cdot 10 \cdot 0,05^{1/2} \cdot 0,008^{5/3} \cdot 5000 = 0,720 \text{ m}^3/\text{s}$, also 14% grösser als für die oben angenommene Zeit $t^* = 120 \text{ min}$. Nach Bild 7a folgt nun weiter für $P_{\max} = 1,0$ und nach Bild 7b $T_{\max,a} = 3,0$, womit $p_{\max} = 1 \cdot 10 \cdot 0,05^{1/2} \cdot 0,008^{5/3}/1000 = 6,9 \cdot 10^{-7} \text{ (m/s)}$ (siehe Gleichung (25)), also $t^* = 5 \cdot 0,008/(2 \cdot 6,9 \cdot 10^{-7}) = 14\,000 \text{ (s)} = 3,9 \text{ (h)}$ nach Gleichung (22) und $t_{\max,a} = 3 \cdot 1000/(10 \cdot 0,05^{1/2} \cdot 0,008^{2/3}) = 33\,500 \text{ (s)} = 9,3 \text{ (h)}$. Geht man damit auf Bild 5 zurück, so stellt sich das für den Speicherausfluss sowie die maximale Speicherspiegel-Erhöhung massgebende Hydrogramm zwischen denjenigen mit $t^* = 8$ und 16 h ein.

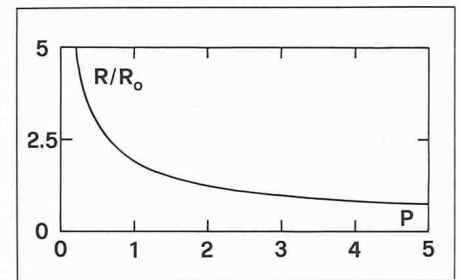


Bild 6. R/R_0 in Abhängigkeit von P nach Gleichung (32)

Bild 7. Spitzenwerte des Hydrogramms am Speicherausfluss, $\hat{Q}_a^*$ (oben) und $\hat{T}_a^*$ (unten) nach den Definitionsgleichungen (34) in Abhängigkeit von P für typische R_0 . Die Maxima der Kurven, $\hat{Q}_{\max,a}(P)$, sind durch eine gestrichelte Linie miteinander verbunden

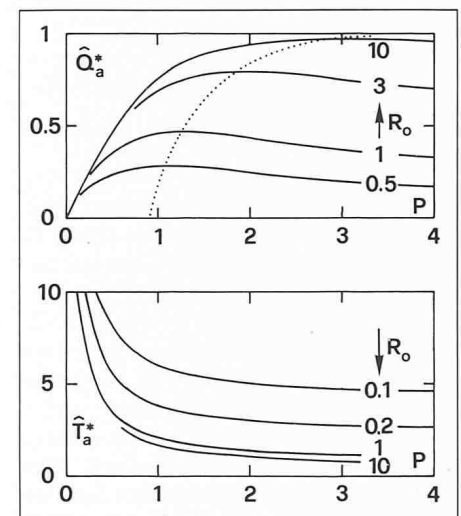
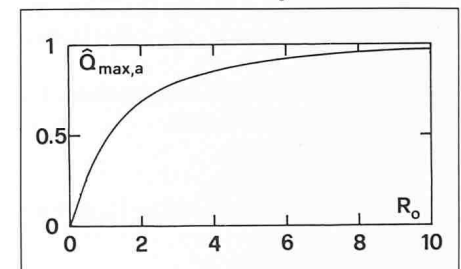


Bild 8. Maximal möglicher Speicherausfluss $\hat{Q}_{\max,a}$ in Funktion des Parameters R_0



Parameterstudie

Nach Bild 8 beeinflussen der Kaskadenparameter R_0 und der Spitzenabfluss $Q_s = K \sqrt{J_s H_r^{5/3} L}$ den maximal möglichen Speicherausfluss $Q_{\max,a}$. Bezüglich des relativen Wertes, $\hat{Q}_{\max,a}$, ist hingegen lediglich R_0 zu berücksichtigen. A und F_0 sind ohne weiteres planimetrisch zu ermitteln. Ebenfalls die effektive Überfallbreite B dürfte einfach zu bestimmen sein [11]. Mit grösserer Unsicherheit sind jedoch der mittlere, massgebende Überfallbeiwert C_d , der mittlere Reibungsbeiwert K und das mittlere Soh-

längsfälle J_s behaftet. Da schliesslich H_r in der $(1/9)$ -Potenz erscheint, ist dieser Wert auch bei grober Schätzung für R_0 belanglos. Man stellt somit fest, dass die mit Streuung behafteten Grössen C_d und K (glücklicherweise) nur in der $(2/3)$ -Potenz erscheinen, während der Einfluss des Sohlengefälles untergeordnet ist. Anhand der in Bild 8 dargestellten Beziehung $\hat{Q}_{\max,a}(R_0)$ folgt weiter, dass die beiden «kritischen Parameter» für $R_0 > 5$ ebenfalls belanglos sind, da $\delta(\hat{Q}_{\max,a})/\delta R_0 \rightarrow 0$. Die grösste Fehlerfortpflanzung stellt sich bei $R_0 \ll 1$ ein. Da $A \gg F_0$, und C_d in relativ engen Grenzen bleibt, muss den Fällen:

- kleine Überfallbreite,
- quadratische und kissektorförmige Einzugsgebiete,
- hoher Reibungsbeiwert K ,
- grosses Gefälle J_s ,
- extrem hohe Netto-Regenhöhe H_r ,

besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Bezüglich des *absoluten*, maximal möglichen Speicherausflusses muss zwischen den Fällen $R_0 < 1$ und $R_0 > 1$ unterschieden werden. Für $R_0 \geq 1$ wird $\hat{Q}_{\max,a} \rightarrow 1$; deshalb gilt $\hat{Q}_{\max,a} Q_s = K\sqrt{J_s} H_r^{5/3} L$. Der Speicher besitzt dann überhaupt keine Retentionswirkung [16], da quasi-stationäre Abflussbedingungen vorliegen. Die Speichercharakteristika treten folglich nicht in Erscheinung. Der Maximalausfluss ist für diesen Spezialfall somit linear von K und L , und nahezu quadratisch von H_r abhängig. Er tritt bei

- im Vergleich zur Fläche des Einzugsgebietes kleinen Speicherflächen $A \geq F_0$,
- langen, schmalen Einzugsgebieten,
- grosser Überfallbreite,
- kleinen K -Werten,
- kleinen Gefällen J_s ,
- extrem geringen Netto-Regenhöhen H_r ,

auf und ist deshalb selten.

Häufiger anzutreffen dürfte der Fall

$R_0 < 1$ sein, womit sich Gleichung (35) näherungsweise auf:

$$(36) \quad \hat{Q}_{\max,a}(R_0 < 1) = \frac{2R_0}{3}$$

reduziert. Setzt man R_0 nach Gleichung (29) in die Beziehung (34 a) ein, so wird:

$$(37) \quad Q_{\max,a} = \frac{2}{3} \frac{A}{F_0} (C_d B)^{2/3} \left(\frac{gL}{K\sqrt{J_s}} \right)^{1/3} H_r^{14/9}, R_0 < 1.$$

Diese Relation drückt aus, dass die Einflüsse von L , K , $\sqrt{J_s}$ lediglich in der $(1/3)$ -Potenz erscheinen. Insbesondere für die Ersatzlänge L sowie für den schwierig schätzbaren K -Wert ist dies wichtig.

Wird beispielsweise L auf $\pm 20\%$ geschätzt, so beträgt die Schwankung von $Q_{\max,a} = 6\%$. Der Gefälleseinfluss J_s erscheint nur in der $(1/6)$ -Potenz und entzieht sich damit jeder Einflussnahme auf den maximal möglichen Speicherausfluss.

Hingegen ist der Einfluss von H_r auf $Q_{\max,a}$ überragend. Sowohl für $R_0 < 1$ als auch für $R_0 > 1$, also $0 < R_0 < \infty$, besteht der Zusammenhang $Q_{\max,a} \propto H_r^{1.6}$. Kleine Änderungen von H_r bewirken somit signifikante Schwankungen im maximal möglichen Speicherausfluss ($\Delta H_r = \pm 10\%$ ergibt $\Delta Q_{\max,a} = \pm 17\%$). Dies bedeutet, dass der Wahl der Netto-Regenhöhe H_r grösste Beachtung geschenkt werden muss; entscheidend ist demnach

- die Wahl der Wiederkehrperiode,
- die Kenntnis der Brutto-Regenhöhen,
- die Ermittlung (oder Schätzung) des Volumen-Abflusskoeffizienten ψ .

Um diesen letzten Faktor genauer vorhersagen zu können, muss die Beziehung zwischen Brutto- und Netto-Regenintensität zu einem der vordringlichen Forschungsobjekte der (praktischen) Hydrologie erklärt werden. Die Wahl des massgebenden ψ -Wertes lässt sich somit ohne kombinierte Regen-Abfluss-Beobachtung nur schwerlich

vorhersagen. Schätzungen unterliegen nicht selten Abweichungen von $\pm 50\%$ (z. B. $\psi = 0,3$, anstelle von $\psi = 0,2$), was in $Q_{\max,a}$ Variationen von 90% erzeugen kann. Dieser wesentlichen Tatsache unterliegen alle hydrologischen Modelle ohne sogenannte Eichkorrelation (keine oder nur spärliche Messwerte). Es ist dabei noch zu bedenken, dass ψ -Werte in urbanen Einzugsgebieten sehr viel näher bei der Einheit sind, und somit keine so grossen Variationen entstehen können. In grossräumigen Einzugsgebieten hingegen mit $0,1 < \psi < 0,5$ machen sich kleine Abweichungen signifikant auf den Abfluss bemerkbar.

Anwendung

Trotz den kritischen Bemerkungen bezüglich der Aussagekraft des hydrologischen Modells, denen wie gesagt alle Vorhersagen ohne langjährige Regen- und Abflussbeobachtung unterliegen, kann die vorliegende Methode zur *Vordimensionierung* nützlich sein. Die folgende Anwendung bezieht sich auf ein Gebiet mit mittelfristiger Beobachtungsperiode. Infolge extremer Niederschläge und den daraus resultierenden Hochwassern hat der Palagnedra-Stausee im Tessin seit 1978 Beachtung in Fachkreisen gefunden. Eine Kombination von starken Niederschlägen mit Flutwellen, erzeugt durch zertrümmerte Brücken, hat damals zu extremen Speicherverhältnissen geführt. Im folgenden sollen jedoch nur die im Zusammenhang mit dieser Studie wichtigen Tatsachen besprochen werden, da ausführliche Berichte über die näheren Umstände vorliegen [1, 2].

Das Einzugsgebiet des Palagnedra-Stausees beträgt $A = 140 \text{ km}^2$, der Speicher selbst hat eine Oberfläche von $0,25 \text{ km}^2$ (Normal-Stau). Sein Ausfluss wird durch einen freien Standard-Überfall der Breite $B = 65 \text{ [m]}$ kontrolliert, und als mittlerer Überfallbeiwert kann $C_d = 0,48$ angenommen werden. Der Speicher wird durch die Meleza gespiesen, die sich oberhalb von Malesco mit der Loana vereinigt.

Bild 9. (—) Registrierte und (---) approximierte Ganglinien des Regenereignisses am 7./8. August 1978 nach [1]; (···) zugehöriger Blockregen. 1 $t^* = 10 \text{ h}$, $r_{\max} = 40 \text{ mm/h}$; 2 $t^* = 5 \text{ h}$, $r_{\max} = 57,6 \text{ mm/h}$

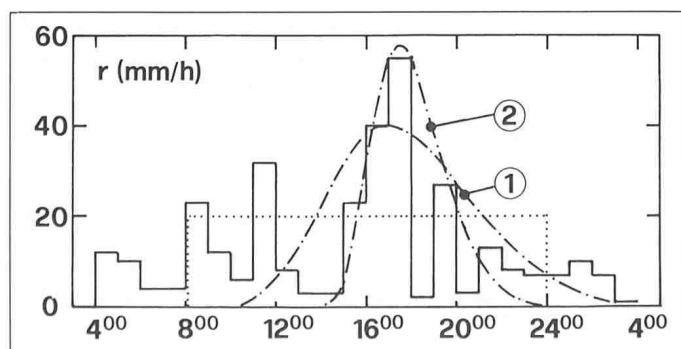
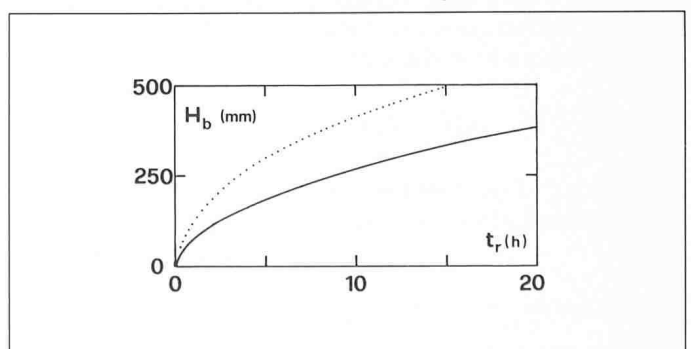


Bild 10. Brutto-Regenhöhe H_b in Abhängigkeit der Regendauer t_r für (—) 50 Jahre und (···) 1000 Jahre Wiederkehrperiode



Bezüglich der Vereinfachung des Einzugsgebietes beträgt der «Überlandabfluss» im Mittel ca. $t_g = 4$ km, und die Gesamtlänge der Melezza ist 20 km, womit die mittlere Fließdistanz rund $x = 20/2 + 4 = 14$ km wird. Die mittlere Länge des Einzugsgebietes ist demnach $L = A/x = 10$ km.

Nach [2] beträgt das Gefälle der Talflanken $0,3 < J_s < 1$, und die Melezza hat ein mittleres Gefälle von $J_s = 0,1$. Als massgebendes, mittleres Gefälle folgt demnach $J_s \approx [0,6 \cdot 4 + 10 \cdot 0,1] / 14 = 0,25$, und der mittlere Reibungsbeiwert ist von der Grössenordnung $K = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (felsiger Untergrund).

Nach [2] fielen zwischen 7. und 8. August 1978 insgesamt 320 mm Regen auf das Einzugsgebiet. Meteorologische Wetterkarten zeigen, dass die örtliche Niederschlags-Verteilung mit Ausnahme des südwestlichen Teils des Einzugsgebietes als recht uniform betrachtet werden darf.

Das Bild 9 zeigt das Brutto-Hyetogramm $r(t)$ am 7./8. August 1978 nach [1]. Die maximale, stündliche Intensität wird darnach 55 mm/h. Ebenfalls eingetragen als gestrichelte Kurve ist die approximierte Intensitätsverteilung, charakterisiert durch $r^* = 40 \text{ mm/h}$ und $t^* = 10$ h sowie als punktierte Linien der zugehörige Blockregen mit $\bar{r} = 20 \text{ mm/h}$ und $t_r = 8t^*/5 = 16$ h. Geht man mit diesen letzten Grössen in die Niederschlagsintensität-Regendauer-Frequenz-Kurven nach [20], so findet man für die Station Camedo eine Wiederkehrperiode von nahezu 50 Jahren.

Das Bild 10 zeigt die Bruttoregenhöhe-Regendauer-Kurven für Wiederkehrperioden von 50 und 1000 Jahre nach [20]. Im Gegensatz zum Bild 4 tritt die Abflachung der Kurven erst für eine lange Regendauer auf. Deshalb kann für den vorliegenden Fall nicht von einer konstanten Regenhöhe ausgegangen werden und die Abflusscharakteristika müssen nach Abschnitt 5 berechnet werden.

Wie genauere Modellrechnungen zeigen, hat der massgebende Abflusskoeffizient für Regendauern $t_r > 2$ h die Grössenordnung $\psi \approx 0,4$. Man beachte, dass dann der Untergrund nach dem im Bild 9 gezeigten Hyetogramm weitgehend gesättigt sein wird.

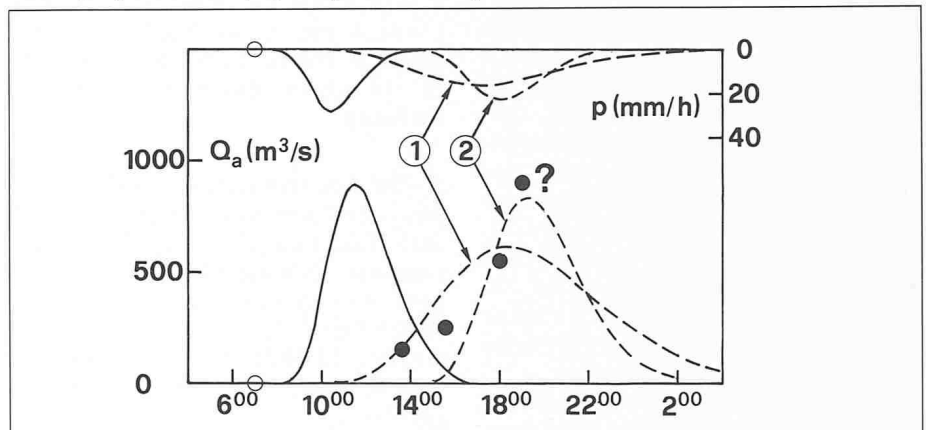
Die Tabelle 2 zeigt die Auswertung der Resultate für eine Wiederkehrperiode von 50 Jahren. Da die massgebende Niederschlagsdauer nicht bekannt ist, wird sie zwischen $0,5 \leq t_r \leq 16$ h variiert; mit den im Bild 10 angegebenen Brutto-Niederschlagshöhen und $\psi = 0,40$ berechnet sich t^* nach Gleichung (22), während $p^* = 2\bar{p}$. Die dimensionslose Intensität folgt nach Gleichung (25), womit sich R nach Gleichung (32) bei bekanntem R_0 nach Gleichung (29) ermittelt. Die Gleichungen (30, 31) ergeben dann t_g^* und $\bar{Q}_a^*$. Man bemerkt, dass der maximale Speicherausfluss für $(t_g^*, H_r^*) = (5,5 \text{ h}, 76 \text{ mm})$ auftritt und $\bar{Q}_a^* = 885 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt; die zugehörige Zeit ist $t_g^* = 4,5$ h. Das resultierende Hydrogramm ist in Bild 11 als ausgezogene Kurve dargestellt (zeitlich verschoben).

Für $t_r = 16$ h, entsprechend $t^* = 10$ h, wird nach Tabelle 2 das Speicherausfluss-Hydrogramm durch $(\bar{Q}_a^*, t_g^*) = (610 \text{ m}^3/\text{s}, 11,4 \text{ h})$ charakterisiert. Es entspricht dem rechnerischen Resultat des Hochwassers vom 7./8. August 1978 unter Annahme des

t_r [h]	H_r [mm]	t^* [h]	$10^{-6}p^*$ [m/s]	P [—]	R_0 [—]	R [—]	$\bar{Q}_a^*$ [m ³ /s]	t_g^* [h]
30'	21,6	19'	23,7	19,80	8,45	4,25	144	2,05
1	32	38'	18,0	7,65	8,10	5,20	290	2,15
2	45,6	75'	12,5	3,05	7,75	7,50	550	2,40
4	64	2,5	9	1,22	7,45	12,60	845	3,55
5	72	3,125	8	0,90	7,40	15,10	880	4,20
6	79	3,75	7,3	0,70	7,30	17,40	870	4,85
7	86	4,375	6,8	0,57	7,25	19,60	855	5,50
8	93	5	6,4	0,47	7,20	21,80	830	6,20
16	128	10	4,4	0,19	6,95	36,90	610	11,40

Tabelle 2. Auswertung der Abflusscharakteristika für den Speicher Palagnedra, 50jährige Wiederkehrperiode

Bild 11. (—) maximal mögliches und (---) am 7./8. August 1978 berechnetes Zufluss-Hydrogramm zum Stausee Palagnedra für eine 50jährige Wiederkehrperiode. Ebenfalls eingezeichnet sind die Netto-Hyetogramme sowie (●) Messpunkte der Mengen-Messstation



Literatur

- [1] Bauer, S., Delley, P. «Anwendung eines mathematischen Modells zur Simulation der Schwallwelle vom 7. August 1978 am Palagnedra-Stausee». Schweizer Ingenieur und Architekt 101 (1983) pp. 643–651.
- [2] Bruschin, J., Bauer, S., Delley, P., Trucco, G. «The overtopping of the Palagnedra dam». Water Power and Dam Constructions, Dez. 1981, pp.
- [3] Hager, W. H. «Beckenretention». Schweizer Ingenieur und Architekt, (1983) pp. 1150–1154.
- [4] Hager, W. H., Sinniger, R., Regamey, J. M. «Storage equation experimentally verified». Water Power and Dam Construction, Nov. 1984, pp. 44–48.
- [5] Hager, W. H. «A simplified hydrological rainfall-runoff model». Journal of Hydrology 74 (1984) pp. 151–170.
- [6] Hager, W. H. «Effects of local bottom slope and roughness coefficient variations». Nordic Hydrology 15 (1984) pp. 131–144.
- [7] Hager, W. H. «Effects of excess rainfall time distribution on catchment area hydrograph». Nordic Hydrology 16 (1985) pp. 157–168.
- [8] Hörler, A. «Kanalisation». Sonderdruck Ingenieur-Handbuch, Band II, 1966.
- [9] Huff, F. A. «Time distribution of rainfall in heavy storms». Water Resources Research, 3 (1967) Nr. 4 pp. 1007–1019.
- [10] Indlekofer, H. «Zum hydraulischen Einfluss von Pfeileraufbauten bei Überfall-Entlastungsanlagen». Inst. Wasserbau und Wasserwirtschaft. TH Aachen, Heft 13, 1976.
- [11] Lane, L. J., Woolhiser, D. A. «Simplifications of watershed geometry affecting simulation of surface runoff». J. Hydrology 35 (1977) pp. 173–190.
- [12] Mahmood K., Yevjevich, V. «Unsteady flows in open channels». Vol. I & II, Water Resources Publications, Fort Collins, Col., 1975.
- [13] Raudkivi, A. J., «Hydrology», Pergamon Press, Oxford, 1979.
- [14] Singh, V. P., Woolhiser, D. A. «A nonlinear kinematic wave model for watershed surface runoff». Journal of Hydrology 31 (1976) pp. 221–243.
- [15] Sinniger, R., Hager, W. H. «Retentionsvorgänge in Speicherseen». Schweizer Ingenieur und Architekt 102 (1984) pp. 535–539.
- [16] Sinniger, R., Hager, W. H. «Flood control by gated spillways». Proc. International Commission for Large Dams, ICOLD, XV Congress, Q59, R9, Lausanne, 1985.
- [17] Sinniger, R., Bourdeau, P. L., Mantilleri, R. «Risikoberechnung von Hochwasserentlastungsanlagen». Wasser – Energie – Luft 77 (1985) pp. 98–109.
- [18] Vischer, D. «Der höchstmögliche Hochwasser und der empirische Grenzbefluss». Schweizer Ingenieur und Architekt 98 (1980) H. 40 pp. 981–984.
- [19] Zeller, J., Geiger, H., Röhrlisberger, G., «Starkniederschläge des schweizerischen Alpen- und Alpenrandgebietes». Vol. 5, Eidg. Anstalt forstl. Versuchswesen, Birmensdorf, 1980.

Hyetogramms 1 in Bild 9 und ist in Bild 11 gestrichelt als Kurve 1 dargestellt. Man bemerke, dass kürzere, aber heftigere Niederschläge derselben Frequenz somit einen grösseren Abfluss erzeugen.

Ebenfalls im Bild 11 eingetragen ist das Hydrogramm 2, charakterisiert durch $(t_r, H_r) = (8 \text{ h}, 93 \text{ mm})$. Nach Bild 9 stellt es lediglich das eigentliche Starkregenereignis in Rechnung. Wie aus Bild 11 hervorgeht, stellt die Kurve 2 einen Mittelwert aus der oben besprochenen Kurve 1 und dem maximal möglichen Hydrogramm dar. Schliesslich in die Figur eingetragen sind Messwerte im Oberwasser des Speichers; diese stimmen mit Ausnahme des ersten Wertes gut mit der berechneten Kurve 2 überein. Eine Erklärung dieser Unstimmigkeit geht aus Bild 9 hervor, tritt doch um etwa 12.00 Uhr ein beträchtlicher Vorregen auf, der durch das Hyetogramm 2 nicht berücksichtigt wird. Der Punkt $(t, Q_z) = (19.00 \text{ Uhr}, 900 \text{ m}^3/\text{s})$ muss jedoch insofern mit Vorsicht betrachtet werden, da die Messstation vermutlich durch Steine und Bäume in ihrer Funktion teilweise beeinträchtigt war. Nach Bauer et al. [1] «ergeben Regen-Abfluss-Berechnungen, durchgeführt unter der Annahme von ungünstigsten Umständen, nur ungefähr $900 \text{ m}^3/\text{s}$, ...».

Weiterhin fällt auf, dass der Retentionsparameter R für alle berechneten Ereignisse gross ist, $R > 4$; der Speicher besitzt somit keine Rückhaltefähigkeit (für den maximalen Speicherausfluss wird $R = 16$, womit $\bar{Q}_s^* = 895 \text{ m}^3/\text{s}$ nach Gleichung (7)).

Analog zur Tabelle 2 lässt sich auch der massgebende Abfluss für eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren nach Bild 10 ermitteln. Daraus resultiert $\bar{Q}_a^* = 1440 \text{ m}^3/\text{s}$ mit $t_a^* = 4,7 \text{ h}$ ($H_r = 0,102 \text{ m}$). Die sich einstellenden Abfluss-Zustände dürften zu ausserordentlichen Hochwassern führen, im Hinblick auf die Ereignisse von 7./8. August 1978 ($\bar{Q}_a^* \approx 2000 \text{ m}^3/\text{s}$) aber keinen Bruch auslösen.

Schlussfolgerungen

Die vorliegende Untersuchung beschäftigt sich mit der vereinfachten Erfassung des Niederschlag-Abfluss-Phänomens in relativ kleinen Einzugsgebieten, die unterwasserseitig durch einen überfallkontrollierten Speicher begrenzt sind. Die Berechnung wird in den reinen Überlandabfluss und in die Retentionswirkung des Speichers aufgeteilt und erfasst somit die Einflüsse des Nettoregens, der topographischen und hydrologischen Eigenheiten des Einzugsgebietes

sowie der Geometrie und Hydraulik des Speichers. Es lassen sich die folgenden Schlussfolgerungen ziehen:

1. Das Speicherzufluss-Hydrogramm kann durch die kinematische Wellentheorie vereinfacht in Abhängigkeit der dimensionslosen Länge des Einzugsgebietes X angegeben werden, vgl. Gleichungen (5, 15, 16).

2. Ausgehend vom Block-Nettoregen lässt sich das Netto-Hyetogramm durch die doppelte maximale Intensität, $p^* = 2\bar{p}$, sowie die zugehörige Steigzeit $t^* = 5t_r/8$ mit t_r als Niederschlagszeit angeben. Die Netto-Niederschlagshöhe H_r ist dann durch Gleichung (22) bestimmt.

3. Der Speicherausfluss wird massgebend durch den Kaskadenparameter R_0 nach Gleichung (29) und die dimensionslose Niederschlags-Intensität P nach Gleichung (35) bestimmt. Die Gleichungen (30, 31) erlauben die direkte Ermittlung des maximalen Speicherausflusses $\bar{Q}_a^*$ und der zugehörigen Zeit t_a^* .

4. Im Gegensatz zum Retentionsparameter R schliesst der Kaskadenparameter R_0 Einflüsse des Nettoregens, der Hydrologie des Einzugsgebietes sowie der Hydraulik des Speichers ein. Seine Grösse charakterisiert wesentlich die Hydrologie eines Einzugsgebietes.

5. Ist die Netto-Niederschlagshöhe (nahezu) unabhängig von der Regendauer t_r , so lassen sich die Resultate bezüglich des maximalen Speicherausflusses weiter vereinfachen. Gleichung (35), dargestellt im Bild 8, gibt dann den maximal möglichen Speicherausfluss allein in Abhängigkeit des Kaskadenparameters R_0 an.

6. Eine Parameterstudie zeigt, dass die untersuchten Einzugsgebiete extrem sensibel auf den Abflusskoeffizienten reagieren. Alle anderen Parameter üben im Vergleich dazu nur einen untergeordneten Effekt auf den maximalen Speicherausfluss aus. Deshalb muss der Bestimmung (oder Schätzung) des Abflusskoeffizienten grösste Beachtung entgegengebracht werden.

7. Die Anwendung der vorliegenden Untersuchung bezieht sich auf das Einzugsgebiet des Palagnedra-Stausees. Es wird gezeigt, dass der Maximal-Speicherausfluss recht gut ermittelt werden kann und dass auch ein 1000jähriges Höchst-Hochwasser den 1978 beobachteten Wert unterschreitet.

Bezeichnungen

Sym-bol	Dim.	Definition
a	$[\text{m}^3 - \text{b}]$	Koeffizient der Volumenfunktion
$\hat{a}$	$[\ell/\text{ha}]$	Koeffizient der mittleren Regenintensität
A	$[\text{m}^2]$	Oberfläche des Einzugsgebietes
b	$[-]$	Änderung der Volumenfunktion
B	$[\text{m}]$	Überfallbreite
C	$[\text{m}^{3/2}/\text{s}]$	Überfallkoeffizient
C_d	$[-]$	Durchflussbeiwert
F	$[-]$	Froude Zahl
F_0	$[\text{m}^2]$	Speicheroberfläche
g	$[\text{m}/\text{s}^2]$	Gravitationskonstante
h	$[\text{m}]$	Abflusstiefe
H	$[\text{m}]$	Überfallhöhe
H_r	$[\text{m}]$	Netto-Regenhöhe
J_f	$[-]$	Reibungsgefälle
J_s	$[-]$	Sohlgefälle
k	$[-]$	Beiwert für Abflusskoeffizient
K	$[\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}]$	Reibungswert nach Strickler
ℓ	$[\text{m}]$	Länge des Einzugsgebietes
L	$[\text{m}]$	Breite des Einzugsgebietes
m	$[-]$	Hydrogramm-Formparameter
n	$[-]$	Formparameter
p	$[\text{ms}^{-1}]$	Netto-Regenintensität
P	$[-]$	relative Netto-Regenintensität
q	$[\text{m}^2\text{s}^{-1}]$	Durchfluss je Einheitsbreite
Q	$[\text{m}^3\text{s}^{-1}]$	Durchfluss
Q_s	$[\text{m}^3\text{s}^{-1}]$	Spitzenabfluss
$\bar{Q}$	$[-]$	relativer Durchfluss
r	$[\ell/\text{s ha}]$	Brutto-Regenintensität
R	$[-]$	Retentionskonstante
R_0	$[-]$	Kaskadenparameter
t	$[\text{s}]$	Zeit
T	$[-]$	normierte Zeit
v	$[\text{ms}^{-1}]$	mittlere Geschwindigkeit
x	$[\text{m}]$	Lagekoordinate
X	$[-]$	relative Lagekoordinate
ψ	$[-]$	Abflusskoeffizient

Indices

Zeichen	bezogen auf
a	Speicherausfluss
max	maximal mögliche Speicherausfluss-Zustände
0	Speichergrössen bezüglich Normalstau
r	Nettoregen
z	Speicherzufluss
*	Maximalwerte des Nettoregens

Verdankungen

Die Autoren möchten sich freundlich bei der «Uffizio Ingegneria Maggia», Locarno, für die Zustellung von notwendigen Unterlagen bedanken. Besten Dank ebenfalls Herrn Prof. J. Bruschin für die wertvollen Diskussionen betreffend der Anlage Palagnedra. Die Durchsicht des Manuskripts verdanken wir Herrn H. Geiger, Anstalt forstwirtschaftliches Versuchswesen, Birmensdorf.

Adressen der Verfasser: Dr. sc. techn. W. H. Hager, dipl. Bauing. ETH/SIA und Prof. R. Sinniger, dipl. Bauing. ETH/SIA, Chaire de Constructions Hydrauliques (CCH), Dépt. de Génie Civil (DGC), EPFL, 1015 Lausanne.