Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria

Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband

Band: 77 (1985)

Heft: 5-6

Artikel: Risikoberechnung von Hochwasserentlastungsanlagen = Calcul du risque relatif aux évacuateurs de crue = Risk calculations relating to spillway design

Autor: Sinniger, Richard

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-940923

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 10.02.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Risikoberechnung von Hochwasserentlastungsanlagen

Richard Sinniger, Philippe Louis Bourdeau und Roland Mantilleri

Zusammenfassung

Die Werte, mit denen ein Hochwasserereignis einer bestimmten Wiederkehrperiode beschrieben wird, insbesondere der Spitzenwert des Abflusses, die Zeit bis zu seinem Eintreffen und das Volumen, sind nicht feste Grössen, sondern Zufallsvariablen. Der aufgezeigte Lösungsweg erlaubt, dieser Tatsache Rechnung zu tragen und gestattet, das Freibord nicht nur ausschliesslich mit deterministischen Methoden zu bemessen. Er erlaubt die Berechnung der Wahrscheinlichkeit, dass ein Hochwasser einer bestimmten Wiederkehrperiode die Sperrenkrone erreicht oder überschreitet. Dadurch wird ein Mittel geschaffen, das gestattet, Stauanlagen untereinander oder Lösungen für eine Projektstudie in bezug auf ihre Hochwassersicherheit anhand objektiver Kriterien und unter Einbezug der Aussagekraft der hydrologischen Grunddaten zu vergleichen.

Einleitung

Betrachtet man die Ursachen, die zu sicherheitsbedrohenden Vorkommnissen bei Stauanlagen führen, so stellt man fest, dass die Überflutung durch extreme Hochwasser zu den Hauptursachen zählt. *Serafim* und *Cavilhas* [9] geben eine Zusammenfassung verschiedener Schadenanalysen, wobei insgesamt 15800 bis zum Jahre 1975 gebaute Sperren einbezogen werden. Von diesen erlitten 1105 (~7%) irgendeinen Schaden, der in 150 Fällen (~1%) zum Verlust der Sperre führte. Die auf die falsche Einschätzung des Hochwassers oder die Fehlplanung der Entlastungsanlage zurückzuführenden Anteile betreffen 13% (145/1105) bei der Gesamtheit der Schadenfälle und erreichen 41% (61/150) bei den Fällen mit Verlust der Sperre. Diese letzte Zahl zeigt, dass die dominierende Ursache für die Zerstörung von Sperren bei der falschen Beurteilung der Hochwasserverhältnisse oder bei der Entlastungsanlage selbst zu suchen ist. Dies erstaunt je-

Foto 1. Hochwasserentlastungsanlage der Staumauer Contra der Verzasca AG, Tessin.

Calcul du risque relatif aux évacuateurs de crue

Richard Sinniger, Philippe Louis Bourdeau, Roland Mantilleri

Résumé

Les paramètres qui décrivent un événement de crue d'une période de retour déterminée, notamment la valeur de pointe du débit, le temps jusqu'à son arrivée et le volume, ne sont pas connus avec certitude, mais doivent être considérés comme des variables aléatoires. La solution proposée permet de tenir compte de ce fait et de ne plus effectuer le dimensionnement de la revanche en utilisant exclusivement des méthodes déterministes. Elle permet d'évaluer la probabilité qu'une crue d'une période de retour choisie atteigne ou dépasse le couronnement du barrage. On dispose ainsi d'un moyen pour comparer des aménagements ou des variantes de projet, sur le plan de la sécurité qu'ils offrent vis-à-vis des crues. On fait pour cela usage de critères objectifs, et on tient compte de la signification des données de base hydrologiques.

Introduction

Lorsque l'on considère l'origine des événements menaçant la sécurité des aménagements hydrauliques, on constate que l'une de leurs causes principales est le débordement lors d'une crue extrême. *Serafim* et *Cavilhas* [9] donnent un résumé de diverses analyses des dommages, couvrant en tout 15 800 barrages construits jusqu'en 1975. Parmi ceux-ci, 1105 (env. 7%) ont subi un dégât quelconque, qui dans 150 cas (env. 1%) a conduit à la perte du barrage. La proportion incombant à une mauvaise estimation de la crue, ou à une erreur dans le projet de l'évacuateur, concerne 13% (145/1105) de la totalité des sinistres et atteint 41% (61/150) des cas qui ont entraîné la perte de l'ouvrage. Ce dernier chiffre montre que la raison dominante de la destruction de barrages est un mauvais jugement des conditions d'occurence des crues ou du comportement de l'évacuateur. Cela n'est guère étonnant si l'on considère l'insuffisance fréquente des bases sur lesquelles repose une estimation des

Photo 1. Evacuateur de crue du barrage de Contra. Verzasca S.A., Tessin (Suisse).

Risk Calculations Relating to Spillway Design

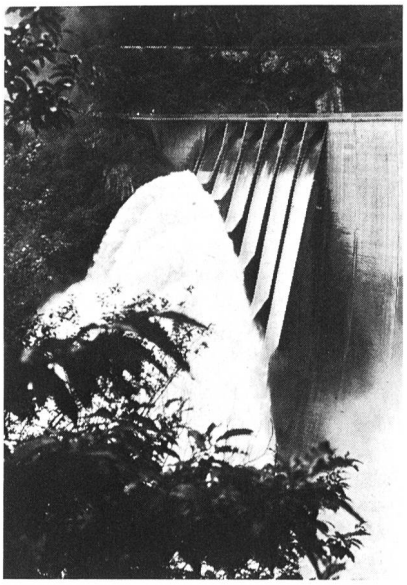
Richard Sinniger, Philippe Louis Bourdeau and Roland Mantilleri

Abstract

The most notable descriptive parameters of a flooding occurrence for a specified return period, namely the peak discharge, the time to peak and the volume of the flood, are variables which cannot be known with certainty. The proposed solution considers the non-negligeable random nature of the variables and permits a freeboard design which is not dependant on classical determinist methods. Also, the presented solution enables the evaluation of the probability that the flood of a specified return period will reach or overflow the crest of the dam. Thus, there exists a method which permits comparison of dams and project proposals on the basis of the security which they offer with respect to flooding; certain objective criteria are used and the significance of hydrological given conditions is taken into account.

Introduction

Consideration of the origines of occurrences which threaten the security of storage reservoirs clearly shows that one of their principal causes is overflow caused by extreme flooding. *Serafim* and *Cavilhas* [9] have given a



Photograph 1. Spillway of the Contra arch dam. Verzasca Ltd., Tessin (Switzerland).

doch nicht, wenn man in Betracht zieht, wie spärlich oft die Grundlagen für eine Abschätzung der extremen Zuflüsse sind. Insbesondere bei kleinen Anlagen mit geringem Einzugsgebiet fehlen gelegentlich jegliche Messungen im betreffenden Gebiet, so dass Werte aus angrenzenden oder hydrologisch ähnlichen Gebieten übernommen werden müssen. Es ist denn auch kennzeichnend, dass die Schadenfallstatistik in bezug auf Überflutung vorwiegend kleinere Anlagen aufweist. In der Tat wurde bis heute keine Sperre über 100 m Höhe im Betrieb durch ein ausserordentliches Hochwasser zerstört. Bessere hydrologische Grundlagen, konservativere Bemessung, aber auch die Tatsache, dass die grösseren Sperren relativ weniger Betriebsjahre aufweisen als die älteren kleinen, mögen die Gründe sein.

Wie ist jedoch im Falle von sogenannten umfangreichen Informationen über die hydrologischen Verhältnisse die Aussage über das Extremhochwasser zu werten? Bei der Beantwortung dieser Frage ist die in jedem Fall bestehende Diskrepanz zwischen tatsächlicher Beobachtungsdauer und gewünschter Zeitspanne für die Vorhersage zu berücksichtigen. In Zahlen ausgedrückt heisst dies, dass ein seltenes Ereignis, welches sich zum Beispiel nur alle 1000 Jahre wiederholt, aufgrund von Beobachtungen, die nur einige Jahrzehnte betragen, abgeschätzt werden muss. Über diesen Informationsmangel vermögen auch die umfassendsten hydrologischen Modelle nicht hinwegzutäuschen. Insbesondere kann die Frage, inwieweit die beobachteten Werte einer rein zufällig angesetzten Messperiode für das Geschehen in einer viel grösseren Zeitspanne representativ sind, nicht beantwortet werden. Es ist sogar leicht nachzuweisen, dass sich, je nach Gruppierung der Messwerte, stark unterschiedliche Extrapolationen auf die Extremereignisse ergeben. Die Tatsache, dass die Messwerte selbst mit Fehlern unterschiedlichster Natur behaftet sein können, ist dabei nicht einmal in die Rechnung mit einbezogen. Die Praxis hat sich bis anhin bemüht, durch Verwendung der als fehlerfrei betrachteten Messwerte und unter Beizug verschiedener Modelle ein einziges, für die Dimensionierung der Entlastungsanlage und des zugehörigen Freibordes massgebendes Hochwasserereignis zu definieren. Wohlwissend um die Schwächen dieses Vorgehens, wird nicht selten mit mehreren möglichen Extremereignissen

apports extrêmes. Cette situation se rencontre notamment pour de petits aménagements, avec un bassin versant peu important. Bien souvent, aucune mesure n'a été effectuée dans la région concernée. On en est alors réduit à prendre en considération des valeurs de bassins adjacents ou de régions hydrologiquement similaires. Il est donc caractéristique, que dans la statistique des dommages, les petits aménagements soient les plus concernés par les débordements. En effet, jusqu'à ce jour aucun barrage en service de plus de 100 m de hauteur n'a été endommagé par une crue extraordinaire. De meilleures bases hydrologiques, un dimensionnement conservatif, mais également le fait que les grands barrages soient généralement en service depuis moins longtemps que les petits peuvent expliquer cette tendance.

Mais lorsque des informations hydrologiques sont, en apparence, abondantes, on peut aussi se demander si nos méthodes de prédiction d'une crue extrême sont adéquates. Pour répondre à cette question, il faut avant tout tenir compte de la contradiction entre la durée d'observation effective et la prévision. Exprimé en chiffre, cela signifie qu'un événement rare, ne se produisant par exemple que tout les 1000 ans, doit être évalué sur la base d'observations qui ne portent que sur quelques décennies. Même les modèles hydrologiques les plus sophistiqués ne peuvent pallier à ce manque d'informations. En particulier, on ignore si des mesures effectuées pendant une période arbitraire fournissent des valeurs représentatives en vue de la prévision d'événements à long terme. On peut d'ailleurs montrer facilement que, selon la manière de grouper les valeurs mesurées, on est conduit à des extrapolations fort différentes pour les événements extrêmes. L'éventualité que les données ellesmêmes puissent contenir des erreurs de différente nature n'est même pas prise en considération lors des calculs. Jusqu'à présent, dans la pratique, on s'est efforcé de définir, à travers l'exploitation de valeurs mesurées considérées comme exemptes d'erreurs, et en utilisant différents modèles, un événement de crue unique et prépondérant pour le dimensionnement de l'évacuateur et de la revanche correspondante. Connaissant les faiblesses de cette procédure, on considère souvent plusieurs événements extrêmes possibles, et les résultats sont ensuite comparés entre eux. Le choix définitif reste cependant dans

resumé of diverse accident analyses which cover a total of 15800 dams constructed up to 1975. Among those listed, 1105 (approx. 7%) suffered ordinary damages which, in 150 cases (approx. 1%) led to the loss of the dam. The proportion incumbent upon a poor flood estimation or a faulty spillway design concerns 13% (1456/1105) of the total number of incidents and reaches 41% (61/150) of the cases which brought about the loss of the dam. This last figure shows that the dominant reason for dam destruction is attributable to bad judgement of flood occurrence and spillway behaviour.

This is scarcely astonishing when the frequent insufficience of reliable bases on which the estimation of extreme inflow conditions rest is considered. Such a situation occurs generally for small plants with minor catchment areas. Quite often, no measurements have ever been made in the region concerned by the project. Thus, the only recourse available is the careful consideration of adjacent watersheds of hydrologically similar conditions. Damage statistics show that small dams are more often affected by overtopping. In fact, no dam currently in use of more than 100 m in height has ever been destroyed by extraordinary flooding. Better hydrological data, conservative design and the fact that large dams have generally been in service for shorter periods of time could explain this tendency.

However, even if hydrological information seems to be available in abundance, the adequacy of present flood prediction methods may still be questioned. To fully understand the nature of this problem the important contradiction between the effective duration of observation and the required time period for the prevision must be taken into consideration. Expressed in figures, this signifies that a rare occurrence, for example one which occurs only once every 1000 years, must be evaluated on the basis of the observations of few decades. Even the most sophisticated hydrological models are not able to compensate for this lack of information. In particular, the question if measurements taken during an arbitrary time period furnish representative values for a long term prevision cannot be answered. It is easy to show that differing extrapolations result depending on the manner in which the measured values are grouped.

The possibility that the given values themselves might contain errors of a different nature is generally not even

gerechnet und die Resultate miteinander verglichen. Die endgültige Wahl bleibt jedoch in jedem Fall subjektiv, da objektive Kriterien fehlen, die es erlauben würden, die mögliche Streuung der Extremwerte zu berücksichtigen. Bei dieser herkömmlichen, *deterministischen* Methode fehlen auch die Kriterien, verschiedene mögliche Lösungen bei einer Neuprojektierung oder bestehende Anlagen untereinander im Hinblick auf Hochwassersicherheit zahlenmässig zu vergleichen. Die nachfolgenden Ausführungen zeigen einen Lösungsweg, der es ermöglicht, dem Zufallscharakter der Abflussereignisse Rechnung zu tragen. Sie betreffen die Sicherheit einer Sperre gegen Überflutung und behandeln somit einen Teilaspekt des Gesamtrisikos, das durch den Bau einer Anlage entstehen kann.

Die hydrologischen Grunddaten

Im nachfolgenden sollen die wesentlichen Methoden der Hydrologie kurz beschrieben und besonders die Aussagekraft der üblichen Methoden beurteilt werden.
Ziel der hydrologischen Studie im Zusammenhang mit einem Speicher soll dabei sein, ein Zuflussereignis nach seinem zeitlichen Verlauf und der Wahrscheinlichkeit des Auftretens (Wiederkehrperiode T) zu ermitteln. Der Zusammenhang zwischen der Zeit t und dem Zufluss pro Zeiteinheit Q_z wird Hydrogramm genannt und ist in Bild 1 wiedergegeben. Da der Spitzenzufluss Q^* für ein Extremereignis in den meisten Fällen sehr viel grösser ist als der Basisabfluss, darf letzterer im folgenden vernachlässigt werden. Ausschlaggebend für die Wirkung des Hochwassers auf die Anlage ist dabei nicht nur der Wert Q^*, sondern auch die Zeit des Anstieges t^* wie auch das totale Volumen W. Leider wird allzuoft nur vom Spitzenwert Q^* gesprochen, der, für sich allein betrachtet, das Hochwasserereignis nur unvollständig wiedergibt.

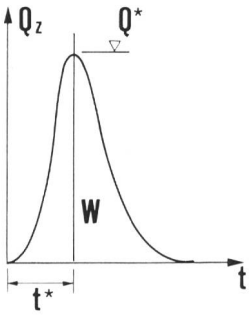


Bild 1. Hydrogramm eines Hochwassers mit dem Spitzenzufluss Q^* zur Zeit t^* und dem Volumen W.

tous les cas subjectif car des moyens rationnels permettant de prendre en considération l'incertitude sur les valeurs extrêmes font défaut. Dans ces méthodes déterministes traditionnelles, il manque également des critères objectifs de comparaison quantitative des différentes solutions possibles en vue de la sécurité vis-à-vis des crues, lors d'un nouveau projet ou de la modification d'aménagements existants. Dans les développement suivants, une solution qui permet de tenir compte du caractère aléatoire des événements hydrologiques est présentée. L'étude porte sur la sécurité d'un barrage contre le débordement, et traite ainsi d'un aspect particulier du risque global inhérent à la construction d'un aménagement.

Les données hydrologiques

Les méthodes essentielles de l'hydrologie sont ici décrites brièvement. La discussion porte essentiellement sur la validité des méthodes usuelles et la valeur de leurs résultats.
Le but d'une méthode hydrologique en relation avec un réservoir est de permettre l'évaluation d'un événement d'écoulement, selon son importance en fonction du temps et de sa probabilité d'apparition (Période de retour T). La relation entre le temps t et l'apport par unité de temps Q_z est appelée hydrogramme. Elle est représentée à la figure 1. Etant donné que le débit de pointe Q^* pour un événement extrême est dans la plupart des cas beaucoup plus grand que le débit de base, ce dernier peut être négligé dans ce qui suit. La valeur Q^* n'est pas seule déterminante pour l'effet d'une crue sur l'aménagement. Le temps de montée t^* ainsi que le volume total W le sont également. Malheureusement on ne considère bien souvent que de la valeur de pointe Q^*. A elle seule, cette valeur ne reflète qu'incomplètement l'événement de crue.

Methodes empiriques

Si, dans un bassin versant, toute mesure relative aux précipitations et à l'écoulement manque, une estimation doit être faite. Celle-ci peut être basée sur l'interprétation des crues historiques ayant eu lieu dans la région [7], ou sur l'application de la formule suivante

$$Q^* = c \cdot A^{\alpha} \quad . \qquad (1)$$

A [km²] est la surface du bassin ver-

Figure 1. Hydrogramme d'une crue avec le débit de pointe Q^* au temps t^* et le volume W.

taken into consideration in the calculations. Currently, design engineers must strive to define a unique and prevailing flood event and to design the corresponding spillway and freeboard using various models given measured values assumed to be error-free. As the inherent weaknesses of such a procedure are well known, often several possible extreme events are considered and their results are compared. However, in all cases the final choice is rather subjective since rational methods are missing which would adequately consider the uncertainty present in the extreme values.
In traditional deterministic methods there are no criteria which enable a quantitative comparison of different possible solutions with respect to flood security, neither for new projects nor for modification of existing facilities.
In the following developments a solution will be presented which permits the consideration of the random character of hydrological events. The study is based on the security of dams against overtopping and thus treats a particular aspect of global risk inherent to the construction of such installations.

Hydrological data

In the following paragraphs the essential methods of hydrology are briefly described. The discussion bears essentially on the validity of the usual methods and the value of their results.
The aim of a hydrological method in relation to a reservoir is to permit the evaluation of a flood event according to its importance as a function of time and of its probability of occurrence (return period, T). The relationship between the time, t, and the inflow per unit time, Q_z, is called a hydrogram (an example is shown in figure 1).
Given that the peak flow, Q^*, for an extreme flood event is, in most cases, much larger than the base flow, this last term will be neglected in the following development.
The term Q^* is not the only determining factor in the flood effect on the plant. The time peak, t^*, as well as the total volume, W, are equally important. Unfortunately, very often only the peak flow, Q^*, is considered. This factor alone is incapable of completely representing the hydrological conditions of a flood event.

Empirical methods

In a given drainage, area, if no mea-

Figure 1. Flood hydrogram with peak discharge Q^* at time t^* and volume W.

Empirische Methoden

Fehlen in einem Einzugsgebiet jegliche Messungen bezüglich Niederschlag und Abfluss, muss eine grobe Abschätzung vorgenommen werden. Diese kann auf der Beurteilung historisch belegter Hochwasserereignisse im Gebiet selbst beruhen [7], oder aber mit Hilfe der folgenden Formel berechnet werden.

$$Q^* = c \cdot A^{\alpha} \quad (1)$$

A [km²] ist die Fläche des Einzugsgebietes, c und α sind Parameter, die eine Region charakterisieren. *Vischer* [12] zum Beispiel gibt solche Werte für die in der Schweiz liegenden Becken des Rheins, der Rhone und des Tessins bekannt. Die Wiederkehrperiode derart gerechneter Extremwerte für Q^* ist unbekannt und nähere Angaben über den zeitlichen Verlauf (t^*) und das Volumen (W) fehlen. Die für ein Einzugsgebiet geschätzten Werte können somit rasch 50% oder mehr von den tatsächlich zu erwartenden Werten abweichen. Zudem hat die Formel nur für kleine Gebiete Gültigkeit. Versuche wurde unternommen, die Berechnung von Q^* zu verfeinern, so zum Beispiel unter Einbezug der Wiederkehrperiode (*Fuller*) oder der Konzentrationszeit und der Niederschläge (*Turazza*). Mehr als eine Idee der Grössenordnung von Q^* wird jedoch in keinem Fall erreicht.

Rationelle Methoden

Diese Methode setzt die Kenntnis der Brutto-Niederschlagsintensität i des uniform und konstant gedachten Regens voraus und gibt für

$$Q^* = \psi \cdot i \cdot A \quad (2)$$

an, wobei ψ ein Abflussbeiwert darstellt, der ebenfalls zeitlich wie örtlich für das Ereignis als konstant vorausgesetzt wird. Die grosse Unsicherheit liegt hier in der Abschätzung der ψ-Werte, die von 0,1 bis 0,9 variieren können.

Selbst bei guter Kenntnis der Verhältnisse sind Abweichungen in Q^* von 50% und mehr zu erwarten. Sind die i-Werte in Funktion der Niederschlagsdauer und der Wiederkehrperiode bekannt, kann mittels der Konzentrationszeit t_c eine bessere Schätzung von Q^* erreicht und gleichzeitig ein Anhaltspunkt für t^* gewonnen werden. Da jedoch zur Bestimmung von t_c Schätzungen des Rauhigkeitsbeiwertes K nach Strickler erforderlich sind, werden auch Abweichungen in t^* von 50% und mehr erwartet.

sant, c et α sont des paramètres caractérisant la région considérée. *Vischer* [12], par exemple, publie de telles valeurs pour les bassins suisses du Rhin, du Rhône et du Tessin. La période de retour des valeurs extrêmes Q^* calculées de cette manière est inconnue et des informations concernant la durée (t^*) et le volume (W) manquent. Les valeurs estimées pour un bassin versant peuvent ainsi facilement différer de 50% ou plus des valeurs attendues réellement. Pour cette raison, la formule n'est applicable qu'aux petites surfaces. Des essais ont été entrepris pour affiner le calcul de Q^*, par exemple en considérant la période de retour *(Fuller)*, le temps de concentration, ou encore les précipitations. De telles procédures conduisent tout au plus à un ordre de grandeur pour Q^*.

Méthodes rationnelles

Ces méthodes nécessitent la connaissance de l'intensité brute des précipitations i. La pluie est admise uniforme et constante, ce qui donne

$$Q^* = \psi \cdot i \cdot A \quad (2)$$

ψ correspond au coefficient d'écoulement, qui est considéré constant temporellement et spatialement. Une grande incertitude pèse sur la valeur de ψ, qui peut varier de 0,1 à 0,9.

Il en va de même lorsque l'on connaît bien les conditions locales. On peut alors s'attendre à des erreurs de 50% ou plus sur Q^*. Lorsque les valeurs de i sont connues en fonction de la durée des précipitations et de la période de retour, une meilleure estimation de Q^* peut être faite sur la base du temps de concentration t_c. Le calcul fournit également une indication sur t^*. Pour la détermination de t_c, des estimations du coefficient de rugosité K selon Strickler sont nécessaires. Il en résulte des erreurs sur t^* qui peuvent aussi être de l'ordre de 50%.

Analyse fréquentielle des apports

La possession d'une série de valeurs des apports, et notamment de leurs pointes annuelles, est nécessaire pour l'application de cette méthode. Ces données devront dès le départ être considérées avec précaution, car elles sont basées dans la plupart des cas sur des courbes de tarage qui subissent des altérations au cours du temps, et sur des mesures de niveaux d'eau entachées d'erreurs plus ou moins grandes. De plus, les valeurs des débits de pointe observés sont souvent obtenues à partir de courbes de tarage elles-mêmes extrapolées. Il

surements relating to precipitation and flow patterns exist, an estimation must be made. Such an estimation can be based on an interpretation of the flood histories of the region [7] or on the application of the following formula:

$$Q^* = c \cdot A^{\alpha} \quad (1)$$

where A (km²) is the surface of the catchment area, c and α are parameters which characterize the concerned region. *Vischer* [12], for example, has published these values for the Swiss basins of the Rhine, the Rhone and the Ticino.

The return period of the extreme values Q^*, calculated in this manner is unknown and there are no available informations for the time to peak t^*, or the volume W. Estimated values for a drainage area can easily differ by 50% from those actually expected. For this reason, the formula is only applicable for small surface areas. Testing programs have been undertaken to refine the calculation of Q^*; for example, by consideration of the return period *(Fuller)*, the concentration time or the precipitation in the area. Such procedures lead, at the best, to a rough estimation of Q^*.

Rational methods

For the utilization of these methods it is necessary to know the gross precipitation intensity i. The rain is admitted to be uniform and constant, which gives

$$Q^* = \psi \cdot i \cdot A \quad (2)$$

where ψ corresponds to a flow coefficient which is considered to be constant in time and space. This coefficient ψ carries a large uncertainty, its values can vary between 0.1 and 0.9. Thus, errors of 50% or more can be expected in the calculation of Q^*. When the values of i are known as functions of the duration of precipitations and the return period a better estimation of Q^* can be made based on concentration time t_c. Estimations of the roughness coefficient according to *Strickler* are necessary for the determination of t_c. Errors on the order of 50% can also be expected in the estimation of t^*.

Frequential analysis of discharge

It is necessary to have a series of discharge values, and especially their annual peaks, for the application of this method. From the beginning these given values must be considered with caution as, for the most part, they are based on grading curves which undergo alterations with time and on

Frequenzanalyse der Abflüsse

Diese Methoden setzen die Kenntnis von Messreihen des Abflusses, insbesondere der Jahresspitzenabflüsse, voraus. Bereits diese Daten müssen mit Vorsicht betrachtet werden, beruhen sie doch in den meisten Fällen auf Eichkurven, die zeitliche Änderungen erfahren, und Wasserspiegelmessungen, die mit grösseren oder kleineren Fehlern behaftet sein können. Zudem werden die Werte für beobachtete Spitzenabflüsse oft auf extrapolierten Eichkurven abgelesen, so dass Abweichungen von 10% oder mehr zwischen Ablesung und tatsächlichem Wert durchaus zu erwarten sind.

Anhand der Serie von jährlichen Spitzenwerten wird alsdann versucht, eine dieses Muster möglichst gut repräsentierende Verteilfunktion (*Galton, Gumbel, Pearson* III usw.) zu finden. Gelingt dies, erlaubt die Funktion, Abflussspitzen mit extremen Wiederkehrperioden und die zugehörigen Vertrauensbereiche zu bestimmen. Dass ein derart ermittelter Extremwert mit einem Vertrauensbereich behaftet ist, weist jedoch deutlich darauf hin, dass wir es mit einer Zufallsvariablen zu tun haben und nicht mit einem Festwert. Es besteht somit in jedem Fall eine Irrtumswahrscheinlichkeit η, die aufzeigt, dass in Wirklichkeit das erwartete Ereignis auch grösser (oder kleiner) sein kann.

Bei einem vorgegebenen Wert von η berechnen sich die Vertrauensbereiche einer Abflussspitze mit der Wiederkehrperiode T zu

$$Q_T^* = \bar{Q}_T^* \pm I(\eta)\beta_T \frac{S_x}{\sqrt{n}} \quad , \qquad (3)$$

wobei $\bar{Q}_T^*$ der mittels der gewählten Verteilfunktion der beobachteten Serie gerechnete Abfluss ist. I (η) kann aus Tabellen [6] gelesen werden und wird für $\eta = 32\%$ gleich 1. Dieser η-Wert bedeutet jedoch, unter Annahme einer Normalverteilung von $\bar{Q}_T^*$, dass das letzte Glied in (3) der Standardabweichung des Extremwertes entspricht. β_T ist dabei eine von der Verteilfunktion der Serie abhängige Zahl und berechnet sich nach [13] für die Gumbel-Verteilung zu

$\beta_T = \sqrt{1+1,14k+1,1k^2}$,

mit k als Frequenzfaktor. S_x steht für die Standardabweichung der beobachteten Serie und n für die Anzahl Beobachtungen. Wie zu erwarten ist, wird die Standardabweichung des Extremwertes gross, wenn nur wenige Beobachtungen vorliegen (n klein), wenn diese Beobachtungen stark streuen (S_x gross) und wenn ein Ereignis mit grossem Wiederkehrintervall (k

faut donc s'attendre à des écarts d'au moins 10% entre la mesure et la valeur réelle.

Disposant d'une série de valeurs des pointes annuelles, on s'efforce ensuite de trouver une fonction de répartition satisfaisante pour cet échantillon (*Galton, Gumbel, Pearson* III, etc.). Cette fonction permet ensuite la détermination des pointes de débit pour des périodes de retour choisies, ainsi que des intervalles de confiance correspondants. Le fait qu'une valeur extrême évaluée de cette façon soit liée à un domaine de confiance montre clairement que nous avons affaire à des variables aléatoires et non pas à des valeurs fixes. Il subsiste dans tous les cas une probabilité d'erreur η qui montre qu'en réalité l'événement attendu peut être plus grand ou plus petit que prévu.

Pour une valeur donnée de η, les intervalles de confiance d'un débit de pointe avec période de retour T se calculent selon

$$Q_T^* = \bar{Q}_T^* \pm I(\eta)\beta_T \frac{S_x}{\sqrt{n}} \quad , \qquad (3)$$

où $\bar{Q}_T^*$ est le débit calculé à l'aide de la fonction de répartition choisie pour la série retenue. I (η) est donné dans les tables [6] et serait égal à 1 pour $\eta = 32\%$. Cette valeur de η signifie, en supposant une distribution normale pour Q_T^*, que le dernier terme de l'équation (3) correspond à l'écart-type de la valeur extrême. β_T dépend ici de la fonction de répartition de la série de données et se calcule selon [13].

Pour une distribution de Gumbel, on aurait $\beta_T = \sqrt{1+1,14k+1,1k^2}$, où k est le facteur de fréquence. S_x représente l'écart type de la série observée et n le nombre d'observations. Comme on peut s'y attendre, l'écart-type de la valeur extrême est grand lorsque les observations sont peu nombreuses (n petit), fortement dispersées (S_x grand), ou lorsque l'événement considéré a une grande période de retour (k grand). On doit cependant remarquer, compte tenu des erreurs qui affectent les mesures elles-mêmes, que le calcul ci-dessus surestime les écarts-types réels.

Le temps t* et le volume W d'une crue ayant une certaine période de retour sont des variables aléatoires. Leur dispersion peut être caractérisée par leur écart-type. Les trois quantités Q*, t* et W sont des variables statistiquement dépendantes. Malheureusement, dans l'état actuel des connaissances, nous ne disposons pas d'informations et de moyens suffisants pour prendre en compte cette corrélation. Elle sera

measurements of water levels which may contain rather large errors. Also, observed peak flow values are often obtained from grading curves which are themselves extrapolated. Deviations of at least 10% between the measurement and the actual value can be expected.

Given a series of annual peak values, efforts are made to find a good repartition function, satisfactory for the sampling (*Galton, Gumbel, Peason* III, etc.). Such a function permits the determination of peak flows for chosen return periods as well as their corresponding confidence intervals. The fact that an extreme value evaluated in such a way is linked to a confidence domain clearly shows the random quality of the variables under discussion. Thus in every case there exists an error probability, η, which shows that in reality the expected event might be of greater or lesser importance than that foreseen.

For a given value of η, the confidence intervals of a peak flow, with return period T, are calculated according to the following formula:

$$Q_T^* = \bar{Q}_T^* \pm I(\eta)\beta_T \frac{S_x}{\sqrt{n}} \quad , \qquad (3)$$

where $\bar{Q}_T^*$ is the flow calculated with the aid of the chosen repartition function for the retained series. I(η) is given in tabular form [6] and has a value of 1 for $\eta = 32\%$. Supposing a normal distribution for Q_T^*, this value for η signifies that the final term of equation (3) corresponds to the standard deviation of the extreme value. Here β_T depends on the repartition function of the series of given values and is calculated according to [13]. For a *Gumbel* distribution, $\beta_T = \sqrt{1+1,14k+1.1k^2}$, where k is the frequency factor. S_x represents the standard deviation of the observed series and n the number of observations. As one would expect, the standard deviation of the extreme value is great when the number of observations is limited (n small), largely dispersed (S_x large) or the event considered has a large return period (k large). However, it should be remarked that the above calculation overestimates the real standard deviations when the errors affecting the actual measurements are taken into account.

The time t*, and the volume W, of a flood which has a given return period are random variables. Their dispersion can be characterized by their standard deviations. Q*, t* and W are statistically dependant variables. Unfortunately, the actual state of knowledge does not bring sufficient information

gross) betrachtet wird. Berücksichtigt man ferner die möglichen Fehler der Messwerte selbst, so stellt man fest, dass obige Berechnung der Standardabweichung einen oberen Grenzwert angibt.
Was die Zeit t* und das Volumen W des Hochwassers einer bestimmten Wiederkehrperiode T anbelangt, so sind auch diese Werte Zufallsvariablen, die mit einer Standardabweichung charakterisiert werden können. Es wird vermutet, dass die drei Werte Q*, t* und W voneinander abhängige Variablen sind. Da jedoch zurzeit allgemein gültige Abhängigkeitsgesetze fehlen, werden sie für die weitere Entwicklung der Methode als voneinander unabhängig betrachtet.

Die Beckenretention

Trifft ein Hochwasserzufluss auf ein bis Normalstau gefülltes Becken, gilt die Retentionsgleichung [2]

$$dV/dt = Q_z - Q \quad , \qquad (4)$$

worin dV/dt die zeitliche Änderung des Beckeninhaltes, Q_z der Zufluss und Q der Ausfluss über die Hochwasserentlastungsanlage bedeuten. Von besonderem Interesse ist dabei der höchste erreichte Seestand H_{max}, da dieser zur Bestimmung des Freibordes F verwendet wird, oder aber, wurde das Hochwasser unterschätzt, zur Überflutung der Sperre führen kann. Bild 2 zeigt schematisch die Zusammenhänge für eine Anlage mit freiem Überfall.
Der Beckeninhalt kann nach *Kühne* [5] wie folgt beschrieben werden

$$V(H) = a(H_o+H)^b \quad . \qquad (5)$$

Da normalerweise bei Sperren $H_o \gg H$, kann die Volumenkurve durch eine Tangente im Punkt H_o ersetzt werden, womit

$$V(H) = V_o + (a \cdot b \cdot H_o^{b-1})H \quad . \qquad (6)$$

Unter Berücksichtigung, dass $(a \cdot b \cdot H_o^{b-1}) = F_o$, das heisst gleich der Seeoberfläche F_o bei Normalstau ist, wird

$$dV/dt = F_o \cdot dH/dt \quad . \qquad (7)$$

Wie in [10] gezeigt und in der Zwischenzeit verschiedentlich anhand gemessener Hochwasserereignisse bestätigt [3], kann ein Hochwasser-

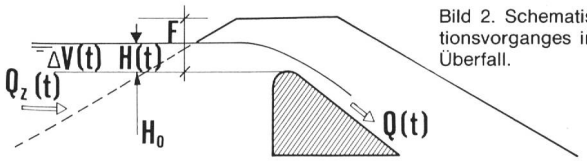


Bild 2. Schematische Darstellung des Retentionsvorganges in einem Speicher mit freiem Überfall.

donc négligée dans les développements qui suivent, et les variables seront supposées statistiques indépendantes.

La rétention

Si un débit de crue entre dans un réservoir rempli à la cote de retenue normale, l'équation de rétention [2] s'ecrit

$$dV/dt = Q_z - Q \quad , \qquad (4)$$

où dV/dt correspond au changement de volume en fonction du temps, Q_z est l'apport et Q le débit sortant par l'évacuateur.
Le niveau maximal atteint H_{max} revêt un intérêt particulier car il sera utilisé pour déterminer la revanche totale F. Si la crue est sous-estimée, le sous-dimensionnement de F conduit au débordement du barrage. La figure 2 définit schématiquement les grandeurs pour un aménagement avec un déversoir libre.
Le volume de la retenue peut s'écrire, selon *Kühne* [5]:

$$V(H) = a(H_o+H)^b \quad . \qquad (5)$$

Comme généralement pour les barrages, on a $H_o \gg H$, la courbe de volume peut être remplacée par sa tangente au point H_o, d'où

$$V(H) = V_o + (a \cdot b \cdot H_o^{b-1})H \quad . \qquad (6)$$

En remarquant que $(a \cdot b \cdot H_o^{b-1}) = F_o$, est la surface du lac pour la hauteur normale, on obtient

$$dV/dt = F_o \cdot dH/dt \quad . \qquad (7)$$

Il a été établi [10], puis confirmé expérimentalement à plusieurs reprises [3] qu'un apport de crue pouvait être décrit par l'expression

$$Q_z(t) = Q^* \cdot \{\hat{T} \cdot e^{(1-\hat{T})}\}^n \qquad (8)$$

où $\hat{T} = t/t^*$ et n est un facteur de forme. Pour les valeurs Q* et t*, se référer à la figure 1.
Il reste encore à formuler une loi d'écoulement pour le dernier terme de l'équation (4). Une solution pour un déversoir contrôlé par des vannes est donnée en [11].
La formule suivante s'applique à un déversoir libre

$$Q = B_e \cdot C_d \sqrt{2g} H^{3/2} \quad , \qquad (9)$$

où B_e est la largeur effective du déversoir et C_d un coefficient d'écoulement

and methods to take this correlation into account. Thus, it will be neglected in the following development and the variables will be assumed statistically independant.

Retention

If a flood enters a reservoir which is already filled to the normal retention level, the retention equation can be written

$$dV/dt = Q_z - Q \quad , \qquad (4)$$

where dV/dt corresponds to the change in volume as a function of time, Q_z is the inflow and Q the spillway discharge.
The maximum attained level, H_{max} assumes a particular interest as it will be used to determine the total freeboard F. If the flood is underestimated, an insufficient design of F will lead to an overtopping of the dam. Figure 2 gives a schematic definition of the quantities for a facility with an uncontrolled spillway.
The reservoir volume according to *Kühne* [5] can be expressed as:

$$V(H) = a(H_o+H)^b \quad . \qquad (5)$$

Since generally for dams $H_o \gg H$, the volume curve may be replaced by its tangent at the point H, whence

$$V(H) = V_o + (a \cdot b \cdot H_o^{b-1})H \quad . \qquad (6)$$

Remarking that $(a \cdot b \cdot H_o^{b-1}) = F_o$ is the lake surface area for normal water level, the following expression is obtained

$$dV/dt = F_o \cdot dH/dt \quad . \qquad (7)$$

It has been established [10] and consequently experimentally confirmed on several occasions [3] that the flood discharge may be described by the expression

$$Q_z(t) = Q^* \cdot \{\hat{T} \cdot e^{(1-\hat{T})}\}^n \qquad (8)$$

where $\hat{T} = t/t^*$ and n is a shape factor. For the values of Q* and t* figure 1 should be consulted.
There is still to establish the formulation of a flow law for the last term of equation (4). A solution for a gated spillway is given in [11].
The following formula applies for uncontrolled spillways:

$$Q = B_e \cdot C_d \sqrt{2g} H^{3/2} \quad , \qquad (9)$$

Figure 2. Représentation schématique de l'effet de rétention dans une retenue avec déversoir libre.

Figure 2. Schematic representation of the retention effect for a reservoir with uncontrolled spillway.

zufluss in der Form

$$Q_z(t) = Q^* \cdot \{\hat{T} \cdot e^{(1-\hat{T})}\}^n \qquad (8)$$

geschrieben werden, worin $\hat{T} = t/t^*$ und n einen Formfaktor bedeutet. Für die Werte Q^* und t^* wird dabei auf Bild 1 verwiesen.

Für das letzte Glied der Gleichung (4) ist noch ein Ausflussgesetz zu formulieren, was nachfolgend für einen *freien Überfall* erfolgen soll. Eine Herleitung für den mit Schützen kontrollierten Überfall findet sich in [11].

Für den freien Überfall gilt

$$Q = B_e \cdot C_d \sqrt{2g} H^{3/2} \quad , \qquad (9)$$

worin B_e die effektive Überfallbreite und C_d einen als konstant angenommenen Überfallkoeffizienten bedeuten. Für $B_e \cdot C_d \cdot \sqrt{2g} = C$, folgt

$$Q = C \cdot H^{3/2} \quad . \qquad (10)$$

Die Gleichungen (7, 8, 10), in (4) eingesetzt, ergeben die Differentialgleichung für den Speicherausfluss

$$\frac{dq}{dt} = \frac{3}{2} R \cdot q^{1/3} \{\hat{T}^n \cdot e^{(1-\hat{T})n} - q\} \qquad (11)$$

worin die dimensionslosen Werte $q = Q/Q^*$ und R den sogenannten *Retentionsparameter*

$$R = \frac{C^{2/3} \cdot Q^{*1/3} t^*}{F_o} \qquad (12)$$

bedeuten. Die Integration von (11) erlaubt vorerst die Bestimmung von q (R, n, $\hat{T}$) und alsdann die Berechnung des Maximalwertes $q_{max} = Q_{max}/Q^*$. Der maximale Spiegelanstieg lautet nach Gleichung (10)

$$H_{max} = (Q_{max}/C)^{2/3} \quad . \qquad (13)$$

Durch Einführen der dimensionslosen Grösse

$$z_{max} = H_{max}/(Q^*/C)^{2/3} \qquad (14)$$

lässt sich der maximale, beim Durchlaufen eines Hochwassers erreichte Stauspiegel in Funktion von R und n aufzeichnen (Bild 3). Wie sich leicht zeigen lässt, ist $z_{max} = q_{max}^{2/3}$.

Von grosser Aussagekraft ist insbesondere der Retentionsparameter R. Bei bekanntem Hochwasserhydrogramm und gegebenen Grössen für F_o und C lässt sich rasch erkennen, wie stark sich die Retention auswirkt. Bei kleinen Werten ($0<R<0{,}3$) stellt sich nur ein geringer Überstau ein, wogegen bei grösseren Werten ($5<R<\infty$) das Hochwasser praktisch ungebremst die Anlage durchläuft und einen hohen Überstau erzeugt.

Bild 3. Maximaler relativer Spiegelanstieg $z_{max} = H_{max}/(Q^*/C)^{2/3}$ in Funktion von R und n für einen freien Überfall nach [10].

considéré comme constant. En posant $B_e \cdot C_d \cdot \sqrt{2g} = C$, on obtient

$$Q = C \cdot H^{3/2} \quad . \qquad (10)$$

En insérant les équations (7, 8, 10) dans (4), l'équation différentielle pour le débit sortant d'un réservoir s'écrit

$$\frac{dq}{dt} = \frac{3}{2} R \cdot q^{1/3} \{\hat{T}^n \cdot e^{(1-\hat{T})n} - q\} \qquad (11)$$

où $q = Q/Q^*$ et R sont des quantités adimensionnelles

$$R = \frac{C^{2/3} \cdot Q^{*1/3} t^*}{F_o} \qquad (12)$$

L'intégration de l'équation (11) permet tout d'abord de déterminer q (R, n, $\hat{T}$) et ensuite de calculer la valeur maximale $q_{max} = Q_{max}/Q^*$. En utilisant l'équation (10), la hauteur correspondant au niveau maximal est

$$H_{max} = (Q_{max}/C)^{2/3} \quad . \qquad (13)$$

En introduisant la valeur adimensionnelle

$$z_{max} = H_{max}/(Q^*/C)^{2/3} \qquad (14)$$

on peut représenter, en fonction de R et de n, le niveau de la retenue atteint lors du passage d'une crue. Comme on peut le voir aisément, $z_{max} = q_{max}^{2/3}$.

Le paramètre de rétention R a, en particulier, une très grande importance. Avec un hydrogramme de crue connu et des valeurs de F_o et C données, il permet d'apprécier rapidement l'effet de la rétention. Avec de petites valeurs ($0<R<0{,}3$) seule une petite surélévation du plan d'eau se produit. Au contraire, lorsque R est grand ($5<R<\infty$), la crue traverse l'aménagement pratiquement sans atténuation et provoque une surélévation importante de la retenue.

La relation entre R, n et q_{max}, respectivement z_{max}, permet non seulement de considérer les valeurs Q^*, t^* et n caractérisant la crue comme des valeurs fixes, mais aussi de les traiter, conformément à leur nature réelle, comme des variables aléatoires. Dans ce but et afin de permettre le traitement analytique, q_{max} sera exprimé sous la forme approchée

$$q_{max} = \mathrm{Tanh}\left(\frac{1.46 \cdot n^{-0.5} \cdot R}{1+0.47 \cdot n^{-0.6} \cdot R}\right) \qquad (15)$$

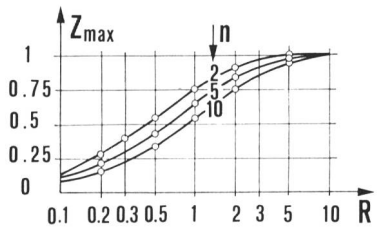


Figure 3. Elévation relative maximale du niveau $z_{max} = H_{max}/(Q^*/C)^{2/3}$ en fonction de R et n pour un déversoir libre selon [10].

where B_e is the effective width of the spillway and C_d is a discharge coefficient considered constant. Posing $B_e \cdot C_d \cdot \sqrt{2g} = C$ yields

$$Q = C \cdot H^{3/2} \quad . \qquad (10)$$

Inserting equations (7, 8, 10) into (4) yields the following differential equation for the reservoir outflow discharge:

$$\frac{dq}{dt} = \frac{3}{2} R \cdot q^{1/3} \{\hat{T}^n \cdot e^{(1-\hat{T})n} - q\} \qquad (11)$$

where $q = Q/Q^*$ and R are adimensional quantities and

$$R = \frac{C^{2/3} \cdot Q^{*1/3} t^*}{F_o} \qquad (12)$$

Integration of equation (11) permits, first of all, the determination of q as a function of R, n and $\hat{T}$ and subsequently, the calculation of the maximum value $q_{max} = Q_{max}/Q^*$. Using equation (10) gives a maximum water level of

$$H_{max} = (Q_{max}/C)^{2/3} \quad . \qquad (13)$$

Introducing the adimensional value

$$z_{max} = H_{max}/(Q^*/C)^{2/3} \qquad (14)$$

permits the representation of the attained retention level during a flood as a function of R and n. As it can be shown, $z_{max} = q_{max}^{2/3}$.

In particular, the retention parameter R is of great importance. Given a known hydrogram and values for F_o and C, this parameter permits a rapid appreciation of retention effects. For small values of R ($0<R<0.3$) only a small increase in the water level results. On the other hand, when the values of R become large ($5<R<\infty$), the flood passes through the reservoir without attenuation and provokes an important increase of the water level.

Not only the relationship among R, n, q_{max} and, respectively, z_{max} permits the consideration of Q^*, t^* and n, values which characterize the flood, as fixed values but also the treatment of them as random variables, which conforms to their real nature. With this aim, as well as that of an analytical treatment, q_{max} will be expressed in the following form

$$q_{max} = \mathrm{Tanh}\left(\frac{1.46 \cdot n^{-0.5} \cdot R}{1+0.47 \cdot n^{-0.6} \cdot R}\right) \qquad (15)$$

Development of the probabilistic method

It has been shown that all of the quan-

Figure 3. Relative maximum reservoir level $z_{max} = H_{max}/(Q^*/C)^{2/3}$ as a function of R and n for uncontrolled spillway according to [10].

Die Beziehung zwischen R, n und q_{max} bzw. z_{max} erlaubt nun aber auch, die das Hochwasser charakterisierenden Werte Q^*, t^* und n nicht mehr als Festwerte zu betrachten, sondern sie ihrer wahren Natur entsprechend als Zufallsvariablen zu behandeln. Dazu wird, um die analytische Bearbeitung zu ermöglichen, q_{max} durch n und R wie folgt ausgedrückt

$$q_{max} = \mathrm{Tanh}\left(\frac{1.46 \cdot n^{-0.5} \cdot R}{1+0.47 \cdot n^{-0.6} \cdot R}\right) \quad (15)$$

Entwicklung der probabilistischen Methode

Wie vorgängig aufgezeigt, sind alle ein Extremereignis charakterisierenden Grössen Zufallsvariablen. Somit ist letztlich auch der für ein Hochwasser errechnete maximale Überstau H_{max} ein Zufallswert, der mit einer zu bestimmenden Wahrscheinlichkeit über- oder unterschritten werden kann. Insbesondere interessiert die Wahrscheinlichkeit desjenigen Überstaus, der die Höhe des Freibordes erreicht und somit zu einer Überflutung der Krone führt. Dabei wird vorerst vom möglichen Einfluss der Wellen auf den Überflutungsbeginn abgesehen. In der Tat dürften sowohl Mauern wie auch Dämme in den meisten Fällen ein gelegentliches Überschwappen ohne namhafte Schäden überstehen.

Es gilt somit, eine Darstellung der Zufallsvariablen Q^*, t^* und n festzulegen, um alsdann mit ihrer Hilfe die Verteilfunktion des Resultates, in unserem Falle des maximalen Hochwasserausflusses Q_{max} und in dessen Folge H_{max} zu finden.

Für die Darstellung einer Zufallsvariablen X benötigen wir insbesondere deren erstes und zweites Moment $\bar{X}$ bzw. S_x^2 sowie die Grenzwerte. Bekanntlich wird das Verhältnis von Standardabweichung zu Mittelwert als Variationskoeffizient $CV_x = S_x/\bar{X}$ bezeichnet.

Von ausschlaggebendem Einfluss auf die Risikoberechnung ist die Wahrscheinlichkeitsverteilung von Q^*. Die Standardabweichung S_{Q^*} kann bei Vorhandensein einer Messreihe anhand von (3) gerechnet werden. Andernfalls ist eine Schätzung aufgrund der Zuverlässigkeit der hydrologischen Daten erforderlich. Für die Bestimmung von S_{t^*} können ebenfalls Messungen ausgewertet werden, oder aber, für kleine Becken, kann eine Abschätzung möglicher Konzentrationszeiten zum Ziel führen. Für den Wert n, der neben Q^* und t^* für das Hochwasservolumen wohl mitbestimmend, für z_{max} aber von geringem Einfluss ist, wird vorerst derselbe Variationskoeffizient wie für Q^* angenommen. Die

Développement de la méthode probabiliste

Comme nous l'avons montré, toutes les quantités caractérisant un événement de crue extrême sont des variables aléatoires. En conséquence, la surélévation maximale H_{max} est également une grandeur aléatoire. Celle-ci peut dépasser une valeur donnée, ou au contraire lui rester inférieure, avec une certaine probabilité. En particulier, on s'intéresse à la probabilité que la surélévation soit supérieure à la hauteur de la revanche, et conduise ainsi à un débordement du couronnement de l'ouvrage.

A ce propos, on négligera l'influence possible des vagues comme cause de débordement. En effet, les barrages en béton ou en remblais sont généralement conçus pour supporter un débordement occasionnel et localisé sans dommage considérable.

Afin de calculer la fonction de variables aléatoires Q_{max} (débit maximal sortant) et la hauteur résultante H_{max}, on doit adopter une représentation probabiliste de Q^*, t^* et n.

On peut caractériser une variable aléatoire X par ses deux premiers moments ($\bar{X}$ et S_x^2) et ses bornes. Le rapport entre l'écart-type et la moyenne est le coefficient de variation $CV_x = S_x/\bar{X}$.

L'incertitude sur Q^* a une influence prépondérante sur le risque calculé. L'écart-type S_{Q^*} peut être calculé à l'aide de (3) si l'on dispose d'une série de mesures. Sinon, une estimation sur la base de la fiabilité des données hydrologiques est nécessaire. Pour l'estimation de S_{t^*}, des mesures devraient également être utilisées. A défaut, et pour de petits bassins, une estimation des temps de concentration peut être suffisante. Le paramètre n complète, avec Q^* et t^*, la définition de la crue. Son influence sur z_{max} étant plus modérée que celle des deux autres variables, on adopte pour son coefficient de variation la même valeur que pour Q^*. Les bornes, quant à elles, peuvent être estimées à l'aide de critères probabilistes et en tenant compte de la signification physique des variables. Une fois connus les deux premiers moments et les bornes, une distribution β peut par exemple être déterminée pour chacune des trois variables aléatoires Q^*, t^* et n [1]. Ces informations sont suffisantes pour calculer en appliquant la méthode de *Rosenblueth* [8], la moyenne et l'écart-type de la fonction H_{max} cherchée. Cette procédure est schématisée à la figure 4, où un exemple simplifié est donné avec des variables à distributions symétriques.

tities which characterize an extreme flood event are random variables. Consequently, the maximum reservoir level increase H_{max} is also a random quantity. This increase may exceed a certain given value or, on the contrary, rest inferior to it, with a certain probability. In particular, the probability that the increase will be greater than the height of the freeboard, thus leading to an overtopping of the dam crest, is the most interesting in this case.

For this purpose, the influence of waves as a possible cause of overtopping will be neglected. In fact, generally concrete and earthfill dams permit the withstanding of occasional, local overflows without causing serious damage.

In order to calculate the function of the random variables, Q_{max} (maximal discharge), and the resulting height, H_{max}, it is necessary to adopt a probabilistic representation for Q^*, t^* and n.

A random variable X may be characterized by its two first moments ($\bar{X}$ and S_x^2) and its limits. The ratio between the standard deviation and the average is the coefficient of variation $CV_x = S_x/\bar{X}$. The probability distribution of Q^* has a preponderant influence on the calculated risk. The standard deviation, S_{Q^*}, can be calculated with the aid of (3) if a series of measurements is available. If not, an estimation based on the reliability of the given hydrological values is necessary. For the estimation of S_{t^*}, measurements ought to be used also. Failing this, in the case of small catchment areas, an estimation of concentration time might be sufficient. The parameter, n along with Q^* and t^*, completes the definition of the flood. As its influence on z_{max} is less than that of the two other variables, the same value for its coefficient of variation as that of Q^* is adopted. The limits, such as they are, may be estimated with the aid of probabilistic criteria and the consideration of the physical significance of the variables. Once the two first moments and the limits are known, a β-distribution can be established for each of the three random variables, Q^*, t^* and n [1]. These informations are sufficient for the application of the method of *Rosenblueth* [8], leading to the expected value and the standard deviation of the function H_{max}. Figure 4 shows a schema of this procedure for a simplified example with symmetrically distributed variables.

Given that $H_{max} = f(Q^*, t^*, n)$ is a function of three variables each of which may be represented by two point estimates $\bar{X}_{\pm} = X \pm S_x$, $2^3 = 8$ values have

Bild 4. Schematische Darstellung der Momentenmethode mit punktueller Bestimmung der Funktion von H_{max}.

Grenzwerte ihrerseits können sowohl anhand von Wahrscheinlichkeitskriterien wie auch mittels der physikalischen Bedeutung einer Grösse abgeschätzt werden. Mit den bekannten beiden ersten Momenten und den Grenzwerten kann nun für jede der drei Zufallsvariablen Q^*, t^* und n beispielsweise eine β-Verteilung gerechnet werden [1]. Die Momente erlauben aber auch, mit der Methode von *Rosenblueth* [8] die Momente der gesuchten Grösse H_{max} zu bestimmen. In Bild 4 ist diese Methode schematisch dargestellt, wobei im Beispiel vereinfachend eine symmetrische Verteilung der Ausgangsvariablen angenommen wird.

Da $H_{max} = f(Q^*, t^*, n)$ eine Funktion von drei Variablen ist, wobei jede durch zwei charakteristische Werte $X_\pm = \bar{X} \pm S_x$ beschrieben wird, ergeben sich $2^3 = 8$ Werte, die mittels Bild 3 oder anhand (15) mit $z_{max} = q_{max}^{2/3}$ bestimmt werden können. Diese 8 Werte erlauben ihrerseits, den Mittelwert $\bar{H}_{max}$ und die Standardabweichung $S_{H_{max}}$ der gesuchten Funktion zu bestimmen. Insbesondere gilt [8]

$$\bar{H}_{max} = \frac{1}{8} \sum Hijk \quad , \qquad (16)$$

$$S^2_{H_{max}} = \frac{1}{8} \sum Hijk^2 - \bar{H}^2_{max} \quad , \qquad (17)$$

wobei die Standardabweichung $S_{H_{max}}$ der Wurzel von (17) entspricht. Dieselbe Herleitung kann für den Fall einer asymmetrischen Verteilung der Variablen gemacht werden. Die Wahrscheinlichkeiten der 8 punktuellen Werte werden dann jedoch verschieden.

Da der graphische Weg der Lösung unter Beizug von Bild 3 anschaulicher ist, sei dieser im folgenden beschrieben und in Bild 5 dargestellt. In (12) sind für Q^* und t^* die jeweils zwei charakteristischen Werte einzusetzen, was R_{++}, R_{+-} R_{-+} und R_{--} ergibt. Jeder dieser 4 Werte erlaubt mit n_+ bzw. n_- die Bestimmung der 8 Werte für z_{max}, und mit (14) rechnen sich schlussendlich die 8 Werte für H_{max}, die mit (16, 17) das erste und zweite Moment der gesuchten Verteilung des maximalen Seeanstieges ergeben.

Bestimmung der Wahrscheinlichkeit einer Kronenüberflutung

Im vorhergehenden Abschnitt wurde gezeigt, wie das erste und das zweite

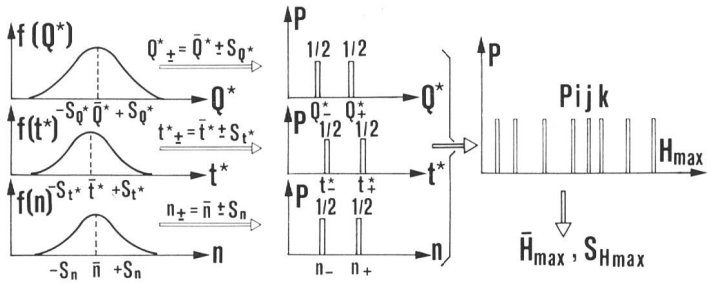


Figure 4. Principe de la détermination des moments par estimations ponctuelles de la distribution de H_{max}.

Figure 4. Principle for the determination of the moments by point estimates of the distribution H_{max}.

Etant donné que $H_{max} = f(Q^*, t^*, n)$ est une fonction de trois variables, pouvant être représentées chacune par deux valeurs ponctuelles $X\pm = \bar{X} \pm S_x$, on calcule $2^3 = 8$ valeurs ponctuelles de la fonction. Pour cela, on peut utiliser soit la figure 3, soit l'équation (15) avec $z_{max} = q_{max}^{2/3}$. On en déduit la moyenne $\bar{H}_{max}$ et l'écart-type $S_{H_{max}}$, conformément à [8]

$$\bar{H}_{max} = \frac{1}{8} \sum Hijk \quad , \qquad (16)$$

$$S^2_{H_{max}} = \frac{1}{8} \sum Hijk^2 - \bar{H}^2_{max} \quad , \qquad (17)$$

Ce dernier développement a été effectué également dans le cas d'une distribution dissymétrique des variables. Les 8 valeurs ponctuelles sont alors affectées de probabilités différentes entre elles.

Comme la solution graphique du problème à partir de la figure 3 est simple, celle-ci est utilisée ici et représentée à la figure 5. Les couples de valeurs ponctuelles de Q^* et t^* sont introduits successivement dans (12), ce qui donne R_{++}, R_{+-}, R_{-+} et R_{--}. Ces 4 valeurs permettent, avec n_+, n_-, de déterminer les 8 valeurs ponctuelles de z_{max} ainsi que celles de H_{max} d'après (14). On obtient finalement avec (16, 17) le premier et le deuxième moment de la surélévation maximale du lac.

Détermination de la probabilité d'un débordement du couronnement

Dans ce qui précède, il a été montré de quelle manière sont obtenus le premier et le deuxième moment ainsi que les

to be calculated for the function. For this task either figure 3 or equation (15) with $z_{max} = q_{max}^{2/3}$ can be used. From this the average, $\bar{H}_{max}$, and the standard deviation, $S_{H_{max}}$, can be deduced, conforming to [8]

$$\bar{H}_{max} = \frac{1}{8} \sum Hijk \quad , \qquad (16)$$

$$S^2_{H_{max}} = \frac{1}{8} \sum Hijk^2 - \bar{H}^2_{max} \quad , \qquad (17)$$

This final development has also been carried out for the case of a dissymmetric distribution of the variables. The 8 point estimate are thus affected by the different probabilities between them.

As the graphical solution of the problem solved using figure 3 is simple, it is also used here and represented in figure 5. The point estimate couples of Q^* and t^* are successively substituted in (12) which yields R_{++}, R_{+-}, R_{-+} and R_{--}. These four values, along with n_+ and n_-, permit the determination of the 8 point estimates of z_{max} as well as those of H_{max} as according to (14). Finally, with (16, 17), the first and the second moments of the maximum increase in water level are obtained.

Determination of overtopping probability

In the preceeding discussion solution methods for the first and second moments, as well as the limits of maximum level increase H_{max} were exposed. It is still necessary to represent the probability distribution of H_{max} by a model, which can be formed analytically, thus enabling the evaluation of the un-

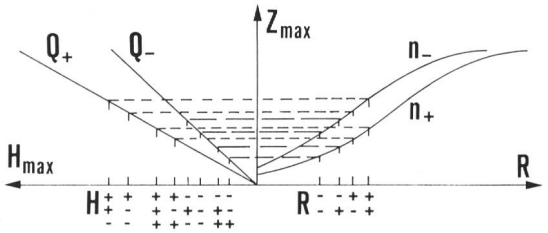


Figure 5. Représentation schématique des approximations ponctuelles de l'élévation du niveau $H_{max} = z_{max}(Q^*_\pm/C)^{2/3}$.

Figure 5. Schematic representation of point estimates for the water level increase $H_{max} = z_{max}(Q^*_\pm/C)^{2/3}$.

Bild 5. Schematische Darstellung der punktuellen Berechnung der Verteilung der Spiegelerhöhung $H_{max} = z_{max}(Q^*_\pm/C)^{2/3}$.

Moment sowie die Grenzwerte der gesuchten Wahrscheinlichkeitsverteilung für den maximalen Spiegelanstieg H_{max} gefunden werden. Nun gilt es noch, eine analytisch formulierbare Funktion zu finden, die es erlaubt, die Wahrscheinlichkeit P für den Fall, dass $H_{max} > H$ ist, zu bestimmen. Da uns insbesondere die Wahrscheinlichkeit, dass H_{max} das Freibord F überschreitet, interessiert, schreibt sich der gesuchte Wert $P(H_{max} > F)$.
Für die Funktion eignet sich insbesondere die β-Verteilung, da sie einen breiten Bereich der möglichen Verteilfunktionen einschliesst [1]. Liegt kein Rechenprogramm für die Bestimmung der β-Verteilung vor, können die in [1,4] veröffentlichten Tabellen benutzt werden. Vergleichsrechnungen haben zudem gezeigt, dass der Einfluss der oft schwer abschätzbaren Grenzwerte auf das Endresultat nur sehr gering ist, vorausgesetzt, dass sie genügend weit entfernt angenommen werden. In Bild 6 ist die Bestimmung von P anhand einer β-Verteilung schematisch dargestellt, wobei Â und B̂ die Grenzwerte darstellen.

Die auf diese Weise bestimmte Wahrscheinlichkeit P, dass ein vorgegebenes Hochwasserereignis die Kronenkote erreicht oder überschreitet, ist eine relative Wahrscheinlichkeit, denn sie gibt an, wie gross zum Beispiel der Wert $P(H_{max} < F)$ für ein Hochwasser einer bestimmten Wiederkehrperiode ist. Ferner ist zu bemerken, dass dieser Wert P die Lebensdauer der Anlage noch nicht berücksichtigt. Es ist durchaus möglich, die totale Wahrscheinlichkeit unter Einbezug der Lebensdauer zu berechnen, doch würde dies den Rahmen der vorliegenden Publikation sprengen. Die beschriebene Methode ist jedoch durchaus genügend, um verschiedene gebaute Anlagen oder Lösungen einer geplanten Anlage untereinander in bezug auf Hochwasserrisiko zu vergleichen. Bei der Interpretation der Resultate ist es zudem angezeigt, nicht von einer Wahrscheinlichkeit P des Versagens zu sprechen, sondern von der *Funktionssicherheit* SF, die sich aus SF = (1-P) ergibt.

Beispiel

Ein freier Überfall der Länge $B_e = 30$ m und ein Überfallbeiwert von $C_d = 0{,}47$ begrenzen den Normalstau eines Speichers mit der Fläche $F_o = 3{,}373 \cdot 10^6$ m². Das Bemessungshochwasser

Bild 6. Schematische Darstellung der Bestimmung von P ($H_{max} > F$) anhand einer β-Verteilung.

bornes de la surélévation maximale cherchée H_{max}. Il est encore nécessaire de représenter la distribution de probabilité de H_{max} par un modèle formulable analytiquement, afin d'évaluer les probabilités cherchées. On s'intéresse en particulier à la probabilité que H_{max} dépasse la revanche F, notée $P(H_{max} > F)$.
La distribution β se prête paticulièrement bien à cette modélisation, car elle couvre une grande partie du domaine des distributions de probabilité possibles. Si l'on ne dispose pas d'un programme de calcul des distributions β, les tables publiées dans [1, 4] peuvent être utilisées. Des calculs comparatifs ont montré que la position des bornes, souvent difficile à estimer, a une faible influence sur le résultat final, à condition qu'elles soient suffisamment éloignées de la moyenne. Dans la figure 6, la détermination de P sur la base d'une distribution β est schématisée avec Â et B̂ représentant les bornes.

La probabilité ainsi déterminée, qu'une crue donnée atteigne ou dépasse le couronnement, est une probabilité conditionnelle. En effet, la valeur $P(H_{max} < F)$ ne s'applique qu'à une crue particulière, ayant une période de retour déterminée. De plus il faut remarquer que cette valeur ne tient pas compte de la durée de vie de l'aménagement. Il est cependant possible de calculer la probabilité totale et de considérer également la durée de vie. Ceci dépasserait toutefois le cadre de la présente publication. La méthode décrite ici est tout à fait suffisante pour comparer différents aménagements existants ou des variantes d'un même projet, en relation avec le risque de crue. Lors de la présentation des résultats, il est suggéré de ne pas parler d'une probabilité P de défaillance de l'ouvrage, mais plutôt de la fiabilité $SF = 1 - P$ de celui-ci.

Exemple

Un déversoir libre de largeur $B_e = 30$ m avec un coefficient de débit $C_d = 0{,}47$ limite la retenue normale d'un réservoir d'une superficie $F_o = 3{,}373 \cdot 10^6$ m². La crue de projet d'une période de retour millénale est caractérisée par un apport de pointe moyen $\bar{Q}^*_{1000} = 500\,m^3/s$, $\bar{t}^*_{1000} = 11$ h et un facteur de forme $\bar{n} = 5$. La valeur $C = 30 \cdot 0{,}47 \cdot \sqrt{2g} = 62{,}45\,m^{3/2} \cdot s^{-1}$ permet de calculer R à l'aide de (12), soit $R = (62{,}45)^{2/3} \cdot 500^{1/3} \cdot 11 \cdot 3600 / (3{,}373 \cdot 10^6) = 1{,}5$. Selon la figure 3,

Figure 6. Représentation schématique de la détermination de $P(H_{max} > F)$ à l'aide d'une distribution β.

known probabilities. A point of particular interest is the probability that H_{max} will surpass the freeboard F, noted by $P(H_{max} > F)$.
The β-distribution lends itself particularly well to this modelization as it covers a large part of the domain of possible probability distributions. If no access to a program which calculates these β-distributions is available the published tables in [4] or [1] may be used. The limits are often difficult to estimate but comparative calculations have shown that their influence on the final result is very small, provided that they are sufficiently distant from the average. Figure 6 gives a schematic representation of the determination of P based on a β-distribution, Â and B̂ representing the limits.
The probability that a given flood will reach or even overflow the dam crest determined in this way is a conditional probability. In reality, the value P ($H_{max} < F$) is only applicable for a particular flood with a determined return period. Also, it should be noted that this value does not take into consideration the life time of the plant. However, it is possible to calculate the total probability and to consider equally the life time. This would however exceed the scope of the present publication.
The method described here is completely sufficient for the comparison of existing or projected plants in relation to a flood risk. When the results are presented it is recommended to speak of the reliability of the plant (SF=1-P) rather than the probability of its failure, P.

Example

An uncontrolled spillway 30 m wide (B_e=30 m) has a discharge coefficient $C_d = 0.47$ and a reservoir surface at spillway crest $F_o = 3.373 \cdot 10^6$ m². The design flood value for a return period of 1000 years is characterized by a peak inflow $\bar{Q}^*_{1000} = 500\,m^3/s$, $\bar{t}^*_{1000} = 11$ h and a shape factor $\bar{n} = 5$. The value $C = 30 \cdot 0{,}47 \cdot \sqrt{2g} = 62.45\,m^{3/2} \cdot s^{-1}$ permits the calculation of R with the

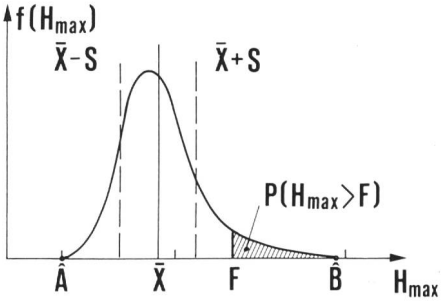


Figure 6. Schematic representation of the probability $P(H_{max} > F)$ using a β-distribution.

Bild 7a. Wahrscheinlichkeitsverteilung von H_{max} für CV = 20% und b) Funktionssicherheit SF für variables Freibord und CV = 20% bzw. 30%.

einer 1000jährigen Wiederkehrperiode ist charakterisiert durch den mittleren Spitzenabfluss $\bar{Q}^*_{1000} = 500\ m^3/s$, $\bar{t}^*_{1000} = 11$ h und den Formfaktor $\bar{n} = 5$. Der Wert $C = 30 \cdot 0{,}47 \cdot \sqrt{2g} = 62{,}45\ m^{3/2} \cdot s^{-1}$ erlaubt die Berechnung von R mittels (12) zu $R = (62{,}45)^{2/3} \cdot 500^{1/3} \cdot 11 \cdot 3600/(3{,}373 \cdot 10^6) = 1{,}5$. Nach Bild 3 folgt $z_{max} = 0{,}75$ und anhand (14) $H_{max} = 0{,}75\ (500/62{,}45)^{2/3} = 3{,}00$ m. Für den Wellenschlag wird zusätzlich 1,50 m benötigt, so dass das totale Freibord F = 4,50 m beträgt.

Welche Funktionssicherheit SF [%] hat die Anlage gegenüber einem 1000jährigen Hochwasser, wenn aufgrund der hydrologischen Unterlagen mit einem Variationskoeffizienten CV für alle Variablen Q*, t* und n von 20% (30%) zu rechnen ist? Die Grenzen der Wahrscheinlichkeitsverteilung für H_{max} werden dabei nach statistischen Kriterien festgelegt.

Das an der EPFL entwickelte Rechenprogramm «Spirel» ergibt die in Bild 7 dargestellten Resultate für die Wahrscheinlichkeitsverteilung von H_{max} (Bild 7a) und die Funktionssicherheit SF für verschiedene Freibordhöhen F und die zwei verschiedenen Variationskoeffizienten CV = 20% bzw. 30% für die unabhängig angenommenen Zufallsvariablen Q*, t* und n.

Bild 7 b zeigt deutlich, wie die durch den CV-Wert charakterisierte Aussa-

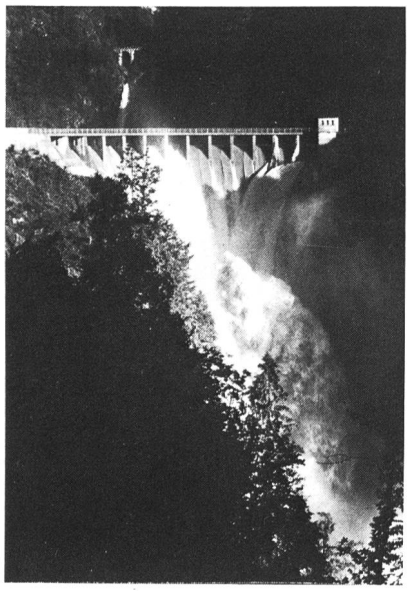


Foto 2. Hochwasserüberfall der Staumauer Palagnedra der Maggia AG, Tessin.

Photo 2. Evacuateur de crue du barrage de Palagnedra. Maggia S.A., Tessin (Suisse).

Photograph 2. Spillway of the Palagnedra dam. Maggia Ltd., Tessin (Switzerland).

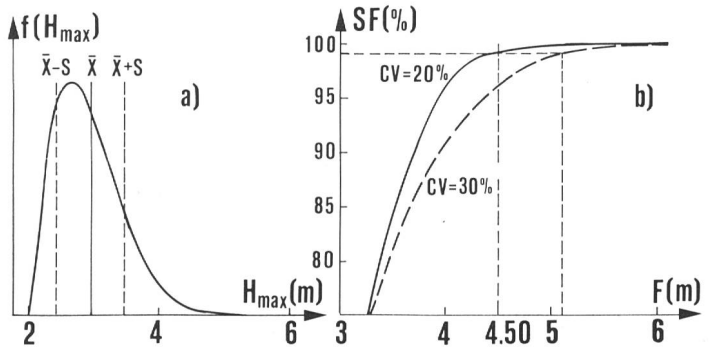


Figure 7. a) Distribution de probabilité de H_{max} pour CV=20% et b) fiabilité SF pour une revanche variable et CV=20% resp. 30%.

Figure 7. a) Probability distribution of H_{max} for CV = 20% and b) reliability SF for variable freeboard considering CV = 20% resp. 30%.

$z_{max} = 0{,}75$ et d'après (14) $H_{max} = 0{,}75(500/62{,}45)^{2/3} = 3{,}00$m. Pour tenir compte des vagues, on ajoute 1,50m, ce qui amène à une revanche totale de F=4,50m.

Quelle est la fiabilité SF [%] de l'aménagement contre une crue millénale si, sur la base des données hydrologiques, il faut tenir compte d'un coefficient de variation CV pour toutes les variables Q*, t*, et n de 20% (30%)? Les limites de la distribution de H_{max} seront fixées selon des critères probabilistes.

Le programme de calcul «Spirel» développé à l'EPFL donne à la figure 7 la répartition de probabilité de H_{max} (figure 7a) et la fiabilité pour différentes hauteurs de revanche F. Les calculs sont faits pour deux coefficients de variation différents CV=20% et 30%. Les variables aléatoires Q*, t* et n sont admises statistiquement indépendantes.

La figure 7b) montre clairement comment l'incertitude sur les données hydrologiques caractérisées par la valeur CV influence la fiabilité. Deux aménagements identiques, avec des hydrogrammes de crue identiques, pour lesquels la dispersion des variables est toutefois différente, présentent des fiabilités très différentes.

En effet, l'aménagement avec CV=30% nécessite une revanche de 5,20m pour présenter la même sécurité contre un débordement que l'aménagement avec CV=20% et une revanche de 4,50m.

Conclusions

L'exemple traité montre d'une manière impressionnante qu'un dimensionnement déterministe de la revanche ne permet aucune appréciation de la sécurité contre le débordement. En effet, selon les données hydrologiques, les risques encourus peuvent différer considérablement. En utilisant le fait que les caractéristiques de la crue

aid of (12), thus $R = (62.45)^{2/3} \cdot 500^{1/3} \cdot 11 \cdot 3600/(3.373 \cdot 10^6) = 1.5$. According to figure 3, $z_{max} = 0.75$ and after (14) $H_{max} = 0.75(500/62.45)^{2/3} = 3.00$ m. To take into account the effect of waves an additional 1.5 m is added, thus giving a total freeboard of F = 4.50m.

What is the reliability SF [%] of the plant against a thousand-year flood, if, on the basis of hydrological given values, it is necessary to take into account a coefficient of variation, CV, for all the variables, Q*, t* and n of 20% (30%)? The limits of the H_{max} distribution will be fixed according to probabilistic criteria.

The calculation program "SPIREL" developed at the EPFL gives the probability distribution of H_{max} and the reliability for different freeboard heights F (figure 7). The calculations were made for two different coefficients of variation, CV = 20% and 30%.

The random variables Q*, t* and n are admitted to be statistically independent. Figure 7b) clearly shows how the uncertainty in the hydrological data (characterized by CV) influences the reliability. Two identical plants with identical flood hydrograms but with different scatter of the variables will yield reliabilities which are very different. In effect, the installation for which CV=30% makes a freeboard of 5.2 m necessary to assure the same reliability against overtopping as a plant for which CV = 20% and F = 4.50m.

Conclusions

The example treated in this paper shows in an impressive way how a traditional deterministic design permits absolutely no appreciation of the safety against overtopping. In effect, according to the hydrological data available, the incurred risks can differ considerably. Making use of the fact that the flood characteristics are, by nature, random variables, the propos-

gekraft der hydrologischen Grundlagen die Funktionssicherheit beeinflusst. Zwei identische Anlagen mit einem identischen Hochwasserhydrogramm, bei dem jedoch die möglichen Streuungen der Variablen verschieden sind, besitzen ganz unterschiedliche Funktionssicherheiten.
In der Tat müsste diejenige Anlage mit CV = 30% ein Freibord von 5,20 m aufweisen, um dieselbe Sicherheit gegen Überflutung aufzuweisen wie die Anlage mit CV = 20% und einem Freibord von 4,50 m.

Schlussfolgerungen

Das Beispiel mag eindrücklich zeigen, dass eine deterministische Bemessung des Freibordes keine Aussage über die Sicherheit gegen Überflutung erlaubt und dass, je nach hydrologischen Grundlagen, bei der Dimensionierung recht unterschiedliche Risiken entstehen. Unter Einbezug der Tatsache, dass die Hochwassercharakteristiken ihrer Natur nach Zufallsvariablen sind, erlaubt die aufgezeigte Methode eine bessere Beurteilung der Sicherheit gegen Überflutung.
Dies ist sowohl bei der Kontrolle bestehender Anlagen wie auch bei Umbauten und Neuprojektierungen unerlässlich.

sont, par nature, des variables aléatoires, la méthode proposée permet une meilleure appréciation de la sécurité contre les crues.
Elle répond ainsi à un besoin crucial lors du contrôle d'aménagements existants, mais également lors de l'élaboration de nouveaux projets.

ed method permits a better appreciation of reliability.
Thus the method proposed here responds to a crucial need at the moment of existing plant checks as well as for the conception of new design projects.

Literatur/References/Références

[1] *Bourdeau, P. L., Oboni, F.*, «La distribution β et son utilisation pratique dans les méthodes de calcul probabilistes», Ingénieurs & architectes suisses, No 5, 1985.

[2] *Hager, W. H.*, «Beckenretention», Schweizer Ingenieur und Architekt, Vol. 101, 1983.

[3] *Hager, W. H., Sinniger, R., Regamey, J.-M.*, «Reservoir storage equation experimentally verified», Water Power and Dam Constructions, Vol. 36, No 11, 1984.

[4] *Harr, M. E.*, «Mécanique des milieux formés de particules», Presses polytechniques romandes, Lausanne, 1981.

[5] *Kühne, A.*, «Charakteristische Kenngrössen schweizerischer Speicherseen», Geographica Helvetica, Vol. 33, Nr. 4, 1978.

[6] *Lecher, K.*, «Ingenieurhydrologie», Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 6. Auflage, Paul Parey, Hamburg und Berlin, 1982.

[7] *Miquel, J.*, «Guide pratique d'estimation des probabilités de crues», Eyrolles, 1984.

[8] *Rosenblueth, E.*, «Point estimates for probability moments», Proc. Nat. Acad. Sciences USA, Vol. 72, No 10, 1975.

[9] *Serafim, J. L.*, Cavilhas, J. L. A., «Failure of dams due to overtopping», Safety of dams, A. A. Balkema, Rotterdam/Boston, 1984.

[10] *Sinniger, R., Hager, W. H.*, «Retentionsvorgänge in Speicherseen», Schweizer Ingenieur und Architekt, Vol. 104, 1984, Heft 26.

[11] *Sinniger, R., Hager, W. H.*, «Flood control by gated spillways», Proc. XVth ICOLD Congress, Q59, R9, Lausanne, 1985.

[12] *Vischer, D.*, «Das höchstmögliche Hochwasser und der empirische Grenzabfluss», Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 40, 1980.

[13] WMO, «Guide to Hydrological Practices», third edition, WMO-No. 168, Genève, 1974.

Adresse des auteurs: Prof. *Richard Sinniger, Philippe Louis Bourdeau* et *Roland Mantilleri*, Chaires des constructions hydrauliques, Ecole polytechnique fédérale, CH-1015 Lausanne.

Author's address: Prof. *Richard Sinniger, Philippe Louis Bourdeau* and *Roland Mantilleri, Chaire de constructions hydrauliques, Ecole polytechnique fédérale, CH-1015 Lausanne.*

Charakteristik des Speichervolumens	a	[m^{3-b}]	caractéristique du volume de la retenue	size factor of reservoir volume-function
Einzugsgebiet	A	[km^2]	bassin versant	surface of catchment area
Charakteristik der Speicherform	b	[–]	caractéristique de la forme du réservoir	shape factor of reservoir volume-function
Effektive Breite des freien Überfalls	B_e	[m]	largeur effective de déversoir libre	effective spillway width
Gebietsparameter	c	[–]	paramètre caractérisant la région	catchment area parameter
Charakteristik des Überfalls	C	[$m^{3/2}/s$]	caractéristique du déversoir	spillway caracteristic
Überfallbeiwert	C_d	[–]	coefficient de débit	discharge coefficient
Seefläche auf Kote der Überfallkrone	F_o	[m^2]	surface du lac à la cote du déversoir	reservoir surface at spillway crest
Überfallhöhe	H	[m]	charge	head on spillway
Wassertiefe unterhalb des Überfalls	H_o	[m]	hauteur d'eau en-dessous du déversoir	depth below spillway
Erdbeschleunigung	g	[m/s^2]	accélération de la pesanteur	gravitational acceleration
Brutto-Niederschlagsintensität	i	[mm/h]	intensité nette des précipitations	rainfall intensity
Kenngrösse der Irrtumswahrscheinlichkeit	I	[–]	valeur de la probabilité d'erreur	figure of error probability
Frequenzfaktor	k	[–]	facteur de fréquence	frequency factor
relativer Hochwasserabfluss	q	[–]	débit de crue relatif évacué	relative flood outflow
Hochwasserausfluss	Q	[m^3/s]	débit de crue évacué	flood outflow
Hochwasserzufluss	Q_z	[m^3/s]	débit de crue entrant	flood inflow
Spitze des Hochwasserzuflusses	Q^*	[m^3/s]	pointe de la crue	flood peak flow
Wahrscheinlichkeit des Überschreitens	P	[–]	probabilité de dépassement	probability of failure
Retentionsparameter	R	[–]	paramètre de rétention	storage parameter
Funktionssicherheit	SF	[–]	fiabilité	reliability
Zeit	t	[h]	temps	time
Zeit bis zur Hochwasserspitze	t^*	[h]	temps de montée de la crue	time to peak
Standardabweichungen einer Zufallsvariablen	S_x	[–]	ecart type d'une variable aléatoire	standard deviation
Wiederkehrperiode	T	[a]	temps de retour	return period
relative Zeit	$\hat{T}$	[–]	temps relatif	relative time
Speichervolumen	V	[m^3]	volume de la retenue	reservoir volume
Hochwasservolumen	W	[m^3]	volume de la crue	flood volume
Zufallsvariable	$\underline{X}$	[–]	variable aléatoire	random variable
Mittelwert einer Zufallsvariablen	$\bar{X}$	[–]	moyenne d'une variable aléatoire	average of a random variable
relativer Seespiegelanstieg	z	[–]	montée relative du lac	relative reservoir increase
Gebietsparameter	α	[–]	paramètre caractérisant la région	catchment area parameter
Charakteristik der Verteilungsfunktion	β_T	[–]	caractéristique de la fonction de répartition	characteristic of the repartition function
Irrtumswahrscheinlichkeit	η	[%]	probabilité d'erreur	error probability
Abflussbeiwert	Ψ	[–]	coefficient d'écoulement	runoff ratio