

Die gleichzeitige Auftrittswahrscheinlichkeit hoher Abflüsse in Kanalisationsnetzen und Fließgewässern

The coincident probability of high discharges in sewer systems and running waters

Zusammenfassung

Mittels gemessener Gewässer- und simulierter Kanalnetzabflüsse wurde die Häufigkeit des gleichzeitigen Auftretens großer Ereignisse bestimmt. Im Mittel erfolgt danach während 40 % aller gewässerseitigen Hochwasserereignisse ein Mischwasserüberlauf aus einem Regenüberlauf (85 % bei Regenüberlaufbecken). Kanalnetzabflüsse in der Größenordnung der Bemessungsereignisse treffen im Mittel aller Fälle auf Gewässerabflüsse mit Überschreitungshäufigkeiten von knapp 50 Tagen pro Jahr. Die Ergebnisse variieren vor allem in Abhängigkeit der gewässerseitigen Einzugsgebietscharakteristik. Es zeigte sich auch, daß die übliche Multiplikation der Einzelhäufigkeiten beider Abflußkomponenten zur Bestimmung ihrer gemeinsamen Auftrittswahrscheinlichkeit in der Regel sehr weit auf der „sicheren Seite“ liegt. Die Ergebnisse gelten für natürliche Gewässereinzugsgebiete ab $A_{EO} = 10 \text{ km}^2$ und für Flächenverhältnisse von A_{EO} zur (max. 50 % versiegelten) Kanalnetzfläche ab 10:1. Ansonsten empfehlen sich individuelle Untersuchungen.

Summary

If high discharge levels in sewers coincide with high water levels in running waters this can lead either to a backflow of water into the sewers or the overloading and pollution of smaller running waters. On the basis of measurements for running waters and simulated discharges in sewer systems, the coincident probability of high discharges in both was determined. On average, during 40 % of all high water events in running waters, combined sewage will be discharged from a stormwater overflow (or 85 % of events if there is a stormwater settling tank). The results vary, depending above all on the characteristics of the catchment area. It is also found that the simple multiplication of the individual probabilities usually leads to a very conservative estimate.

1 Einleitung

Während Hochwasser können durch die gegenseitige Beeinflussung von Kanalnetzen und Fließgewässern u. a. folgende Probleme auftreten:

- Einstau der Aus- und Überläufe des Kanalsystems durch hohe Wasserstände im Gewässer und gegebenenfalls Eindringen von Hochwasser in die Kanalisation. Hierdurch können neben Rück- und Überstau auch Leistungseinbußen von Kläranlagen und hydraulische Kurzschlüsse von Hochwasserpumpen die Folge sein.

- Überlastung kleiner Gewässer durch extreme Regenwasserabflüsse aus Siedlungsgebieten, wobei neben quantitativen hydraulischen Problemen auch qualitative Belastungen durch Schmutzstoffe auftreten.

Aufgrund der für beide Systeme unterschiedlichen Bemessungsgrundlagen werden Hochwasserschutzmaßnahmen im Übergangsbereich Kanal/Gewässer (wie Schütze, Rückhalteräume oder Pumpwerke) oft nur ungenügend aufeinander abgestimmt. Meist mangelt es an Kenntnissen über die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens der jeweils maßgebenden Abflußereignisse.

Im folgenden wird zunächst von grundlegenden Untersuchungen zu dieser Problematik aus [7] sowie anschließend von realen Fallbeispielen aus [10] berichtet. Hinsichtlich Gewässergütefragen wird auf [8] verwiesen.

2 Grundsätzliche Untersuchungsmethodik

Die genannten Häufigkeitsuntersuchungen erfolgten durch zeitgerechte Gegenüberstellung von Pegelaufzeichnungen südwestdeutscher Fließgewässer mit simulierten Abflußganglinien aus Kanalnetzen. Deren Langzeitsimulation erfolgte mit Regenreihen, die aus der Nachbarschaft (maximaler Abstand ca. 5 km) der zwölf in Tabelle 1 enthaltenen Gewässerpegel stammten. Die gemeinsamen Aufzeichnungszeiträume betragen zwischen 15 und 28 Jahren.

Ergänzend ist zu erwähnen, daß den statistischen Analysen zur Ermittlung der HQ_T -Werte in Abschnitt 3 und 6 grundsätzlich nur die in der weiteren Untersuchung verwendeten Jahresreihen (Tabelle 1) zugrunde gelegt wurden. Nur so konnten Unplausibilitäten bei der Gegenüberstellung mit den Auftrittshäufigkeiten der Kanalnetzabflüsse vermieden werden.

Hinsichtlich der Kanalnetze wurden zunächst acht repräsentative Fallbeispiele vorausgewählt, deren hydrologische Modellparameter an hydrodynamischen Berechnungen sowie teilweise auch an gemessenen Ereignissen kalibriert wurden [9]. Es zeigte sich jedoch bereits in einem frühen Stadium der Untersuchungen, daß die Kanalnetzcharakteristik von wesentlich geringerem Einfluß auf die Ergebnisse ist als diejenige des Gewässers. Deshalb wurden letztlich nur drei nicht vorentlastete Netze mit Gesamteinzugsflächen zwischen $A_{EK} = 36,4$ und 100 ha verwendet. Die undurchlässigen Flächenanteile A_u lagen zwischen $12,7$ und 50 ha , die Fließzeiten zwischen 15 und 28 Minuten.

Tabelle 1 Verwendete Pegel

Nr.	Name	Gewässersystem	A _{EO}	BEB	W	t _c	J _w	PNP	Reihe	Bemerkungen
-	-	-	km ²	%	%	h	‰	m + NN	AJ	-
1.	Schadberg	Blinde Rot - Lein - Kocher - Neckar	8,4	4,0	40,0	2,7	24,9	460	76-91 o. 88	
2.	Einsieder Hof	Traunbach - Nahe	26,4	0,6	91,9	3,3	22,8	487	70-88	
3.	Wasserliesch	Albach - Mosel	37,5	2,8	29,1	6,2	10,9	134	75-89	
4.	Fechingen	Saarbach - Saar - Mosel	48,7	9,9	23,0	5,6	8,1	198	60-87	großes Kanalnetz im OW
5.	Eisenschmitt	Salm - Mosel	49,8	1,2	70,7	5,8	12,3	323	74-88	
6.	Schafbrücke	Rohrbach - Saar - Mosel	58,2	28,1	54,8	7,4	4,3	194	60-87	großes Kanalnetz im OW
7.	Rammelsbach	Kuselbach - Glan - Nahe	78,4	7,0	18,5	6,0	10,7	206	70-89 o. 75	großes Kanalnetz im OW
8.	Nohen	Nahe	323	6,0	42,6	9,1	4,2	301	70-89	
9.	Contwig	Schwarzbach - Blies - Saar - Mosel	530	6,8	57,3	15,4	1,6	226	67-89	
10.	Einöd	Schwarzbach - Blies - Saar - Mosel	1.152	-	-	-	-	217	71-90	großes Kanalnetz im OW
11.	Bad Vilbel	Nidda - Main	1.619	-	-	-	-	103	67-87	
12.	Trier	Mosel	23.857	-	-	-	-	121	68-87	

mit: A_{EO} = Oberirdisches Einzugsgebiet; BEB = Bebauungsgrad; W = Waldanteil; t_c = Konzentrationszeit; J_w = Gewässergefälle; PNP = Pegelnullpunkt; AJ = Abflußjahr; OW = Oberwasser

3 Mischwasserentlastungen während Hochwasser

Für diese Teiluntersuchung wurden die oben genannten drei Kanalnetze fiktiv an ihren Endpunkten jeweils mit einem nach [1] bemessenen Regenüberlauf (RÜ) und einem Regenüberlaufbecken (RÜB) versehen. Deren mittels [5] kontinuierlich simulierten Überlaufganglinien wurden die Pegelganglinien gemäß Bild 2 gegenübergestellt. Dabei wurden alle Hochwasserereignisse ab dem 1-jährlichen Hochwasserabfluß HQ₁ berücksichtigt. Sofern dieser Abfluß überschritten war, wurde die Ordinate des Gewässerabflusses zum Zeitpunkt des Überlaufscheitels (Q_G(t_Ü)) festgehalten. Die parallele Auswertung des größten Gewässerabflusses während der Dauer des Überlaufs max. Q_G führte zu keinen nennenswerten zusätzlichen Erkenntnissen, so daß sich alle folgenden Ergebnisse auf (Q_G(t_Ü)) beziehen. Auch eine getrennte Untersuchung der Sommerhalbjahre erbrachte keine weiterführenden Erkenntnisse; daher werden im folgenden nur Werte des Gesamtjahres angegeben.

Es zeigte sich, daß Überläufe beliebiger Größe aus RÜBs im Mittel aller 12 Pegel knapp einmal pro Jahr auf ein HQ₁ und beispielsweise rund 0,15 mal pro Jahr auf ein HQ₅ treffen. Für die grundsätzlich seltener anspringenden RÜs ergeben sich auch während Hochwasser geringere Entlastungshäufigkeiten (ca. 0,4/a bzw. 0,06/a).

Um einen direkten Ergebnisvergleich über HQ_T - Grenzen hinweg zu ermöglichen, wurden diese Werte in Überlaufhäufigkeiten pro Hochwasserereignis umgerechnet. Diese Häufigkeitswerte werden im folgenden mit a bezeichnet. Die Umrechnung sei anhand des oben genannten Ergebnisses erläutert: Tritt ein Überlauf mit n_Ü = 0,15 mal pro Jahr während HQ₅ (T_n = 5 a) auf, so ergibt sich a = n_Ü · T_n = 0,15 · 5 = 0,75. Das heißt, falls ein HQ₅ auftritt, findet in a = 75% aller Fälle auch ein Mischwasserüberlauf statt.

Die so ermittelten a-Werte enthält Tabelle 2. Höhere Werte als 1,0 bzw. 100% bedeuten, daß im Mittel mehrere Überläufe pro Hochwasserereignis stattfinden. Die maßgebende Dauer einer Pause zwischen zwei Überläufen, aber die die beiden Entlastungsereignisse als voneinander unabhängig definiert werden, wurde mit dem in der Hydrologie oft verwendeten Wert von 4 Stunden angesetzt

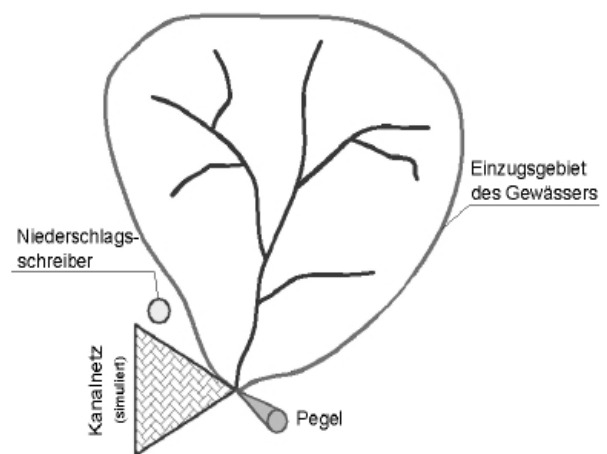


Bild 1 Prinzipische Skizze zur Untersuchungsanordnung

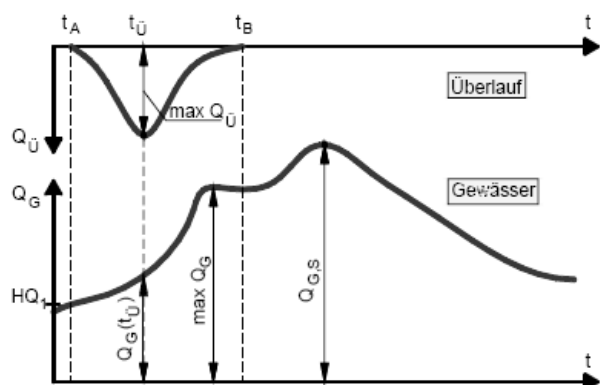


Bild 2 Prinzipische Skizze zur Auswertemethodik von Mischwasserentlastungen während Hochwasser

Tabelle 2 Überlaufhäufigkeiten a bei auftretendem Hochwasser in [%] einschließlich Anzahl der Eingangswerte (alle 12 untersuchten Pegel)

	HQ ₁	HQ ₂	HQ ₅	HQ ₁₀	HQ ₂₀	HQ ₅₀	Summe
Anzahl der maßgebenden Überlaufereignisse [-]							
RÜ	58	31	12	0	3	1	105
RÜB	123	64	29	3	6	1	226
Min [%]							
RÜ	6,7	0	0	0	0	100	-
RÜB	52	27	34	0	0	100	-
Max [%]							
RÜ	100	100	79	100	100	100	-
RÜB	121	126	107	200	100	100	-
Mittel [%]							
RÜ	43	39	31	27	50	100	-
RÜB	93	85	78	64	86	100	-

[3]. Entsprechende Sensitivitätsuntersuchungen zeigten, daß diese Größe zum Teil erheblichen Einfluß auf die Ergebnisse haben kann.

Durch die Minima- und Maxima- Angaben der sich bei den 12 Pegeln ergebenden a -Werte soll ein Eindruck über die Streubreite der Ergebnisse vermittelt werden. So traten beispielsweise im Bereich zwischen HQ₂ bis HQ₂₀ die geringsten Überlaufhäufigkeiten aller RÜ ($a_{min} = 0$) beim Pegel Trier auf, der gemäß Tabelle 1 das größte A_{EO} aufweist. Da auf das einzige in allen untersuchten Pegelreihen enthaltene HQ₅₀ auch zeitgleich ein Überlauf traf (Pegel Schafbrücke, höchster Bebauungsgrad), ergibt sich in dieser HQ-Klasse dann auch durchgehend $a = 100\%$. Generell variieren die einzelnen a -Werte vor allem mit der Gewässercharakteristik, doch läßt sich diese Abhängigkeit aufgrund zum Teil gegenläufiger Einzeleffekte nicht mit einfachen Parametern beschreiben (wie z.B. mit A_{EO} , Bild 3). Daher wurde zunächst gemäß Tabelle 2 für jede HQ-Klasse über alle Pegel gemittelt. Diese mittleren a -Werte nehmen erwartungsgemäß zunächst mit zunehmendem T_n ab. Da aber die Zahl der maßgebenden Überlaufereignisse bei seltenen Hochwasserabflüssen (etwa ab HQ₁₀) aufgrund der 15 bis 28 Jahre umfassenden Pegelreihen entsprechend gering wird, ist die unstetige Entwicklung der a -Werte in diesem Bereich wenig überraschend. Eine allgemeingültige Angabe von a -Werten als Funktion von HQ_T wäre folglich mit großen Unsicherheiten behaftet. Für viele praktische Anwendungen erscheint deshalb die Mittelung über alle 105 bzw. 226 zugrundeliegenden Ereignisse (d. h. über alle Pegel und Wiederkehrintervalle) vertretbar. Dies führt dann zu einer Entlastungshäufigkeit pro Hochwasserereignis von $a = 0,814$ (\rightarrow aufgerundet 0,85) aus RÜBs und $a = 0,382$ (\rightarrow 0,4) aus RÜs.

Die mögliche Verwendung dieser Ergebnisse soll anhand einer praxisnahen Problemstellung erläutert werden. Dazu sei ein Entlastungsbauwerk angenommen, über dessen Überlaufschwelle regelmäßig gewässerseitiges Hochwasser ins Netz dringt. Zur Sanierung bietet sich zum einen die Ausrüstung mit einem Hochwasserschütz und zum anderen ein wesentlich teureres Hochwasserpumpwerk an. Die wirtschaftlich optimale Entscheidung setzt unter anderem die Kenntnis voraus, mit welcher Wahrscheinlichkeit es zu einem Totalversagen bei der erstgenannten Bauwerksvariante kommt.

Zur Klärung dieser Frage sind zunächst einige theoretische

Betrachtungen notwendig: Ist das Entlastungsbauwerk nicht durch Hochwasserschütze gesichert, so entspricht seine Versagenswahrscheinlichkeit P_B natürlich der Auftretswahrscheinlichkeit des gewässerseitigen Hochwasserstandes P_G , auf den die Schwellenhöhe ausgelegt ist, also

$$P_B = P_G \quad [-] \quad (1)$$

bzw.

$$T_{n,B} = T_{n,S} \quad [a] \quad (2)$$

mit

$T_{n,B}$: Wiederkehrintervall des Bauwerkeinstaus,

$T_{n,S}$: Wiederkehrintervall des gewässerseitigen Bemessungshochwasserstandes für die Schwellenhöhe.

Die Überschreitungswahrscheinlichkeit P und das Wiederkehrintervall T_n sind über folgende Beziehung verknüpft:

$$P = \Delta t / T_n \quad [-] \quad (3)$$

mit

Δt : Zeitintervall, für das die Stichprobenwerte ermittelt wurden (bei Jahreshöchstabflüssen beträgt $\Delta t = 1$ Jahr).

Sind die oben genannten Sicherungssysteme jedoch vorhanden, so versagt das Bauwerk nur dann, wenn während des Auftretts eines höheren äußeren Wasserstandes als dem der Bemessung zugrundeliegenden bei dann geschlossenem Schütz kanalseitig ebenfalls ein kritischer Abfluß auftritt (Bild 4).

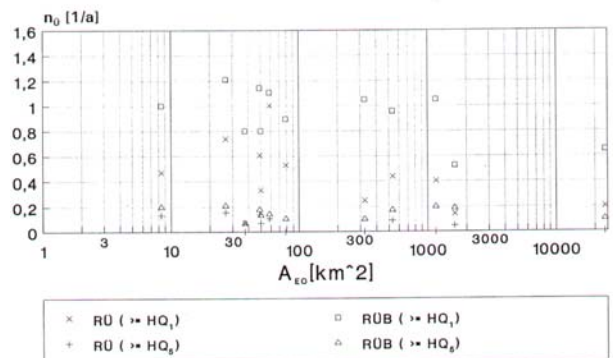


Bild 3 Überlaufhäufigkeiten während Hochwasser in Abhängigkeit der gewässerseitigen Einzugsgebietsfläche

Das statistische Wiederkehrintervall $T_{n,B}$, mit welchem das Bauwerk bei einem vorgegebenen Hochwasserereignis mit $T_{n,G}$ versagt, ergibt sich dann zu

$$T_{n,B} = T_{n,G} / a_x \quad \text{für } T_{n,G} \geq T_{n,S} \quad [a] \quad (4)$$

mit

a_x : Wahrscheinlichkeit, mit welcher ein kritischer Kanalnetzabfluß auf ein Hochwasser mit $T_{n,G} = x$ trifft [-].

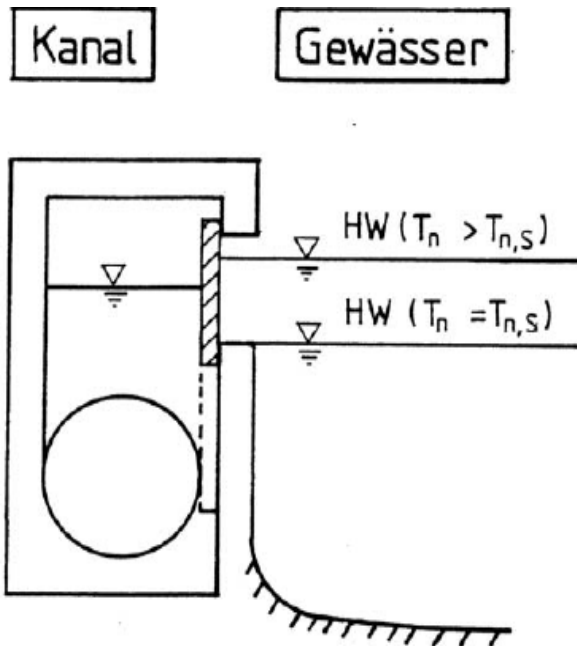


Bild 4 Prinzipskizze zum Versagensfall eines mit Rückstauverschuß gesicherten Entlastungsbauwerkes

Wie bereits ausgeführt, erscheint eine Differenzierung der a -Werte (Tabelle 2) nach Wiederkehrintervallen nicht sinnvoll, so daß in den meisten Fällen mit den oben genannten gemittelten Werten gearbeitet werden kann. Gleichung (4) vereinfacht sich damit zu

$$T_{N,B} = T_{n,G}/a = T_{n,S}/a \quad [a] \quad (5)$$

mit

- $a = 0,85$ für Regenüberlaufbecken und
- $a = 0,40$ für Regenüberläufe.

Hinsichtlich der Versagenshäufigkeit empfehlen [1, 4] und [6] indirekt Bemessungswiederkehrzeiten von $T_{n,B} = 10$ bis 20 Jahre, ab welchen in Kanalisationsnetzen gewässerbedingter Rückstau auftreten darf. Folglich dürfte dann eine mittels Schütz gesicherte RÜ-Schwelle gemäß Gleichung (5) auf ein 4- bis 8jähriges Hochwasser ausgelegt werden ($10 \cdot 0,4$ bzw. $20 \cdot 0,4$). Dagegen erscheint der Einbau von Rückstauverschlüssen bei RÜBs weniger lohnend. Der maßgebende Hochwasserabfluß reduziert sich dort bei einer Sicherheit von 10 Jahren auf im Mittel nur $T_{n,S} = 8,5$ Jahre und bei $T_{n,B} = 20$ Jahre auf $T_{n,S} = 17$ Jahre.

Bei Verwendung dieser Ergebnisse sollten die einschränkenden Ausführungen gemäß Abschnitt 5 beachtet werden. Ferner sei darauf hingewiesen, daß den angegebenen a -Werten vorwiegend kleine und mittlere Überlaufereignisse zugrunde lagen. Hohe Entlastungsabflüsse, wie sie z. B. zur Dimensionierung von Hochwasserpumpwerken notwendig sind, traten im Rahmen der hier behandelten Teiluntersuchung nur in so geringem Umfang auf, daß allgemeingültige Aussagen daraus alleine nicht ableitbar waren. Hierauf wird in Abschnitt 4 und 6 noch weiter eingegangen.

4 Maßgebende Kanalnetzereignisse

Hierunter werden Ereignisse verstanden, die in der Größenordnung des 1jährlichen Kanalnetzabflusses und darüber liegen. Das heißt, es wurden alle Kanalnetzereignisse ab dem kleinsten Jahreshöchstabfluß

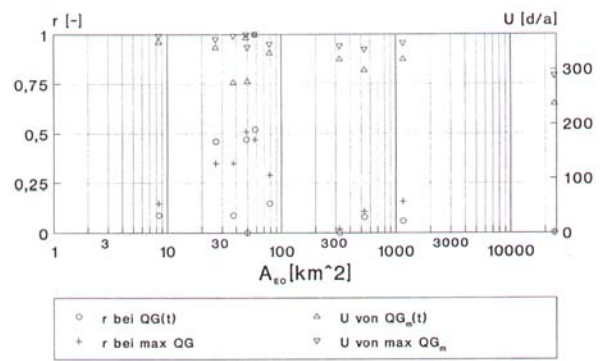


Bild 5 Korrelationskoeffizienten r und Unterschreitungshäufigkeiten U der Mittelwerte von Gewässerabflüssen während maßgebender Kanalnetzereignisse (in Abhängigkeit der gewässerseitigen Einzugsgebietsfläche)

untersucht. Da die üblichen Entlastungsbauwerke auf solche Extremabflüsse keinen nennenswerten Einfluß mehr haben, wurden sie hier nicht mehr nachgeschaltet. Die Abflüsse wurden mittels Seriensimulation [9] generiert und sinngemäß Bild 2 den Ganglinien der zwölf Pegel gegenübergestellt. Die Auswertung erfolgte getrennt nach der Ordinate $Q_G(t_k)$ des Gewässerabflusses, auf welchen die Spitze $max. Q_K$ aus dem Kanalnetz trifft und nach dem Abflußscheitel $Q_{G,S}$ im Gewässer, der durch das betreffende Niederschlagsereignis hervorgerufen wurde. Im Gegensatz zu den Untersuchungen gemäß Abschnitt 3 wurde hier der maßgebende Abfluß $Q_{G,S}$ auch dann noch gewertet, wenn er nach Beendigung des Kanalnetzereignisses auftrat.

Zunächst führte die Gegenüberstellung aller $Q_G(t_k)$ - bzw. $Q_{G,S}$ - und $max. Q_K$ -Werte zu keiner erkennbaren Systematik. Die zugehörigen Korrelationskoeffizienten sind Bild 5 zu entnehmen. Sie lagen lediglich zwischen $r = -0,2$ (Pegel Trier, größtes A_{EO} , Tabelle 1) und $r = 0,52$ (Pegel Schafbrücke, höchster Bebauungsgrad). Deshalb wurden für jeden Pegel die arithmetischen Mittelwerte aller $Q_G(t_k)$ - und $Q_{G,S}$ -Werte gebildet, die im folgenden als $Q_{G,K,m}$ und $Q_{G,S,m}$ bezeichnet werden. Anschließend wurde ihre Auftretshäufigkeit in Form der Unterschreitungsdauer U [d/a] anhand der amtlichen Dauerzahlen des jeweiligen Pegels ermittelt.

Gemäß Bild 5 schwanken die ausgewerteten Unterschreitungshäufigkeiten bei $Q_{G,K,m}$ zwischen $U = 228$ d/a und 364 d/a (Mittelwert über alle Pegel = 316 d/a) bzw. zwischen 281 d/a und 365 d/a (347 d/a) bei $Q_{G,S,m}$. Näherungsweise könnten diese Werte dazu verwendet werden, die gewässerbedingte Rückstauebene am Kanalnetzauslauf festzulegen, welche beispielsweise bei der hydraulischen Berechnung reiner Regenwassernetze eine gewisse Rolle spielt.

Durch diese Ergebnisse wird aber auch deutlich, daß man mit der üblichen Multiplikation [2, 11] der Einzelhäufigkeiten beider - dann als unabhängig angenommenen - Abflußkomponenten zur Ermittlung ihrer gemeinsamen Auftretswahrscheinlichkeit sehr weit auf der „sicheren Seite“ liegen würde. Das heißt, der 1jährliche Kanalnetzabfluß trifft hier im Mittel auf Gewässerabflüsse deutlich unter HQ_1 . Ähnliches läßt sich für größere HQ -Werte auch aus den Untersuchungen gemäß Abschnitt 3 ableiten. Dieses grundlegende Gesetz der Wahrscheinlichkeitslehre ist vermutlich aus folgenden Gründen nicht auf die hier behandelte Problematik anwendbar: Durch entsprechende Multiplikation erhält man lediglich die Aussage, daß beispielsweise der 1jährliche Kanalnetzabfluß und der 20jährige Gewässer-

abfluß im Mittel alle ($1 \times 20 =$) 20 Jahre im gleichen Jahr ($\Delta t = 1$ a), aber nicht zum gleichen Zeitpunkt auftreten. Da die maßgebenden Niederschlagsereignisse (in der Regel Dauerregen oder Schneeschmelze für das Gewässer und sommerliche Konvektivregen für das Kanalnetz) naturgemäß zu unterschiedlichen Jahreszeiten auftreten, muß die gemeinsame Auftrittswahrscheinlichkeit dann auch deutlich geringer sein.

5 Extremfälle und Gültigkeitsgrenzen

Theoretisch muß mit zunehmender Ähnlichkeit der beiden Einzugsgebietstypen (z. B. in bezug auf Größe und Konzentrationszeit) auch eine deutliche Korrelation ihrer Abflußspitzen auftreten. Wie zuvor ausgeführt, konnte eine solche mit den zwölf Gebieten aus Tabelle 1 nicht nachgewiesen werden. Deshalb wurde versucht, diese Grenze durch systematische Variation der Gebietsparameter zu bestimmen. Dazu wurde wieder eine Seriensimulation gemäß Abschnitt 4 durchgeführt, jedoch hier für beide Abflußkomponenten.

Als Ergebnis kann anhaltweise eine gewässerseitige Einzugsfläche von rund 10 km^2 genannt werden, bei deren Unterschreitung Korrelationskoeffizienten über $r = 0,7$ auftreten können. Dies setzt voraus, daß das Verhältnis von Gewässereinzugsgebiet zu Kanalnetzfläche den Wert von $10 : 1$ (A_{EO}/A_{EK}) bzw. $20 : 1$ (A_{EO}/A_U) nicht übersteigt. Genauere, allgemeingültige Angaben erscheinen aufgrund der hohen Abhängigkeit von der individuellen Niederschlagscharakteristik sowie dem jeweiligen zusätzlichen Siedlungsanteil (und dessen Lage) im Gewässereinzugsgebiet nicht möglich.

Weitere Testrechnungen zeigten, daß die in Abschnitt 3 und 4 genannten Ergebnisse offensichtlich auch nur ab den oben genannten Flächenverhältnissen Gültigkeit haben. Generell erscheint für Fragestellungen im Zusammenhang mit kleineren Gewässern eine individuelle Untersuchung notwendig. Gleiches gilt auch noch bei außergewöhnlich hohen Bebauungsgraden von Gewässereinzugsgebieten mittlerer Größe oder wenn zusätzliche Siedlungen direkt oberhalb des Vereinigungspunktes mit dem eigentlich interessierenden Kanalnetz liegen.

6 Reale Fallbeispiele

Hierbei handelt es sich um sechs Hochwasserpumpwerke im Saarland, welche die Überläufe aus RÜBs dem jeweiligen Gewässer zuzuführen haben. Hierfür war u.a. die hydraulische Versagenswahrscheinlichkeit zu bestimmen. Dieser Fall tritt bei Kanalnetzzuflüssen auf, welche die Kapazität der Pumpen überschreiten, mit der noch gegen bzw. über ein gleichzeitiges Hochwasser im Gewässer gepumpt werden kann.

Vier direkt an der Saar gelegene Pumpwerke waren auf die Kombination 1jähriger Kanalabfluß und 200jähriger Hochwasserstand (in einem Fall nur ca. HW_{50}) bemessen. Die zwei übrigen Anlagen befinden sich an kleineren Gewässern, für welche als Bemessungsfall ein 25jähriger bzw. ein ca. 1000jähriger Wasserstand angesetzt wurde (ebenfalls während dem 1jährigen Kanalabfluß). Die zugehörigen, meist sehr komplexen Kanalnetzsysteme weisen bis zu 13 Vorentlastungen und Gesamteinzugsflächen bis zu $A_{EK} = 317 \text{ ha}$ auf.

Die hydrologischen Untersuchungen wurden ähnlich wie

diejenigen aus Kap. 3 durchgeführt. Jedoch mußten u. a. die Niederschlagsreihen von z.T. relativ weit entfernten Stationen übertragen werden. Auch unter Berücksichtigung der hydraulischen Kennlinien der Pumpwerke (sofern noch verfügbar) ergab sich erwartungsgemäß während der 18 bis 26 Jahre umfassenden Simulationszeiträume kein (theoretischer) Versagensfall. Deshalb verblieb nur eine überschlägliche statistische Extrapolation der im Untersuchungszeitraum aufgetretenen Ereigniskombinationen. Hiernach tritt der Versagensfall bei allen Anlagen größenordnungsmäßig seltener als einmal in 1000 Jahren auf. Dies ist deshalb bemerkenswert, da sowohl die o.g. Bemessungsannahmen wie auch die Einzugsflächen in weiten Grenzen differieren (A_{EO} zwischen 142 und 7139 km^2). Vor einer uneingeschränkten Verallgemeinerung dieser Ergebnisse muß jedoch gewarnt werden, da eine solch weit reichende statistische Extrapolation streng genommen unzulässig ist und die Datengrundlagen nicht in allen Belangen wissenschaftlichen Ansprüchen genügten. Allerdings untermauern die Ergebnisse tendenziell die Ausführungen in Abschnitt 4 zur Multiplikation der Einzelhäufigkeiten.

Literatur

- 1 Abwassertechnische Vereinigung e.V.: Richtlinie für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungen in Mischwasserkanälen, Arbeitsblatt A 128, 1992
- 2 Biedenkopf, W.: Müssen Regenüberlaufschwellen hochwasserfrei liegen? gwf, Heft 12, 1969
- 3 Harms, R.W.: Synthese maßgebender Abflußdaten für teilbebaute kleine Einzugsgebiete. Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft der Universität Hannover, Heft 55, 1984
- 4 Hörler, A.: Kanalisation. In: Ingenieurhandbuch, Band II, Schweizer Verlagshaus AG, Zürich, 1966
- 5 Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie: Softwarepaket KOSIM, Version III.0.2, Hannover, 1990
- 6 Pecher, R.: Hydraulische Bemessung von Hochwasserpumpwerken, Vorschläge zur Problemlösung. gwf, Heft 6, 1987
- 7 Sartor, J.: Die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens maßgebender Abflußereignisse in Kanalisationsnetzen und natürlichen Gewässern. Berichte des Fachgebietes Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Heft 3, 1994
- 8 Sartor, J.: Hydrologische Grundlagen für die immissionsorientierte Beurteilung von Mischwasserentlastungen. SuG 34, Hannover, 1996
- 9 Sartor, J.: Weiterentwicklung der Langzeit-Seriensimulation des Niederschlag-Abfluß-Prozesses für kanalisierte und natürliche Einzugsgebiete. Wasserwirtschaft, Heft 5, 1997
- 10 Schmitt, TG.; Sartor, J.; Zett, U.: (unveröffentlichtes) Gutachten zur Betriebssicherheit von Pumpwerken im Auftrag des Abwasserverbandes Saar, Universität Kaiserslautern, 1997
- 11 U.S. Army Corps of Engineers: Hydrologic analysis of interior areas. Washington DC, USA, 1987

Anschrift des Verfassers

Prof. Dr.-Ing. Joachim Sartor, FH Trier, FB 2, Schneidershof, 54293 Trier