FACHGEBIET
WASSERBAU UND
WASSERWIRTSCHAFT
UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN

Berichte
3

Joachim Sartor:

Die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens maßgebender Abflußereignisse in Kanalisationsnetzen und natürlichen Gewässern

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. G. Koehler

Kaiserslautern **1994**

KURZFASSUNG

Die Arbeit befaßt sich mit der Verbesserung der hydrologischen Bemessungsgrundlagen für Hochwasserschutzmaßnahmen im Übergangsbereich von der Kanalisation zum Gewässer sowie für immissionsorientierte Regenwasserbehandlungsmaßnahmen.

Hierzu wurde zum einen die Technik der Langzeit-Seriensimulation zur parallelen Modellierung von kanalisierten und natürlichen Einzugsgebieten weiterentwickelt. Zum anderen wurden allgemeingültige Aussagen zum gleichzeitigen Auftreten der maßgebenden Abflußereignissse anhand simulierter Kanalnetze und Pegelaufzeichnungen natürlicher Gewässer erarbeitet. Für die Untersuchung stand umfangreiches hydrologisches Datenmaterial aus südwestdeutschen Mittelgebirgslagen zur Verfügung.

SUMMARY

This thesis deals with the improvement of hydrological design procedures for flood protection facilities in the transition region from sewer to river and for storm water treatment measures which are controlled as a function of river capacity.

The first part contains improvements to the technique of the long-term simulation of the storm run-off process in urban and rural catchments. The second part includes investigations to the likelihood of the simultaneous occurance of critical flows in sewer systems and natural waters. The flow data used for the sewer system were simulated and those for rivers came from gauging stations in Southwest Germany.

Inhaltsverzeichnis

		Seite
I.	Verzeichnis häufig verwendeter Abkürzungen und Symbole	III
II.	Verzeichnis der Abbildungen	VI
III.	Verzeichnis der Tabellen	IX
1.	Einleitung und Problemstellung	1
2.	Bisheriger Kenntnisstand und Zielsetzung der Arbeit	
2.1	Meteorologische und hydrologische Grundlagen	3
2.2	Existierende Untersuchungen und Verfahren	3
2.3	Zusammenfassende Bewertung und Wissensdefizite	7
2.4	Zielsetzung der vorliegenden Arbeit	8
3.	Vorgehensweise und verwendete Daten	
3.1	Generelle Vorgehensweise	10
3.2	Verwendete Simulationsmodelle	16
3.3	Pegel- und Einzugsgebietsdaten	16
3.4	Kanalnetzdaten	22
3.5	Niederschlagsdaten	25
3.6	Übersicht zum Untersuchungsprogramm	27
4.	Entwicklung von Kriterien für die Ereignisauswahl bei der Seriensimulation	
4.1	Erarbeitung der Kriterien	30
4.2	Nachweis der Wirksamkeit der Kriterien	32
5.	Untersuchung geeigneter Abflußbildungsansätze für die Seriensimulation	
5.1	Allgemeines	35
5.2	Beschreibung der untersuchten Ansätze	36
5.3	Modellaufstellung	51
5.4	Ergebnisse	56

Seite

6. Entwicklung von hydrologischen Ansätzen zur Berücksichtigung von Ein- und Überstaueffekten in Kanalnetzen
   - 6.1 Hydrologisch-hydrodynamische Vergleichsrechnungen 69
   - 6.2 Entwicklung hydrologischer Modellbausteine 73
   - 6.3 Schlußfolgerungen 75

7. Häufigkeitsuntersuchungen anhand von Pegeldaten
   - 7.1 Mischwasserüberläufe während Niedrigwasser 78
   - 7.2 Mischwasserüberläufe während Hochwasser 88
   - 7.3 Gesamtheit der Entlastungsereignisse 99
   - 7.4 Maßgebende Kanalnetzereignisse 106

8. Häufigkeitsuntersuchungen mittels Seriensimulation beider Abflußkomponenten
   - 8.1 Regressionsuntersuchungen 111
   - 8.2 Praktische Anwendungsbeispiele 115

9. Zusammenfassung und Ausblick 123

10. Literaturverzeichnis 126

11. Anlagenverzeichnis 131

Anlagen

I. VERZEICHNIS HÄUFIG VERWENDETER ABKÜRZUNGEN UND SYMBOLE

a	Auftrittshäufigkeit oder -wahrscheinlichkeit [-; %] oder spezifische Einwohnerlast [E/(l/s)]
A_{EO}	oberirdisches Einzugsgebiet eines Gewässers [km^2]
A_{EK}	kanalisiertes Einzugsgebiet [km^2; ha]
A_d	durchlässige Einzugsfläche [km^2; ha]
A_u	undurchlässige Einzugsfläche [km^2; ha]
AJ	Abflußjahr, hydrologisches Jahr
AV	Anfangsverlust [mm]
α	Faktor für die Belastungsaufteilung bei einer Doppelspeicherkaskade [-]
BEB	Bebauungsgrad [%]
BEF	Befestigungsgrad [%]
BF	Bodenfeuchtegehalt [-]
D	Niederschlagsdauer [h]
Dt	Zeitintervall, Berechnungszeitschritt [h]
e_0	zulässige Entlastungsrate nach [ATV 128] [%]
e_2	erhöhte zulässige Entlastungsrate [%]
E	Einwohner, Einwohnergleichwert
ED	Einwohnerdichte [E/ha]
EP	Potentielle Verdunstung [mm/Dt]
EZ	Einwohneranzahl [E]
f	Infiltrationskapazität [mm/Dt]
Ffm A	Kanalnetz Frankfurt-Lettigkautweg A
Ffm B	Kanalnetz Frankfurt-Lettigkautweg B
FK	Kanalisierte Teilfläche [-] oder nutzbare Feldkapazität [mm]
FN	überwiegend natürliche Teilfläche
h_N	Niederschlagshöhe [mm]

h_{Na}	mittlere Jahresniederschlagshöhe [mm/a]
h_{Ne}	Effektivniederschlagshöhe [mm]
n	Auftrittshäufigkeit [1/a; %] oder Anzahl der Linearspeicher einer Speicherkaskade [-]
HQ	höchster Gewässerabfluß eines Abflußjahres [m^3/s]
HQ_K	höchster Kanalnetzabfluß eines Abflußjahres [m^3/s; l/s]
HQ_X	Hochwasserscheitelabfluß mit einem T_n von X Jahren [m^3/s]
I	Niederschlagsintensität [mm/h]
K	Speicherkonstante [h]
K_H	Retentionskonstante für das Einstaurouting bei Kanalnetzen [h]
K_P	Regenerationskonstante zur Ermittlung von Zwischenverlusten in Regenpausen [1/h]
max t	Auftrittszeitpunkt von max U in einer Übertragungsfunktion [h]
max U	maximale Ordinate einer Übertragungsfunktion [1/h]
min V_S	spezifisches Mindestspeichervolumen nach [ATV 128] [m^3/ha_u]
MHQ	arithmetisches Mittel der Jahreshöchstabflüsse [m^3/s]
MNQ	arithmetisches Mittel der Jahresniedrigstabflüsse [m^3/s]
MQ	Mittelwasserabfluß [m^3/s]
q_r	Regenabflußspende nach [ATV 128] [l/(s·ha)]
q_B	Basisabflußspende [l/(s·km^2)]
Q_d	Tagesmittel des Abflusses [m^3/s]
Q_{dr}	Drosselabfluß [l/s]
Q_f	(mittlerer) Fremdwasserabfluß in einem Kanalnetz [l/s]
Q_S	Schmutzwasserabfluß [l/s]
Q_{SX}	Tagesspitze des Schmutzwasserabflusses [l/s]
Q_t	Trockenwetterabfluß eines Kanalnetzes [l/s]

Q_{t24}	Tagesmittel des Trockenwetterabflusses [l/s]
$Q_{Ü}$	Entlasteter Mischwasserabfluß [l/s]
Q_G	Gewässerabfluß [m^3/s]
Q_K	Kanalnetzabfluß [m^3/s; l/s]
Q_T	Gesamtabfluß (Q_G + Q_K) [m^3/s]
r	Korrelationskoeffizient [-] oder Regenspende [l/(s·ha)]
r_{krit}	kritische Regenspende nach [ATV 128] [l/(s·ha)]
RÜ	Regenüberlauf
RÜB	Regenüberlaufbecken
t_f	Fließzeit in einem Kanalnetz [min]
t_C	Konzentrationszeit eines Gewässereinzugsgebietes [h]
Tnd	Kanalnetz Hameln-Tündern
T_n	statistisches Wiederkehrintervall [a]
V	Volumen; Speichervolumen [m^3]
V_S	spezifisches Speichervolumen [m^3/ha_u]
V_G	während der Dauer eines Mischwasserüberlaufes im Gewässer abgeflossenes Wasservolumen (ohne $V_{Ü}$) [m^3]
$V_{Ü}$	Entlastetes Mischwasservolumen [m^3]
VNX	X-Tage Vorregenindex [mm]
W	Waldanteil [%]
WZ	hydrologische Wochenzahl [-]
ψ_M	gemessener Gesamtabflußbeiwert
ψ_R	errechneter Gesamtabflußbeiwert

II. VERZEICHNIS DER ABBILDUNGEN

Abb. 2-1: Darstellung von entlasteten Wassermengen aus einem Regenüberlaufbecken und den zugehörigen Tagesmittelabflüssen im Gewässer

Abb. 3-1: Prinzipskizze zur Untersuchungsanordnung

Abb. 4-1: Zusammenhänge zwischen Grenzpause und Grenzintensität

Abb. 5-1: Aufbau des Zwischenverlustes in Regenpausen

Abb. 5-2: Abhängigkeit der Anfangsinfiltrationskapazität vom Vorregenindex VN21

Abb. 5-3: Abhängigkeit der Anfangsbodenfeuchte vom Vorregenindex VN21

Abb. 5-4: Vereinfachter Verlauf der potentiellen Verdunstung in Abhängigkeit von der Wochenzahl WZ

Abb. 5-5: Systemskizze für das Einzugsgebietsmodell des Pegels Fechingen

Abb. 5-6: Eichereignis Nr. 1 für den Pegel Fechingen

Abb. 5-7: Eichereignis Nr. 2 für den Pegel Fechingen

Abb. 5-8: Eichereignis Nr. 3 für den Pegel Fechingen

Abb. 5-9: Eichereignis Nr. 4 für den Pegel Fechingen

Abb. 6-1: Vergleich der Spitzenabflüsse aus hydrologischer und hydrodynamischer Seriensimulation

Abb. 6-2: Generelle Vorgehensweise beim hydrologischen Ein- und Überstaurouting

Abb. 6-3: Beispiel für die Auswirkungen des hydrologischen Ein- und Überstauroutings

Abb. 6-4: Qualität der Anpassung des Ein- und Überstauroutings an die hydrodynamischen Berechnungsergebnisse

Abb. 7-1: Prinzipskizze zur Auswertemethodik bei Niedrigwasser

Abb. 7-2: Überlaufhäufigkeiten während Niedrigwasser in Abhängigkeit der gewässerseitigen Einzugsfläche

Abb. 7-3: Überlaufhäufigkeiten bei Niedrigwasser (Pegel Schafbrücke)

Abb. 7-4: Überlaufhäufigkeiten bei Niedrigwasser (Pegel Eisenschmitt)

Abb. 7-5: Monatliche Häufigkeitsverteilung von Überlaufereignissen bei Niedrigwasser (Pegel Schafbrücke)

Abb. 7-6: Monatliche Häufigkeitsverteilung von Überlaufereignissen bei Niedrigwasser (Pegel Eisenschmitt)

Abb. 7-7: Einfluß der spezifischen Beckenvolumina auf die Überlaufhäufigkeit bei Niedrigwasser (Pegel Trier)

Abb. 7-8: Einfluß der Grenzüberlaufpause zur Ereignistrennung bei Niedrigwasser (Pegel Trier)

Abb. 7-9: Prinzipskizze zur Auswertemethodik bei Hochwasser

Abb. 7-10: Überlaufhäufigkeiten während Hochwasser (Gesamtjahr) in Abhängigkeit der gewässerseitigen Einzugsfläche

Abb. 7-11: Überlaufhäufigkeiten während Sommerhochwasser in Abhängigkeit der gewässerseitigen Einzugsfläche

Abb. 7-12: Überlaufhäufigkeiten während Hochwasser, Pegel Schafbrücke (Originaldaten)

Abb. 7-13: Überlaufhäufigkeiten während Hochwasser, Pegel Schafbrücke (trendbereinigte Daten)

Abb. 7-14: Einfluß der spezifischen Beckenvolumina auf die Überlaufhäufigkeiten während Hochwasser (Pegel Trier)

Abb. 7-15: Einfluß der Grenzüberlaufpause während Hochwasser (Pegel Trier)

Abb. 7-16: Prinzipskizze zum Versagensfall eines mit Rückstauverschluss gesicherten Entlastungsbauwerkes

Abb. 7-17: Prinzipskizze zur Auswertemethodik für die Gesamtheit der Entlastungsereignisse

Abb. 7-18: Unterschreitungshäufigkeiten der während Mischwasserüberläufen auftretenden Gewässerabflüsse

Abb. 7-19: Überschreitungshäufigkeiten der während Überlaufereignissen auftretenden Mischungsverhältnisse im Gewässer (Pegel Nohen)

Abb. 7-20: Prinzipskizze zur Auswertemethodik bei maßgebenden Kanalnetzereignissen

Abb. 7-21: Korrelationskoeffizienten und Unterschreitungshäufigkeiten der Mittelwerte von Gewässerabflüssen während maßgebender Kanalnetzereignisse

Abb. 7-22: Unterschreitungshäufigkeiten der Gewässerabflüsse bei maßgebenden Kanalnetzereignissen und bei Regenüberlaufereignissen

Abb. 8-1: Gewässerabflüsse bei maßgebenden Kanalnetzabflüssen

Abb. 8-2: Generelle Vorgehensweise bei der Seriensimulation

Abb. 8-3: Prinzipskizze zur Auswertemethodik für Fallbeispiel 1

Abb. 8-4: Hochwasserstatistik für Fallbeispiel 2

III. VERZEICHNIS DER TABELLEN

Tab. 3-1: Verwendete Pegel

Tab. 3-2: Pegelstatistik

Tab. 3-3: Charakterisierung großer Siedlungsflächen oberhalb von Pegeln

Tab. 3-4: Verwendete Kanalnetze

Tab. 3-5: Bemessungsbeispiel für die Mischwasserentlastungen

Tab. 3-6: Verwendete Niederschlagsreihen

Tab. 5-1: Übersicht über die verwendeten Eichereignisse

Tab. 5-2: Abflußkonzentrationsparameter für die drei Untersuchungsgebiete

Tab. 5-3: Verwendete Abflußbildungsparameter

Tab. 5-4: Vergleich der berechneten und gemessenen Gesamtabflußbeiwerte

Tab. 5-5: Ergebnisse der Langzeitsimulation

Tab. 6-1: Parameter der Übertragungsfunktionen

Tab. 6-2: Ergebnisse des Zeitbeiwertverfahrens und der vergleichenden hydrologisch-hydrodynamischen Langzeitsimulation

Tab. 6-3: Retentionsparameter K_H für die untersuchten Kanalnetze

Tab. 7-1: Überlaufhäufigkeiten bei auftretendem Hochwasser

Tab. 8-1: Verwendete gewässerseitige Einzugsgebiete

Tab. 8-2: Verwendete Kanalnetze

Tab. 8-3: Korrelationskoeffizienten in Abhängigkeit vom gewässerseitigen Einzugsgebiet, von der Regenreihe und vom Kanalnetz

Tab. 8-4: Überlaufereignisse zu Fallbeispiel 1

1. EINLEITUNG UND PROBLEMSTELLUNG

Natürliche Gewässer und Kanalisationsnetze weisen vielfache Wechselwirkungen in hydraulisch-hydrologischer sowie in gewässergütewirtschaftlicher Hinsicht auf. Dies gilt insbesondere im Falle extremer Abflußsituationen.

So drohen während *Niedrigwasserperioden* im Gewässer durch Mischwasserentlastungen folgende Gefahren (vgl. u.a. [ATV-DGL/88]):

- Kritische Konzentrationen sauerstoffzehrender und toxischer Substanzen aufgrund mangelnder Verdünnung sowie nachteiliger chemischer Reaktionen (z.B. Ammoniakbildung aus entlastetem NH_4 bei hohen pH-Werten im Gewässer);

- "Hydraulischer Stress" für die Gewässerorganismen durch mögliche Abdrift sowie Verschlämmung von sohlnahen Refugialräumen (hyporheisches Interstitial). Bei größeren Ereignissen besteht sogar die Gefahr vollständiger Sohlumlagerungen (bettbildender Abfluß). Durch erhöhte Schubspannungen droht auch immer die Resuspension von sedimentierten Schadstoffen vorangegangener Entlastungsereignisse.

- Synergistische Effekte aus vorgenannten Einzelbelastungen.

Dabei unterscheiden sich die plötzlich auftretenden Mischwasserwellen von den natürlichen Hochwässern für die Gewässerorganismen u.a. durch den steileren Anstieg der Abflußganglinie, welcher weniger Zeit zum Ausweichen in Refugialräume läßt. In den meisten Fällen erhöhen Kanalnetzabflüsse aber auch ganz allgemein die Häufigkeit kritischer Ereignisse (z.B. hinsichtlich der Schubspannungsverhältnisse) über das natürliche Maß hinaus.

Im *Hochwasserfall* können dagegen vorwiegend die folgenden Probleme auftreten:

- Einstau der Ausläufe und Überläufe des Kanalsystems durch hohe Gewässerstände und eventuelles Eindringen von Hochwasser in die Kanalisation. Hierbei können neben schädlichen Rück- und Überstauerscheinungen auch Leistungseinbußen von Kläranlagen durch hydraulische Überlastung und das Pumpen von Hochwasser "im Kreis" die Folge sein.

- Überlastung kleiner Gewässer durch extreme Regenwasserabflüsse aus Siedlungsgebieten in quantitativer Hinsicht. Ursache hierfür ist oft die zunehmende Kanalisierung der Ein-

zugsgebiete, wodurch kleine, aber ursprünglich ausreichend leistungsfähige Gewässer immer häufiger zu Ausuferungen neigen, insbesondere in Ortslagen, wo sich die Wellen aus natürlichen und kanalisierten Einzugsgebieten überlagern können.

Da es sich hierbei um Probleme am Schnittpunkt zweier "klassischer" Gebiete der Wasserwirtschaft handelt, nämlich dem der Abwasserbeseitigung und dem des Wasserbaus, werden Maßnahmen in diesem Bereich oft nur rein emissionsbezogen oder mit ungenügender gegenseitiger Abstimmung geplant. Dies spiegelt sich auch in den jeweiligen Richtlinien und Bemessungspraktiken wieder:

- So werden beispielsweise Mischwasserentlastungsanlagen nach dem derzeit gültigen ATV-Arbeitsblatt [ATV 128] dimensioniert, womit bei Normalanforderungen das *Emissions*prinzip zum Tragen kommt. Das aus gewässergütewirtschaftlicher Sicht wesentlich sinnvoller erscheinende *Immissions*prinzip gilt lediglich für sogenannte "weitergehende Anforderungen", welche im Arbeitsblatt aber nicht näher definiert und behandelt werden. In einem 1993 erschienenen Arbeitsbericht [ATV/93] werden erstmals Immissionskriterien (bezogen auf den gewässerseitigen Niedrigwasserabfluß MNQ) vorgestellt, mit deren Hilfe Mischwasserentlastungsanlagen identifiziert werden können, bei welchen ggf. weitergehende Anforderungen zu stellen wären. Konkrete Aussagen zu den erforderlichen Bemessungsansätzen fehlen aber weiterhin.

- Des weiteren bestehen entscheidende Unterschiede bei der Ermittlung der jeweiligen Bemessungsereignisse. So werden Kanalnetzberechnungen i.d.R. Regen mit kurzen Dauern und Häufigkeiten zwischen n = 0,1/a und 1/a zugrundegelegt, welche bei Gewässern mit überwiegend natürlichen Einzugsgebieten keine nennenswerten Hochwasserabflüsse bewirken. Dagegen führen die für größere Gewässer als maßgebend angesehenen lange anhaltenden Niederschläge geringer Auftrittswahrscheinlichkeit (n = 0,1 bis 0,01/a) nur zu relativ kleinen Abflüssen in Kanalnetzen.

Aufgrund fehlender Untersuchungen zur Wahrscheinlichkeit des Zusammentreffens der maßgebenden Ereignisse werden Entscheidungen über Schutzmaßnahmen im Übergangsbereich Kanalisation/ Gewässer meist auf sehr unsicheren Grundlagen gefällt. Dies ist auch deshalb besonders bedenklich, da es sich bei solchen Maßnahmen i.d.R. um Rückhaltebecken, Vorflutpumpwerke, Hochwasserschütze oder Gewässerausbauten handelt, welche teilweise beträchtliche Investitionskosten verursachen.

2. BISHERIGER KENNTNISSTAND UND ZIELSETZUNG DER ARBEIT

2.1 Meteorologische und hydrologische Grundlagen

In Mitteleuropa werden die maßgebenden Abflußereignisse für Kanalisationsnetze in der Regel durch sommerliche Starkregen (Konvektivniederschläge) verursacht. Größere natürliche Gewässer weisen zu dieser Jahreszeit eher relativ konstante Wasserstände auf. Extreme Kanalisationsereignisse treten meist ohne größere Vorwarnung auf und werden durch einen steilen Anstieg der Abflußganglinie und relativ hohe Spitzenabflüsse gekennzeichnet.

Die maßgebenden Hochwasserereignisse für mittlere und größere Fließgewässer entstehen meist im Winterhalbjahr aus länger anhaltenden Niederschlagsereignissen ("Landregen") sowie infolge Schneeschmelze. Konvektivniederschläge sind dagegen im Winter äußerst selten. Natürliche Hochwasserwellen erlauben aufgrund ihrer höheren Scheitelanlaufzeit auch eine größere Vorwarnzeit.

Die Wahrscheinlichkeit, daß beide Hochwasserarten zusammentreffen, hängt also vom Grad der gegenseitigen *Abhängigkeit* der Ereignisse ab. Dieser wird wiederum maßgeblich durch die Einzugsgebietscharakteristika und die meteorologischen Verhältnisse bestimmt. Die Antwort wird meist zwischen den zwei im folgenden dargestellten Extremen liegen.

Die Unabhängigkeit beider Ereignisse - d.h. ein Zusammentreffen ist rein zufällig - ist zu erwarten, wenn sich die Einzugsgebiete nach Größe und sonstigen hydrologischen Parametern (z.B. Konzentrationszeiten) grundlegend unterscheiden sowie eine gleichzeitige Überregnung beider Gebiete unwahrscheinlich ist.

Eine Ereignisabhängigkeit - ggf. sogar eine enge Korrelation - ist zu vermuten, wenn die Einzugsgebiete nach Größe und hydrologischem Charakter ähnlich sind, eine gleichmäßige Überregnung die Regel ist und auch die natürlichen Hochwasserabflüsse aus konvektiven Starkregen resultieren.

Die Kenntnis über den Grad der Abhängigkeit beider Ereignisarten ist für eine Aussage über die Häufigkeit ihres gleichzeitigen Auftretens nicht ausreichend, jedoch erleichtert sie unter Umständen die Auswahl zwischen verschiedenen Verfahren zur Klärung dieser Fragestellung.

2.2 Existierende Untersuchungen und Verfahren

Es existieren nur vereinzelte, auf Teilaspekte der Gesamtproblematik abzielende Methoden und Veröffentlichungen, welche sich zudem meist auf eine uneinheitlich ausgewertete Datenbasis stützen.

Zur Niedrigwasserproblematik veröffentlichte in Deutschland erstmals Weppler [Weppler/91] eine Untersuchung, in welcher Häufigkeit und jahreszeitliche Verteilung von Regenspenden solcher Tage aufgetragen sind, an welchen der mittlere Abfluß am zugehörigen Pegel kleiner oder gleich MNQ betrug.

Insgesamt wurden 5 Pegel aus Flachland- und Mittelgebirgsregionen Hessens, Nordrhein-Westfalens sowie Niedersachsens mit Einzugsgebietsgrößen zwischen 47 und 916 km^2 untersucht. Bei den zugehörigen Regenreihen handelt es sich um ganzjährige Aufzeichnungen mit einem Umfang von maximal 11 Jahren.

Der kleinste Wert der untersuchten Niederschlagsspenden liegt mit 3 l/(s·ha) über der Regenwasserspende von üblichen Kläranlagenzuflüssen aus Mischkanalisationen. Allerdings wurde das zur Füllung der Regenüberlaufbecken notwendige Niederschlags- bzw. Abflußvolumen (z.B. in Form der Regendauer oder -höhe) nicht berücksichtigt, womit die angegebenen Spenden lediglich als *potentielle* Überlaufereignisse anzusehen sind.

Die so gewonnenen Häufigkeiten liegen etwa bei 4/Jahr für die kleinsten Regenspenden, wobei ein Pegel (Göttingen/Leine, A_{EO} = 633 km^2) mit mehr als dem doppelten Wert etwas aus der Reihe fällt. Für Spenden über 30 l/(s·ha) gehen die Werte auf 1 bis 2/Jahr zurück.

Hinsichtlich der jahreszeitlichen Verteilung sind deutliche Unterschiede zu erkennen. Zunächst wenig überraschend ist, daß die meisten Ereignisse im (hydrologischen) Sommerhalbjahr liegen. Auffällig aber ist, daß ein hoher Anteil der Ereignisse in den anschließenden Wintermonaten bis etwa Februar auftritt, insbesondere bei den Pegeln Suderburg/Hardau (A_{EO} = 63 km^2; norddeutsche Tiefebene) und Göttingen.

Allgemeingültige Erkenntnisse für bestimmte Regionen und Fließgewässer konnten laut Autor noch nicht gewonnen werden.

In [Xanthopoulus et al/92] wurden simulierte Entlastungsvolumina aus einem Regenüberlaufbecken über der jeweiligen Wasserführung des Gewässers aufgetragen (vgl. Abb. 2-1).

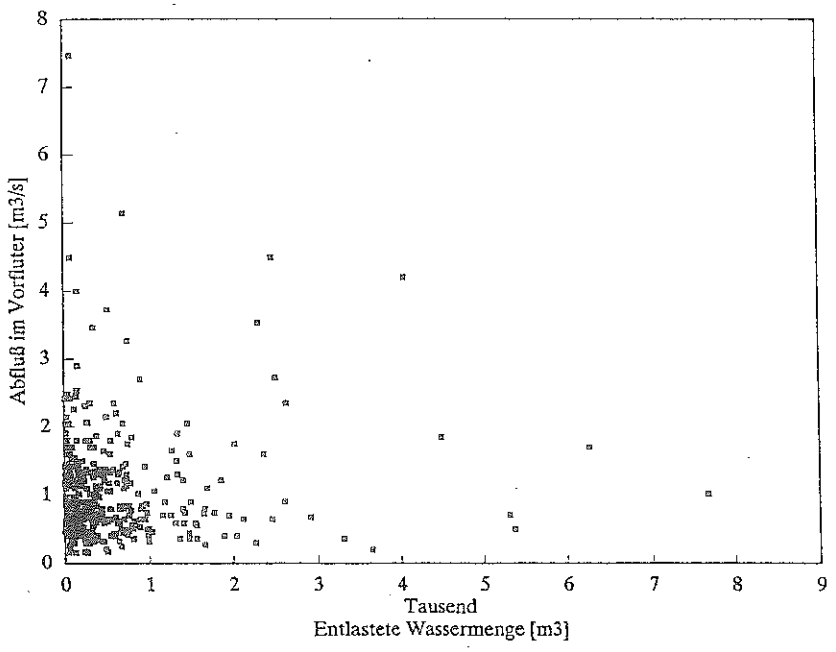


Abb. 2-1: Darstellung von entlasteten Wassermengen aus einem Regenüberlaufbecken und den zugehörigen Tagesmittelabflüssen im Gewässer (aus: [Xanthopoulus et al/92])

In der zugrundeliegenden (unveröffentlichten) Untersuchung wurden hierzu die Mischwasserüberläufe des Netzes Stuttgart-Büsnau (A_{EK} = 32,5 ha) mit Hilfe der 11-jährigen Niederschlagsreihe Darmstadt-Eberstadt simuliert und den zugehörigen Tagesabflüssen des gleichnamigen Pegels an der Modau (A_{EO} = 91 km^2) gegenübergestellt. Die Graphik stellt sich als offensichtlich zusammenhanglose "Punktwolke" dar, deren Schwerpunkt bei sehr kleinen Überlaufmengen (zwischen 0 und etwa 10 % der Maximalwerte) und etwas unterhalb dem MQ-Wert (ca. 0,8 m^3/s) des Gewässers liegt.

Ein in Deutschland veröffentlichtes Verfahren zur Einstauproblematik von Kanalnetzen aufgrund von gewässerseitigem Hochwasser stammt von [Biedenkopf/69]. Es ist zur Bemessung der Höhenlage von Überlaufschwellen hochwassergefährdeter Regenentlastungen gedacht, für welche Absperrschütze vorgesehen sind. Sofern im Einzelfall keine genaueren Daten vorliegen, wird empfohlen, das gleichzeitige Auftreten von Hochwasser im Gewässer mit dem Berechnungsregen des Kanalnetzes durch einfache Multiplikation der Häufigkeiten zu bestimmen:

$$n_G \cdot n_K = n_B \qquad [-] \qquad (2.1)$$

mit n_G: Häufigkeit des kritischen Gewässerstandes (auf Höhe der Schwelle)

n_K: Häufigkeit des Kanalnetzregens, ab welchem das Entlastungsbauwerk anspringt

n_B: Versagenshäufigkeit des Bauwerks (beidseitiger Einstau). In Anlehnung an die Bemessungspraxis von Kanalnetzen wird für n_B = 1,0 vorgeschlagen.

Eigene Anmerkungen:

1. Das Verfahren ist theoretisch nur dann einsetzbar, wenn Gewässer- und Kanalnetzabflüsse voneinander *unabhängig* sind.

2. Die Empfehlung für n_B = 1,0 ist aus heutiger Sicht als zu niedrig einzustufen, da von der Allgemeinheit durch Gewässer bedingte Rückstauerscheinungen aufgrund ihrer i.d.R. größeren Dauer als wesentlich gravierender angesehen werden als die meist kurzzeitig auftretenden Überlastungen durch übliche Kanalnetzereignisse. Sofern die örtlichen Verhältnisse dies zulassen, erscheint daher die von der [ATV 128] geforderte Auslegung der Schwellenhöhe auf ein mindestens 10-jährliches gewässerseitiges Hochwasser als sinnvoller. In die gleiche Richtung gehen auch die von Pecher (s.u.) genannten Bemessungshäufigkeiten für Hochwasserpumpwerke von 0,1 bis 0,05 (10 bis 20 Jahre).

In [Pecher/87] wird die Dimensionierung von Regenwasserpumpwerken behandelt, welche zur Entlastung von Rückhaltebecken im Kanalnetz (über den Bemessungshochwasserstand im Gewässer hinweg) vorgesehen sind. Mit Hilfe von allgemeinen Auswertungen zur jahreszeitabhängigen Auftrittshäufigkeit von kritischen Regenspenden sowie von Pegelständen an Rhein (bei Köln) und Sieg (bei Siegburg) plädiert Pecher, aufgrund der daraus abzuleitenden geringen Wahrscheinlichkeit ihres gleichzeitigen Auftretens, für konkrete Untersuchungen in jedem Einzelfall. Dabei sollten die tatsächlich vor Ort auftretenden Regenspenden und Gewässerstände direkt und zeitgerecht gegenübergestellt werden (vgl. [Hörler/66], s.u.), um eine wirtschaftliche Auslegung der Pumpwerke zu ermöglichen. Als Bemessungshäufigkeit (Einstauhäufigkeit des Netzes) empfielt er 0,1 bis 0,05 (10 bis 20 Jahre).

Für die Schweiz findet sich in [Hörler/66] eine Beziehung zwischen Hochwasserabflüssen der Limmat bei Zürich (A_{EO} = 2176 km² incl. Zürichsee) und gleichzeitig auftretenden Starkregenintensitäten. Die Absolutwerte wurden aus Tagesmittelabflüssen und Niederschlagsaufzeichnungen der Periode 1917 bis 1946 gewonnen. Danach liegt die maximale Regenspende über 10 Minuten, die

- einmal in 1, 5 bzw. 10 Jahren auf einen 1-jährlichen *Tagesmittel*abfluß (Q_d) trifft, bei ca. 30, 50 bzw. 75 l/(s·ha)

- einmal in 1 bis 30 Jahren auf ein 5-jährliches Q_d trifft, bei ≤ 20 l/(s·ha)

- einmal in 1 bis 30 Jahren auf ein 10-jährliches Q_d trifft, bei < 10 l/(s·ha).

Ferner wird ausgeführt, daß Untersuchungen für einen zweiten Pegel in Zürich (Sihl, A_{EO} = 336 km²) ähnliche Verhältnisse ergaben.

Als Bemessungsgröße für die Höhenlage von Regenüberlaufschwellen wird hier ein 15- bis 20-jährlicher Hochwasserstand empfohlen. Andernfalls sollten Rückstauklappen vorgeschaltet werden, "sofern Vorfluter-Hochwasser und Starkregen zeitlich nicht zusammenfallen".

In [US Army/87] werden eine Reihe von Verfahren angeboten, die zur Ermittlung der gleichzeitigen Auftrittswahrscheinlichkeit bestimmter Hochwasserstände vor und hinter Flußdeichen dienen. Da dieses Problem ebenfalls durch das Zusammentreffen bestimmter Abflüsse aus großen Flußgebieten und aus kleineren, meist kanalisierten Einzugsgebieten bewirkt wird, ist es mit der in dieser Arbeit behandelten Thematik vergleichbar.

Die meisten der vorgestellten Verfahren gehen dabei vom gleichen Grundansatz wie [Biedenkopf/69] aus. Als Beispiel sei die "Coincident Frequency"-Methode erwähnt, mit welcher sich die Wahrscheinlichkeit von teilweisem bis komplettem Einstau (abgestufte Vorfluterwasserstände) der Dammdurchlässe, bei gleichzeitigem Hochwasser im inneren Einzugsgebiet, bestimmen läßt.

Neben ähnlichen Vorgehensweisen, die u.a. auch stochastische Ansätze beinhalten, wird alternativ die "Period-of-Record"-Methode aufgezeigt. Solche Langzeitbetrachtungen bestehen i.d.R.

aus der zeitgerechten Gegenüberstellung von gemessenen "äußeren" Gewässerständen und (anhand Niederschlagsaufzeichnungen) simulierten "inneren" Wasserständen. Allein diese Methode bietet den Vorteil, sowohl bei *unabhängigen* wie auch *abhängigen* Ereignissen einsetzbar zu sein.

Sicherlich könnten einige dieser Verfahren bei entsprechender Modifizierung ggf. auch auf die hier behandelte Fragestellung angewendet werden.

Letztlich sei noch auf einige Veröffentlichungen hingewiesen, welche sich vorwiegend mit der Verschärfung von Hochwasserabflüssen durch zunehmende Versiegelung des Einzugsgebietes beschäftigen. Hierzu gehören u.a. [Verworn/82], [Verworn et al/84], [Koehler/87], [Londong/89] und [Schuhmann/91]. Auch wenn diese Problematik keinen direkten Bestandteil der vorliegenden Arbeit darstellt, so beinhalten die genannten Beiträge doch interessante Aspekte hinsichtlich Wechselwirkungen und Modellierung beider Abflußkomponenten.

2.3 Zusammenfassende Bewertung und Wissensdefizite

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß alle zuvor aufgeführten Untersuchungen entweder nur Teilaspekte der Gesamtproblematik aufgreifen oder lediglich verwandten Fragestellungen dienen.

Übereinstimmung findet sich tendenziell zwischen [ATV 128], [Pecher/87] und [Hörler/66] hinsichtlich der empfohlenen (Bemessungs-)Wiederkehrzeiten, ab welchen in Kanalisationsnetzen gewässerbedingter Rückstau auftreten darf (T_n = 10 bis 20 Jahre). Dies sagt zwar nichts über die *tatsächliche* Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens von Hochwasser in Kanalisation und Gewässer aus, dennoch ergibt sich hieraus ein wertvoller Anhalt für gezielte Untersuchungen in dieser Richtung.

Sämtliche in der Literatur zu findenden Ergebnisse wurden ausschließlich auf der Grundlage von Tagesmittelabflüssen (gewässerseitig) gewonnen, was - zumindest bei Hochwasserereignissen - eine bedenkliche Vereinfachung darstellt. Weiterhin wurden dabei, mit Ausnahme von [Xanthopoulus/92], lediglich Regenspenden statt tatsächlicher Kanalisationsabflüsse verwendet, was die Aussagen zunächst entweder auf Netze mit Fließzeiten im Bereich der gewählten Niederschlagsdauer (vgl. [Hörler/66]) begrenzt oder nur die Bezeichnung "potentielle" Ereignisse zuläßt (vgl. [Weppler/91]). Die Auswirkungen solcher Vereinfachungen sind unbekannt. Weiterhin sind meist wesentliche Festlegungen im Rahmen der Auswertemethodik unklar, wie z.B. das Trennkriterium (Grenzpause) zwischen zwei als unabhängig angesehenen Niederschlagsereignissen.

Alle zitierten Ergebnisse beziehen sich auf isolierte Einzelbeispiele, aus welchen keine übergeordneten Zusammenhänge erkennbar sind. Eine systematische Untersuchung mit einer einheitlichen, nachvollziehbaren Auswertemethodik, welcher allgemeingültige

Aussagen in Abhängigkeit von meteorologischen oder gewässer- bzw. netzcharakterisierenden Parametern entnommen werden können, fehlt. Gleiches gilt für konkrete Empfehlungen zur Vorgehensweise in Fällen, bei denen es um solche Teilaspekte der Problematik geht, zu welchen keine allgemeingültigen Angaben vorhanden oder möglich sind.

2.4 Zielsetzung der vorliegenden Arbeit

Generell will die vorliegende Arbeit sowohl einen Beitrag zur Schließung der zuvor genannten Wissenslücken leisten als auch zur Bewußtseinsbildung beitragen, daß Abwasser- und Gewässersysteme zukünftig vermehrt als eine Einheit betrachtet werden müssen.

Aufgrund des bisherigen Wissensstandes bietet sich als grundsätzliche Vorgehensweise für Untersuchungen über das gleichzeitige Auftreten maßgebender Abflußereignisse in Kanalnetzen und natürlichen Gewässern die *Langzeitbetrachtung* an, weil sie sowohl für *unabhängige* wie auch *abhängige* Ereignisse zulässig ist. Dies bedeutet die zeitgerechte Gegenüberstellung von *langfristig* vorliegenden Abflußdaten, welche theoretisch in den folgenden Konstellationen vorliegen können:

Fall	Q_G (Gewässer)	Q_K (Kanalnetz)
A	gemessen	gemessen
B	gemessen	simuliert
C	simuliert	gemessen
D	simuliert	simuliert

Da der Fall A wohl die absolute Ausnahme darstellt, wird meist, sowohl für allgemeingültige wissenschaftliche Untersuchungen wie auch im praktischen Einzelfall, zumindest die Simulation einer der beiden Ereignisarten notwendig werden (Fall B oder C). Der Regelfall wird jedoch sicherlich durch Fall D repräsentiert.

Ferner ist zu unterscheiden, ob sich die gegebene Fragestellung seitens des Gewässers auf

- Niedrigwasserabflüsse,
- Hochwasserabflüsse oder das
- Abflußkontinuum

bezieht.

Im einzelnen hat die Arbeit daher folgende Ziele:

1. Überprüfung und gegebenenfalls Weiterentwicklung von mathematisch-deterministischen Niederschlags-Abfluß-Modellen (N-A-Modelle), welche sowohl für kanalisierte wie auch überwiegend natürliche Teilflächen anwendbar sind. Hierdurch soll ihre Eignung für eine Langzeitbetrachtung gemäß Fall B bis D sichergestellt werden. Um den Aufwand zu diesem Punkt in einem noch überschaubaren Rahmen zu halten, wird die Teiluntersuchung hinsichtlich der gewässerseitigen Simulation (Fall C und D) auf Hochwasserabflüsse begrenzt.

2. Untersuchung, mit welcher Häufigkeit *im allgemeinen* Kanalnetzüberläufe auf extreme Abflußsituationen im Gewässer treffen. Hierzu soll weitestmöglich auf Meßdaten zurückgegriffen werden, wozu sich in erster Linie natürlich Gewässerpegel anbieten (Fall B unter Nutzung der Erkenntnisse zur Kanalnetzsimulation aus Punkt 1.). Durch eine möglichst große Spanne zugehöriger Gebietsparameter sollen u.a. Aussagen darüber angestrebt werden, bei welcher Einzugsgebietscharakteristik von einer Unabhängigkeit der beiden Ereignisarten ausgegangen werden kann.

3. Erarbeitung einer praktikablen Vorgehensweise für den häufigen Anwendungsfall D unter Nutzung der Erkenntnisse aus Punkt 1. Hiermit sollen sowohl die Möglichkeit zur Beantwortung eventuell verbleibender allgemeingültiger Fragen aus Punkt 2 geschaffen, wie auch anhand konkreter Beispiele die Anwendungsmöglichkeiten in praktischen Einzelfällen aufgezeigt werden.

Es ist einsichtig, daß ein solch weit gespanntes Thema, sollte es überregional und für alle Gewässertypen gültige Aussagen liefern, den Rahmen dieser Arbeit sprengen würde. Von daher wird die Untersuchung grundsätzlich auf Fließgewässer in Mittelgebirgslagen Südwestdeutschlands begrenzt, womit also (beispielsweise nach [Otto/91] oder [ATV-DLG/87]) der *freifließende Bergbach/-fluß* gemeint ist. Diesem Gewässertypus (als "repräsentativem Mittel" zwischen den Gebirgs- und Flachlandgewässern) wird auch oft bei anderen, diese Arbeit tangierenden, Forschungsaktivitäten ein Hauptaugenmerk gewidmet (z.B. in [ATV/93]).

3. VORGEHENSWEISE UND VERWENDETE DATEN

3.1 Generelle Vorgehensweise

3.1.1 Gliederung der Arbeit

Gemäß Zielsetzung hat die Arbeit die drei folgenden Schwerpunkte:

- **1. Schwerpunkt** (Kapitel 4 bis 6):
  Überprüfung gängiger Simulationsmethoden als Grundlage für die Untersuchungen im 2. und 3. Schwerpunkt

- **2. Schwerpunkt** (Kapitel 7):
  Häufigkeitsuntersuchungen anhand gewässerseitig gemessener Abflußdaten und simulierter Kanalnetzabflüsse

- **3. Schwerpunkt** (Kapitel 8):
  Häufigkeitsuntersuchungen mittels Simulation beider Abflußkomponenten (Gewässer und Kanal)

In den drei folgenden Unterkapiteln werden zunächst für jeden Bearbeitungsschwerpunkt die grundsätzlichen Zusammenhänge und die daraus abgeleitete Vorgehensweise sowie die dazu verwendeten Daten erläutert. In Kap. 3.6 ist dann eine zusammenfassende Übersicht des resultierenden Untersuchungsprogramms zu finden.

3.1.2 Überprüfung existierender Simulationsmodelle (1. Schwerpunkt)

Im Rahmen dieses ersten Schwerpunktes geht es um die Überprüfung und Weiterentwicklung gängiger Niederschlags-Abfluß-Modelle (N-A-Modelle) im Hinblick auf ihre Eignung zur Anwendung auf die hier behandelte Problematik, da in der Praxis die Simulation *beider* Abflußkomponenten die Regel sein wird. Die hierbei gewonnenen Erkenntnisse sollen jedoch auch für die kanalnetzseitige Simulation im 2. Schwerpunkt der Arbeit genutzt werden.

Für alle im Rahmen dieser Fragestellung erforderlichen Simulationsrechnungen kommt grundsätzlich nur die Methode der *Langzeitsimulation* in Betracht. Im Gegensatz zur Verwendung von synthetischen Niederschlägen mit konstantem Intensitätsverlauf und statistisch zugeordneten Häufigkeiten (d.h. Belastungsgrößen aus sog. "Starkregenstatistiken") ist nur sie in der Lage, u.a. die folgenden relevanten Aspekte zu berücksichtigen:

- *Kurzzeitige Intensitätsspitzen*. Diese können beispielsweise auch zu Kanalnetzüberläufen innerhalb eines ansonsten langanhaltenden und im Mittel schwach intensiven Niederschlagsereignisses führen.

- *Die Ereignisvorgeschichte*. So können beispielsweise durch große Vorregenhöhen überdurchschnittlich wassergesättigte Böden und teilgefüllte Regenüberlaufbecken bewirkt werden,

aufgrund derer es dann schon bei relativ kleinen Ereignissen zu maßgebenden Abflüssen bzw. Überläufen kommen kann.

Die Methode der Langzeitsimulation wird gemäß [ATV/85] in die *Kontinuums-* und *Seriensimulation* unterschieden.

Während die hydrologische *Kontinuums*simulation bei Kanalisationsnetzen, vor allem aufgrund des großen Bedarfs an Schmutzfrachtberechnungen, mittlerweile mehr oder weniger als Stand der Technik bezeichnet werden kann, ist diese Simulationsmethode für natürliche Gewässer bisher weniger weit verbreitet. Dies liegt zum einen an den (gegenüber Siedlungsflächen) schwierigeren hydrologischen Zusammenhängen, welche zu wesentlich anspruchsvolleren Modellansätzen führen. Zum anderen erfordern solche Modelle i.d.R. auch zusätzliche meteorologische Datenreihen (Temperatur, potentielle Verdunstung etc.). Einen näheren Überblick hierzu bietet z.B. [Sartor/93]. Aufgrund dieses relativ hohen Aufwandes erscheint der Einsatz von Kontinuumsmodellen zur Ermittlung der gewässerseitigen Abflußkomponente nur dann gerechtfertigt, wenn es um *Niedrigwasser* oder um die Gesamtheit aller Abflußereignisse, also um das *Kontinuum*, geht.

Da mit der Zielsetzung in Kapitel 2.4 der Schwerpunkt dieser Untersuchung auf *Hochwasser*abflüsse festgelegt wurde, erscheint eine *Langzeit-Seriensimulation* als ausreichend. Folglich steht die Weiterentwicklung dieser Technik im Hinblick auf die gleichzeitige Simulation *beider* Abflußkomponenten im Vordergrund. Dabei interessieren vor allem drei Punkte:

a) Entwicklung eines oder mehrerer Kriterien, nach welchen aus einer vorliegenden kontinuierlichen Niederschlagsreihe diejenigen Ereignisse (unter Wahrung der Vorgeschichtsinformationen) ausgewählt werden können, welche sowohl für Kanalnetze wie auch Gewässer maßgebend werden. Als maßgebend müssen dabei alle diejenigen Ereignisse definiert werden, welche zu Abflüssen größer oder gleich dem kleinsten Jahreshöchstabfluß führen, da in die statistische Analyse i.d.R. *alle* berechneten Jahreshöchstabflüsse einbezogen werden.

   Der Nachweis, daß alle hierzu gehörigen Niederschlagsereignisse durch die o.g. Auswahlkriterien erfaßt wurden, kann z.B. durch Kontrolle der entsprechenden

   - an Pegeln kontinuierlich aufgezeichneten Gewässerabflüsse bzw.
   - mittels Kontinuumssimulation gewonnener Kanalnetzabflüsse

   geführt werden.

   Diese Teiluntersuchung ist in Kap. 4 zu finden.

b) Überprüfung und ggf. Verbesserung von gängigen *Abflußbildungs*ansätzen für *durchlässige* Flächen im Hinblick auf die besonderen Anforderungen bei der Seriensimulation. Dabei kommt es vor allem darauf an, die zusätzlichen Informationen hinsichtlich der Ereignisvorgeschichte und des tatsächlichen

Intensitätsverlaufes während des Ereignisses zu nutzen. Zu diesem Punkt wurde u.a. auch in [Kirschbauer/94] noch erheblicher Forschungsbedarf aufgezeigt. Da die durchlässigen Flächenanteile nicht nur in überwiegend natürlichen Einzugsgebieten, sondern auch in Siedlungsgebieten von Bedeutung sind, ist dieser Modellbaustein sowohl für die Simulation von Gewässer- wie auch von Kanalnetzabflüssen wichtig. Zur Überprüfung solcher Ansätze bieten sich jedoch in erster Linie Pegeldaten von kleinen, überwiegend natürlichen Einzugsgebieten an, welchen die durch ein entsprechendes N-A-Modell gewonnenen Abflüsse gegenüber gestellt werden.

Im Gegensatz zur Abflußbildung wird eine Überprüfung der Ansätze zur *Abflußkonzentration* in diesem Zusammenhang als nicht so vordringlich angesehen, da sich für sie durch den Einsatz bei einer Seriensimulation keine wesentlichen Zusatzanforderungen gegenüber den sonstigen Anwendungsbereichen ergeben.

Dieser Punkt wird in Kap. 5 behandelt.

c) Da eine *hydrodynamische* Langzeitsimulation für Kanalnetze mit den in der Praxis üblicherweise zur Verfügung stehenden EDV-Anlagen auch in absehbarer Zukunft einen nur in bestimmten Fällen zu begründenden Aufwand darstellt, wird die Modellierung i.d.R. durch hydrologische Ansätze erfolgen. Letztere weisen allerdings den Nachteil auf, daß sie den möglichen Ein- und Überstau bei Kanalisationsnetzen nicht erkennen, der besonders bei den hier interessierenden großen Abflußereignissen bei keinem Netz auszuschließen ist. Über das Verhalten von Kanalisationsanlagen bei solchen Ereignissen, die den üblichen Bemessungsregen weit übertreffen, ist wenig bekannt. Da diese Effekte aber einen wesentlichen Einfluß auf die Zuflußganglinie zum Gewässer haben können, muß auch dieser Frage zunächst durch hydrodynamische Simulationsrechnungen nachgegangen werden. Mit Hilfe dieser Ergebnisse kann dann die Entwicklung von hydrologischen Modellbausteinen erfolgen, welche solche Ein- und Überstaueffekte nachbilden sollen.

Die Untersuchungen dazu sind in Kap. 6 beschrieben.

3.1.3 Häufigkeitsuntersuchungen anhand von Pegeldaten (2. Schwerpunkt)

Der 2. Schwerpunkt und Kern der Arbeit soll die Frage nach der Häufigkeit des Zusammentreffens der maßgebenden Ereignisse möglichst allgemeingültig beantworten. Dies beschränkt sich jedoch auf den in der Zielsetzung in Kap. 2.4 gesteckten Rahmen (südwestdeutsche Mittelgebirgslagen).

Wie bereits festgelegt, werden hierzu die Gewässerabflüsse aus Pegelaufzeichnungen gewonnen. Die Kanalnetzabflüsse müssen dagegen simuliert werden, da kontinuierliche und langjährige Messungen hierzu, insbesondere parallel zu Pegelaufzeichnungen, kaum zur Verfügung stehen. Die Modellierung der Kanalnetze

bietet überdies den Vorteil der gezielten Parametervariation hinsichtlich Netzcharakteristik und Entlastungsbauwerken. Voraussetzung hierfür ist jedoch, daß in unmittelbarer Pegelnähe ein Niederschlagsschreiber vorhanden ist, dessen Aufzeichnungen *ganzjährig* in digitaler Form vorliegen müssen. Dabei ist es nicht erforderlich, daß diese Daten den Gebietsniederschlag für das Gewässereinzugsgebiet repräsentieren (dieser ist in den Pegelaufzeichnungen indirekt enthalten), sondern sie müssen lediglich für das fiktiv am Pegel "einmündende" Kanalisationsnetz als maßgebend angesehen werden können (vgl. Abb. 3-1). Als Auswahlkriterien wurden festgelegt:

- Maximalabstand zwischen Schreiber und Pegel ca. 5 km

- gemeinsame *ganzjährige* Aufzeichnungsdauer von mindestens 15 Abflußjahren

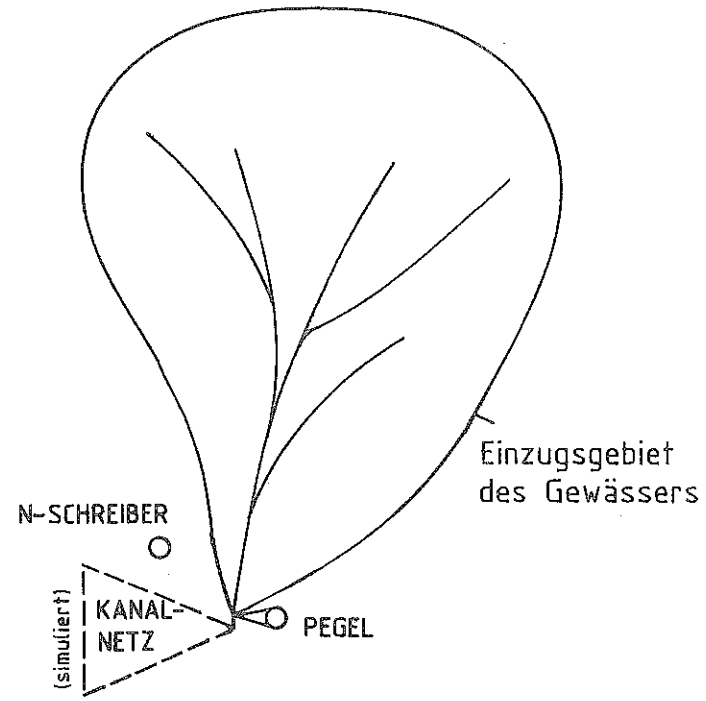


Abb. 3-1: Prinzipskizze zur Untersuchungsanordnung

Als maßgebende Ereignisse bzw. Ereigniskombinationen werden angesehen:

a) *Mischwasserüberläufe während Niedrigwasser im Gewässer* (in Kap. 7.1). Diese können aufgrund des ungünstigen Verhältnisses zwischen

   - entlastetem Mischwasser und

   - zeitgleichem Gewässerabfluß

zu den in Kap. 1 geschilderten Problemen (kritische Schadstoffkonzentrationen, "hydraulischer Stress") führen. Dieses Verhältnis bezieht sich sowohl auf die abgeflossenen Volumina während des Überlaufereignisses ($V_Ü/V_G$ → Problem der Stoffkonzentrationen) wie auch auf die zugehörigen Abflußordinaten ($Q_Ü/Q_G$ → hydraulische Belastung). Da folglich nicht Absolut-, sondern Verhältniswerte gefragt sind, könnten also auch gewässerseitige Ereignisse (V_G bzw. Q_G) maßgebend werden, welche die mit dem Begriff "Niedrigwasser" verbundene Größenordnung deutlich übertreffen. In Abhängigkeit der jeweiligen Größen von Kanalnetz zu Gewässer wäre damit eine unübersehbare Spannweite von Abflüssen in die Untersuchung einzubeziehen. Zu einer ersten Gefährdungsabschätzung wird jedoch oft bei ökologisch begründeten Gewässersanierungen oder ganz allgemein bei der immissionsbezogenen Beurteilung von Mischwasserüberläufen (siehe z.B. [Wolf/92] bzw. [ATV/93]) der gewässerseitige Grenzwert Q_G = MNQ zugrunde gelegt. Im Rahmen dieser Arbeit wird daher folgendes Vorgehen gewählt: Für sämtliche einbezogenen Pegel wird zunächst ebenfalls die Häufigkeit von Überlaufereignissen während Gewässerabflüssen $Q_G \leq$ MNQ untersucht, da dies u.a. auch einen Vergleich zu [Weppler/91] gemäß Kap. 2.2 zuläßt. Ferner können anhand dieses einheitlichen Grenzwertes eher eventuelle hydrologische Gesetzmäßigkeiten erkannt werden. In einem weiteren Schritt werden dann für bestimmte Pegel die Mischungsverhältnisse sämtlicher Überlaufereignisse untersucht (siehe Pkt. c).

b) *Mischwasserentlastungen während Hochwasser* (in Kap. 7.2). Hier steht die Versagenshäufigkeit von Mischwasserentlastungsbauwerken im Vordergrund, welche durch Schütze o.ä. gegen das Eindringen von gewässerseitigem Hochwasser gesichert sind. Der Versagensfall tritt ein, falls es durch ein solches Hochwasserereignis zu einem äußeren Wasserstand kommt, der die Höhenlage der Überlaufschwelle überschreitet (worauf das Schütz geschlossen wird) *und gleichzeitig* ein kritischer Abfluß innerhalb des Netzes auftritt, was dann zu einem beidseitigen Bauwerkseinstau mit entsprechenden Rückstauproblemen im Netz führt. Die gleiche Problematik stellt sich auch bei Vorflutpumpwerken zur Entlastung von Kanalnetzen und wurde bereits von den in Kap. 2.2 behandelten Autoren [Biedenkopf/69], [Pecher/87] und [Hörler/66] mit einfacheren Mitteln angegangen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird daher zu diesem Punkt die Häufigkeit des gleichzeitigen Auftretens von gewässerseitigen Hochwasserabflüssen (unterer Grenzwert: HQ_1) und Entlastungsereignissen aus Kanalnetzen untersucht.

c) *Gesamtheit der Entlastungsereignisse* (in Kap. 7.3). Während in den zwei vorangegangenen Punkten nur die Häufigkeit von Entlastungsereignissen während extremer Gewässerabflüsse ($\leq$ MNQ; $\geq HQ_1$) untersucht wurde, werden hier für ausgewählte Pegel *sämtliche* Entlastungsereignisse ihren zeitgleichen Gewässerabflüssen (unabhängig von deren Größe) gegenübergestellt. Hiermit sollen Aussagen zur Häufigkeitsverteilung der gewässerseitigen Abflüsse Q_G sowie der Mischungsverhältnisse

($V_Ü/V_G$, vgl. Pkt. a) während Kanalnetzüberläufen gewonnen werden. Da hier also ohne Einschränkungen das Kontinuum beider Abflußkomponenten einbezogen wird, ermöglicht diese Teiluntersuchung grundsätzlich Aussagen zu allen im Rahmen der Gesamtproblematik aufgeworfenen Fragen. Allerdings ist der damit verbundene Auswertungsaufwand nur noch mittels EDV zu bewältigen. Deshalb muß sich diese Teiluntersuchung auf Pegel beschränken, deren Abflußdaten in digitaler Form vorliegen.

d) *Maßgebende Kanalnetzereignisse* (in Kap. 7.4). Diese letzte Teiluntersuchung innerhalb des 2. Schwerpunkts der vorliegenden Arbeit wurde als notwendig erachtet, da bei den bisherigen Häufigkeitsuntersuchungen keine Beschränkungen hinsichtlich der Größe der Kanalnetzereignisse vorgenommen wurden. Eine separate Betrachtung größerer Kanalnetzabflüsse erscheint jedoch sinnvoll, wenn beispielsweise Aussagen zum maßgebenden Gesamtabfluß aus beiden Abflußkomponenten gefragt sind, d.h. Häufigkeitsaussagen zum gleichzeitigen Auftreten solcher Abflüsse aus Siedlungsflächen und überwiegend natürlichen Einzugsgebieten, welche nach ihrer Überlagerung zum kritischen gewässerseitigen Hochwasserabfluß unterhalb eines Kanalnetzauslasses werden können. Ferner sollen mittels Regressionsanalyse der Spitzenabflüsse aus Netz und Gewässer Untersuchungen zu einer eventuellen meteorologisch/hydrologischen Abhängigkeit beider Ereignisarten erfolgen.

   Als "maßgebende" Kanalnetzereignisse werden deshalb diejenigen Ereignisse definiert, die kanalnetzseitig zu Abflüssen führen, die größer oder gleich dem kleinsten Jahreshöchstabfluß der Reihe sind.

3.1.4 Häufigkeitsuntersuchungen mittels Seriensimulation beider Abflußkomponenten (3. Schwerpunkt)

Das 3. Schwerpunktsthema der Arbeit beinhaltet die Vorgehensweise, wie sie für praktische Anwendungen in Verbindung mit Hochwasserfragen empfohlen werden wird, sofern keine Meßdaten vorliegen. Dies bedeutet die Anwendung der im 1. Schwerpunkt weiterentwickelten Langzeit-Seriensimulation für *beide* Abflußkomponenten. Anschließend erfolgt eine zeitgerechte Gegenüberstellung der so berechneten Hochwasserabflüsse wie bei den maßgebenden Kanalnetzereignissen im 2.Schwerpunkt. Ist die hydraulische Gewässerbelastung gefragt, also z.B. Bemessungsabflüsse oder die Häufigkeit kritischer Schubspannungsverhältnisse, so interessiert die zum Gesamtabfluß überlagerte Kombination aus beiden Komponenten.

Ferner können durch diese Vorgehensweise ggf. noch weitere grundsätzliche hydrologische Zusammenhänge geklärt werden, welche im 2. Schwerpunkt offen bleiben mußten. Denn durch die hier erstmals durchgeführte Modellierung *beider* Abflußsysteme wird auch eine Parametervariation der natürlichen Einzugsgebiete über die Fallbeispiele des 2. Schwerpunktes hinaus möglich.

Diese Teiluntersuchung ist Gegenstand von Kapitel 8.

3.2 Verwendete Simulationsmodelle

Zur *kontinuierlichen* Simulation von Mischwasserentlastungen aus *Kanalisationsnetzen* wurde das *hydrologische* Schmutzfrachtmodell KOSIM der Universität Hannover [ITWH/90] verwendet, welches lediglich hinsichtlich einer etwas detaillierteren Ausgabe der Einzelereignisse erweitert wurde, aber sonst der Standardversion III.0 entspricht.

Zur *hydrodynamischen* Simulation von *Kanalnetzereignissen* wurde das Modell HYSTEM-EXTRAN herangezogen [ITWH/88]. Da dieses Softwarepaket zum Vergleich mit rein hydrologischen Berechnungsweisen diente, mußte sein hydrologischer Teil, d.h. das Oberflächenmodell HYSTEM (Ausgangsversion IV.2), hinsichtlich seines Abflußbildungsansatzes mit dem Kanalnetzteil des im folgenden behandelten rein hydrologischen Modells IHW in Übereinstimmung gebracht werden. Nur so konnten die gefundenen Differenzen ausschließlich auf den hydrodynamischen Modellteil zurückgeführt werden. Für die durchlässigen Flächenanteile wurde deshalb einheitlich der Ansatz nach Zaiß übernommen (Näheres siehe Kap. 5.2.1). Der Ansatz für die undurchlässigen Flächenanteile wurde dagegen beibehalten. Ebenso wurde der hydrodynamische Teil des Programmpakets (EXTRAN) unverändert in Form der Originalversion IV.3 verwendet.

Für die Langzeit-*Seriensimulation natürlicher und kanalisierter* Gebiete wurde das *hydrologische* Modell [IHW/88] der Universität Karlsruhe verwendet, welches allerdings in ganz wesentlichen Teilen modifiziert wurde. Dazu gehörte in erster Linie die Einprogrammierung aller in Kap. 5 untersuchten Abflußbildungsansätze und die Möglichkeit der Seriensimulation, da die Ausgangsversion 3.0 nur für die Berechnung von Einzelereignissen im Sinne von [DVWK 112] konzipiert war. Für die kanalisierten Teilflächen wurden aber ausschließlich die Abflußbildungsansätze nach Zaiß (durchlässige Flächenanteile) und gemäß HYSTEM (undurchlässige Flächenanteile) verwendet.

Mit Ausnahme der hydrodynamischen Berechnungen betrug der Simulationszeitschritt bei allen übrigen Untersuchungen einheitlich Dt = 5 Minuten.

3.3 Pegel- und Einzugsgebietsdaten

3.3.1 Überblick über die Ausgangsdaten

Bei der Suche nach Gewässerpegeln, welche die Kriterien aus Kap. 3.1.3 erfüllen (Maximalabstand zu einem ganzjährig digitalisierten Niederschlagsschreiber ca. 5 km; 15 Abflußjahre an gemeinsamer Aufzeichnungsdauer), wurden im Bereich von Südwestdeutschland die 12 Fallbeispiele gefunden, welche in Tab. 3-1 zusammenfassend dargestellt sind (Beispiel 4, 6 und 12 ist [Sartor/92] entnommen). Erfreulicherweise kann damit eine große Spannweite möglicher Einzugsgebietsparameter abgedeckt werden, wie z.B. Gebietsgrößen von ca. 8 bis über 20.000 km^2 sowie Bebau-

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.	Einschieder 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	für NW ungeeignet
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 nach [DVWK 112];
J_W = Gewichtetes Gewässergefälle nach [Nash et al/66]; PNP = Pegelnullpunkt;
AJ = Abflußjahr; OW = Oberwasser; NW = Niedrigwasser

Tab. 3-1: Verwendete Pegel (Datenquellen: siehe Anlage A-15)

ungsgrade zwischen 0,6 und über 28 Prozent. Die in Tab. 3-1 enthaltenen Hinweise auf "große Kanalnetze im Oberwasser" werden unter 3.3.2 näher erläutert. Eine Übersicht über die Lage der 12 Fallbeispiele bietet Anlage A-1. Die zugehörigen Niederschlagsschreiber werden in Kapitel 3.5 behandelt.

Hinweis: Obwohl die Auswahl der 12 Pegel ausschließlich unter dem o.g. Aspekt ihrer Eignung für die Häufigkeitsuntersuchungen zum Zusammentreffen von Gewässer- und Kanalnetzabflüssen erfolgte, wurden auch für die drei Einzugsgebiete Wasserliesch, Fechingen und Eisenschmitt N-A-Modelle zwecks Überprüfung gängiger Abflußbildungsansätze aufgestellt (Näheres folgt in Kap. 5).

Für alle Pegel standen die Daten zunächst in der Form zur Verfügung, wie sie beispielsweise im Gewässerkundlichen Jahrbuch veröffentlicht werden (d.h. in erster Linie als Tagesmittelabflüsse mit zugehörigen Hauptwerten). Weiterhin lagen die Abflußganglinien der Pegel Schadberg, Einschieder Hof, Nohen und teilweise von Trier (1981 bis 1987, ohne Niedrigwasserabflüsse) in digitaler Form vor. Das zugehörige Zeitintervall betrug Dt = 15 min, lediglich von Schadberg standen Stundenwerte zur Verfügung. Für die übrigen, d.h. nicht digitalisierten Pegel wurden die Ganglinien untersuchter Einzelereignisse durch Einsicht in die Originalaufzeichnungen bei den entsprechenden Dienststellen gewonnen.

3.3.2 Statistische Analyse der Abflußdaten

In Anbetracht der späteren Häufigkeitsuntersuchungen zum gleichzeitigen Auftreten definierter Kanalnetz- und Gewässerabflüsse erhält auch schon die eigenständige statistische Auftrittswahrscheinlichkeit der verwendeten Pegelabflüsse eine entscheidende Bedeutung. Deshalb wurde bereits der statistischen Analyse der hier behandelten gewässerseitigen Abflußdaten eine besondere Aufmerksamkeit geschenkt.

So wurden beispielsweise alle Pegelstatistiken grundsätzlich auf die Jahresreihe bezogen, die auch in der späteren Untersuchung verwendet wurde. Hierdurch sollte die Vergleichbarkeit der dort gewonnenen Ergebnisse erleichtert werden. Ausgenommen davon sind nur die Angaben zu den Mittelwasserabflüssen (MQ), wofür die amtlichen Werte übernommen wurden. Alle statistischen Angaben zu den Pegelabflüssen sind in Tab. 3-2 zu finden.

Die der Hochwasserstatistik zugrundeliegenden Analysen wurden grundsätzlich mit Jahreshöchst- bzw. Sommerhöchstabflüssen nach [DVWK 101] durchgeführt, d.h. nach der Pearson III, log-Pearson III oder der Gamma-Verteilung. Hiervon wurde nur in besonders begründeten Fällen abgewichen, z.B. wenn die Extrapolation der Sommer-Höchstabflüsse zu höheren Werten führte als für das Gesamtjahr. In solchen Fällen erfolgte eine Vergleichsberechnung mit den Verteilungsfunktionen, die in der genannten Regel ebenfalls als besonders geeignet bezeichnet wurden (Gumbel, log-Normal und log-Gamma). Wurde eine andere Verteilungsfunktion gewählt als diejenige, die sich nach der Regel

Nr.	Name	MNQ	U_{MNQ}	MQ	MHQ	HQ_1 [m³/s]		HQ_2 [m³/s]		HQ_5 [m³/s]		HQ_{10} [m³/s]		HQ_{20} [m³/s]	
-	-	m³/s	d/a	m³/s	m³/s	AJ	SO	AJ	SO	AJ	SO	AJ	SO	AJ	SO
1.	Schadberg	0,011	14	0,17 [1]	6,1	4,5	3,1	5,9	3,9	8,4	5,5	10,6	6,9	13,2	8,2
2.	Einschieder Hof	0,09	28	0,60 [2]	7,4	7,2	2,0	8,4	3,5	10,4	5,8	12,2	7,7	13,9	9,5
3.	Wasserliesch	0,06	15	0,34	5,7	3,6	1,6	5,7	2,5	8,8	4,8	11,2	7,2	13,5	10,4
4.	Fechingen	0,08	40	0,47 [4]	10,6	7,0	4,0	10,0	6,0	17,0	10,7	24,1	17,8	34,1	28,2
5.	Eisenschmitt	0,23	30	0,81	9,8	8,6	3,3	10,3	4,4	12,6	6,0	14,2	6,9	15,6	8,0
6.	Schafbrücke														
	- Originaldaten	0,20	21	0,44 [6]	6,7	6,5	6,0	7,5	7,2	9,2	8,9	10,8	10,6	12,3	12,2
	- trendbereinigt	0,25	-	-	9,8	9,2	8,3	10,3	9,6	11,9	11,4	13,1	12,7	14,2	13,9
7.	Rammelsbach	0,07	26	1,1 [7]	19,1	19,5	7,2	23,0	14,5	26,5	19,5	31,0	22,2	35,2	26,8
8.	Nohen	0,48	28	6,0 [8]	97,2	85,0	35,0	105	55,0	129	68,2	147	87,8	163	107
9.	Contwig	(2,92)[9]	-	5,3 [9]	25,7	25,5	16,5	28,0	20,6	35,5	29,7	40,9	36,5	46,2	42,9
10.	Einöd	5,20	21	10,4 [10]	93,7	75,0	27,0	94,5	39,0	134	102	163	137	191	171
11.	Bad Vilbel	3,11	39	10,8 [11]	56,3	59,0	(27,0)	65,3	(34,8)	74,5	(51,1)	85,0	(63,4)	94,5	(75,2)
12.	Trier	52,3	17	281 [12]	1943	1900	680	2330	1083	2600	1733	2906	2239	3225	2729

Bemerkungen: U_{MNQ} = Unterschreitungsdauer von MNQ; AJ = Abflußjahr; SO = Sommerhalbjahr

1: Reihe 1968/90; 2: Reihe 1968/88; 4: Reihe 1959/87;
6: Reihe 1959/87; 7: Reihe 1976/89; 8: Reihe 1958/89;
9: Reihe 1961/89; 10: Reihe 1961/90; 11: Reihe 1956/87;
12: Reihe 1931/87

Tab. 3-2: Pegelstatistik

ergeben hätte, so geschah dies erst nach zusätzlichen Plausibilitätskontrollen.

Ferner erfolgte für die Bereiche zwischen HQ_1 und HQ_{15} zunächst eine Umrechnung auf die Aussage der partiellen Serie gemäß Formel 16 aus [DVWK 101]. Es zeigte sich aber durch einfaches Auszählen aller tatsächlich aufgetretenen Spitzenabflüsse, daß die hiermit verbundene Erhöhung der Werte von HQ_1 bis etwa HQ_5 bei fast allen Pegeln immer noch zu gering war. Folglich wurden die HQ-Werte in diesem Bereich so festgelegt, daß beispielsweise der einjährliche Abfluß (HQ_1) auch nur so oft in der Reihe auftritt oder überschritten wird, wie die Reihe an Jahren umfaßt. Dies führte gegenüber den Werten nach Formel 16 zu einer Anhebung bei HQ_1 um bis zu 40 %, bei HQ_2 um bis zu 15 % und bei HQ_5 um bis zu 6 %. Diese relativ aufwendige Vorgehensweise war notwendig, um bei der späteren zweidimensionalen Statistik (gleichzeitiges Auftreten mit den Kanalnetzabflüssen) Unplausibilitäten zu vermeiden.

Für die Niedrigwasser- und Jahreshöchstabflüsse wurde ferner eine Trendanalyse analog [DVWK 120] durchgeführt. Dabei zeigte sich bei einigen der verwendeten Reihen rein mathematisch ein signifikanter Trend. In den meisten Fällen war dieser jedoch entweder nach einer Verlängerung der betreffenden Reihe über den eigentlichen Untersuchungszeitraum hinaus nicht mehr nachweisbar, oder es waren die möglichen physikalischen Ursachen nicht ohne weiteres erkennbar. Deshalb wurde stellvertretend der Pegel Schafbrücke ausgewählt, um den Einfluß einer trendbehafteten Reihe auf die letztendlich interessierenden Ergebnisse zu untersuchen, d.h. es wurde bei den Häufigkeitsuntersuchungen sowohl die unkorrigierte wie auch die trendbereinigte Reihe (bezogen auf 1987) berücksichtigt. Für die exemplarische Auswahl des Pegels Schafbrücke sprachen:

- deutliche, positive Trends sowohl bei Jahres- und Sommerhöchstabflüssen wie auch bei Niedrigwasserabflüsssen (vgl. Anlage A-9),

- trendfreie Reihen des Nachbarpegels Fechingen, der Jahresniederschlagshöhen und der zu den Hochwasserabflüssen gehörigen 2-Tagessummen des Schreibers Ensheim (Vor- und Ereignistag).

Die physikalische Ursache ist in der starken Bebauungszunahme von 15,5 % um 1960 auf 28,1 % um 1987 zu vermuten. Während die erhöhte Versiegelung in Verbindung mit den relativ kurzen Gesamtfließzeiten wahrscheinlich die Hochwasserspitzen verschärft hat, dürfte der zusätzliche Abwasseranfall vermutlich für die zunehmenden Niedrigwasserabflüsse verantwortlich sein.

Letztlich sei noch darauf hingewiesen, daß sich der Pegel Contwig aufgrund von Verkrautungsproblemen für Untersuchungen im Niedrigwasserbereich als ungeeignet erwies. Ebenso mußte beim Pegel Bad Vilbel auf die Auswertung der Sommerhochwässer und der Einzelereignisse zu den maßgebenden Kanalnetzabflüssen verzichtet werden. Der Grund liegt in Unplausibilitäten, welche sich vermutlich durch ein im Unterwasser gelegenes Wehr ergaben.

3.3.3 Größere Siedlungsflächen oberhalb von Pegeln

Wie bereits an dieser Stelle vermutet werden kann, sind unmittelbar oberhalb eines Pegels gelegene, relativ große Siedlungsflächen von wesentlicher Bedeutung für das Abflußverhalten eines ansonsten "überwiegend natürlichen" Einzugsgebietes. Diese Besonderheit findet sich bei den Pegeln Fechingen, Schafbrücke, Rammelsbach und Einöd, also bei immerhin vier der zwölf untersuchten Fallbeispiele. Zur besseren Übertragbarkeit der späteren Ergebnisse sollen die betreffenden Siedlungsflächen über allgemein verfügbare Parameter weitmöglichst charakterisiert werden. Außerdem sollen die Anlagen A-2 bis A-5 einen Eindruck vom Erscheinungsbild solcher Flächen auf topographischen Karten vermitteln.

Die zur Charakterisierung gewählten Parameter sind in Tab. 3-3 zu finden. Sie beziehen sich zum einen auf das Größenverhältnis der kanalisierten Fläche (A'_{EK}) zur Gesamtgröße des Pegeleinzugsgebietes (A_{EO}) sowie auf den Fließabstand (ΔL) bzw. die damit verbundene "mittlere Fließzeit" (Δt_C) zwischen Siedlungsschwerpunkt und Pegel. Die Fließzeit Δt_C wurde dabei vereinfachend in Anlehnung an [Wackermann/81] nach folgender Gleichung ermittelt:

$$\Delta t_C = (0{,}868\ \frac{\Delta L^3}{\Delta H})^{0{,}385} \qquad [h] \qquad (3.1)$$

mit ΔL = Länge des Gewässerabschnitts vom Kanalauslauf bis zum Pegel in [km]

ΔH = zugehörige Höhendifferenz in [m]

Pegel		A_{EO}	A'_{EK}	A'_{EK}/A_{EO}	ΔL	Δt_C	Siedlungen
Nr.	Name	km²	ha	%	km	h	-
4	Fechingen	48,7	82,5	1,7	0,8	0,5	Ortschaft Fechingen
6	Schafbrücke	58,2	279	4,8	0,5	0,4	Stadtteil Saarbrücken-Schafbrücke
7	Rammelsbach	78,4	310	4,0	2,8	1,1	Stadt Kusel
10	Einöd	1.152	1.100	1,0	2,7	2,0	Stadt Zweibrücken

Tab. 3-3: Charakterisierung großer Siedlungsflächen (A'_{EK}) oberhalb von Pegeln

Im Oberwasser der übrigen acht Pegel befinden sich entweder gar keine nennenswerten Siedlungsgebiete, oder ihre Größe ist *im Verhältnis* zum gesamten Einzugsgebiet so unbedeutend bzw. ihr Fließabstand zum Pegel so groß, daß ihr Einfluß auf das Abflußverhalten des Pegels vernachlässigbar ist.

3.4 Kanalnetzdaten

Zur Generierung repräsentativer Kanalnetzabflüsse, welche im Rahmen der späteren Häufigkeitsuntersuchungen den Pegelabflüssen gegenüber gestellt werden, wurden die in Tab. 3-4 enthaltenen fünf realen und drei fiktiven Netze verwendet. Deren Auswahl erfolgte weitgehend unabhängig von den Pegeleinzugsgebieten (Ausnahme: Fechingen, s.u.), so daß grundsätzlich jeder Pegel mit jedem Netz gemäß Abb. 3-1 in Kap. 3.1.3 kombinierbar ist. Die acht Kanalnetze sollen dabei ein möglichst breites Spektrum typischer Parameter für ein *unvorentlastetes* Einzugsgebiet abdecken, d.h. für Netze, welche - außer ggf. an ihrem Endpunkt - keine weiteren, oberhalb gelegenen Entlastungsmöglichkeiten aufweisen. Beispielsweise wurde die Obergrenze der Einzugsfläche deshalb auch zu A_{EK} = 100 ha angenommen, da etwa spätestens ab dieser Größe i.d.R. mit einer weiteren Entlastung zu rechnen ist.

Für das Kanalisationsnetz Frankfurt-Lettigkautweg lagen gleichzeitige Meßreihen von Niederschlag und Abfluß vor, welche u.a. eine Parameterkalibrierung der Kanalnetzmodelle in Kap. 6 ermöglichten.

Bei dem erwähnten Sonderfall des Kanalnetzes Saarbrücken-Fechingen I handelt es sich um ein Teilnetz der in Tab. 3-3 aufgeführten Siedlungsfläche Fechingen, d.h. sie ist auch im Einzugsgebiet des Pegels Fechingen enthalten. Dies spielt jedoch nur bei der Überprüfung gängiger Abflußbildungsansätze eine Rolle, wozu ein N-A-Modell für das gesamte Pegeleinzugsgebiet aufzustellen war.

Für die relativ aufwendigen Häufigkeitsuntersuchungen in Kap. 7, welche die Nachschaltung eines fiktiven Entlastungsbauwerkes erforderten, wurden zunächst die folgenden drei Netze ausgewählt.

1. *Frankfurt - Lettigkautweg A* (Ffm A):
   Dieses stellt mit $2 \cdot Q_S + Q_f = Q_{dr}$ = 17 l/s gemäß Tab. 3-5 etwa die Untergrenze noch technisch beherrschbarer Drosselabflüsse und damit das kleinstmögliche Netz unter dieser Voraussetzung dar.

2. *Hameln - Tündern* (Tnd):
   Dieses weist von allen realen Netzen die größte Einzugsfläche, das geringste Gefälle und die geringste Einwohnerdichte auf.

3. *Q05:*
   Es ist das größte Netz mit der höchsten Einwohnerdichte und dem höchsten Befestigungsgrad.

Die zugehörigen Entlastungsbauwerke wurden nach dem Arbeitsblatt [ATV 128] auf einen Drosselabfluß von $2 \cdot Q_S + Q_f$ bemessen. In Anlehnung an [ATV 118] sowie aufgrund von Rückrechnungen der Meßwerte des Netzes Frankfurt-Lettigkautweg wurde der x-Wert des

Nr.	Name	Kurzbe-zeichnung	A_{EK}	A_u	BEF	t_f	$J_{S,m}$	NG_m	CNII	ED	Bemerkungen
-	-	-	ha	ha	%	min	‰	-	-	E/ha	-
1.	Frankfurt-Lettigkautweg A	Ffm A	36,4	12,66	34,8	15	9,1	1	60	50	reales Netz, Modellkalibrierung an gemessenen Ereignissen, Teilnetz A, stark rückstaubehaftet
2.	Frankfurt-Lettigkautweg B	Ffm B	6,0	2,24	37,2	5	30,3	2	60	50	wie 1., jedoch Teilnetz B, rückstaufrei
3.	Hameln - Tündern	Tnd	63,8	27,78	43,5	28	2,8	1	60	35	reales Netz, leicht modifiziert, vermascht, leicht rückstaubehaftet
4.	Birkenfeld - Dambach	Damb	7,5	3,15	42	4	54,1	3	80	40	reales Netz, leicht modifiziert, leicht rückstaubehaftet
5.	Saarbrücken - Fechingen I	Fech	29,4	9,71	33	15	51,8	4	80	45	reales Netz, leicht modifiziert, stark rückstaubehaftet
6.	M 01	M 01	50,0	15,0	30	9	10,0	1	80	30	fiktives Netz aus [Kirschbauer/94], leicht modifiziert, rückstaufrei
7.	M 02	M 02	50,0	25,0	50	8	10,0	4	80	65	wie 6.
8.	Q 05	Q 05	100,0	50,0	50	22	10,0	1	80	65	wie 6.

mit: A_{EK} = Gesamteinzugsgebiet; A_u = undurchlässiger Flächenanteil; BEF = A_u / A_{EK}
t_f = Fließzeit; $J_{S,m}$ = mittleres Hauptsammlergefälle;
NG_m = mittlere Geländeneigungsklasse nach [ATV 118]; ED = Einwohnerdichte
CNII = CN-Wert der durchlässigen Flächenanteile gemäß SCS-Verfahren (siehe z.B. [DVWK 112]);
(*Hinweis*: Die Angaben zu den Rückstauverhältnissen beziehen sich auf den 1-jährlichen Bemessungsabfluß)

Tab. 3-4: Verwendete Kanalnetze (Datenquellen: siehe Anlage A-15)

Schmutzwasserabflusses zu 10 gewählt. Mit einem Wasserverbrauch von WS = 150 l/(E·d) ergibt sich damit eine Schmutzwasserspende von q_{SX} = 4 l/(s·1000 E). Die Fremdwasserspende wurde gemäß [ATV 128] zu 15 l/(s·ha_u) angenommen. Beispielhaft ergeben sich daraus für die Niederschlagsreihe Zweibrücken die in Tab. 3-5 dargestellten Kennwerte einer Bemessung für ein Regenüberlaufbecken (RÜB) und einen Regenüberlauf (RÜ). Bei den vier größten verwendeten Pegeleinzugsgebieten (lfd.Nr. 9 bis 12 in Tab. 3-1) wird der Grenzwert MNQ/Q_{SX} = 100 überschritten, womit nach [ATV 128] das Speichervolumen über eine höhere zulässige Entlastungsrate e_2 ($e_0 \leq e_2 \leq 1{,}2 \cdot e_0$) abgemindert werden darf. Zu hydrologischen Vergleichszwecken wurde allerdings neben dieser strengen Ermittlung zusätzlich das Volumen für die einfache Entlastungsrate e_0 berechnet und mit untersucht.

			RÜB					RÜ	
Kanalnetz	Q_{t24}	Q_{SX}	q_r	Q_{dr}	e_o	V_S	V	r_{krit}	Q_{dr}
—	$\frac{l}{s}$	$\frac{l}{s}$	$\frac{l}{s \cdot ha_u}$	$\frac{l}{s}$	%	$\frac{m^3}{ha_u}$	m^3	$\frac{l}{s \cdot ha_u}$	$\frac{l}{s}$
Ffm A	5,1	7,6	0,94	17	39,4	25,0	317	13,3	174
Tnd	8,1	9,3	0,54	23	42,0	34,3	953	12,2	346
Q05	18,8	27,1	0,86	62	39,6	26,8	1342	12,7	652

Tab. 3-5: Bemessungsbeispiel für die Mischwasserentlastungen nach [ATV 128] (hier: N-Reihe Zweibrücken/h_{Na} = 802 mm/a)

Hinweise:

- Die spezifischen Speichervolumina bei e_0 sind für alle Niederschlagsreihen in Tab. 3-6 dargestellt.

- Vereinfachend werden im weiteren Verlauf der Untersuchung die Speichervolumina meist als Beckenvolumina eines RÜB bezeichnet. Selbstverständlich können diese Volumina auch als Inhalt eines Stauraumkanals oder als statisch aktiviertes Kanalvolumen angesehen werden. Für die ermittelten (rein auf Wassermengen bezogenen) Ergebnisse ist dies ohne Belang.

Insgesamt schwanken die spezifischen Speichervolumina zwischen

- 16 m^3/ha_u (Netz Ffm A/ N-Schreiber Trier/ e_2 gemäß Pegel Trier)

und

- 41,5 m^3/ha_u (Netz Tnd/ N-Schreiber Birkenfeld sowie Gschwend).

Bei den späteren Simulationsrechnungen zeigte sich, daß die tatsächlichen Entlastungsraten der RÜB mit den theoretischen e_0-Werten auch weitgehend übereinstimmten ($\Delta < 7$ %, bezogen auf e_0). Ausnahmen ergaben sich erwartungsgemäß bei den drei Regenreihen, welche über $h_{Na} = 1000$ mm/a liegen (vgl. Tab. 3-6), da nach [ATV 128] ab diesem Wert keine weitere Volumenvergrößerungen mehr vorgesehen werden. Hier wurde e_0 um 20 bis 30 Prozent überschritten.

3.5 Niederschlagsdaten

Die verwendeten und in digitaler Form ganzjährig vorliegenden Niederschlagsreihen sind als Übersicht in Tab. 3-6 dargestellt. Die mit dargestellten Spenden stammen aus einer zugehörigen Starkregenstatistik, welche - sofern nicht bereits vorhanden - nach [ATV 121] bzw. [DVWK 124] erstellt wurde.

Die Aufzeichnungen der Niederschlagsschreiber Birkenfeld, Gschwend, Saarbrücken und Trier konnten durch einen zusätzlichen Abgleich auf die Tageshöhen des unmittelbar daneben stehenden Messers abgesichert werden. Die Reihe Birkenfeld wurde zur gemeinsamen Verwendung mit dem Pegel Einschieder Hof (Abstand ca. 5 km mit dazwischen liegendem Höhenzug) auf den örtlichen Niederschlagsmesser Börfink-Muhl (Pegelabstand < 1 km) abgeglichen.

Da die zehn Reihen u.a. mittlere Jahresniederschlagshöhen bis zu über 1100 mm umfassen und ferner die - nicht aus Südwestdeutschland stammende - Station Hamburg einschließen, decken auch sie ein relativ breites Spektrum repräsentativer Parameter ab. Die Reihe Hamburg wurde allerdings nur bei den Teiluntersuchungen zur Ereignisauswahl für die Seriensimulation, bei den hydrodynamischen Kanalnetzuntersuchungen sowie bei dem Langzeitvergleich simulierter Hochwasserereignisse verwendet.

Alle Niederschlagsreihen lagen im Ausgangsformat entweder als Polygonzug (Summen oder Differenzen) vor oder standen bereits von Anfang an im benötigten Diskretisierungsintervall von Dt = 5 Minuten (einheitlicher Simulationszeitschritt) zur Verfügung.

Letztlich sei noch auf die Daten von Niederschlagsmessern hingewiesen, welche zur Bildung von Gebietsniederschlägen im Rahmen der Untersuchungen zur Ereignisauswahl und zu den Abflußbildungsansätzen notwendig waren. So wurde die Reihe Eisenschmitt für das gleichnamige Gebiet um die Tageswerte des Messers Meisburg-Rackenbach (Stationshöhe $H_S = 500$ m+NN; $h_{Na} = 958$ mm/a) und die Reihe Wawern für das Gebiet Wasserliesch durch die Stationen Saarburg ($H_S = 180$ m+NN, $h_{Na} = 830$ mm/a) sowie Temmels ($H_S = 142$ m+NN, $h_{Na} = 766$ m+NN) ergänzt.

Nr.	Name des N-Schreibers	Stations-höhe	Reihe	Anzahl	h_{Na}	$V_s(e_0)$ der Netze Ffm A / Tnd / Q 05			$r_{16,1}$	$r_{60,1}$	zu Pegel
-	-	m+NN	AJ	AJ	mm/a	m^3/ha_u			l/(s·ha)	l/(s·ha)	Nr.
1.	Birkenfeld-Feckweiler	395	1970-89	20	1019	30,4	41,5	32,5	119	42	2*, 8
2.	Eisenschmitt/Eifel	350	1974-88	15	904	27,8	38,0	29,8	101	37	5
3.	Frankfurt - Eckenheim	122	1967-87	21	646	20,7	28,4	22,3	114	42	11
4.	Gschwend	492	1976-91 ohne 88	15	1074	30,4	41,5	32,5	140	48	1
5.	Hamburg - Buxtehuder-Straße	4,6	1962-81	20	624	-	-	-	101	40	-
6.	Kusel	215	1970-89 ohne 75	19	699	22,2	30,4	23,8	105	40	7
7.	Saarbrücken - Ensheim	323	1960-87	28	864	26,7	36,5	28,6	101	42	4, 6
8.	Trier - Petrisberg	265	1968-87	20	791	24,7	33,9	26,5	100	41	12
9.	Wawern	163	1975-89	15	765	24,0	32,9	25,8	110	44	3
10.	Zweibrücken - Kläranlage	225	1967-90	23	802	25,0	34,3	26,8	101	39	9, 10

Bemerkungen: h_{Na} = mittlere Jahresniederschlagshöhe
$V_s(e_0)$ = spezifisches RÜB-(Standard-)Volumen nach [ATV 128]
Pegel-Nummern: Lfd-Nr. aus Tab. 3-1
$r_{X,1}$ = 1-jährliche Starkregenspende über X Minuten
*: Abgleich auf örtlichen N-Messer (Stat.höhe = 531 m+NN; h_{Na} = 1135 mm/a)

Tab. 3-6: Verwendete Niederschlagsreihen (Datenquellen: siehe Anlage A-15)

3.6 Übersicht zum Untersuchungsprogramm

Die folgende Übersicht enthält nochmals zusammenfassend die wichtigsten Informationen zu allen Einzeluntersuchungen unter Angabe des Teilproblems, der gewählten Untersuchungsmethodik sowie der verwendeten Modelle und Daten.

1. Schwerpunkt: Überprüfung existierender Simulationsmodelle

Ziel: Weiterentwicklung der Technik der parallelen Langzeit-Seriensimulation von Hochwasserabflüssen aus kanalisierten und natürlichen Teilflächen (Näheres in Kap. 3.1.2)

Teiluntersuchungen:

a) **Entwicklung von Auswahlkriterien für die maßgebenden Einzelereignisse aus einer kontinuierlichen Niederschlagsreihe** (→ Kap. 4)

Methode: Nachweis der Erfassung aller Niederschläge, welche zu Abflüssen größer oder gleich dem kleinsten Jahreshöchstabfluß führen (Gewässerabflüsse aus Pegeldaten, Kanalnetzabflüsse aus Kontinuumssimulation)

Verwendete Modelle: KOSIM

Verwendete Pegel: Wasserliesch, Fechingen, Eisenschmitt

Verwendete Kanalnetze: Ffm A, Tnd, Damb, Q05

Verwendete N-Reihen: alle ($\Sigma = 10$)

b) **Überprüfung und Weiterentwicklung von Abflußbildungsansätzen für durchlässige Flächenanteile** (→ Kap. 5).

Methode: Gegenüberstellung von gemessenen Abflußdaten kleiner, überwiegend natürlicher Einzugsgebiete und simulierten Abflußdaten, welche mit Hilfe entsprechender N-A-Modelle gewonnen wurden.

Verwendete Modelle: IHW

Verwendete Pegeldaten: wie a)

Verwendete N-Reihen (ergänzt durch N-Messer):
Wawern (zu Wasserliesch), Saarbrücken (zu Fechingen), Eisenschmitt

c) **Entwicklung von hydrologischen Modellbausteinen zur Berücksichtigung von Ein- und Überstaueffekten in Kanalnetzen** (→ Kap. 6)

Methode: Nachbildung hydrodynamischer Berechnungsergebnisse

Verwendete Modelle: HYSTEM-EXTRAN, IHW

Verwendete Kanalnetze: alle (Σ = 8)

Verwendete N-Reihen: alle (Σ = 10)

2. Schwerpunkt: Häufigkeitsuntersuchungen anhand von Pegeldaten

Ziel: Allgemeingültige und übertragbare Aussagen zur Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens bestimmter Gewässer- und Kanalnetzabflüsse

Vorgehensweise: zeitgerechte Gegenüberstellung von gemessenen Gewässerabflüssen und simulierten Kanalnetzabflüssen

Teiluntersuchungen:

a) Mischwasserüberläufe während Niedrigwasser (→ Kap. 7.1)

Problematik: Kritische Schadstoffkonzentrationen und hydraulischer Streß im Gewässer (Näheres in Kap. 3.1.3)

Einbezogene Kanalnetzabflüsse: Kontinuum der Überlaufereignisse aus RÜ und RÜB

Einbezogene Gewässerabflüse: alle $Q_G \leq MNQ$

Verwendete Modelle: KOSIM

Verwendete Pegel: alle, mit Ausnahme von Contwig (Σ = 11)

Verwendete Kanalnetze: Ffm A, Tnd, Q05

Verwendete N-Reihen: die dem jeweiligen Pegel gemäß Tab. 3-6 zugeordnete Reihe (Σ = 9)

b) Mischwasserüberläufe während Hochwasser (→ Kap. 7.2)

Problematik: Versagen von Mischwasserentlastungsbauwerken, welche gegen gewässerseitiges Hochwasser durch Schütze o.ä. gesichert sind, infolge beidseitigem Einstau (Näheres in Kap. 3.1.3)

Einbezogene Gewässerabflüsse: alle $Q_G \geq HQ_1$ (getrennt nach Abflußjahr und Sommerhalbjahr)

Verwendete Pegel: alle (Σ = 12), mit Ausnahme der Sommerhochwässer bei Bad Vilbel

(*Einbezogene Kanalnetzabflüsse* sowie *verwendete Modelle, Kanalnetze* und *N-Reihen* wie bei Teiluntersuchung a)

c) **Gesamtheit der Entlastungsereignisse** (→ Kap. 7.3)

Problematik: Aussagen zu allen Teiluntersuchungen, insbesondere jedoch als Ergänzung zu a) (Näheres in Kap. 3.1.3)

Einbezogene Kanalnetzabflüsse: wie bei Teiluntersuchung a), jedoch neben Entlastungsabflüssen auch entlastete Volumina

Einbezogene Gewässerabflüsse: Kontinuum inklusive Abflußvolumina während Mischwasserüberläufen (zur Bildung von Mischungsverhältnissen)

Verwendete Pegel: alle, deren Daten in digitaler Form vorliegen, d.h. Schadberg, Einschieder Hof und Nohen ($\Sigma = 3$)

Verwendete N-Reihen: Birkenfeld (zu Einschieder Hof und Nohen) sowie Gschwend (zu Schadberg)

Verwendete Modelle und *Kanalnetze* wie bei Teiluntersuchung a)

d) **Maßgebende Kanalnetzereignisse** (→ Kap. 7.4)

Problematik: Überlagerung großer Kanalnetzabflüsse mit Hochwasser aus natürlichem Gebiet zum kritischen Gesamtabfluß für unterhalb liegende Gewässerabschnitte sowie Frage nach Abhängigkeit beider Ereignisarten (Näheres in Kap. 3.1.3)

Einbezogene Kanalnetzabflüsse: Alle $Q_K \geq$ kleinster Jahreshöchstabfluß

Einbezogene Gewässerabflüsse: alle

Verwendete Modelle: IHW

Verwendete Pegel: alle, mit Ausnahme von Bad Vilbel ($\Sigma = 11$)

(Verwendete Kanalnetze und *N-Reihen* wie bei Teiluntersuchung a)

3. **Schwerpunkt: Häufigkeitsuntersuchungen mittels Seriensimulation beider Komponenten** (→ Kap. 8)

Problematik: Verbleibende Fragen aus dem 2. Schwerpunkt sowie Anwendungsbeispiele der Langzeit-Seriensimulation auf praktische Fragestellungen (Näheres in Kap. 3.1.4)

Einbezogene Abflüsse: alle $Q \geq$ kleinstes Jahreshöchstereignis (weitere Differenzierung je nach Fragestellung)

Verwendete Modelle: IHW

(Verwendete Kanalnetze, natürliche Einzugsgebiete und *N-Reihen* je nach Fragestellung)

4. ENTWICKLUNG VON KRITERIEN FÜR DIE EREIGNISAUSWAHL BEI DER SERIENSIMULATION

4.1 Erarbeitung der Kriterien

Es geht hier um Kriterien, welche die Auswahl der - sowohl für Kanalnetze wie auch für natürliche Einzugsgebiete - maßgebend werdenden Ereignisse aus einer kontinuierlichen Regenreihe ermöglichen. Als maßgebende Ereignisse werden dabei alle Niederschläge angesehen, welche zu Abflüssen größer oder gleich dem kleinsten Jahreshöchstabfluß einer Reihe führen.

Zunächst wurde hierzu ein Studium von die Problematik tangierenden Arbeiten durchgeführt, wie z.B. [Althaus/85], [Harms/84] und [Schilling/84]. Insbesondere eine Analyse der bei der Seriensimulation in [Harms/84] verwendeten und maßgebend gewordenen Ereignisse der N-Reihe Hamburg führte dabei zu wertvollen Erkenntnissen. Daran schlossen sich folgende theoretische Überlegungen an:

a) Bei *Kanalisationsnetzen* sind in erster Linie hohe Niederschlagsintensitäten (weniger große Niederschlagshöhen) für die Abflußspitzen verantwortlich. Deshalb ist u.a. ein reines Intensitätskriterium erforderlich, welches in Anlehnung an herkömmliche Bemessungsverfahren (z.B. Zeitbeiwertverfahren) aus der n = 1-jährlichen, 15-minütigen Regenspende ($r_{15,1}$) abgeleitet wurde. Da das interessierende kleinste Jahreshöchstereignis i.d.R kleiner als n = 1 ist und ferner bei kleineren Netzen auch Intensitätsspitzen von kürzerer Dauer als 15 Minuten maßgebend werden können, muß dieses Grenzkriterium deutlich unter der Größe von $r_{15,1}$ liegen. Es wurde deshalb mit rund 50 % eines $r_{15,1}$ von 110 l/(s·ha) = 9,9 mm/15 min zu $\underline{I = 5 \text{ mm/15 min}}$ angesetzt. D.h., das untersuchte N-Ereignis wird maßgebend, sofern die größte Intensitätsspitze innerhalb des Ereignisses (max I) den genannten Wert überschreitet.

b) Bei *großen natürlichen Einzugsgebieten* ist dagegen weniger die Niederschlagsintensität, sondern die Gesamthöhe des Ereignisses (h_N) maßgebend. Folglich muß diese ebenfalls ein eigenständiges Kriterium bilden, weshalb ein weiterer Grenzwert zu $\underline{h_N = 20 \text{ mm}}$ gewählt wurde. Der Wert von 20 mm läßt sich z.B. aus [Harms/84] ableiten. Er entspricht einem 1-jährlichen Niederschlagsereignis von ca. 2 bis 3 Stunden Dauer, welche deutlich unter der Konzentrationszeit mittlerer und größerer Flußgebiete liegt. Dabei ist zu berücksichtigen, daß allein der Anfangsverlust solcher Gebiete bis zu 10 mm (z.B. bei Nadelwald) betragen kann.

c) Zur Abdeckung der vielen Fälle, die zwischen den zwei zuvor genannten Extremen liegen - wie z.B. große kanalisierte Flächen mit geringem Versiegelungsgrad oder kleinere, ggf. teilbebaute Einzugsgebiete natürlicher Gewässer - sind weitere Auswahlkriterien notwendig, welche eine Kombination aus Niederschlagshöhe und -intensität beinhalten müssen. In Anlehnung an die zuvor genannten Auswertungen der Ereignisse aus [Harms/84] wurden diese zu

$h_N \geq 10$ mm und max I $\geq 7{,}5$ mm/h

sowie

$h_N \geq 15$ mm und max I ≥ 5 mm/h

gewählt.

Die so erarbeiteten Kriterien sind im folgenden unter (4.1) zusammenfassend dargestellt, wobei bereits die Überschreitung eines dieser Grenzwerte zur Auswahl des betreffenden Ereignisses ausreicht:

- max I ≥ 5 mm/15 min
- $h_N \geq 10$ mm und max I $\geq 7{,}5$ mm/h
- $h_N \geq 15$ mm und max I ≥ 5 mm/h
- $h_N \geq 20$ mm (4.1)

mit

h_N : Gesamtniederschlagshöhe des Ereignisses

max I : Maximal auftretende Niederschlagsintensität innerhalb des Ereignisses

Hierdurch wird die Zahl der zu untersuchenden Ereignisse gegenüber der weitverbreiteten Vorgehensweise, alle Ereignisse mit $h_N \geq 5$ mm auszuwählen (vergl. z.B. [Harms/84]), wesentlich reduziert. Entscheidend bei der Verwendung dieser Auswahlkriterien sind jedoch noch zwei weitere Grenzwerte, nämlich die

- Grenzregenpause (GP) zur Definition zweier unabhängiger Ereignisse. D.h., überschreitet die Dauer der Trockenzeit die Höhe von GP, so werden beide Ereignisse als eigenständig angesehen. Andernfalls handelt es sich um eine Regenpause innerhalb eines Ereignisses.
- Die Grenzintensität (GI) bis zu welcher bei Regenpausenuntersuchungen der Niederschlag als Null angesehen wird (vgl. Abb. 4-1).

Im Rahmen dieser Untersuchung wurde die Grenzpause, sofern nicht anders vermerkt, in Übereinstimmung mit [Harms/84] zu GP = 4 h gewählt. Diese Festlegung stützt sich auf [Schilling/84], der anhand eines Berechnungsbeispiels zeigt, daß sich die sommerlichen Regenereignisse seiner gewählten Reihe ab diesem Wert als statistisch unabhängig erweisen. Allerdings muß GP natürlich auch mindestens so groß sein wie

- die Fließ- bzw. Konzentrationszeit (t_C) im Einzugsgebiet und wie

- die Entleerungszeit von Rückhalte- bzw. Regenüberlaufbecken.

Von daher ist GP = 4 h als unterer Grenzwert zu verstehen. Aus den (hier vorweggenommenen) Erfahrungen bei der Überprüfung der Auswahlkriterien (4.1) in Kapitel 4.2 erwies sich folgende Festlegung als sinnvoll:

$$GP = 2 \cdot t_c \text{ [h]} \quad \text{mit} \quad \min GP = 4 \text{ h} \tag{4.2}$$

Die Grenzintensität wurde einheitlich zu

$$GI = 0{,}01 \text{ mm/5 min} \tag{4.3}$$

gesetzt, womit sie beispielsweise unter dem von [Harms/84] gewählten Wert von 0,5 mm/15 min liegt.

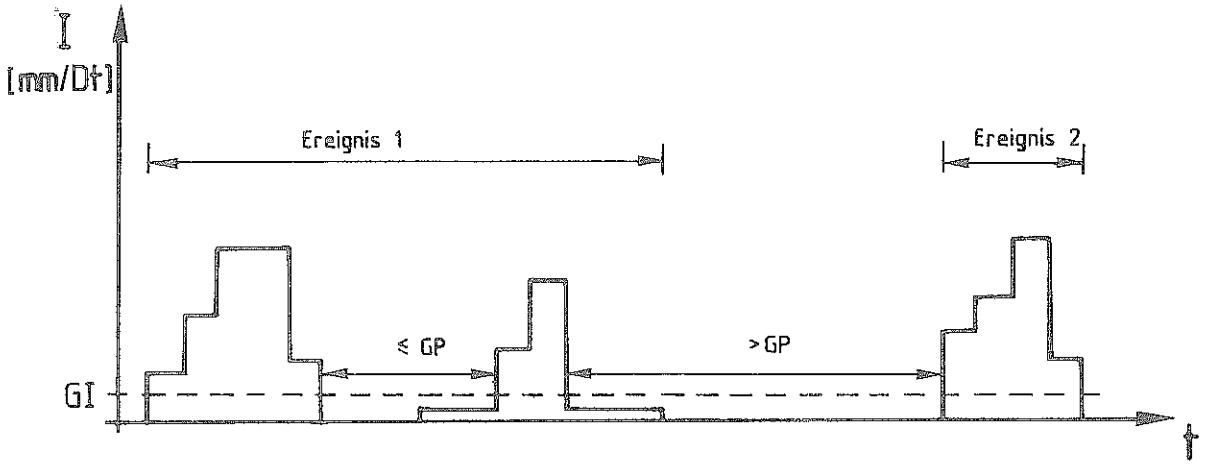


Abb. 4-1: Zusammenhänge zwischen Grenzpause (GP) und Grenzintensität (GI)

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, daß bei der praktischen Anwendung zu jedem ausgewählten Ereignis (neben den eigentlichen Niederschlagsdaten) noch zusätzliche Informationen über die Ereignisvorgeschichte festgehalten wurden. Diese Parameter sind jedoch im Zusammenhang mit dem jeweils verwendeten Abflußbildungsansatz zu sehen, weshalb sie in Kap. 5 erläutert werden.

4.2 Nachweis der Wirksamkeit der Kriterien

Hier geht es um den Nachweis, daß die gewählten Grenzkriterien (4.1) bis (4.3) dem zuvor formulierten Anspruch genügen, alle Ereignisse einer N-Reihe zu erfassen, die in kanalisierten und natürlichen Einzugsgebieten zu Abflüssen größer oder gleich dem kleinsten Jahreshöchstabfluß führen.

I. Überwiegend natürliche Einzugsgebiete:

Hierzu konnten nur die drei Pegelreihen verwendet werden, für welche auch die entsprechende Reihe des Gebietsniederschlags zur Verfügung stand. Dabei handelt es sich um die Einzugsgebiete Wasserliesch, Fechingen und Eisenschmitt. Es wurde überprüft, ob in den durch die o.g. Grenzkriterien zur Auswahl gekommenen Niederschlagsereignissen auch diejenigen Ereignisse enthalten waren, welche bei den drei Pegelreihen zu den jeweiligen Jahreshöchstabflüssen (HQ) führten.

Im Ergebnis wurden alle zugehörigen Starkregen zu den insgesamt 58 maßgebenden Abflußereignissen mit drei Ausnahmen erfaßt. Selbst von diesen drei nicht berücksichtigten Ereignissen ist wiederum nur ein Fall eindeutig auf die o.g. Auswahlkriterien zurückzuführen (hier wäre $GP = 2{,}1 \cdot t_C$ notwendig gewesen, vgl. Kriterium (4.2)). Die übrigen zwei Fälle repräsentieren dagegen praktische Probleme, welche mit der N-A-Modellierung ganz allgemein verbunden sind.

Dabei handelt es sich zum einen um Hochwasserabflüsse aus *Schneeschmelzprozessen*, welche zwar bei den hier behandelten kleinen Einzugsgebieten ($A_{EO} \leq 50$ km^2) generell nur eine sehr untergeordnete Rolle spielen, aber dennoch in einem Fall beim Pegel Fechingen (1963) zum Jahreshöchstabfluß führten. Die zur Simulation solcher Prozesse notwendigen Modellbausteine sind standardmäßig nur in Kontinuumsmodellen zu finden. Da sie aber u.a. zumindest eine weitere meteorologische Datenreihe benötigen (Temperatur), wurde auf ihren Einsatz im Rahmen dieser Untersuchung verzichtet, zumal das o.g. fehlende Ereignis von seiner Absolutgröße her deutlich unter HQ_1 lag.

Als schwerwiegender wird dagegen das Problem der ungleichen *Niederschlagsverteilung in räumlicher Hinsicht* angesehen, die im dritten Fall eine Rolle spielte. Die für den Pegel Wasserliesch maßgebende Niederschlagsreihe wurde als Gebietsmittel aus drei Stationen für das 37,5 km^2 große Einzugsgebiet gebildet. Deren am 5. Juni 1979 aufgetretenes höchstes Abflußereignis wurde aber offensichtlich von einem örtlich sehr konzentrierten Starkregen bewirkt (eine Station wies 18 mm/d auf, die restlichen i.M. nur rund 3,5 mm). Zwar hätte die eine Station für sich allein die hier zur Diskussion stehenden Grenzkriterien erfüllt, doch wurde durch die flächengewichtete Mittelung aller drei Meßstationen der sich ergebende Gebietsniederschlag so geringfügig, daß das Ereignis nicht zur Auswahl kam. Problemen dieser Art läßt sich vermutlich nur durch Radarmessungen begegnen.

Abschließend bleibt aber noch anzumerken, daß in allen drei Fällen das jeweils nur relativ geringfügig kleinere, zweithöchste Jahresereignis durch die genannten Kriterien automatisch Berücksichtigung fand.

II. Kanalnetze:

Die Kontrolle der Auswahlkriterien im Hinblick auf die Kanalnetzabflüsse erfolgte anhand einer Kontinuumssimulation. Dazu wurden einerseits die drei in Kap. 3.4 (zur Simulation von Mischwasserüberläufen aus RÜB) als repräsentativ angesehenen

Netze Frankfurt-Lettigkautweg A, Hameln-Tündern und Q05 ausgewählt. Da es sich hierbei um relativ große Kanalnetze handelt, wurde ferner das Netz Birkenfeld-Dambach mit hinzugezogen. Es weist mit 4 Minuten die kürzeste Fließzeit aller zur Verfügung stehenden Netze auf. Diese insgesamt vier Kanalisationsnetze wurden dann mit allen zehn in Tab. 3-6 dargestellten N-Reihen belastet. Entsprechend dem Gesamtumfang dieser 10 Reihen ergaben sich pro Netz rund 200 Jahreshöchstabflüsse, deren zugehörige Niederschlagsereignisse fast vollständig über die genannten Grenzkriterien erfaßt wurden. Es ergaben sich nur zwei Ausnahmen beim Netz Dambach und jeweils eine Ausnahme bei den übrigen Netzen. Auch hier gilt wieder, daß dann das jeweils nur unwesentlich kleinere, zweithöchste Jahresereignis berücksichtigt wurde.

Damit erwiesen sich die gewählten Auswahlkriterien für eine Seriensimulation insgesamt als geeignet, wodurch sich diese als echte Alternative zur meist aufwendigeren Kontinuumssimulation anbietet, sofern es um Hochwasserfragen in Verbindung mit kanalisierten und natürlichen Flächen geht.

5. UNTERSUCHUNG GEEIGNETER ABFLUSSBILDUNGSANSÄTZE FÜR DIE SERIENSIMULATION

5.1 Allgemeines

In dieser Teiluntersuchung geht es um die Überprüfung und eventuelle Verbesserung von gängigen Abflußbildungsansätzen für durchlässige Flächen im Hinblick auf ihre Eignung für die Langzeit-Seriensimulation. Dies erfolgt durch Vergleich von *gemessenen Abflußdaten* aus kleinen, überwiegend natürlichen Einzugsgebieten und *berechneten Abflußdaten*, welche mittels entsprechender N-A-Modelle erzeugt wurden.

Die herkömmliche Modellierung mit einzelnen, synthetischen Belastungsniederschlägen definierter Auftrittswahrscheinlichkeit (i.d.R. aus Starkregenstatistiken gewonnen) erfordert u.a. die Annahme, daß das statistische Wiederkehrintervall des resultierenden Abflusses gleich demjenigen des verursachenden Niederschlags sei. Dies läßt in der Natur unterschiedlich mögliche Anfangsbedingungen (z.B. Bodenfeuchte) aufgrund der Ereignisvorgeschichte und der Jahreszeit außer acht. Ferner weisen solche synthetischen Belastungsniederschläge - zumindest abschnittsweise - einen konstanten Intensitätsverlauf auf (Block- oder Modellregen). Von dieser vereinfachenden Vorgehensweise unterscheidet sich die Langzeit-Seriensimulation vor allem in drei Punkten:

- Die Seriensimulation arbeitet mit dem tatsächlichen Verlauf einer vergleichsweise hohen Anzahl von natürlichen Niederschlagsereignissen, wodurch die auftretenden Intensitätsschwankungen sowie eventuelle Regenpausen berücksichtigt werden.

- Die Seriensimulation läßt aufgrund der vorhandenen Informationen zur Vorgeschichte jedes Einzelereignisses die individuelle Berücksichtigung der Anfangsbedingungen (z.B. Bodenfeuchte) des Systems zu.

- Die Seriensimulation muß neben den großen auch die mittleren und kleineren Hochwasserereignisse möglichst richtig erfassen, da erst mittels statistischer Analyse dieser berechneten Abflüsse auf die eigentlichen Bemessungsabflüsse geschlossen wird. Folglich werden i.d.R. alle Abflüsse ab dem kleinsten Jahreshöchstereignis an aufwärts maßgebend.

Für die Untersuchung wurden fünf Ansätze ausgewählt, über welche entweder allgemein relativ breite Anwendungserfahrungen vorliegen oder welche aufgrund ihrer Algorithmen und Eingangsparameter als besonders geeignet erschienen. Unter diesen Gesichtspunkten wurden die

- *Abflußbeiwertansätze* nach SCS-Zaiß, Lutz und Harms,

- der *Verlustratenansatz* nach Horton-Paulsen und

- das *Bodenfeuchtemodell* nach Ostrowski

ausgewählt. Die Ansätze sind einschließlich der vorgenommenen Modifikationen in Kap. 5.2 beschrieben.

Zur Überprüfung dieser Ansätze kamen die Daten der folgenden drei Pegel in Frage, da nur für ihre Einzugsgebiete Informationen über den Gebietsniederschlag vorlagen:

- Wasserliesch,

- Fechingen und

- Eisenschmitt.

Bei der eigentlichen Untersuchung wurde dann so vorgegangen, daß, wie bei der Aufstellung von N-A-Modellen üblich, in einem ersten Schritt die Modellparameter anhand von drei bis vier Ereignissen kalibriert wurden. Dies geschah zunächst für die Abflußkonzentration, welche mittels Speicherkaskadenmodellen (lineare Übertragungsfunktionen) nachgebildet wurde. Anschliessend wurden jeweils getrennt die Parameter für die o.g. fünf Abflußbildungsansätze angepaßt, mit welchen dann auch jeweils eine separate Seriensimulation durchgeführt wurde. Natürlich wurden dabei alle Abflußbildungsansätze mit der gleichen Übertragungsfunktion kombiniert.

Die so berechneten Abflüsse wurden dann wiederum einer statistischen Analyse unterzogen und den entsprechenden Werten der Hochwasserstatistik des jeweiligen Pegels gegenübergestellt. Anhand der Differenz beider Statistiken sowie unter Hinzuziehung der bei der Kalibrierung gewonnenen Erkenntnisse wurde die Güte der jeweiligen Ansätze dann letztlich beurteilt.

5.2 Beschreibung der untersuchten Ansätze

Die folgenden Angaben zu den untersuchten Ansätzen sind als Kurzbeschreibung zu verstehen und haben in erster Linie das Ziel, die tatsächlich verwendeten Algorithmen unter Berücksichtigung möglicher Vereinfachungen oder eigener Modifikationen wiederzugeben. Sie erheben nicht den Anspruch, die physikalischen Hintergründe und Zusammenhänge in allen Einzelheiten zu beschreiben. Hierzu wird auf die jeweils angegebene Originalliteratur verwiesen.

5.2.1 Erweitertes SCS-Verfahren nach Zaiß [Zaiß/89], [IHH/89]

Hierbei handelt es sich um das auch in Deutschland weit verbreitete Verfahren des U.S. Soil Conservation Service (siehe z.B. [DVWK 112]), welches von Zaiß in wesentlichen Punkten modifiziert wurde:

1. Einführung eines verbesserten Ansatzes für die Vorgeschichtsabhängigkeit;

2. Verwendung eines pro Zeitintervall jeweils mit der akkumulierten Niederschlagssumme ermittelten variablen Abflußbeiwertes, der nur noch im Mittel über das Gesamtereignis mit dem klassischen, durchgehend konstant angesetzten Abflußbeiwert übereinstimmt;

3. Änderung des Verlustverhältnisses VV (= Anfangsverlust AV zu Bodenspeicher S) von 0,2 auf 0,05, da mit der ursprünglichen Festlegung i.d.R. unrealistisch große AV-Werte simuliert wurden (vgl. auch [DVWK/91]).

Zur Berücksichtigung der Vorgeschichte wird der 21-tägige Vorregenindex VN21 verwendet:

$$VN21 = \sum_{i=1}^{21} c^i \cdot h_{Nd,i} \qquad [mm] \qquad (5.1)$$

mit $h_{Nd,i}$ = Niederschlagshöhe des i-ten Vortages

c = Abminderungsfaktor

Der Einfluß der Jahreszeiten wird durch den Faktor c wiedergegeben, welcher in [IHH/89] vereinfachend wie folgt ermittelt wird:

$$c = 0{,}05 \cdot \sin \frac{2 \cdot \pi}{365} (i + 0{,}75) + 0{,}85 \qquad [-] \qquad (5.2)$$

mit i = lfd. Tag des Abflußjahres.

Der Wert c schwankt danach zwischen 0,8 und 0,9.

Ferner wird angenommen, daß die Bodenfeuchteklasse I den Boden im völlig trockenen Zustand (VN21 = 0) beschreibt. Hierzu gehört der CNI-Wert und der Anfangsverlust AV_0. Gemäß Original-SCS-Verfahren und dem Verlustverhältnis VV von 0,05 ergeben sich diese Werte (im metrischen System) zu

$$CNI = \frac{CNII}{2{,}334 - 0{,}01334 \cdot CNII} \qquad [-] \qquad (5.3)$$

$$AV_0 = \frac{1270}{CNI} - 12{,}7 \qquad [mm] \qquad (5.4)$$

Der Anfangsverlust AV wird als Funktion des Vorregenindex VN21 ausgedrückt, wobei der Wert AV_0 den Nullpunkt darstellt. Der Krümmungsparameter B1 der negativen e-Funktion ist i.d.R durch Eichung zu bestimmen:

$$AV = AV_0 \cdot e^{-VN21/B1} \qquad [mm] \qquad (5.5)$$

Hinweis: In [IHH/89] wird der Krümmungsparameter B1 vereinfachend zu

$$B1' = - \frac{100}{\ln (\frac{0,5}{AV_0})} \qquad [-] \qquad (5.6)$$

angenommen, d.h. es wird davon ausgegangen, daß bei VN21 = 100 mm der Anfangsverlust noch 0,5 mm beträgt. Die gleiche Vereinfachung wurde hier auch für das Modell HYSTEM und die *kanalisierten* Teilflächen des erweiterten Modells IHW übernommen (vgl. Kap. 3.2).

Die effektive Gesamtniederschlagshöhe ergibt sich mit dem gemäß Gleichung (5.5) ermittelten Anfangsverlust und VV = 0,05 zu

$$h_{Ne} = = \frac{(h_N - AV)^2}{h_N + S - AV} = \frac{(h_N - AV)^2}{h_N + 19 \cdot AV} \qquad [mm] \qquad (5.7)$$

Da über den im Originalverfahren verwendeten CNII-Wert allgemein große Erfahrungen vorliegen, ist es im praktischen Anwendungsfall interessant, hierzu einen Vergleich zu haben. Dazu kann der in Gl. (5.5) und (5.7) implizit enthaltene aktuelle CN-Wert wie folgt rückgerechnet werden:

$$CN = \frac{1270}{AV + 12,7} \qquad [-] \qquad (5.8)$$

Der zeitliche Verlauf des Effektivregens wird durch den variablen Abflußbeiwert ψ_i in Abhängigkeit der akkumulierten Niederschlagssumme SN_i bis zur Mitte des aktuellen Zeitintervalls i bestimmt:

$$\psi_i = 1 - (\frac{AV}{0,05 \cdot SN_i + 0,95 \cdot AV})^2 \qquad [-] \qquad (5.9)$$

Der entscheidende Parameter bleibt auch beim erweiterten SCS-Verfahren nach Zaiß der CNII-Wert, für den vielfältige Erfahrungen vorliegen. Als Eingangsgrößen kommen gegenüber dem Original-SCS-Verfahren lediglich die Jahreszeit und die Niederschlagshöhen der 21 Tage vor dem Ereignis hinzu.

Eigene Modifikationen:

1. Da es bei der Langzeit-Seriensimulation wenig praktikabel ist, zur Bestimmung des Vorregenindexes der Einzelereignisse den Rang i unter den Tagen des Abflußjahres zu berechnen, wurde der Faktor c statt nach Gleichung (5.2) mit guter Näherung nach folgender Beziehung ermittelt:

$$c = 0{,}796 \cdot e^{0{,}0047 \cdot WZ} \qquad [-] \qquad (5.10)$$

Die darin verwendete Wochenzahl WZ [-], welche den Einfluß der Jahreszeit wiedergeben soll, nimmt nach [Lutz/84] folgenden Wert an:

31.	Kalenderwoche:	WZ = 1
30./32.	"	WZ = 2
29./33.	"	WZ = 3
⋮		⋮
7./3.	"	WZ = 25
4.-6.	"	WZ = 26

Danach nimmt c den Wert 0,8 bei WZ = 1 und 0,9 bei WZ = 26 an.

2. Zur Berücksichtigung der Bodenregeneration während Regenpausen wird ein Zwischenverlust eingeführt, der das erhöhte Wasseraufnahmevermögen des Bodens bei erneut einsetzendem Niederschlag berücksichtigen soll. Da es sich hier nur um relativ kurze Pausen innerhalb der ausgewählten Ereignisse handelt, strebt vereinfachend die Höhe des Zwischenverlustes ZV mit zunehmender Dauer der Regenpause asymptotisch dem Wert des Anfangsverlustes AV zu:

$$ZV_i = AV - (AV - ZV_{i-1}) \cdot e^{-K_P \cdot Dt} \qquad [mm] \qquad (5.11)$$

mit K_P: Regenerationskonstante [1/h]
Dt: Simulationszeitschritt [h]
i: laufendes Intervall über Regenpause

und $ZV_{i=0} = 0$

Der Funktionsverlauf ist Abb. 5-1 zu entnehmen. Somit verbleibt als einziger zu kalibrierender Parameter die Regenerationskonstante K_P, welche die Krümmung der negativen e-Funktion bestimmt.

Die Größenordnung von K_P liegt gemäß den Eichrechnungen in Kap 5.3 zwischen 0,01 und 0,1/h. Die Werte sind im Zusammenhang mit dem jeweiligen Wert von AV zu sehen.

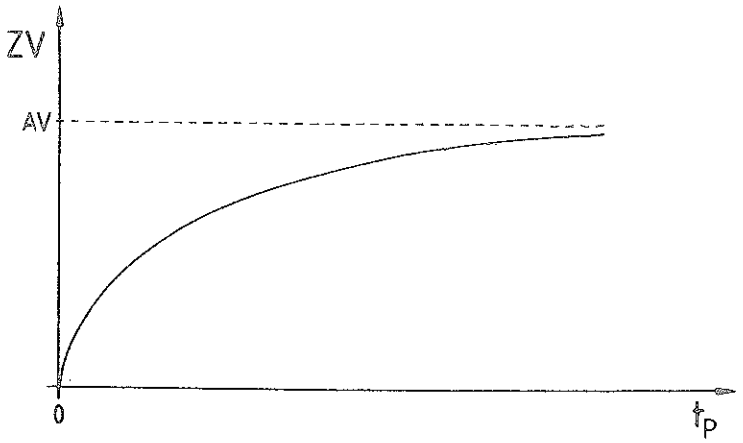


Abb. 5-1: Aufbau des Zwischenverlustes ZV in Regenpausen (t_P)

5.2.2 Verfahren nach Lutz [Lutz/84]

Auch hierbei handelt es sich um einen Abflußbeiwert-Ansatz, der ebenfalls teilweise auf dem SCS-Verfahren aufbaut. Die im folgenden vorgenommenen Vereinfachungen beruhen auf Empfehlungen aus [LfU/89].

Lutz teilt das Einzugsgebiet grundsätzlich in durchlässige (Index d) und undurchlässige (Index u) Flächen auf, deren Effektivniederschläge summiert werden:

$$h_{Ne} = h_{Ne,d} + h_{Ne,u} \quad [mm] \qquad (5.12)$$

Für die *undurchlässigen* (versiegelten) Flächenanteile ermittelt sich h_{Ne} wie folgt:

$$h_{Ne,u} = (h_N - AV_u) \cdot \psi_u \cdot BEF \quad [mm] \qquad (5.13)$$

Aufgrund ihres geringen Einflusses wurde hier die vereinfachte Form dieser Gleichung verwendet (AV_u = 1,0 mm; ψ_u = 1,0):

$$h_{Ne,u} = (h_N - 1,0) \cdot BEF \quad [mm] \qquad (5.14)$$

Der Befestigungsgrad BEF wurde gemäß o.g. Empfehlung einheitlich zu 30 % des Bebauungsgrades BEB angenommen, womit für die undurchlässigen Flächenanteile kein offener Parameter verblieb.

Hinweis: Es handelt sich hierbei nur um die verbleibenden undurchlässigen Anteile einer als "überwiegend natürlich" simulierten Teilfläche, welche nicht gesondert als kanalisierte Teilfläche erfaßt werden.

Der Effektivniederschlag der *durchlässigen* Flächenanteile berechnet sich nach:

$$h_{Ne,d} = ((h_N - AV_d) \cdot C_E + \frac{C_E}{a} (e^{-a(h_N-AV_d)} - 1)) \cdot (1-BEF) \quad [mm] \qquad (5.15)$$

mit

$$a = C_1 \cdot e^{-C_2/WZ} \cdot e^{-C_3/q_B} \cdot e^{-C_4/D} \quad [-] \qquad (5.16)$$

Auch hierfür wurde die vereinfachte Form gemäß [LfU/89] gewählt:

$$a = C_1 \cdot e^{-C_3/WZ} \cdot e^{-2/q_B} \quad [-] \qquad (5.17)$$

Somit verbleiben folgende offene Parameter:

1. Der Endabflußbeiwert C_E [-], der nach Lutz aus dem CNII-Wert des SCS-Verfahrens bei h_N = 250 mm und VV = 0,2 berechnet werden kann.

2. Der Anfangsverlust AV_d [mm], der sich hier in Abhängigkeit von Bodentyp (gemäß SCS-Verfahren) und Flächennutzung bestimmt. Er beträgt beispielsweise für Bodentyp C zwischen 2,0 für landwirtschaftliche und 3,0 für bewaldete Flächen.

3. Der (wichtigste) Eichparameter C_1 [-], welcher zwischen 0,02 und 0,05 angegeben wird.

4. Der zweite Eichparameter C_2 [-], der zwischen 2,0 (Nadelwald, Weideland, Wiesen) und 4,62 (intensive Landwirtschaft, Laubwald) schwankt.

Weitere Eingangsgrößen sind:

- Die Wochenzahl WZ und

- die Basisabflußspende q_B [l/(s·km²)]. Für die Hochwassersynthese wird allgemein die Verwendung der Mittelwasserabfluß-spende Mq empfohlen.

Eigene Modifikationen:

1. Da das Verfahren nach Lutz bei der Synthese den Nachteil hat, keinen direkten Vorgeschichtsbezug aufweisen zu können, wurde gesondert untersucht, ob eine allgemeingültige Beziehung zwischen dem Basisabfluß und dem Vorregenindex o.ä. herstellbar sei. Dabei wurden die niedrigsten Tagesabflüsse eines Monats mit der 5-Tage-Vorregensumme, dem 20-Tage-Vorregenindex gemäß Gl. (5.20), dem 21-Tage-Vorregenindex gemäß Gl. (5.1) und dem 50-Tage-Vor-

regenindex zu korrelieren versucht, ohne ein befriedigendes Ergebnis zu erzielen (max $r < 0,6$; in den meisten Fällen $r < 0,5$). Von daher wurde folgendes Vorgehen gewählt:

- In der Kalibrierungsphase wurde der aktuelle q_B-Wert zu Ereignisbeginn verwendet.

- Die Langzeitsimulation wurde einmal mit Mq durchgeführt und zusätzlich mit dem q_B-Wert, der sich aus einer Regressionsbeziehung mit VN20 aus den jeweiligen Eichereignissen ergab (Näheres siehe in Kap. 5.4).

2. Es wurde ein variabler Abflußbeiwert gemäß Kap. 5.2.1 eingeführt, wobei hier jedoch nicht auf die integrale Form gemäß Gl. (5.9) zurückgegriffen werden konnte (sie gilt nur für den Zaiß-Ansatz), sondern die allgemeingültige Differenzenform verwendet werden mußte.

   Für die *durchlässigen* Flächenanteile des Ansatzes nach Lutz ergibt sich danach

$$SN_{e,i} = (SN_i - AV) \cdot C_E + \frac{C_E}{a} \left(e^{-a(SN_i - AV)} - 1\right) \quad [mm] \qquad (5.15a)$$

   mit

   $SN_{e,i}$: Aufsummierter (akkumulierter) Effektivniederschlag bis zum Ende des aktuellen Zeitintervalls i

   SN_i: Akkumulierte Niederschlagssumme bis zum Ende des betrachteten Zeitintervalls

   Für das aktuelle Zeitintervall i ergibt sich der gesuchte Effektivniederschlag $h_{Ne,i}$ damit zu

$$h_{Ne,i} = SN_{e,i} - SN_{e,i-1} \quad [mm] \qquad (5.18)$$

   Der variable Abflußbeiwert ψ_i ist in diesem Gleichungssystem implizit enthalten und beträgt im aktuellen Zeitintervall

$$\psi_i = \frac{h_{Ne,i}}{h_{N,i}} \quad [mm] \qquad (5.19)$$

   mit

   $h_{N,i}$: Niederschlagshöhe im aktuellen Zeitintervall

3. Nach Regenpausen wurden Zwischenverluste ZV_i gemäß Gl. (5.11) angenommen.

5.2.3 Verfahren nach Harms [Harms/84]

Dieser Abflußbeiwert-Ansatz ist zwar weniger weit verbreitet als die zwei zuvor genannten Verfahren, dennoch wurde er aufgrund seines Vorgeschichtsbezuges und seiner speziellen Konzipierung für teilbebaute Einzugsgebiete in die Untersuchung mit einbezogen. Sein Nachteil liegt allerdings darin, daß in die Eingangsparameter keine Bodenkennwerte eingehen und sich seine Anwendung somit i.d.R. auf Fälle mit Kalibriermöglichkeiten an gemessenen Ereignissen beschränken muß.

Die Ereignisvorgeschichte wird mit dem 20-tägigen Vorregenindex VN20 erfaßt:

$$VN20 = \sum_{i=1}^{20} h_{Nd,i} \cdot 0,86^{i} \qquad [mm] \qquad (5.20)$$

mit $h_{Nd,i}$: Niederschlagshöhe des i-ten Vortages

Der Einfluß der Jahreszeit wird auch hier mit der Wochenzahl WZ [-] berücksichtigt. Mit den weiteren Eingangsgrößen Waldanteil W [-] und Bebauungsgrad BEB [-] werden zunächst diverse Zwischengrößen sowie der Anfangsverlust AV [mm] bestimmt:

$$WZ^{*} = WZ + (26 - WZ) \cdot (h_N/250) \qquad [-] \qquad (5.21)$$

$$WZ_E = WZ^{*} + BEB \cdot (26 - WZ^{*}) \qquad [-] \qquad (5.22)$$

$$VN20^{*} = VN20 + (100 - VN20) \cdot (h_N/250) \qquad [mm] \qquad (5.23)$$

$$VN20_E = VN20^{*} + BEB \cdot (100 - VN20^{*}) \qquad [mm] \qquad (5.24)$$

$$f(WZ_E) = 0,064 + 0,036 \cdot WZ_E \qquad [-] \qquad (5.25)$$

$$f(VN20_E) = 0,1 + 0,009 \cdot VN20_E \qquad [-] \qquad (5.26)$$

$$AV = 6 + 2 \cdot (W - BEB) - 5 \cdot f(WZ_E) \cdot f(VN20_E) \geq 3$$

für BEB $\leq$ 10 % bzw.

$$AV = 6 - 2 \cdot BEB - 3 \cdot f(WZ_E) \cdot f(VN20_E)$$

für BEB > 10 %

[mm] (5.27)

Es wird angenommen, daß der Endabflußbeiwert ψ_E bei durchlässigen Flächen ab einer Niederschlagshöhe von h_N = 250 mm zu 100 % erreicht ist:

$$\psi_E = 0,7 + 0,3\ (h_N/250) + BEB \cdot (0,3 - 0,3\ (h_N/250))$$

[-] (5.28)

Die Effektiv-Niederschlagshöhe h_{Ne} errechnet sich dann nach:

$$h_{Ne} = (h_N - AV) \cdot \psi_E - \frac{\psi_E}{a}\ (1 - e^{-a\,(h_N - AV)})$$

[mm] (5.29)

mit

$$a = P1\ ((f(WZ_E) \cdot f(VN20_E))^{1/3}\ /h_N + 0,00012 \cdot h_N$$

[-] (5.30)

Bei P1 handelt es sich um den entscheidenden Eichparameter, der nach Harms in der Größenordnung von 1,0 liegt.

Eigene Modifikationen:

1. Variabler Abflußbeiwert analog Kap. 5.2.2, wobei Gl. (5.15a) hier durch folgende Gleichung zu ersetzen ist:

$$SN_{e,i} = (SN_i - AV) \cdot \psi_E - \frac{\psi_E}{a}\ (1 - e^{-a(SN_i - AV)})$$

[mm] (5.29a)

2. Zwischenverluste ZV_i in Regenpausen gemäß Gl. (5.11)

5.2.4 Erweitertes Horton-Verfahren nach Paulsen [Paulsen/87]

Hierbei handelt es sich um den klassischen Verlustraten-Ansatz nach Horton, der von Paulsen in wesentlichen Punkten erweitert wurde und in dieser Form u.a. in dem Modell KOSIM [ITWH/90] für die durchlässigen Flächenanteile enthalten ist:

1. Berechnung der kummulierten Infiltration pro Zeitintervall, ausgehend von der aktuellen Infiltrationskapazität zu Intervallbeginn.

2. Einführung der Bodenregeneration während Regenpausen sowie in Phasen, in denen die Niederschlagsintensität unterhalb der Infiltrationskapazität liegt.

3. Fortlaufende Bilanzierung eines Muldenverlustes, wobei sich, anders als beim reinen Anfangsverlust, die Mulden durch Bodeninfiltration auch entleeren können.

Bei der Modellierung sind drei grundlegende Fälle zu unterscheiden:

I. Fall: Regenphase, Niederschlagsintensität ≥ Infiltrationskapazität und freie Muldenkapazität

Die aktuelle Infiltrationsintensität f_i am Intervallende berechnet sich rekursiv aus dem Wert f_{i-1} zu Intervallbeginn:

$$f_i = f_E + (f_{i-1} - f_E) \cdot e^{-KRUE \cdot Dt} \quad [mm/h] \quad (5.31)$$

mit

f_E: Endinfiltrationsrate bei $t = \infty$
KRUE: Rückgangskonstante für die Regenphase [1/h]
Dt: Simulationszeitschritt [h]

Die kummulierte Infiltration F_i für Dt ergibt sich zu

$$F_i = f_E \cdot Dt + (f_{i-1} - f_E) \cdot (1 - e^{-KRUE \cdot Dt})/KRUE \quad [mm] \quad (5.32)$$

Nur in diesem I. Fall kann Oberflächenabfluß auftreten:

$$h_{Ne,i} = (h_{Ni} - F_i - (VMD - VM_{i-1})) \cdot \max \psi \quad [mm] \quad (5.33)$$

mit VMD: maximales Muldenvolumen [mm]
VM_i: aktueller Muldeninhalt
$\max \psi$: Abflußbeiwert (konstant)

Hinweis: Die Abflußbegrenzung durch $\max \psi$ wurde für durchlässige Flächenanteile von kanalisierten Gebieten eingeführt, um berücksichtigen zu können, daß nur ein Teil dieser Flächen auch tatsächlich in das Kanalnetz entwässert. Beispielsweise wird im Modell KOSIM daher dieser Wert standardmäßig nur mit 0,3 angesetzt. Da für Flußgebiete jedoch davon ausgegangen werden kann, daß nahezu der gesamte oberirdische Abfluß den Pegel passiert, wird im Rahmen dieser Untersuchung $\max \psi = 1,0$ verwendet.

II. Fall: Trockenphase; Mulden leer

Die Bodenregeneration wird durch Wiederanstieg der Infiltrationskapazität beschrieben:

$$f_i = f_O - (f_O - f_{i-1}) \cdot e^{-KREN \cdot Dt} \quad [mm/h] \quad (5.34)$$

mit f_o: Anfangs-Infiltrationskapazität bei lufttrockenem Boden
KREN: Regenerationskonstante [1/h]

III. Fall: Regenphase; Niederschlagsintensität < Infiltrationskapazität

Zunächst wird die freie Muldenkapazität ($VMD-VM_{i-1}$) aufgefüllt. Verbleibt danach immer noch Niederschlag, so wird das Intervall in zwei Abschnitte aufgeteilt:

- Im ersten Abschnitt wird der verbleibende Niederschlag des Gesamtintervalls zusammengezogen. Die Abschnittslänge ($x \cdot Dt$) wird unter der Vorgabe aus Gl. (5.32) so berechnet, daß gerade die Infiltrationskapazität ausgeschöpft ist. Die kummulierte Infiltration wird dabei gemäß

$$F_i = h_{Ni} - (VMD - VM_{i-1}) \qquad (5.35)$$

bestimmt.

- Im verbleibenden Abschnitt ($Dt \cdot (1-x)$) wird Regeneration der Infiltrationskapazität nach Gl. (5.34) angenommen.

Der Ansatz erfordert die Festlegung von fünf Parametern:

- Die Infiltrationskapazitäten f_o und f_E sowie die Rückgangskonstante KRUE werden in Abhängigkeit der Bodenarten angegeben.
- Die Regenerationskonstante KREN wird zu KRUE/6 bis KRUE/8 empfohlen.
- Das maximale Muldenvolumen VMD wird in Abhängigkeit vom Geländegefälle angegeben.

Außer in der Originalliteratur finden sich Angaben über die Größenordnung der genannten Parameter in: [ATV/86], [ITWH/90] und [Sieker/88].

Eigene Modifikationen:

1. Ein besonderes Problem bei der Seriensimulation stellt die jeweilige Festlegung der Anfangsinfiltrationskapazität f(t=o) zu Ereignisbeginn dar, welche i.d.R. nicht identisch mit f_o bei lufttrockenem Boden ist. Dazu wird ein weiterer Eichparameter CF [1/mm] eingeführt, der den Startwert von f_i aus dem Vorregenindex VN21 gemäß Gl. (5.1) berechnet:

$$f(t=o) = f_E + (f_o - f_E) \cdot e^{-CF \cdot VN21} \quad [mm/h] \quad (5.36)$$

Der Funktionsverlauf ist in Abb. 5-2 dargestellt.

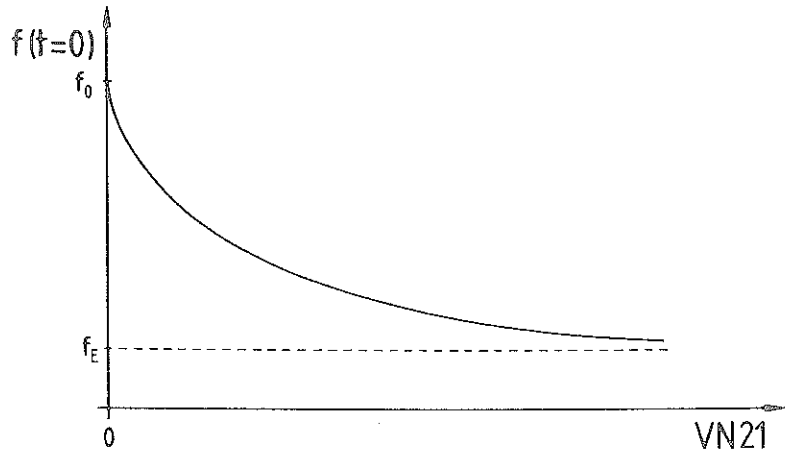


Abb. 5-2: Abhängigkeit der Anfangsinfiltrationskapazität f(t=0) vom Vorregenindex VN21

2. Mit dem gleichen Eichparameter wird auch vereinfachend die weniger bedeutende Anfangsfüllung des Muldenspeichers beschrieben:

$$VM(t=0) = (1-e^{-CF \cdot VN21}) \cdot VMD \quad [mm] \quad (5.37)$$

5.2.5 Vereinfachtes Bodenspeicher-Modell nach Ostrowski [Ostrowski/82]

Im Gegensatz zu den zuvor beschriebenen Verfahren handelt es sich hierbei um ein echtes Bodenspeicher-Modell, wie es auch in Kontinuumsmodellen für Flußgebiete verwendet wird. Die hier im Hinblick auf die Seriensimulation vorgenommenen Vereinfachungen beruhen weitgehend auf Empfehlungen aus [Ostrowski et al/84].

Der Modellansatz besteht im wesentlichen aus:

1. einem Einzelspeicher, der die Interzeption durch die Vegetationsdecke darstellt und durch (potentielle) Verdunstung entleert wird,

2. einem linearen Bodenfeuchtemodell, welches die Vorgänge in der oberen durchwurzelten Bodenzone hinsichtlich Verdunstung, Infiltration und Perkolation bilanziert.

Die Ansätze zur Interzeption und Verdunstung sind zusammenhängend am Kapitelende unter den Modifikationen beschrieben.

Der Wassergehalt BF(t) der oberen durchwurzelten Bodenzone wird über den Infiltrationsterm INFA(t) (Zusickerung bei Regen), über den Perkolationsterm PERK(t) (Weitersickerung zum Grundwasser) und den Evapotranspirationsterm EA(t) (Verdunstung) bilanziert. Die zugehörige Kontinuitätsgleichung lautet in der allgemeinen Form:

$$\frac{dBF}{dt} = INFA(t) - PERK(t) - EA(t) \qquad [mm/h] \qquad (5.38)$$

Der Bodenspeicher wird dazu in zwei Feuchtebereiche eingeteilt, deren Grenzen die Bodenkennwerte Welkepunkt, Feldkapazität (FK) und Sättigung bilden. Die Bodenfeuchte BF wird beim Welkepunkt zu Null gesetzt, womit FK die nutzbare Feldkapazität darstellt. Zur Bilanzierung werden relative, d.h. auf die maximale Bodenspeicherkapazität BFMAX bezogene Werte verwendet:

$$BFR = BF/BFMAX \qquad [-] \qquad (5.39)$$

und

$$FKR = FK/BFMAX \qquad [-] \qquad (5.40)$$

Damit ergibt sich im aktuellen Zeitintervall für die einzelnen Bodenfeuchtebereiche und für die um die Interzeptionsverluste reduzierte Niederschlagsintensität NR_i [mm/h] das folgende Gleichungssystem:

Aus der potentiellen Infiltrationsrate

$$INFP_i = CIN\ (1 - BFR_i) \qquad [mm/h] \qquad (5.41)$$

ergibt sich die aktuelle Infiltrationrate in [mm/h] zu

$$INFA_i = INFP_i \quad \text{für} \quad NR_i > INFP_i$$

bzw.

$$INFA_i = NR_i \quad \text{für} \quad NR_i \leq INFP_i \qquad (5.42)$$

mit CIN: hydraulische Leitfähigkeit der Erdoberfläche [mm/h]

Die aktuelle Perkolation in [mm/h] ist

$$PERK_i = CEX\ (BFR_i - FKR) \quad \text{für} \quad BFR_i > FKR$$

bzw.

$$PERK_i = 0 \qquad \text{für } BFR_i \leq FKR \qquad (5.43)$$

mit CEX: hydraulische Leitfähigkeit an der Unterseite der durchwurzelten Zone [mm/h]

Die aktuelle Verdunstung EA_i in [mm/h] ist

$$EA_i = F \cdot EPR_i \cdot BFR_i/FKR \qquad \text{für } BFR_i \leq FKR$$

bzw.

$$EA_i = F \cdot EPR_i \qquad \text{für } BFR_i > FKR \qquad (5.44)$$

mit

F: vegetationsabhängiger Beiwert [-]
EPR_i: potentielle Evapotranspiration nach Abzug der Interzeptionsverdunstung [mm/h]

Setzt man gemäß [Ostrowski et al/84] vereinfachend den für Hochwasseruntersuchungen wenig bedeutsamen empirischen Beiwert F (der nach Ostrowski zwischen 0,7 und 1,1 schwankt) zu 1.0, so verbleiben 4 Parameter, welche näherungsweise bodenphysikalische Kenngrößen darstellen. Zu ihrer Ermittlung kann beispielsweise [DVWK 115] in Verbindung mit Bodenkarten herangezogen werden. Eine Abschätzung von CIN und CEX ist auch anhand der Parameter des Horton-Verfahrens aus Kap. 5.2.4 möglich.

Der Parameter CIN entspricht dabei vereinfachend der potentiellen Infiltration bei lufttrockenem Boden:

$$f_o = CIN\ (1 - BFR_o) = CIN \qquad [mm/h] \qquad (5.45)$$

Sinngemäß ergibt sich für die Endinfiltrationsrate bei Sättigung:

$$f_E = CEX\ (1 - FKR) \qquad [mm/h] \qquad (5.46)$$

Eigene Modifikationen:

1. Da der Ansatz hier zur Seriensimulation verwendet wird, stellt sich ähnlich wie beim Horton-Ansatz das Problem, die Anfangsfeuchte BF(t=o) individuell für jedes Einzelereignis festzulegen. Dies erfolgt ebenfalls vereinfachend über den Vorregenindex VN21 gemäß Gl. (5.1):

$$BFR(t=0) = 1 - e^{-CBF \cdot VN21} \qquad [-] \qquad (5.47)$$

mit CBF: Eichparameter [1/mm]

Der Gleichungsverlauf ist qualitativ Abb. 5-3 zu entnehmen.

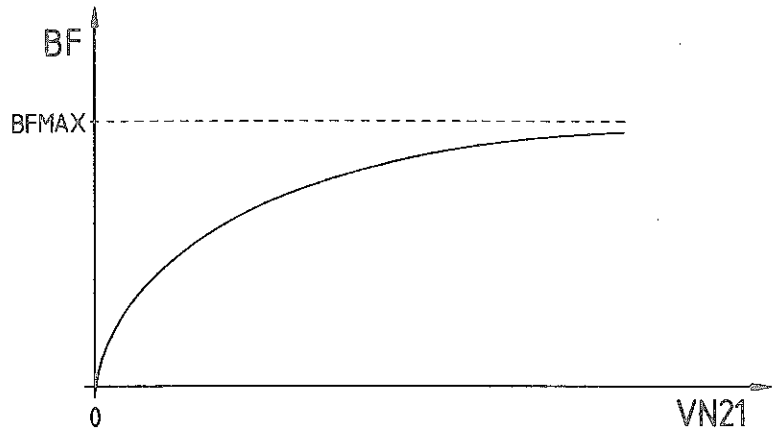


Abb. 5-3: Abhängigkeit der Anfangsbodenfeuchte BF(t=0) vom Vorregenindex VN21

2. Sinngemäß wird auch die weniger bedeutsame Anfangsfüllung des Interzeptionsspeichers bestimmt:

$$IZ(t=0) = (1 - e^{-CBF \cdot VN21}) \cdot IZMAX \qquad [mm] \qquad (5.48)$$

mit: IZMAX = Größe des Interzeptionsspeichers

Der aktuelle Speicherinhalt IZ_i wird dann wie im Originalmodell über einen einfachen Schwellwertansatz fortlaufend bilanziert, wobei der Überlauf als reduzierter Niederschlag NR_i den Bodenspeicher belastet. Die Entleerung erfolgt durch EP.

3. Da die potentielle Verdunstung EP bei der reinen Hochwassersimulation nur eine untergeordnete Rolle spielt, wurde sie für die Dauer des jeweiligen Ereignisses als konstant angesetzt und mit der zugehörigen Wochenzahl WZ aus der Beziehung

$$EP = (3{,}54 - 0{,}12 \cdot WZ) \cdot Dt/24 \qquad [mm/Dt] \qquad (5.49)$$

mit Dt: Simulationszeitschritt [h]

gewonnen. Hierdurch kann der in [Brandt/81] dargestellte mittlere Verdunstungsgang mit ausreichender Genauigkeit angenähert werden. Der Tageswert der Verdunstung schwankt danach zwischen 3,42 mm bei WZ = 1 (Ende Juli/Anfang August) und 0,42 mm bei WZ = 26 (Januar/Februar). Sein Verlauf ist in Abb. 5-4 dargestellt.

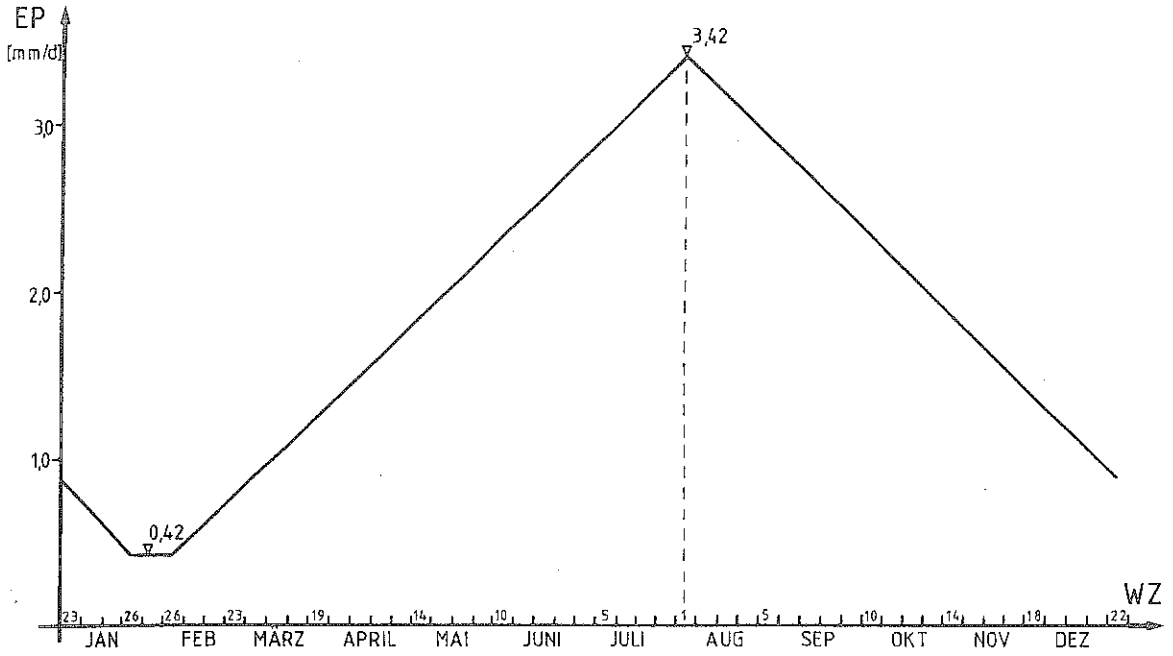


Abb. 5-4: Vereinfachter Verlauf der potentiellen Verdunstung EP in Abhängigkeit von der Wochenzahl WZ

5.3 Modellaufstellung

5.3.1 Einzugsgebiet Fechingen

Diesem Fallbeispiel kommt aufgrund der vergleichsweise umfangreichen Datenreihe (28 Jahre) sowie des - als separate Teilfläche zu berücksichtigenden - unmittelbar oberhalb des Pegels gelegenen gleichnamigen Siedlungsgebietes (vgl. Anlagen A-2 und A-6) eine besondere Bedeutung bei dieser Teiluntersuchung zu.

Ein Nachteil besteht darin, daß sich der verwendete "Gebietsniederschlag" - mangels Alternativen - allein auf die zentral gelegene Station des Flughafens Saarbrücken-Ensheim bezieht. Immerhin konnten die Daten jedoch durch einen Abgleich auf den zugehörigen Regenmesser abgesichert werden.

Gemäß Abb. 5-5 besteht das N-A-Modell, neben der Teilfläche für das als "überwiegend natürlich" simulierte Gebiet (FN), auch aus einer zusätzlichen Teilfläche (FK), um das bereits angesprochene, unmittelbar oberhalb des Pegels gelegene Siedlungsgebiet Fechingen zu berücksichtigen. Die Abflußkonzentrationsparameter (Übertragungsfunktion in Form der Speicherkaskade) für diese Fläche FK 1 sind aus Kap. 6 übernommen, wo sie für das größte und maßgebende Teilnetz Fechingen I ermittelt wurden.

Die übrigen im Gebiet vorhandenen Siedlungsflächen wurden aufgrund ihres größeren Abstands zum Pegel nicht mehr separat erfaßt, sondern sind in der Teilfläche FN 1 mit enthalten.

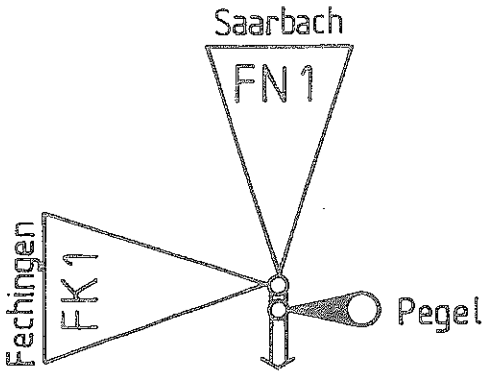


Abb. 5-5: Systemskizze für das Einzugsgebietsmodell des Pegels Fechingen

Die übrigen Flächen des Gebietes bestehen vorwiegend aus Ackerbauflächen, Obstwiesen und Laubwald (mit geringen Nadelwaldanteilen). Im Gebiet steht überwiegend Ton- und Mergelstein (Muschelkalk) aus dem Trias an, mit geringfügigen Bundsantsteinvorkommen im Nordwesten. Entsprechend herrschen steinige, lehmig-tonige Böden vor, mit einem kleinen Prozentsatz an lehmig-sandigen bis sandig-lehmigen (ebenfalls oft steinigen) Anteilen.

Die feststehenden - d.h. die im weiteren Untersuchungsverlauf nicht mehr variierten - Systemparameter für die zwei Teilflächen ergeben sich dann wie folgt:

FK 1: A_{EK} = 0,825 km² BEF = 33,2 %

(NG_M und CNII gemäß Tab. 3-4; Speicheranzahl n und Retentionskonstante K gemäß Tab. 6-1)

FN 1: A_{EO} = 47,9 km² BEB = 8,4 %

W = 23,4 %

Für die Teilfläche FN 1 werden die Abflußbildungs- und Abflußkonzentrationsparameter durch Kalibrierungsrechnungen festgelegt (in Kap. 5.4.1). Dazu werden hier zunächst anhand der Gebietsmerkmale in Verbindung mit Literaturangaben die Grenzen festgelegt, innerhalb welcher die einzelnen Abflußbildungsparameter dann zur Anpassung an die Eichereignisse variiert werden können.

1. SCS-Zaiß:

CNII = 70 bis 85;

B1 = Wert B1′ nach Gl. (5.6) ± 50 %
z.B.: CNII = 80
→ CNI = 63,2 (Gl. (5.3))
→ AV_O = 7,4 mm (Gl. (5.4))
→ B1′ = 37,1 (Gl. (5.6))
→ Variationsbereich von B1:
(0,5 bis 1,5) · 37,1 = 18,6 bis 55,7

max K_P = 0,1/h (aufgrund von Überschlagsrechnungen)

2. Lutz:

AV_d = 1,5 bis 3,0 mm; C_E = 0,6 bis 0,85;

C1 = 0,02 bis 0,05; C2 = 2,0 bis 4,62;

K_P wie bei SCS-Zaiß

3. Harms:

P1 = 0,1 bis 10; K_P wie bei SCS-Zaiß

4. Horton-Paulsen:

VMD = 3 bis 8 mm; f_O = 60 mm/h ± 20%

f_E = 1 bis 10 mm/h; KRUE = 2 bis 5 h

KREN = KRUE/6 bis KRUE/8;

CF = 0,01 bis 0,1/mm (aufgrund von Überschlagsrechnungen)

5. Ostrowski:

IZMAX	= 3 bis 8 mm	CIN	= 30 bis 80 mm/h
CEX	= 0 bis 20 mm/h	FKR	= 0,3 bis 0,7
BFMAX	= 80 bis 190 mm	CBF	= wie CF bei Horton

Betrachtet man beispielsweise die Wertebereiche der Anfangsverluste nach Lutz (AV_d) und Paulsen (VMD), so läßt sich feststellen, daß Abweichungen zwischen offensichtlich vergleichbaren Parametern verschiedener Ansätze nicht auszuschließen sind. Um eine *unabhängige* Beurteilung zu ermöglichen, wurde (sofern nicht anders erwähnt) hierauf jedoch absichtlich keine Rücksicht genommen.

5.3.2 Einzugsgebiet Eisenschmitt

Obwohl von der Größe her vergleichbar, unterscheidet sich dieses Gebiet von seiner sonstigen Charakteristik her ganz erheblich vom Fallbeispiel Fechingen.

Das in der Eifel gelegene Einzugsgebiet des Pegels Eisenschmitt ist zu über 70 Prozent mit Wald (vorwiegend Nadelwald) bedeckt, während der Bebauungsgrad nahezu vernachlässigbar ist (vgl. Anlage A-7). Die restlichen Anteile bestehen vorwiegend aus Grünflächen wie Wiesen und Weiden. Bezüglich der Geologie herrschen im engeren Quellgebiet der Salm (ca. 20 Prozent der Fläche) Tonschiefer des Unter- und Mitteldevons vor. Der übrige und damit größte Flächenanteil ist vom oberen und mittleren Buntsandstein geprägt. Vereinzelt treten auch Basalt und Tuffe auf. Im oberen Gebietsteil stehen entsprechend steinige, schluffig-lehmige Böden an, während ansonsten vorwiegend sandige bis lehmig-sandige (ebenfalls steinige) Böden zu finden sind.

Der verwendete Gebietsniederschlag wurde hier aus der 15-jährigen Reihe Eisenschmitt unter Hinzuziehung des Regenmessers Meisburg-Rackenbach gebildet, welcher aufgrund des Thiessenverfahrens ein Gewicht von 80 Prozent erhielt.

Das Einzugsgebietsmodell besteht aufgrund der o.g. Charakteristik lediglich aus einer überwiegend natürlichen Teilfläche (FN). Die feststehenden Modellparameter sind Tab. 3-1 zu entnehmen, während für die Kalibrierung der Abflußbildungsparameter (in Kap 5.4.1) aufgrund der genannten Gebietsmerkmale und von Literaturaussagen folgende Plausibilitätsgrenzen festgelegt wurden:

1. SCS-Zaiß: (wie Fechingen)

2. Lutz:

   AV_d = 2,0 bis 3,0 mm; C_E = 0,6 bis 0,8

   C1 = 0,02 bis 0,05; C2 = 2,0 (fest)

   K_P wie Fechingen

3. Harms: (wie Fechingen)

4. Horton-Paulsen:

   VMD = 4 bis 10 mm; f_0 = 60 mm/h ± 20 %

   f_E = 4 bis 15 mm/h;

   KRUE, KREN und CF wie Fechingen

5. Ostrowski:

IZMAX = 4 bis 10 mm; CIN = 50 bis 90 mm/h

CEX = 0 bis 40 mm/h; BFMAX = 80 bis 220 mm

FKR und CBF wie Fechingen

5.3.3 Einzugsgebiet Wasserliesch

Das dritte, südwestlich von Trier gelegene Untersuchungsgebiet ist mit 37,5 km² etwas kleiner als die beiden übrigen Gebiete.

Das langgestreckte Einzugsgebiet (vgl. Anlage A-8) weist einen relativ gleichmäßig verteilten Bebauungsgrad von knapp 3 Prozent und einen Waldanteil (vorwiegend Laub- und Mischwald) von rund 30 Prozent auf. Das übrige Gebiet besteht aus (Obst-)Wiesen, aus Ackerbauflächen (vorwiegend in den Hochlagen) sowie aus vereinzelten Weinbergen. Hinsichtlich der Geologie wird der östliche Gebietsteil (ca. 1/3 der Fläche) vom oberen und mittleren Buntsandstein (z.T. tonig) geprägt, während der größte Teil des Gebiets aus dem Muschelkalk (Kalk, Dolomit, Mergel) des Trias gebildet wird. Am westlichen Gebietsrand sind geringe Anteile des unteren Keupers mit z.T. größeren geologischen Störungen zu finden. Dementsprechend wird der Osten des Einzugsgebiets von lehmig-sandigen, oft stark steinigen Bodenarten geprägt, während im übrigen Teil lehmig-sandige bis sandig-lehmige Böden vorherrschen.

Die verwendeten Niederschlagshöhen wurden als Gebietsmittel aus den Stationen Wawern (Gewicht: 53 %), Saarburg (37 %) und Temmels (10 %) gebildet. Diese Gewichtsverteilung beruht grundsätzlich auf dem Thiessenverfahren, wobei jedoch der Einfluß der Station Temmels von den sich daraus ergebenden 19 % auf 10 % reduziert wurde, um der extremen (Luv-)Lage dieses Niederschlagsmessers am Fuße des Moseltals Rechnung zu tragen. Die verbleibenden 9 Prozent wurden den beiden übrigen Stationen im Verhältnis ihrer Ausgangsgewichte zugeschlagen.
Für den Intensitätsverlauf wurde einheitlich auf den des Schreibers Wawern zurückgegriffen.

Das zugehörige N-A-Modell besteht hier, wie im Falle Eisenschmitt, aus lediglich einer FN-Fläche. Deren feststehende Systemparameter sind ebenfalls Tab. 3-1 zu entnehmen. Für die Kalibrierung der Abflußbildungsparameter wurde von folgenden Plausibilitätsgrenzen ausgegangen:

1. SCS-Zaiß: (wie Fechingen)
2. Lutz: (wie Fechingen)
3. Harms: (wie Fechingen)

4. Horton-Paulsen:

f_E = 5 bis 15 mm/h (restliche Werte wie Fechingen)

5. Ostrowski:

CIN = 50 - 90 mm/h CEX = 0 - 40 mm/h

BFMAX = 100 - 180 mm (restliche Werte wie Fechingen)

5.4 Ergebnisse

5.4.1 Kalibrierungsphase

5.4.1.1 Ereignisauswahl und Abflußkonzentration

Hier geht es zunächst um die Festlegung der Eichereignisse und um die Anpassung der Übertragungsfunktion für die drei Einzugsgebiete. Die Anpassung der Abflußbildungsparameter für die einzelnen Ansätze wird im Anschluß daran gesondert behandelt.

Zur Kalibrierung wurden aus den jeweiligen Jahreshöchstereignissen (HQ) drei (bei den 15-jährigen Reihen) bzw. vier (bei der 28-jährigen Reihe Fechingen) Ereignisse unter folgenden Gesichtspunkten ausgewählt:

1. Ein Ereignis mußte in der Größenordnung des Maximalereignisses der Reihe liegen.

2. Ein weiteres Ereignis mußte einen Scheitelabfluß aufweisen, der deutlich *unter* MHQ der Reihe lag.

3. Es sollte ein mehrgipfliges Ereignis enthalten sein.

4. Sofern hierzu noch freie Auswahlmöglichkeiten verblieben, wurde angestrebt, daß die Eichereignisse

   - aus verschiedenen Abschnitten des Untersuchungszeitraumes resultierten,

   - aus verschiedenen Jahreszeiten stammten sowie

   - unterschiedliche Niederschlagshöhen und Vorregenindexwerte aufwiesen.

Für den Pegel Wasserliesch zeigte sich auch hier deutlich das bereits in Kap. 4.2 (Nachweis der Auswahlkriterien) angesprochene Problem des Gebietsniederschlags. Offensichtlich sind die Witterungsverläufe in diesem langgestreckten Einzugsgebiet, welches im Bergland des Mündungsdreiecks von Mosel- und Saartal gelegen ist, in räumlicher Hinsicht oft so variabel, daß selbst drei Niederschlagsstationen für knapp 38 km^2 an Fläche nicht ausreichend sind. Hieraus folgte, daß sich für die Kalibrierung nur

Pegel Fechingen					
Datum	-	05.12.65	15.10.81	26.05.83	08.07.87
h_N	mm	66,9	66,4	87,0	44,5
D	h	79,4	26,5	104,1	27,1
WZ	-	18	11	11	5
VN20	mm	30,1	39,4	22,3	8,9
VN21	mm	31,6	34,5	18,9	4,3
max I(10)	mm/h	8,58	22,68	4,50	47,4
max I(15)	mm/h	8,28	21,52	4,28	40,0
max I(60)	mm/h	6,16	16,56	3,97	31,7
ψ_M	-	0,300	0,443	0,369	0,115
max Q	m^3/s	20,5	42,4	12,6	7,7
Pegel Eisenschmitt					
Datum	-	03.11.77	24.11.84	31.03.86	-
h_N	mm	64,2	103,3	48,5	
D	h	60,3	117,1	61,6	-
WZ	-	14	17	19	
VN20	mm	13,8	6,8	42,8	
VN21	mm	13,3	6,9	44,5	-
max I(10)	mm/h	14,88	19,68	15,28	
max I(15)	mm/h	15,28	16,96	20,88	
max I(60)	mm/h	6,61	7,32	10,34	-
ψ_M	-	0,396	0,314	0,336	
max Q	m^3/s	13,3	7,4	9,9	-
Pegel Wasserliesch					
Datum	-	05.01.82	26.05.83	22.04.86	-
h_N	mm	38,1	61,9	31,1	
D	h	38,2	95,5	21,4	-
WZ	-	23	11	16	
VN20	mm	24,2	22,9	14,6	
VN21	mm	29,3	20,1	14,9	-
max I(10)	mm/h	10,38	4,50	14,88	
max I(15)	mm/h	9,96	3,80	12,44	
max I(60)	mm/h	4,54	2,89	6,74	-
ψ_M	-	0,381	0,318	0,161	
max Q	m^3/s	11,2	7,4	4,0	-

mit: max I(X) = max. N-Intensität über X Minuten
ψ_M = mittlerer Abflußbeiwert

Tab. 5-1: Übersicht über die verwendeten Eichereignisse

Ereignisse anboten, welche aus örtlich weniger variablen "Landregen" resultierten, während die konvektiven Starkniederschläge oftmals kaum noch plausible Zusammenhänge mit den Pegelaufzeichnungen zeigten. Diese Tatsachen wurden im weiteren Verlauf der Untersuchung bei der Bewertung der Ansätze berücksichtigt.

Alle für die Kalibrierung ausgewählten Ereignisse sind in Tab. 5-1 zu finden. Sie sind in graphischer Form auch in Abb. 5-6 bis 5-9 (Fechingen) sowie in Anlage A-10 (Eisenschmitt, Wasserliesch) dargestellt.

Zur Anpassung der Abflußkonzentrationsparameter wurde zunächst die Effektivniederschlagsganglinie aus dem gemessenen Direktabflußvolumen rückgerechnet. Während die Gesamtmenge des Effektivniederschlags durch dieses Volumen festgelegt war, erfolgte die zeitliche Verteilung einheitlich mittels des variablen (modifizierten) Abflußbeiwerts nach Harms. Dieser Ansatz wurde lediglich wegen seiner relativ einfachen Handhabung gewählt, da er hierfür allein mit dem Parameter P1 auskommt (K_P wurde zu diesem Zweck meist zu Null angenommen). Die Übertragungsfunktionen wurden dann durch Anpassung der damit berechneten Abflußganglinien an die entsprechenden Pegelwerte festgelegt. Die maßgebenden Abflußkonzentrationsparameter sind in Tab. 5-2 zu finden.

Pegel	α	n_1	n_2	K_1	K_2	max U	max t
-	-	-	-	h	h	1/h	h
Fechingen	0,8	4	4	1,5	6,0	0,120	4,7
Eisenschmitt	0,45	3	2	2,0	15,0	0,072	4,3
Wasserliesch	0,82	3	3	2,2	14,0	0,101	4,6

mit: α = Aufteilungsfaktor; n_1, n_2 = Speicheranzahl; K_1, K_2 = Retentionskonstanten; max U = Maximalwert der Übertragungsfunktion; max t = Auftrittszeitpunkt von max U

Tab. 5-2: Abflußkonzentrationsparameter (Doppelspeicherkaskade) für die drei Untersuchungsgebiete

Schwierigkeiten traten bei der Anpassung des größten (sowie zweitgrößten, dann aber nicht weiter verwendeten) Ereignisses für den Pegel Fechingen auf (vgl. Abb. 5-7). Bei beiden bewirkte die gewählte Übertragungsfunktion zu geringe Spitzen von im Mittel rund 30 Prozent, obwohl sie bei den übrigen Ereignissen zu einer guten Übereinstimmung mit den Meßdaten führte. Ob diese Abweichungen darauf zurückzuführen sind, daß Hochwasser ab einer bestimmten Größe auch zusätzliche, hier (mittels *linearer* Übertragungsfunktionen) nicht erfaßbare Effekte bewirkt oder ob die Abflußkurve des Pegels in diesem Bereich nicht ausreichend abgesichert ist, kann von dieser Stelle aus nicht beantwortet werden. Da im Rahmen dieser Untersuchung letztlich jedoch die kleineren und mittleren HQ-Ereignisse von größerem Interesse sind und auch Testrechnungen mit ereignisabhängigen Übertragungsfunk-

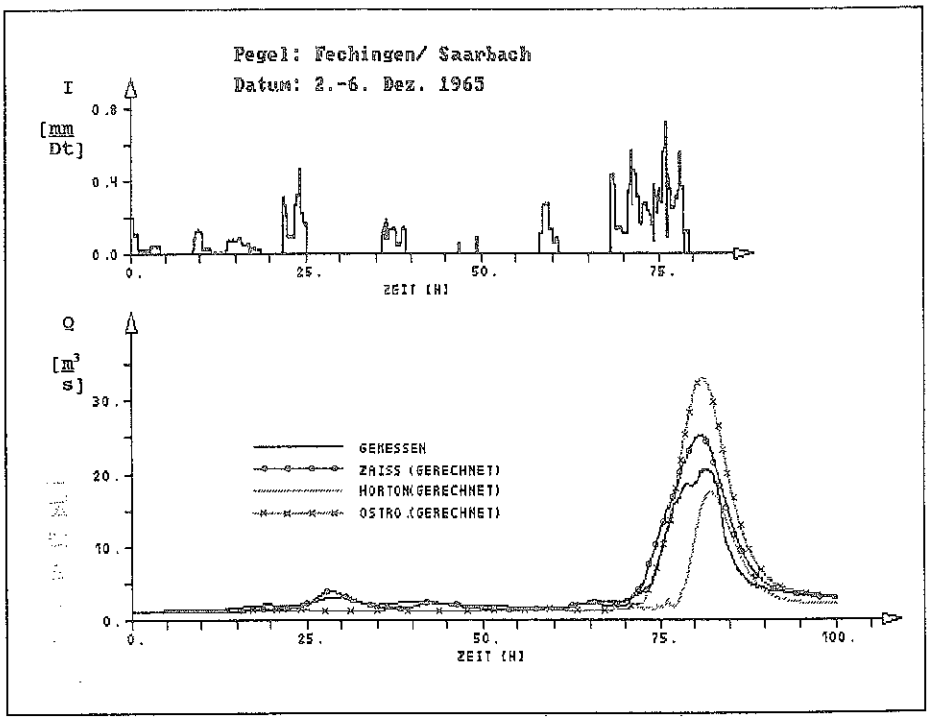


Abb. 5-6: Eichereignis Nr. 1 für den Pegel Fechingen (mit Abflußbildung nach Zaiß, Horton und Ostrowski)

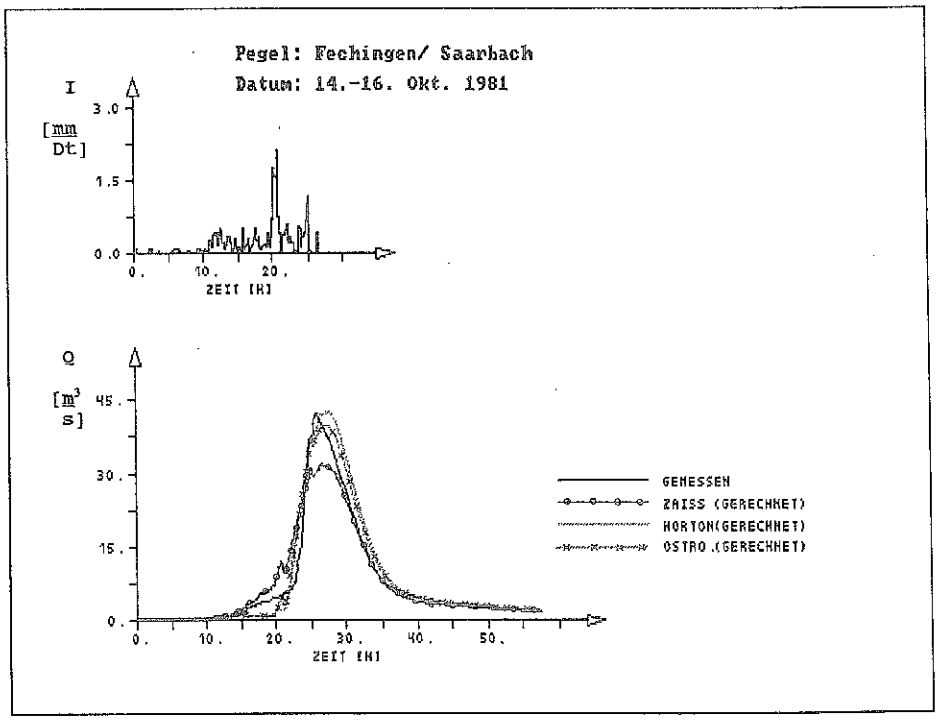


Abb. 5-7: Eichereignis Nr. 2 für den Pegel Fechingen (mit Abflußbildung nach Zaiß, Horton und Ostrowski)

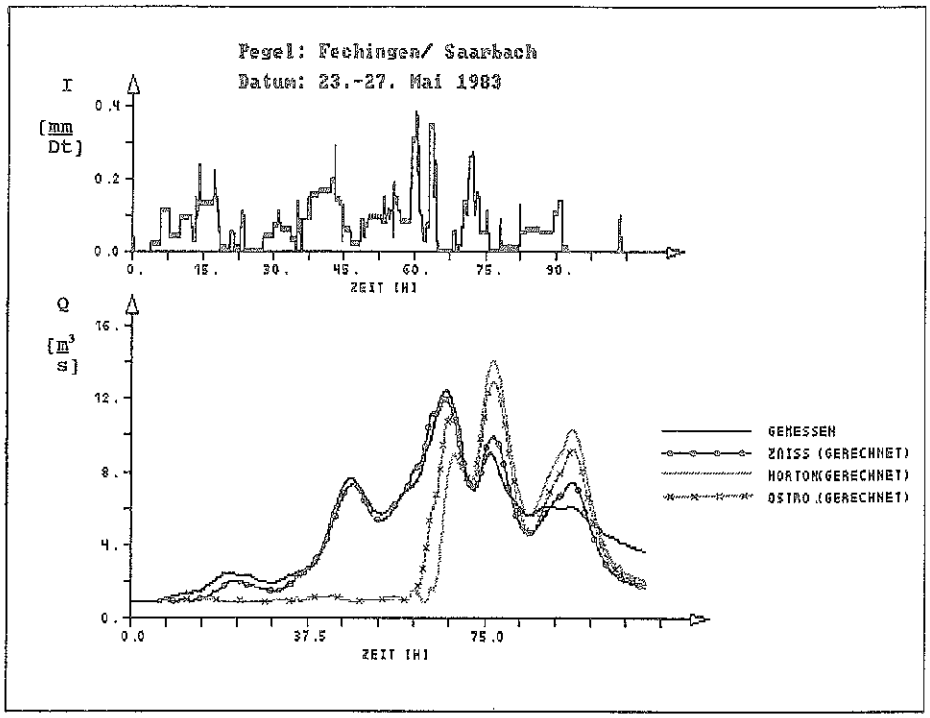


Abb. 5-8: Eichereignis Nr. 3 für den Pegel Fechingen (mit Abflußbildung nach Zaiß, Horton und Ostrowski)

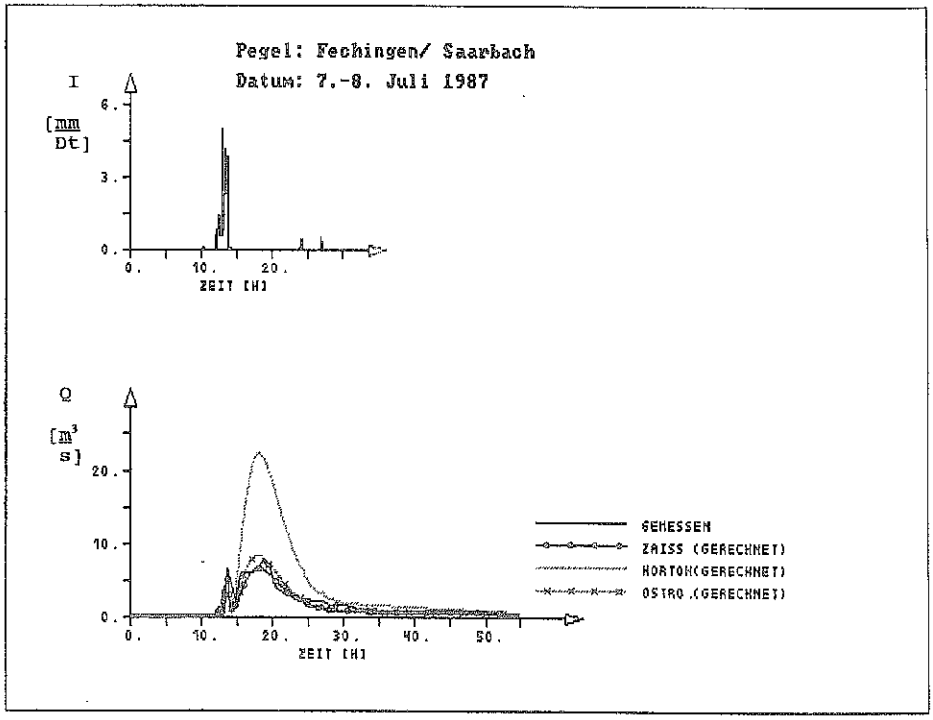


Abb. 5-9: Eichereignis Nr. 4 für den Pegel Fechingen (mit Abflußbildung nach Zaiß, Horton und Ostrowski)

tionen nach [Lutz/84] keine Verbesserungen brachten, wurde diese Abweichung in Kauf genommen. Bei den übrigen Ereignissen betrugen die Differenzen hinsichtlich der Spitze zwischen 1,6 und 11,7 Prozent nach oben und unten (auf die Meßdaten bezogen).

5.4.1.2 Abflußbildung

Für die im vorangegangenen Unterkapitel festgelegten Eichereignisse wurden hier die Parameter für die einzelnen Abflußbildungsansätze und Einzugsgebiete innerhalb der in Kap. 5.3 definierten Plausibilitätsbereiche nach dem üblichen "Trial and Error"-Verfahren mit dem Ziel variiert, daß

- die gerechneten Gesamtabflußbeiwerte ψ_R im Mittel mit den gemessenen Werten ψ_M übereinstimmten und
- die Summe der Beträge aus den relativen Abweichungen

$$\sum_{i=1}^{j} |\Delta\psi| = \sum_{i=1}^{j} \left|\frac{\psi_R - \psi_M}{\psi_M}\right| \qquad [-] \qquad (5.50)$$

(mit j: Anzahl der Eichereignisse)

minimiert wurde, falls mehrere Parametereinstellungen gefunden wurden, welche die erstgenannte Bedingung erfüllten.

Die Ergebnisse der Parameteranpassungen sind im Überblick Tab. 5-3 und 5-4 zu entnehmen. Dabei fällt zunächst auf, daß das erweiterte SCS-Verfahren nach Zaiß fast durchweg die geringsten prozentualen Abweichungen ($\Delta\psi$) von den Meßwerten erreichte. Dies gilt sowohl für die Maxima der Einzelabweichungen wie auch für die Summe von deren Beträgen. Beim Pegel Eisenschmitt erzielte der Ostrowski-Ansatz bessere Werte, schnitt aber im Falle Wasserliesch relativ schlecht ab. Auf die Besonderheiten dieses Pegels wurde bereits hingewiesen (Problem des Gebietsniederschlags).

Generell erwiesen sich die drei Abflußbeiwertansätze nach Zaiß, Lutz und Harms als wesentlich weniger sensitiv und weniger aufwendig bei der Kalibrierung als die beiden übrigen Methoden nach Horton und Ostrowski. Dies lag zum einen natürlich an der geringeren Anzahl der Parameter und damit auch der entsprechend geringen Anzahl ihrer möglichen Kombinationen. Zum anderen führten die Beiwertansätze schon bei Verwendung von Standardparametern zu Ergebnissen in der Größenordnung der Meßwerte. Dies gilt insbesondere für das SCS-Verfahren nach Zaiß.

Dagegen war es durchaus kein Einzelfall, daß die Ansätze nach Horton und Ostrowski mit aus der Literatur begründbaren Parametern (z.B. nach [ATV/86] und [DVWK 115]) bei *intensitätsschwachen* Ereignissen zu Effektivniederschlägen von Null oder nahe Null führten! Insbesondere der Ansatz nach Horton-Paulsen

Pegel/Ansatz	Fechingen	Eisenschmitt	Wasserliesch
SCS-Zaiß			
CNII [-]	70	79	70
B1 [-]	27	48	18
K_P [1/h]	0,1	0,01	0,1
Lutz			
AV [mm]	2,5	3,0	2,5
C_E [-]	0,75	0,7	0,75
C1 [-]	0,032	0,044	0,039
C2 [-]	3,0	2,0	3,0
K_P [1/h]	0,1	0,05	0,01
Harms			
P1 [-]	1,2	1,52	1,6
K_P [1/h]	0,1	0,03	0,01
Horton-Paulsen			
VMD [mm]	3,0	4,0	3,0
f_O [mm/h]	55	60	55
f_E [mm/h]	0,06	0,46	0,34
KRUE [1/h]	2,0	5,0	3,6
KRUE/KREN [-]	43	28	16
CF [1/mm]	0,01	0,1	0,1
Ostrowski			
IZMAX [mm]	3,0	4,0	3,0
CIN [mm/h]	55	60	55
CEX [mm/h]	0,15	1,15	0,15
FK [mm]	60	48	72
BFMAX [mm]	100	80	120
CBF [1/mm]	0,035	0,1	0,071

Tab. 5-3: Verwendete Abflußbildungsparameter

Pegel/ Ereignis	Messung	SCS-Zaiß		Lutz		Harms		Horton-P.		Ostrowski	
	ψ_M	ψ_R	$\Delta\psi$	ψ_R	$\Delta\psi$	ψ_R	$\Delta\psi$	ψ_R	$\Delta\psi$	ψ_R	$\Delta\psi$
-	-	-	%	-	%	-	%	-	%	-	%
Fechingen											
Dez. 65	0,300	0,373	+ 24,3	0,323	+ 7,7	0,282	- 6,0	0,158	- 47,3	0,383	+ 27,7
Okt. 81	0,443	0,445	+ 0,5	0,339	- 23,5	0,348	- 21,4	0,513	+ 15,8	0,488	+ 10,2
Mai 83	0,369	0,351	- 4,9	0,402	+ 8,9	0,414	+ 12,2	0,254	- 31,2	0,251	- 32,0
Juli 87	0,115	0,088	- 23,5	0,178	+ 54,8	0,194	+ 68,7	0,306	+ 166	0,112	- 2,6
Mittel	0,31	0,31	± 13,3	0,31	± 23,7	0,31	± 27,1	0,31	± 65,1	0,31	± 18,1
Eisenschmitt											
Nov. 77	0,396	0,287	- 27,5	0,333	- 15,9	0,318	- 19,7	0,556	+ 40,4	0,358	- 9,6
Nov. 84	0,314	0,367	+ 16,9	0,427	+ 36,0	0,465	+ 48,1	0,306	- 2,5	0,269	- 14,3
März 86	0,336	0,387	+ 15,2	0,286	- 14,9	0,263	- 21,7	0,184	- 45,2	0,420	+ 25,0
Mittel	0,35	0,35	± 19,9	0,35	± 22,3	0,35	± 29,8	0,35	± 29,4	0,35	± 16,3
Wasserliesch											
Jan. 82	0,381	0,366	- 3,9	0,281	- 26,2	0,282	- 26,0	0,638	+ 67,5	0,516	+ 35,4
Mai 83	0,318	0,352	+ 10,7	0,356	+ 12,0	0,356	+ 12,0	0,046	- 85,5	0,320	+ 0,6
April 86	0,161	0,149	- 7,5	0,220	+ 36,6	0,219	+ 36,0	0,175	+ 8,7	0,020	- 87,6
Mittel	0,29	0,29	± 7,4	0,29	± 24,9	0,29	± 24,7	0,29	± 53,9	0,29	± 41,2

Tab. 5-4: Vergleich der berechneten und gemessenen Gesamtabflußbeiwerte

erwies sich in dieser Hinsicht als besonders anfällig. Andererseits neigte er aber bei *hochintensiven* Starkregenereignissen auch oft dazu, zu hohe Werte zu simulieren (siehe beispielsweise das Juliereignis 1987/Pegel Fechingen in Tab. 5-4). So war es auch bei keinem der drei Gebiete möglich, die gemessenen Abflußbeiwerte ψ_M im Mittel durch das Verfahren nach Horton-Paulsen mit je einer *einheitlichen* Parametereinstellung aus den Plausibilitätsbereichen gemäß Kap. 5.3 nachzubilden. Mit den angepaßten Werten des Ostrowski-Ansatzes war es jedoch möglich, unter teilweiser Umrechnung über Gl. (5.45) und (5.46), einen Parametersatz für das Verfahren nach Horton-Paulsen zu finden, der im Mittel das Abflußverhalten der drei Einzugsgebiete wiedergab. Dabei mußten allerdings die o.g. Plausibilitätsgrenzen für die Werte von f_E und KREN teilweise deutlich unter- bzw. überschritten werden. Bei der Kalibrierung des Ostrowski-Modells erwies sich insbesondere der Parameter CEX als sehr einflußreich und mußte generell kleiner angesetzt werden als in den meisten der zitierten Literaturstellen empfohlen. Diese Erfahrung deckt sich auch mit Aussagen in [Rieck/88].

Ein besonderes Problem bei den zwei letztgenannten Ansätzen besteht darin, daß der Effektivniederschlag bei intensitätsschwachen Ereignissen generell zu spät einsetzt (vgl. z.B. Abb. 5-8). Das liegt daran, daß diese - auf Verlustratenansätzen basierenden - Methoden erst nach einer entsprechenden rechnerischen Wassersättigung des Bodens zu Direktabfluß führen. Offensichtlich steht in einem natürlichen Einzugsgebiet aber i.d.R. ein gewisser Flächenanteil zur Verfügung (z.B. Flußauen mit relativ hohen Grundwasserständen), der ein früheres Einsetzen des Abflusses bewirkt, als er über flächengemittelte Bodenkennwerte simuliert wird. Vermutlich aufgrund dieser Zusammenhänge verwenden einige Kontinuumsmodelle für Flußgebiete auch keine mittleren, sondern flächengewichtete Parameter (siehe z.B. [Sartor/93]). Als mögliche (wenn auch etwas aufwendigere) Alternative hierzu erscheint die weitere flächenmäßige Unterteilung des Einzugsgebietes, um solche "Sonderflächen" ausreichend berücksichtigen zu können. Jedenfalls war bei einer Erfassung des Gebietes als Einzelfläche, auch unter Wahl extremer Parameter, das rechtzeitige Einsetzen des Effektivniederschlags bei intensitätsschwachen Ereignissen mit den genannten Ansätzen nicht erreichbar.

Ein optischer Eindruck über die Qualität der einzelnen Anpassungen kann zunächst für das Beispiel Fechingen aus Abb. 5-6 bis 5-9 gewonnen werden. Aus Übersichtsgründen wurden die entsprechenden Graphiken zu den Pegeln Eisenschmitt und Wasserliesch in Anlage A-10 dargestellt, da sie die zuvor beschriebenen Effekte weitgehend bestätigen und zu keinen zusätzlichen Erkenntnissen führten. Ebenfalls zur besseren Übersicht wurden nur drei gerechnete Ganglinien pro Ereignis geplottet. Die somit beim Pegel Fechingen fehlenden Beispiele für Ganglinien, welche aus den Beiwertansätzen nach Lutz und Harms resultieren, sind ersatzweise für die Einzugsgebiete Eisenschmitt und Wasserliesch (in den Anlagen) zu finden. Sie verlaufen prinzipiell ähnlich wie diejenigen Ganglinien, die nach Zaiß berechnet wurden.

Beim Höchstereignis des Pegels Fechingen vom Oktober 1981 (Abb. 5-7) fällt auf, daß die an kleine und mittlere Ereignisse

angepaßte Übertragungsfunktion (vgl. Kap. 5.4.1.1) durch die Verwendung der Ansätze nach Horton und Ostrowski zu guten Gesamtergebnissen führt. Dies läßt sich darauf zurückführen, daß sich der insgesamt etwas zu hohe Effektivregen dieser Ansätze in dem Zeitabschnitt konzentriert, in welchem auch die Abflußspitze auftritt. Dies wird durch die hier auftretenden Intensitätsmaxima des Regens bewirkt, welche die rechnerische Versickerungskapazität des Bodens dann weit übertreffen. Andererseits zeigt aber das noch wesentlich intensivere Niederschlagsereignis vom Juli 1987 wiederum eindeutige Vorteile des Ostrowski-Ansatzes gegenüber Horton-Paulsen (vgl. Abb. 5-9 und Tab. 5-4), woraus man folgern kann, daß sich die aktuelle "Verlustrate" mit ersterem Ansatz doch wirklichkeitsnäher erfassen läßt.

Im Rahmen dieser Kalibrierungsrechnungen mit ihren zahlreichen Parametervariationen fiel aber auch eine Unplausibilität des Ansatzes nach Zaiß auf, welche zwar bei den hier verwendeten Ereignissen vermutlich keinen Einfluß hatte, aber dennoch bei der (späteren) Gesamtbeurteilung des Ansatzes nicht unerwähnt bleiben sollte. Diese betrifft die Abhängigkeit von der Ereignisvorgeschichte, welche auch bei großen Niederschlagshöhen erhalten bleibt. So erscheint es wenig einsehbar, daß bei der in der Literatur oft als Grenzwert angesehenen Regenhöhe von 250 mm der Vorregenindex den Wert des Gesamtabflußbeiwertes noch um mehr als 50 Prozent beeinflussen kann (Bsp.: CNII = 70; $B1' = 30,9$; $K_P = 0$ ergibt mit VN21 = 10 mm $\rightarrow \psi = 0,55$ und mit VN21 = 50 mm $\rightarrow \psi = 0,82$!).

5.4.2 Langzeitsimulation

Im Anschluß an die Kalibrierungsphase wurde für die drei Gebiete mit den angepaßten Abflußbildungs- und Abflußkonzentrationsparametern sowie allen nach den Kriterien (4.1) bis 4.3) ausgewählten Ereignissen eine Langzeit-Seriensimulation - getrennt für jeden Abflußbildungsansatz - durchgeführt. Die so berechneten Hochwasserabflüsse wurden nachfolgend einer statistischen Analyse gemäß [DVWK 101] unterzogen.

Da die Güte der ausgewählten Abflußbildungsansätze weniger im Hinblick auf extreme Hochwasserereignisse getestet werden sollte, sondern für Untersuchungen über das Zusammentreffen von Hochwasserabflüssen aus Kanalnetzen und Gewässern, interessieren insbesondere kleinere und mittlere HQ-Abflüsse. Als Bewertungskriterien wurden daher die Abweichungen (ΔQ) bei MHQ sowie bei HQ_{20} und HQ_{50} gewählt, welche wie folgt definiert werden:

$$\Delta Q = \frac{Q_R - Q_M}{Q_M} \qquad [-] \qquad (5.51)$$

mit Q_R: Gerechneter Abfluß
Q_M: Gemessener Abfluß

Die Ergebnisse sind zusammenfassend in Tab. 5-5 dargestellt und bestätigen im wesentlichen die bei der Kalibrierung bereits gewonnenen Erkenntnisse. Zur Beurteilung der einzelnen Ansätze sollten in erster Linie die ΔMHQ- und ΔHQ_{20}-Werte herangezogen werden, da HQ_{50} bereits durch die statistische Extrapolation (insbesondere bei den beiden 15-jährigen Reihen) Unsicherheiten aufweisen kann und beim Pegel Fechingen die Übertragungsfunktion bewußt auf kleine und mittlere Ereignisse abgestimmt wurde.

	MHQ	Δ MHQ	HQ_{20}	ΔHQ_{20}	HQ_{50}	ΔHQ_{50}
	m^3/s	%	m^3/s	%	m^3/s	%
Pegel Fechingen						
Messung	10,6	0	34,1	0	52,8	0
SCS-Zaiß	13,5	+ 27,4	34,2	+ 0,3	47,1	- 10,8
Lutz	13,6	+ 28,3	29,3	- 14,1	37,5	- 29,0
Harms	15,5	+ 46,2	36,7	+ 7,6	49,6	- 6,1
Horton-Paulsen	19,3	+ 82,1	55,1	+ 61,6	70,9	+ 34,3
Ostrowski	14,8	+ 39,6	50,8	+ 49,0	81,0	+ 53,4
Pegel Eisenschmitt						
Messung	9,80	0	15,6	0	17,4	0
SCS-Zaiß	9,88	+ 0,8	16,4	+ 5,1	18,6	+ 6,9
Lutz	10,5	+ 7,1	16,1	+ 3,2	17,9	+ 2,9
Harms	10,4	+ 6,1	16,4	+ 5,1	18,3	+ 5,2
Horton-Paulsen	16,3	+ 66,3	25,4	+ 62,8	28,3	+ 62,6
Ostrowski	14,6	+ 49,0	23,8	+ 52,6	26,8	+ 54,0
Pegel Wasserliesch						
Messung	5,68	0	13,5	0	16,7	0
SCS-Zaiß	9,52	+ 67,6	20,7	+ 53,3	25,5	+ 52,7
Lutz	9,03	+ 59,0	18,2	+ 34,8	22,8	+ 36,5
Harms	11,2	+ 97,2	27,7	+ 105	41,2	+ 147
Horton-Paulsen	21,8	+ 284	50,3	+ 273	77,6	+ 365
Ostrowski	12,3	+ 117	32,8	+ 143	41,9	+ 151

Tab. 5-5: Ergebnisse der Langzeitsimulation (Lutz mit q_B = Mq)

Unter Beachtung dieser Einschränkungen erwies sich, wie bei der Modellkalibrierung, auch hier der Ansatz nach Zaiß als der relativ beste. Auch der Ansatz nach Lutz führte teilweise zu guten Ergebnissen, obwohl durch die Annahme q_B = Mq (vgl. Kap. 5.2.3) jeglicher Vorgeschichtsbezug fehlt. Die alternative Verwendung der Basisabflußspende q_B in Abhängigkeit vom Vorregenindex VN20 führte

nur zu unwesentlichen Veränderungen des Ergebnisses.

Insgesamt erwiesen sich die Beiwertansätze auch hier wieder im Vergleich zu den Ansätzen nach Horton-Paulsen und Ostrowski als weniger sensitiv. Dies sei anhand des Fallbeispiels Wasserliesch mit den dort aufgetretenen - durchaus praxisnahen - Problemen hinsichtlich des Gebietsniederschlags erläutert. Da alle Parameter nur an schwachintensiven "Landregen" kalibriert werden konnten, führten insbesondere die beiden letztgenannten Ansätze bei den meisten in der Reihe vorhandenen hochintensiven Starkregen zu unplausibel hohen Effektivniederschlägen. Dies gilt insbesondere für den Horton-Ansatz, dessen weiterentwickelte Version von Paulsen ohnehin nicht an solchen Extremereignissen abgesichert werden konnte, da während seiner rund 2-jährigen Meßphase keine Niederschläge auftraten, die zu nennenswerten Abflüssen von den durchlässigen Flächenanteilen des kanalisierten Einzugsgebietes führten (vgl. [Paulsen/87]). Aber auch [Naef/77] zog bereits aus einem entsprechenden Modellvergleich den Schluß, daß Abflußbeiwertansätze (im Vergleich zu Verlustratenansätzen) zu besseren Resultaten führen, "obwohl sich damit keine physikalischen Vorstellungen verbinden lassen".

5.4.3 Schlußfolgerungen

Für die weiteren in dieser Arbeit mittels Seriensimulation durchgeführten Untersuchungen wurde grundsätzlich der Ansatz nach SCS-Zaiß ausgewählt, da er

- in den meisten Fällen die geringsten prozentualen Abweichungen im Gesamtabflußbeiwert bei den Eichereignissen zeigte;
- mit Hilfe der Seriensimulation die hier besonders interessierenden Spitzenabflüsse im Bereich von MHQ und HQ_{20} am besten wiedergab;
- sich als wenig sensitiv erwies und bei Verwendung von Standardparametern bereits die Größenordnung des Ergebnisses meist richtig wiedergab (zur Abschätzung des wichtigsten Einzelparameters, des CNII-Wertes, liegen umfangreiche praktische Erfahrungen vor);
- nicht den Nachteil der Verlustratenansätze hinsichtlich des oftmals rechnerisch zu spät einsetzenden Effektivniederschlags aufweist, was insbesondere bei der gemeinsamen Simulation mit den relativ schnell reagierenden Kanalnetzflächen von Bedeutung sein kann.

Ein Nachteil des Ansatzes ist seine bei großen Niederschlagshöhen unplausibel hoch erscheinende Abhängigkeit von der Ereignisvorgeschichte (vgl. Kap. 5.4.1.2). Ferner ist er - wie alle Beiwertansätze - für Kontinuumsmodelle nur sehr wenig geeignet. Diese werden aber spätestens dann für die parallele Simulation von natürlichen und kanalisierten Einzugsgebieten erforderlich, wenn z.B. zur Beantwortung ökologisch begründeter Fragestellungen nach den Auswirkungen von Mischwasserüberläufen das gesamte Abflußspek-

trum im Gewässer, d.h. einschließlich Mittel- und Niedrigwasserabflüssen, maßgebend wird. Hier besteht sicherlich noch Forschungsbedarf.

Im weiteren Verlauf der Arbeit werden für solche Fragestellungen in erster Linie gewässerseitige Meßwerte herangezogen und nur die Kanalnetzflächen einer Kontinuumssimulation unterworfen. In dem dazu verwendeten Modell KOSIM ist jedoch der Ansatz nach Horton-Paulsen für die durchlässigen Flächenanteile des Kanaleinzugsgebietes enthalten.

Dieser Ansatz wies jedoch bei den vorangegangenen Teiluntersuchungen anhand natürlicher Einzugsgebiete einige Schwächen auf, weshalb zusätzliche Prüfungen hinsichtlich seines Einflusses auf Kanalnetzabflüsse angebracht erschienen. Dazu wurden die drei Netze, welche gemäß Kap. 3.4 für die späteren Häufigkeitsuntersuchungen als vorrangig geeignet eingestuft wurden (Ffm A, Tnd, Q05) einer parallelen Kontinuums- und Seriensimulation (Ereignisauswahl mit den Kriterien (4.1) bis 4.3)) unterzogen. Dabei wurde die Abflußbildung der *durchlässigen* Flächenanteile bei der Kontinuumssimulation (Modell KOSIM) mit dem Ansatz nach Horton-Paulsen nachgebildet, während sie bei der Seriensimulation (erweitertes Modell IHW) mit dem Ansatz nach Zaiß erfolgte. Die Abflußbildungsansätze für die *undurchlässigen* Flächen sind in beiden Modellen identisch. Die Übertragungsfunktionen wurden einheitlich aus den Untersuchungen in Kap. 6 übernommen.

Bei der Gegenüberstellung der nach beiden Methoden simulierten Jahreshöchstabflüsse zeigte sich, daß die weitaus meisten Abflüsse größenordnungsmäßig eine gute Übereinstimmung aufwiesen. Dies bestätigt die allgemein unumstrittene Auffassung, daß für die Kanalnetzabflüsse überwiegend die undurchlässigen Flächen maßgebend sind. Allerdings ließen sich die zuvor festgestellten Unplausibilitäten des Ansatzes nach Horton-Paulsen bei einigen Extremereignissen in Form auffällig erhöhter Abflußspitzen wiederfinden (verglichen mit denjenigen nach Zaiß). Diese Ereignisse lagen zwar meist deutlich über dem 1-jährlichen Bemessungsabfluß des Netzes, jedoch muß mit solchen Starkregen in einer 10- oder 20-jährlichen N-Reihe immer gerechnet werden.

U.a. deshalb wurde die Kontinuumssimulation vorwiegend nur bei solchen Häufigkeitsuntersuchungen im 2. Arbeitsschwerpunkt angewendet, bei denen die Absolutgröße der Entlastungsabflüsse nur eine untergeordnete Rolle spielte (vgl. Kap. 3.1.3 bzw. 3.6). Dagegen wurden Teiluntersuchungen, bei denen vorwiegend Spitzenabflüsse aus Kanalnetzen gefragt waren (wie z.B. die in Kap. 3.1.3 definierten "maßgebenden Kanalnetzereignisse"), ohnehin mittels Seriensimulation durchgeführt, welche den Zaiß-Ansatz beinhaltet.

Um Mißverständnissen vorzubeugen, sei angemerkt, daß die grundsätzliche Eignung des Modells KOSIM zur kontinuierlichen Simulation von Mischwasserüberläufen hierdurch nicht in Frage gestellt wird. Sie belegt sich beispielsweise schon allein durch die in Kap. 3.4 erläuterte gute Übereinstimmung der simulierten Entlastungsraten mit den theoretischen e_0-Werten.

6. ENTWICKLUNG VON HYDROLOGISCHEN ANSÄTZEN ZUR BERÜCKSICHTIGUNG VON EIN- UND ÜBERSTAUEFFEKTEN IN KANALNETZEN

6.1 Hydrologisch-hydrodynamische Vergleichsrechnungen

Bei dieser Teiluntersuchung geht es um die Entwicklung eines Verfahrens, mit welchem die bei großen Abflußereignissen in Kanalisationsnetzen ggf. auftretenden Ein- und Überstaueffekte - zumindest näherungsweise - bei einer (in der Praxis meist üblichen) rein hydrologischen Langzeitsimulation berücksichtigt werden können. Dazu wird zunächst das Verhalten von Kanalnetzen mittels hydrodynamischer Simulation bei solchen Abflußereignissen ermittelt, welche über die üblichen Bemessungsabflüsse hinausgehen.

Hierzu wurde zunächst das folgende Vorgehen gewählt, welches einheitlich auf alle acht in Tab. 3-4 dargestellten Kanalnetze angewendet wurde:

1. Anpassung ihrer Übertragungsfunktion (in Form der Speicherkaskade) anhand *hydrodynamischer* Berechnungsergebnisse. Dabei wurden 7 Einzelereignisse verwendet:

   a) 1-jährliche Blockregen der Dauerstufen 10 Minuten, 15 Minuten sowie entsprechend der längsten Fließzeit im Netz und 1-stündiger Modellregen nach [DVWK 112] (jeweils gebildet aus $r_{15,1}$ = 120 l/(s·ha)).

   b) Drei Naturregenereignisse, für welche gleichzeitige Messungen des zugehörigen Abflusses in Frankfurt-Lettigkautweg vorlagen (aus [Ffm/82]). Damit konnten auch für die Netze Ffm A und B die Parameter des hydrodynamischen Modells geringfügig verbessert werden. Ansonsten führten diese Niederschlagsereignisse bei allen acht untersuchten Netzen zu kleineren Abflüssen, als sie von den synthetischen Regen gemäß a) bewirkt wurden.

   Die Ergebnisse dieser Anpassung sind Tab. 6-1 zu entnehmen.

2. *Hydrologische* Langzeit-Seriensimulation mit den N-Reihen Birkenfeld, Frankfurt und Hamburg. Die Ereignisauswahl erfolgte dabei nach den Kriterien (4.1) bis (4.3).

3. *Hydrodynamische* Simulation aller Jahreshöchstereignisse, die sich bei der hydrologischen Langzeitsimulation (Punkt 2) ergeben hatten.

4. Gegenüberstellung der Ergebnisse gemäß Punkt 2 und 3.

Alle hydrodynamischen Berechnungen erfolgten mit dem teilweise modifizierten Modellpaket HYSTEM-EXTRAN. Um alle Differenzen zwischen hydologischer und hydrodynamischer Berechnungsweise ausschließlich auf den Wellenablauf im Netz zurückführen zu können, wurde dabei der Abflußbildungsansatz des (hydrologischen) Oberflächenmodells HYSTEM und derjenige des hydrologischen Modells (erweitertes Softwarepaket IHW) zur Übereinstim-

Kanalnetz	Kurzbezeichnung	n	K	max t	max U
-	-	-	h	h	1/h
Frankfurt-Lettigkautweg A	Ffm A	3	0,075	0,15	3,609
Frankfurt-Lettigkautweg B	Ffm B	3	0,060	0,12	4,511
Hameln-Tündern	Tnd	4	0,065	0,20	3,447
Birkenfeld-Dambach	Damb	2	0,050	0,05	7,358
Saarbrücken-Fechingen I	Fech	4	0,031	0,09	7,227
M01	M01	4	0,038	0,11	5,896
M02	M02	5	0,020	0,08	9,768
Q05	Q05	4	0,074	0,22	3,028

Tab. 6-1: Parameter der Übertragungsfunktionen (Speicherkaskade)

mung gebracht (Näheres in Kap. 3.2). Ferner erscheinen noch folgende Hinweise zu den Berechnungen mit dem eigentlichen hydrodynamischen Modellteil (EXTRAN) angebracht:

- Es wurde jedes Ereignis zur Sicherheit mit mindestens zwei verschiedenen Zeitschritten (i.d.R. 0,5 und 1,0 sec.) gerechnet. Dies erleichterte die Erkennung von Schwingungen oder sonstigen Unplausibilitäten bei der Simulation.

- Bei auftretendem Überstau wird modellintern das aus dem Schacht austretende Wasser in einem fiktiven Speicher (ohne zusätzliche Drucklinienerhöhung) zurückgehalten und mit frei werdenden Abflußkapazitäten dem Netz wieder zugeleitet. Dies führt zu der Einschränkung, daß eventuelle netzspezifische Besonderheiten nicht erfaßt werden, wie z.B. der Abfluß des ausgetretenen Wassers über die Straße zu anderen Schächten oder sogar direkt zum Gewässer.

Um zu den folgenden Ergebnissen einen Vergleich in Form herkömmlich ermittelter Bemessungsabflüsse zu haben, wurden alle Netze auch nach dem Zeitbeiwertverfahren berechnet (Programm ZEBEV aus dem Softwarepaket HYSTEM-EXTRAN mit $r_{15,1}$ = 120 l/s·ha). Diese Abflüsse (Q_{ZBWV}) sind in Tab. 6-2 mit dargestellt.

Die Ergebnisse der hydrologischen und hydrodynamischen Simulation wurden zunächst in der Form aufbereitet, wie sie in Abb. 6-1 zu sehen sind. Die beispielhaft dargestellten Netze Frankfurt-Lettigkautweg A (Ffm A) und Q05 zeigen zugleich auch die Spannweite der Ergebnisse in qualitativer Hinsicht.

Die Abbildungen sind so zu verstehen, daß etwa bis zur Abflußgröße Q_H die hydrologische und hydrodynamische Simulation zu annähernd gleichen Resultaten führt. Interessanterweise stimmt diese Größe nicht mit dem Abfluß überein, ab welchem der Einstau des Netzes beginnt (Q_E). Dies liegt vermutlich daran, daß für die Festlegung von Q_E bereits der Einstau einer einzigen Haltung ausreichend war, unabhängig von ihrer Lage und damit auch unabhängig von ihrem Einfluß auf das Abflußgeschehen des Gesamtnetzes.

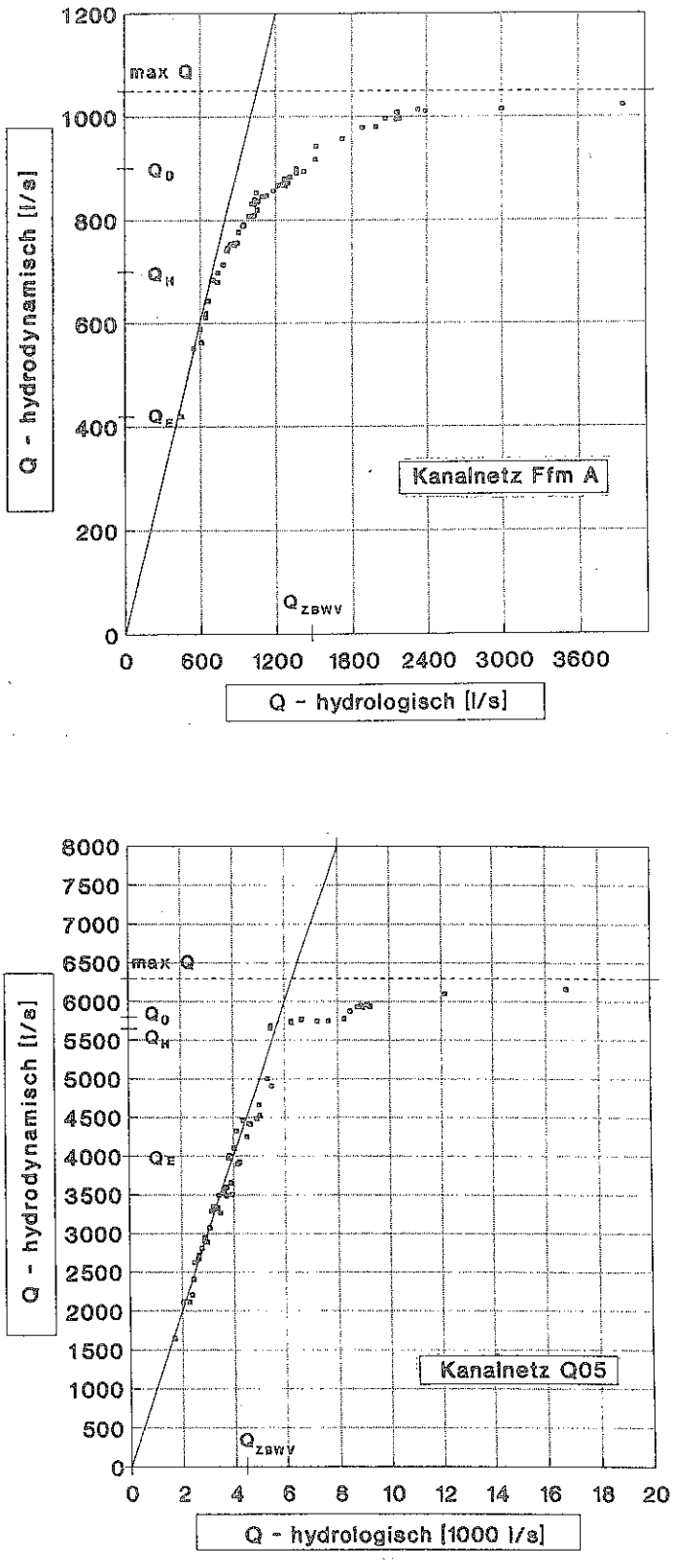


Abb. 6-1: Vergleich der Spitzenabflüsse aus hydrologischer und hydrodynamischer Seriensimulation (Jahreshöchstereignisse der Reihen Birkenfeld, Frankfurt und Hamburg)

Weiterhin läßt sich erkennen, daß die hydrodynamisch ermittelten Werte asympthotisch einem Maximalwert (max Q) entgegenstreben. Dies läßt sich mit der erläuterten Behandlung der Überstauvorgänge durch das Modell erklären, die damit zu keiner zusätzlichen Druckerhöhung führen und folglich auch keine weitere Abflußzunahme innerhalb des Netzes mehr bewirken.

Die zuvor als charakteristisch eingestuften Abflüsse sind für alle Netze in Tab. 6-2 zusammengestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit wurde ihnen eine Wiederkehrzeit T_n zugeordnet, welche durch eine statistische Analyse der hydrodynamisch ermittelten Jahreshöchstabflüsse aus der Reihe Birkenfeld gewonnen wurde.

In quantitativer Hinsicht zeigt sich ein sehr uneinheitliches Bild, was sich in der großen Schwankungsbreite der T_n-Werte ausdrückt. Dies gilt sowohl für den Abfluß nach dem Zeitbeiwertverfahren (aus 1-jährlichen Regenspenden!) wie auch für die Größen Q_H und max Q. Es ist jedoch verständlich, daß bei hydraulisch stark überlasteten Netzen (z.B. Ffm A) die niedrigsten T_n-Werte hinsichtlich Q_H zu finden sind und ein Abfluß in der Größe von Q_{ZBWV} aufgrund der zu geringen Kanaldimensionen gar nicht auftreten kann. Dagegen werden die streng nach [ATV 118] neu bemessenen Netze (Bsp. Q05) relativ selten überstaut. Interessant ist auch, daß bei letzteren der Abstand zwischen Q_H und max Q verhältnismäßig klein ist. Dies ist vermutlich auf die relativ gleichmäßige Auslastung aller Haltungen zurückzuführen, was dann bei Überlastung zum annähernd gleichzeitigen Versagen des Gesamtnetzes führt, d.h. es können keine Reserven in anderen Netzteilen mehr genutzt werden.

In Anbetracht dieser - aufgrund der individuellen Eigenarten eines jeden Netzes - uneinheitlichen Verhaltensweisen bleibt als Ergebnis festzuhalten, daß die Aufstellung *allgemeingültiger* Beziehungen zur Abschätzung des Einflusses von Ein- und Überstaueffekten auf die Abflußganglinie aus einem kanalisierten Einzugsgebiet leider nicht möglich erscheint.

Netz	Q_{ZBWV}	$T_n(Q_{ZBWV})$	Q_E	Q_H	$T_n(Q_H)$	$Q_Ü$	$T_n(Q_Ü)$	max Q
-	l/s	a	l/s	l/s	a	l/s	a	l/s
Ffm A	1470	-	420	700	< 1	900	3	1050
Ffm B	400	10	430	430	15	500	> 20	550
Tnd	2350	1	900	2850	2	2850	2	4800
Damb	570	3	400	600	4	700	8	850
Fech	1840	6	450	1300	2	1750	5	2900
M01	2100	1	2300	2300	2	2675	5	3100
M02	4640	2	3900	5500	4	5750	10	6100
Q05	4400	1	4000	5650	3	5800	10	6300

Tab. 6-2: Ergebnisse des Zeitbeiwertverfahrens (ZBWV) und der vergleichenden hydrologisch-hydrodynamischen Langzeitsimulation

6.2 Entwicklung hydrologischer Modellbausteine

Aufgrund der Ergebnisse aus Kap. 6.1 ist davon auszugehen, daß eine Berücksichtigung von Ein- und Überstaueffekten in einer hydrologischen Langzeitsimulation ohne vorherige (hydrodynamische) Untersuchung in jedem Einzelfall nicht möglich ist. Soll dennoch die Verformung von Abflußganglinien aus kanalisierten Teilflächen durch solche Effekte in hydrologischen Modellen berücksichtigt werden, so bleibt nur eine kombinierte Vorgehensweise, die wie folgt aussehen könnte (vgl. Abb. 6-2 und 6-3):

1. Hydrologische Langzeitsimulation, wobei die Übertragungsfunktion anhand hydrodynamisch berechneter Einzelereignisse angepaßt werden sollte (wie Punkt 1 und 2 in Kap. 6.1).

2. Sortierung der Ereignisse nach der Größe ihrer (hydrologisch ermittelten) Abflußspitzen und Nachrechnung dieser Ereignisse (der Größe nach in absteigender Reihenfolge) mit einem hydrodynamischen Modell, bis Q_H gefunden ist, d.h. bis die Ergebnisse sich nicht mehr wesentlich voneinander unterscheiden. Auf diesem Weg wird auch max Q festgelegt.

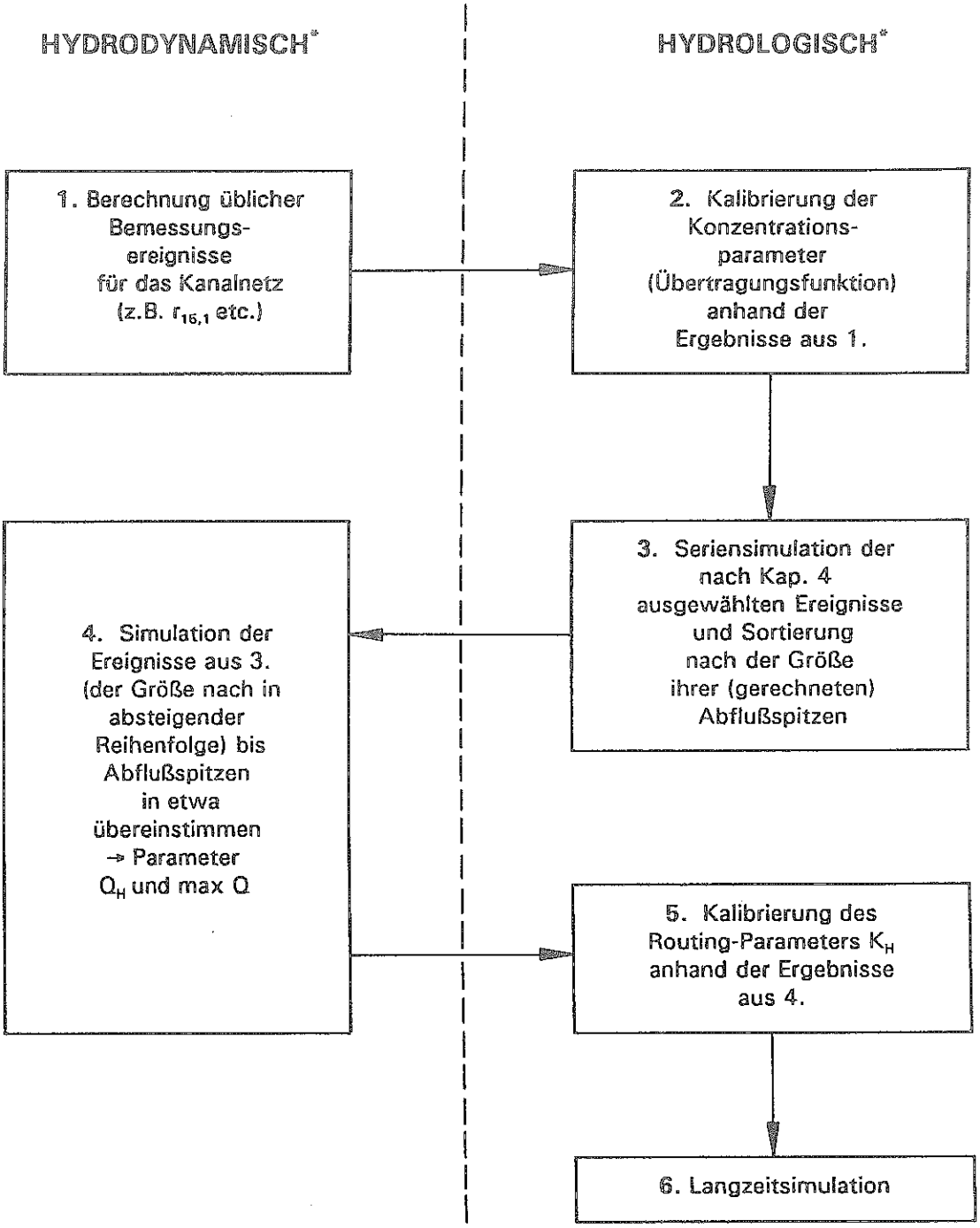
3. Einführung eines linearen Einzelspeichers in das hydrologische Modell, der lediglich von dem oberhalb Q_H liegenden Teil der Welle beaufschlagt wird. Kalibrierung der Speicherkonstante K_H an den hydrodynamischen Ergebnissen derjenigen Ereignisse, welche zu Abflußspitzen zwischen Q_H und max Q führten.

4. Einführung einer fiktiven Drossel in das hydrologische Modell, welche den Abfluß aus dem Netz auf max Q (= konstant) begrenzt. Der darüber liegende Teil der Welle wird in einem (ebenfalls fiktiven) Speicher zurückgehalten und bei wieder frei werdenden Abflußkapazitäten weitergeleitet (entsprechend der Überstaubehandlung im Modell EXTRAN).

Das vorgeschlagene Konzept, welches lediglich einen zusätzlichen hydrologischen Parameter (K_H) erfordert, wurde für die acht untersuchten Netze erfolgreich getestet. Die entsprechenden K_H-Werte sind Tab. 6-3 zu entnehmen. Einen Überblick über die Qualität der Anpassung bietet Abb. 6-4 anhand der Jahreshöchstereignisse der Regenreihe Hamburg, welche zu den größten Abflüssen bei allen untersuchten Netzen führte. Ferner wird das vorgeschlagene Routing-Verfahren nochmals in Kap. 8.2.1 anhand eines praktischen Anwendungsfalles demonstriert.

Netz	-	Ffm A	Ffm B	Tnd	Damb	Fech	M01	M02	Q05
K_H	h	0,75	0,50	0,20	0,20	0,15	0,60	0,50	1,50

Tab. 6-3: Retentionsparameter K_H für die untersuchten Kanalnetze



**Die angegebene Berechnungsweise bezieht sich nur auf den Wellenablauf im Netz (gleiche Oberflächenmodelle sind Voraussetzung).*

Abb. 6-2: Generelle Vorgehensweise beim hydrologischen Ein- und Überstaurouting

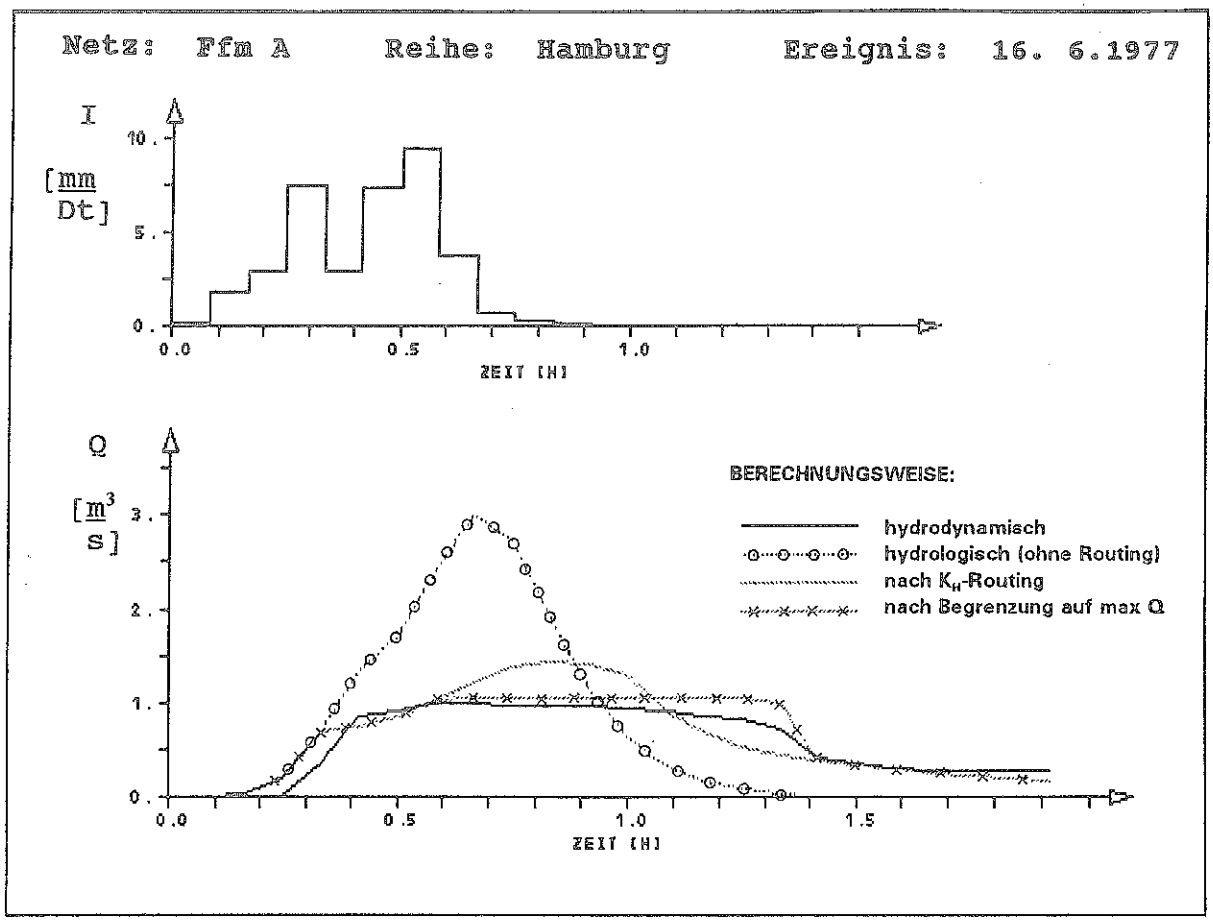


Abb. 6-3: Beispiel für die Auswirkungen des hydrologischen Ein- und Überstauroutings

6.3 Schlußfolgerungen

Selbstverständlich könnten die mit dem Näherungsverfahren aus Kap. 6.2 erzielten Ergebnisse genauso gut (bzw. noch besser) auch mit einem kombinierten hydrologisch/hydrodynamischen Modell auf direktem Weg erzielt werden. Dieses Modell könnte beispielsweise so konstruiert sein, daß es ab einer bestimmten Abflußgröße automatisch von der hydrologischen auf die hydrodynamische Berechnungsweise umschaltet. Bis zur allgemeinen Verfügbarkeit eines solchen Modells bietet aber das hier vorgestellte Verfahren eine echte Alternative zur ansonsten nur verbleibenden, i.d.R. wesentlich aufwendigeren, rein hydrodynamischen Langzeitsimulation. Daneben weist die hier vorgeschlagene Methode noch einige, kleinere Vorteile auf:

- Die graphische Ergebnisdarstellung gemäß Abb. 6-1 läßt schwingungsbedingte "Ausreißer" leicht erkennen.

- Nach einmal erfolgter Modellkalibrierung lassen sich Variantenrechnungen auf rein hydrologischem Weg einfacher durchführen als eine jeweils erneute rechenzeitintensive hydrodynamische Simulation.

- Hydrodynamische Kanalnetzberechnung und hydrologische Flußgebietsmodellierung lassen sich leichter trennen.

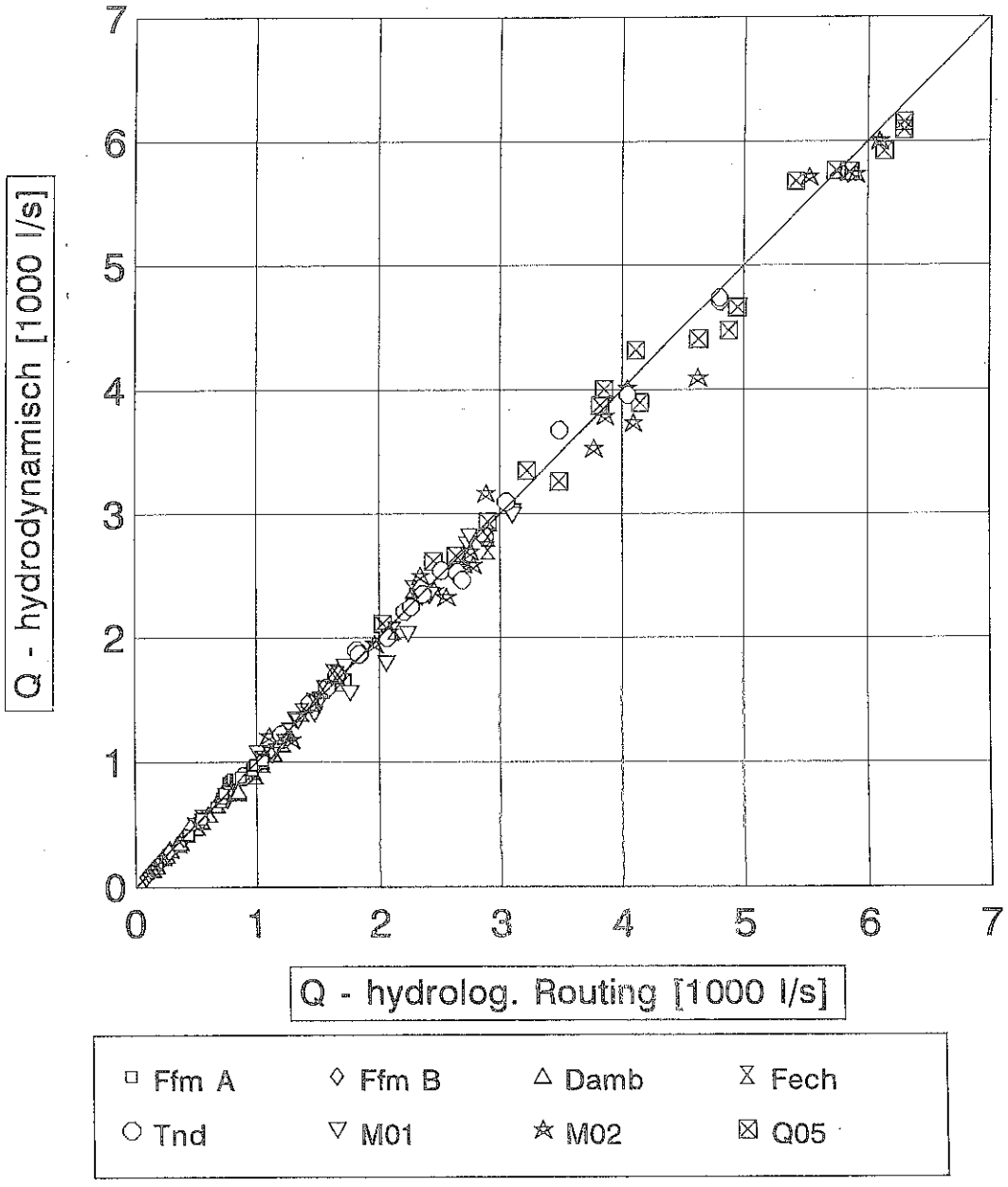


Abb. 6-4: Qualität der Anpassung des hydrologischen Ein- und Überstauroutings an die hydrodynamischen Berechnungsergebnisse (Jahreshöchstabflüsse aus der Reihe Hamburg für alle Netze)

Für die weiteren Untersuchungen in dieser Arbeit wurde in Bezug auf die hier behandelte Problematik folgendes Vorgehen festgelegt:

- Bei Untersuchungen, die zu *allgemeingültigen* und *übertragbaren* Ergebnissen führen sollen (wie z.B. die Häufigkeitsuntersuchungen in Kap. 7), wird *keine* Abminderung der hydrologisch berechneten Spitzenabflüse vorgenommen. Damit sind die entsprechenden Ganglinien als Wellen aus rückstaufreien Netzen anzusehen. Wie in Kap. 6.1 gezeigt, müßte jedes alternative Vorgehen die - hinsichtlich des Verhaltens bei Ein- und Überstau - individuellen Eigenschaften eines ganz bestimmten Netzes zugrundelegen, welche mittels einfach zu ermittelnder Parameter nur schwer quantifizierbar sind. Folglich würde die geforderte Übertragbarkeit der Ergebnisse hierdurch unnötig eingeschränkt.

  Dennoch ist es möglich, bei Bedarf mittels Abb. 6-1 überschläglich die Abminderung von in den folgenden Teiluntersuchungen angegebenen rein hydrologisch ermittelten Abflüssen abzuschätzen. Denn die in der Abbildung enthaltenen Netze Ffm A und Q05 umreißen zum einen die Spannweite der hier festgestellten möglichen Beeinflussungen durch Ein- und Überstaueffekte und sind andererseits auch in nahezu alle folgenden Teiluntersuchungen einbezogen worden.

- Eine Korrektur von rein hydrologisch ermittelten Abflußganglinien nach dem hier entwickelten Konzept wird jedoch dann für sinnvoll gehalten, wenn im *konkreten praktischen Anwendungsfall* Gewässerzuflüsse aus einem ganz bestimmten Netz gefragt sind. Folglich wird eine solche Vorgehensweise im Rahmen der Fallbeispiele in Kap. 8.2 demonstriert.

7. HÄUFIGKEITSUNTERSUCHUNGEN ANHAND VON PEGELDATEN

7.1 Mischwasserüberläufe während Niedrigwasser

7.1.1 Auswertemethodik

In dieser Teiluntersuchung geht es um die Häufigkeit, mit welcher Entlastungsereignisse aus Mischkanalisationen auf Niedrigwasserabflüsse im Gewässer treffen. Hierzu sind einige sehr spezifische Festlegungen notwendig, um die gewählte Auswertemethodik objektiv und nachvollziehbar zu gestalten.

So erfordert zunächst die in Kap. 4 unter rein hydrologischen Gesichtspunkten geführte Diskussion der Grenzpausenproblematik hier eine abweichende Betrachtungsweise. Für die Gewässerorganismen ist nicht die Unabhängigkeit der Niederschlagsereignisse von Interesse, sondern die einsetzende Wiederbesiedlung entscheidet darüber, ob aufeinanderfolgende Entlastungsvorgänge (mit gleichem Schadenspotential) als ein oder mehrere Ereignisse aufgefaßt werden. In Anlehnung an [ATV-DLG/88] wurde bei Niedrigwasser einheitlich eine Überlaufpause von 24 Stunden als Grenze festgelegt, ab welcher zwei Entlastungsereignisse als eigenständig betrachtet werden (vgl. Abb. 7-1).

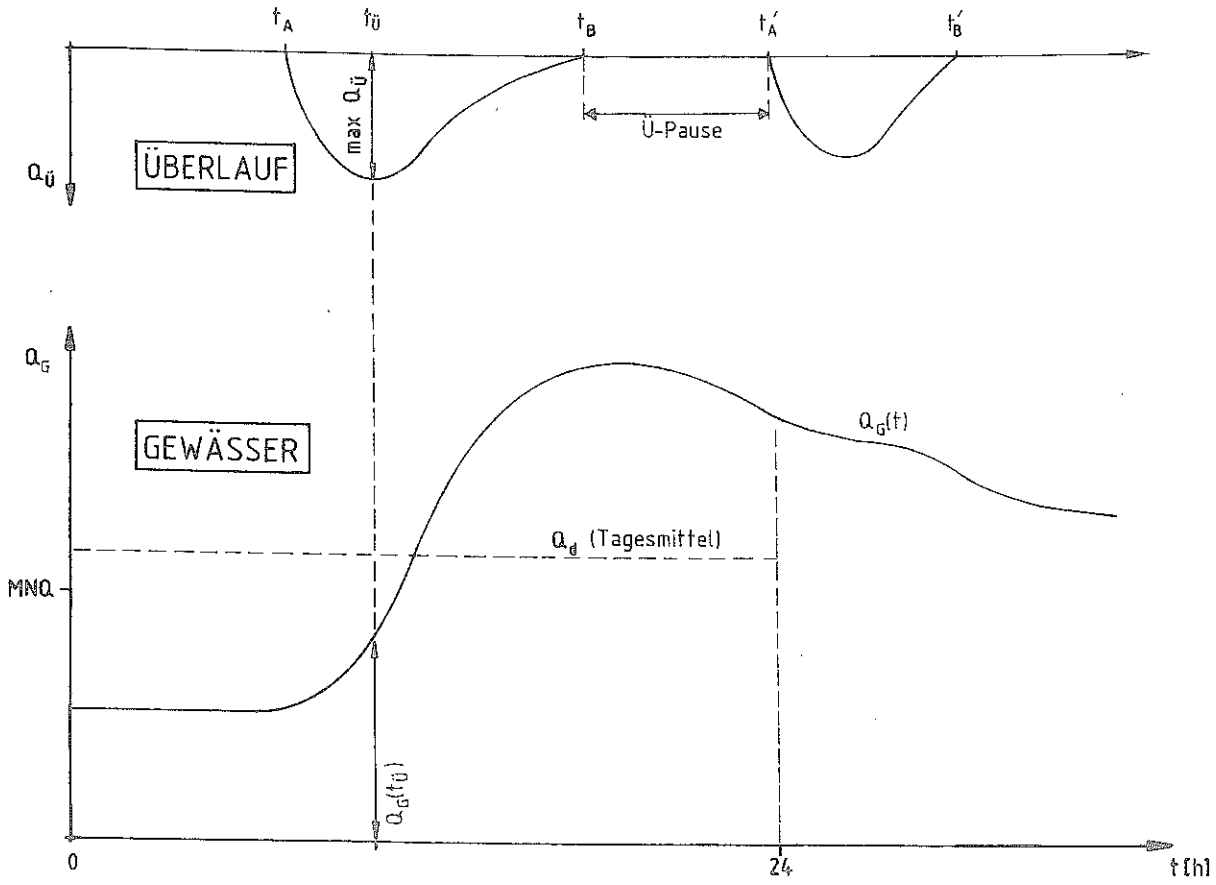


Abb. 7-1: Prinzipskizze zur Auswertemethodik bei Niedrigwasser

Als Grenzwert für den gewässerseitigen Abfluß wurde gemäß Kap. 3 der auf den Auswertezeitraum bezogene Niedrigwasserabfluß MNQ festgelegt. Die Notwendigkeit, für die weiteren Auswertungen Original-Pegelaufzeichnungen anstatt Tagesmittelwerten (z.B. aus Gewässerkundlichen Jahrbüchern) zu verwenden, sei anhand von Abb. 7-1 erläutert: Kanalnetzüberläufe bewirkende Niederschlagsereignisse führen oft auch bei kleineren Gewässern dazu, daß der zum Zeitpunkt der Entlastung ggf. noch unterhalb von MNQ liegende Abfluß $Q_G(t)$ nachfolgend soweit angehoben wird, daß der Tagesmittelwert Q_d diesen Grenzwert dann deutlich übersteigen kann. Von daher würde die ausschließliche Verwendung von Tagesmittelwerten zu geringe Häufigkeiten ergeben.

Die Mischwasserüberläufe wurden dagegen nach der Höhe des Entlastungsabflusses ($Q_Ü$) differenziert, da dieser Wert aus ökologischer Sicht für die Abschätzung des "hydraulischen Stresses" im Gewässer maßgebend ist. Dies erfolgt durch eine vierstufige Klasseneinteilung der $Q_Ü$-Werte.

Die eigentliche Auswertung beinhaltete dann folgende Schritte:

1. Vorauswahl

   - aller Tage, deren *Abflußmittel* MNQ erreicht oder unterschreitet. D.h. es handelt sich nur um Tage mit "stabilem" Niedrigwasserabfluß. Hierdurch sollte der subjektive Ermessensspielraum bei der Auswertung begrenzt werden, durch welchen auch Tage zur Auswahl kommen könnten, bei welchen es aufgrund anthropogen bedingter Abflußschwankungen (z.B. Schmutzwassertagesgang oder Kraftwerksbetrieb) lediglich zu kurzfristigen Unterschreitungen von MNQ kam;

   - sowie deren Folgetag (Begründung s.o.).

2. Auswertung der Pegelganglinien nach folgenden Grundsätzen (vgl. Abb. 7-1):

   - Die Abflußspitze des Überlaufes (max $Q_Ü$) wurde festgehalten, sofern zu ihrem Auftrittszeitpunkt $t_Ü$ die zugehörige Gewässerabflußordinate $Q_G(t_Ü)$ noch kleiner oder gleich MNQ war.

   - Trat nur zeitweise während des Entlastungsvorganges MNQ im Gewässer auf (i.d.R. dann am Anfang), und war der Zeitpunkt $t_Ü$ hierin nicht enthalten, so wurde das Ereignis ebenfalls gewertet, aber der untersten $Q_Ü$-Klasse zugeteilt.

7.1.2 Ergebnisse

Insgesamt wurden Kombinationen aus elf natürlichen Einzugsgebieten mit jeweils drei Kanalisationsnetzen untersucht. Einen generellen Überblick bietet Abb. 7-2, in welcher aus Übersichtsgründen zunächst nur die Ergebnisse für das Netz Frankfurt-Lettigkautweg A (Ffm A) zu finden sind. Auf der Abszisse sind

dabei die Einzugsgebietsgrößen der elf untersuchten Pegel dargestellt, welche in Tab. 3-1 näher charakterisiert sind. Die gesuchten Überlaufhäufigkeiten sind auf der Ordinate aufgetragen. Danach treffen Entlastungen beliebiger Größe ($Q_{Ü} > 0$) aus Regenüberlaufbecken (RÜB) im Mittel über alle Pegel 1 bis 1,5 mal pro Jahr auf Niedrigwasserabflüsse im Gewässer. Die Spanne reicht von ca. 0,2/a (Pegel Schafbrücke) bis knapp 3/a (Pegel Eisenschmitt und Bad Vilbel). Regenüberläufe (RÜ) weisen mit Werten zwischen rund 0,2/a und 2,5/a i.d.R. etwas geringere Werte auf. Dies ist wenig überraschend, da die Entlastungsrate von RÜ auch im allgemeinen deutlich unter derjenigen von RÜB liegt.

Die meisten der in der Abbildung enthaltenen Entlastungsvorgänge sind jedoch von geringem Umfang. Größere Überlaufereignisse, etwa im Bereich des einjährlichen Kanalnetzabflusses ($Q_{Ü} \geq HQ_{K,1}$), treten dagegen wesentlich seltener auf. Deren Häufigkeiten liegen meist unter 1 mal in 10 Jahren (< 0,1/a), wobei der aufgetretene Maximalwert jedoch immerhin 0,3/a beträgt (Pegel Nohen).

Hinweis zu Abb. 7-2: Den mit RÜB bezeichneten Punkten liegt das Standard-Beckenvolumen nach [ATV 128] zugrunde, welches sich bei Verwendung der Entlastungsrate e_0 ergibt. Da gemäß der Richtlinie aufgrund des günstigen Verhältnisses Q_S/MNQ bei den drei größten Pegeln das Standardvolumen abgemindert werden darf (Entlastungsrate e_2), wurden zu hydrologischen Vergleichszwecken beide Volumina untersucht (vgl. Kap. 3.4). Die Ergebnisdifferenzen waren jedoch meist gleich Null bzw. so geringfügig, daß aus Übersichtsgründen auf ihre Mitdarstellung verzichtet wurde. Die noch relativ größten Abweichungen ergaben sich beim Pegel Trier, wozu auf Abb. 7-7 verwiesen wird.

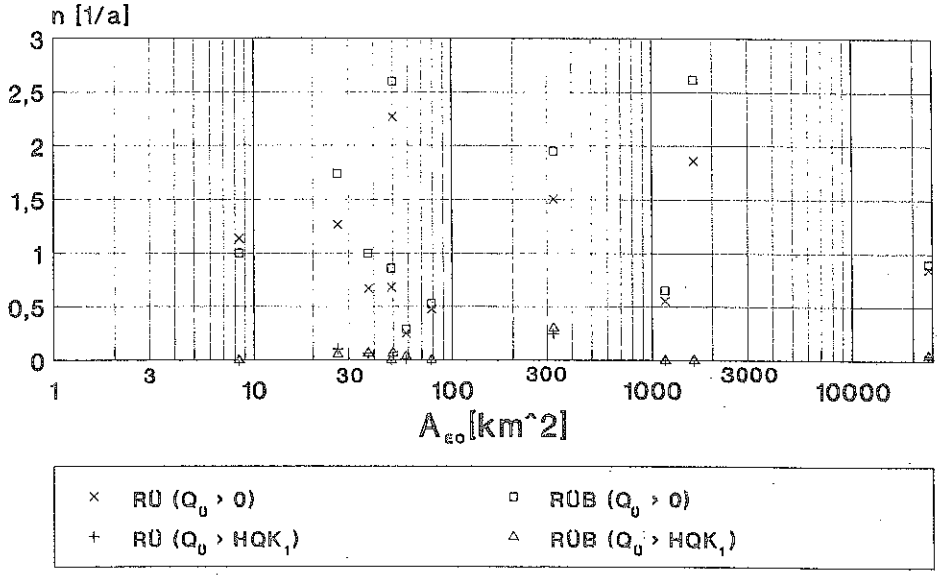


Abb. 7-2: Überlaufhäufigkeiten während Niedrigwasser (≤ MNQ) in Abhängigkeit der gewässerseitigen Einzugsfläche (A_{EO}) am Beispiel des Netzes Frankfurt-Lettigkautweg A

Bei näherer Differenzierung hinsichtlich der Einflußgrößen läßt sich zunächst einmal feststellen, daß die Kanalnetzcharakteristik, im Gegensatz zu den (später noch näher behandelten) Parametern der Entlastungsbauwerke, von untergeordneter Bedeutung ist. So sind die Differenzen der dargestellten Ergebnisse des Netzes Ffm A zu denjenigen der mituntersuchten Netze Hameln-Tündern (Tnd) und Q05 nur geringfügig. Sie lassen sich teilweise Abb. 7-3 bis 7-7 entnehmen, auf welche später noch näher eingegangen wird. Es kann an dieser Stelle aber vermutet werden, daß die untergeordnete Bedeutung der Kanalnetzcharakteristik nur solange gilt, wie die Einzugsgebiete bzw. Fließzeiten des Gewässers wesentlich größer als diejenigen des Netzes sind. Dieser Frage wird nochmals in Kap. 8 nachgegangen.

Ferner ist Abb. 7-2 zu entnehmen, daß auch die Größe des gewässerseitigen Einzugsgebietes keinen Einfluß auf das Ergebnis zu haben scheint. Dennoch läßt sich bei näherer Analyse feststellen, daß die Gebietscharakteristik einen mitentscheidenden Faktor darstellt. Dies sei anhand der beiden extremen Ergebnisse der etwa gleichgroßen Einzugsgebiete Schafbrücke (dicht besiedelt, trendbehaftete Abflüsse) und Eisenschmitt (Waldanteil W = 70,7 %, vorwiegend Nadelwald, geringe Bebauung) näher erläutert. Vergleiche dazu auch Abb. 7-3 und 7-4 sowie Anlagen A-3 und A-7.

So läßt sich beispielsweise die geringe Häufigkeit kritischer Ereignisse am Pegel Schafbrücke dadurch erklären, daß die (simulierten) Entlastungen fast durchweg auf Gewässerabflüsse trafen, welche bereits durch die unmittelbar oberhalb des Pegels liegenden (tatsächlichen) Siedlungsflächen über MNQ gehoben worden sind. Zu berücksichtigen ist dabei, daß diese Flächen vermutlich auch deshalb so schnell und direkt reagieren konnten, da ihnen während des Untersuchungszeitraumes noch keine regelgerechten Mischwasserentlastungsanlagen nachgeschaltet waren.

Dagegen stellen sich die Verhältnisse beim anderen Extremfall Eisenschmitt mit seinen auffällig hohen Häufigkeitswerten so dar, daß die natürliche Welle aufgrund des hohen Gebietsrückhaltes meist wesentlich später reagiert als das Kanalnetz. In Einzelfällen treten auch zum Überlauf führende Regenereignisse auf, ohne eine Reaktion am Pegel erkennen zu lassen. Vermutlich ist dies darauf zurückzuführen, daß die Anfangsverluste von Nadelwaldbeständen nach langen Trockenperioden, also im Niedrigwasserfall, in der gleichen Größenordnung liegen können wie das Rückhaltevermögen von "A 128-bemessenen" RÜB, nämlich bei knapp 10 mm Niederschlagshöhe (pro Tag).

Aus Abb. 7-3 läßt sich ferner folgern, daß der Trendeinfluß nur im Bereich der kleinen Überlaufereignisse eine gewisse Bedeutung hat, d.h. die Verwendung trendbereinigter Abflüsse führte in diesem Fall zu einer weiteren Verringerung der ohnehin niedrigen Entlastungshäufigkeit bei Niedrigwasser.

Weiterhin läßt sich durch Analyse von Abb. 7-2 feststellen, daß bei Pegeln mit einer hohen Auftrittshäufigkeit von MNQ (ausgedrückt durch U_{MNQ}, d.h. durch die Unterschreitungstage pro Jahr; vgl. Tab. 3-2) erwartungsgemäß auch die Zahl der kritischen Überlaufereignisse hohe Werte annimmt. So weisen die drei Pegel

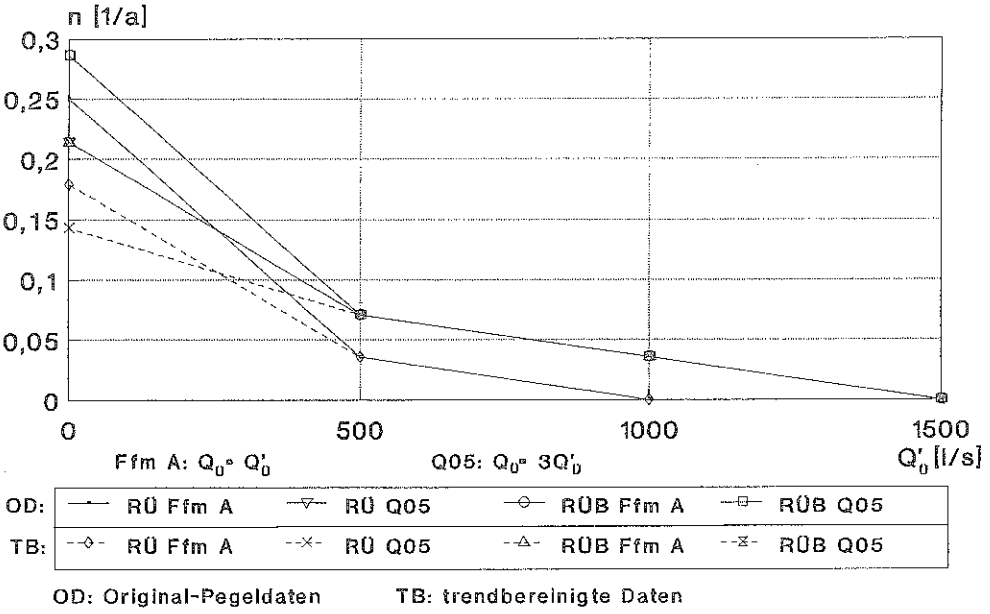


Abb. 7-3: Überlaufhäufigkeiten bei Niedrigwasser (Pegel Schafbrücke mit Netz Ffm A und Q05)

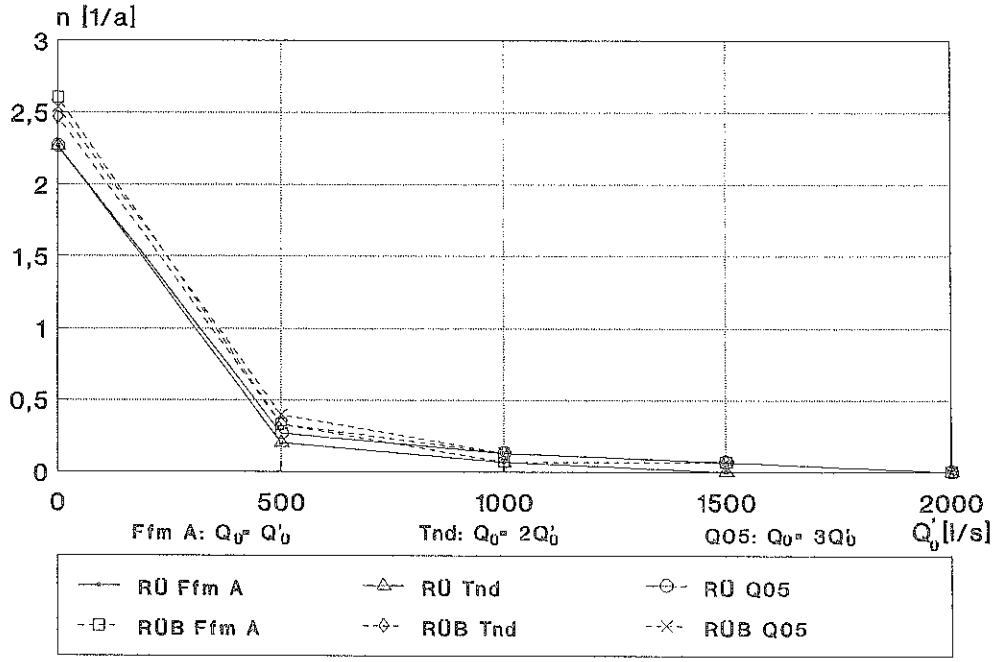


Abb. 7-4: Überlaufhäufigkeiten bei Niedrigwasser (Pegel Eisenschmitt mit Netz Ffm A, Tnd und Q05)

mit den größten Überlaufhäufigkeiten (Bad Vilbel, Eisenschmitt und Nohen) auch überdurchschnittliche Werte bezüglich U_{MNQ} auf. Die gleiche Tendenz, wenn auch weniger ausgeprägt, bewirken hohe Jahresniederschlagshöhen ab h_{Na} = 1000 mm/a, da über diesen Wert hinaus keine weitere Volumenvergrößerung der RÜB nach [ATV 128] mehr vorgenommen werden muß (vgl. Kap. 3.4). Dies betrifft die Fallbeispiele Schadberg (N-Reihe Gschwend) sowie Einschieder Hof und Nohen (Reihe Birkenfeld).

Zusammenfassend stellt sich der Einfluß der gewässerseitigen Gebietscharakteristik und der Jahresniederschlagshöhe qualitativ wie folgt dar:

- mit zunehmendem (Nadel-)Waldanteil W des Einzugsgebietes, zunehmender Unterschreitungsdauer U_{MNQ} und zunehmender Jahresniederschlagshöhe ab h_{Na} = 1000 mm/a steigt die Wahrscheinlichkeit von Überläufen während Niedrigwasser,

- während sie mit zunehmendem Bebauungsgrad abnimmt, insbesondere wenn sich dieser unmittelbar oberhalb des Pegels konzentriert.

Neben ihrer Häufigkeit wurde auch die jahreszeitliche Verteilung der Überlaufereignisse bei Niedrigwasser untersucht, da diese aus ökologischer Sicht von besonderem Interesse ist. Abb. 7-5 und 7-6 decken die Spannweite der bei allen elf untersuchten Fällen gefundenen Verteilungen ab. Danach liegt der größte Teil der kritischen Ereignisse im Hoch- und Spätsommer, aber auch im Herbst und in den Wintermonaten ist vereinzelt mit entsprechenden Überläufen zu rechnen. Allerdings kann nur bei einem der drei Abb. 7-5 zugrundeliegenden Februarereignisse mit einiger Sicherheit ausgeschlossen werden, daß es sich bei dem simulierten Niederschlag nicht um Regen, sondern um (im beheizten Aufzeichnungsgerät) vorschnell getauten Schnee handelte.

Insgesamt traten die genannten Ereignisse zwischen Mai und März auf, wobei das Fehlen des Monats April wohl in erster Linie auf die dann ohnehin geringe Auftrittswahrscheinlichkeit von Niedrigwasser zurückzuführen ist. Wichtig erscheint aber, daß mittlere und größere Überlaufereignisse nur zwischen Juni und Oktober gefunden wurden.

Von Interesse ist natürlich auch der bereits angesprochene Einfluß der unterschiedlichen Entlastungsbauwerke nach Art und Größe. Dazu wurden für die Fälle Einschieder Hof, Nohen und Trier zusätzlich die RÜB-Volumina sowohl auf das Mindestvolumen min V_s nach [ATV 128] reduziert und andererseits das Standardvolumen $V(e_o)$ verdoppelt. Beim Pegel Trier konnte als vierte Größe noch das Volumen bei der Entlastungsrate e_2 mit einbezogen werden. Daher werden die Untersuchungsergebnisse stellvertretend anhand des Falles Trier in Abb. 7-7 dargestellt. Für alle drei untersuchten Pegel zeigte sich eindeutig, daß der Einfluß des spezifischen Beckenvolumens zwar hinsichtlich der kleineren Überlaufereignisse relativ hoch ist, die wenigen großen Ereignisse jedoch nicht spürbar beherrscht werden können. Näherungsweise kann gesagt werden, daß sich bei einer Volumenvergrößerung von min V_s über $V(e_o)$ auf $2 \cdot V(e_o)$ die Anzahl der kritischen

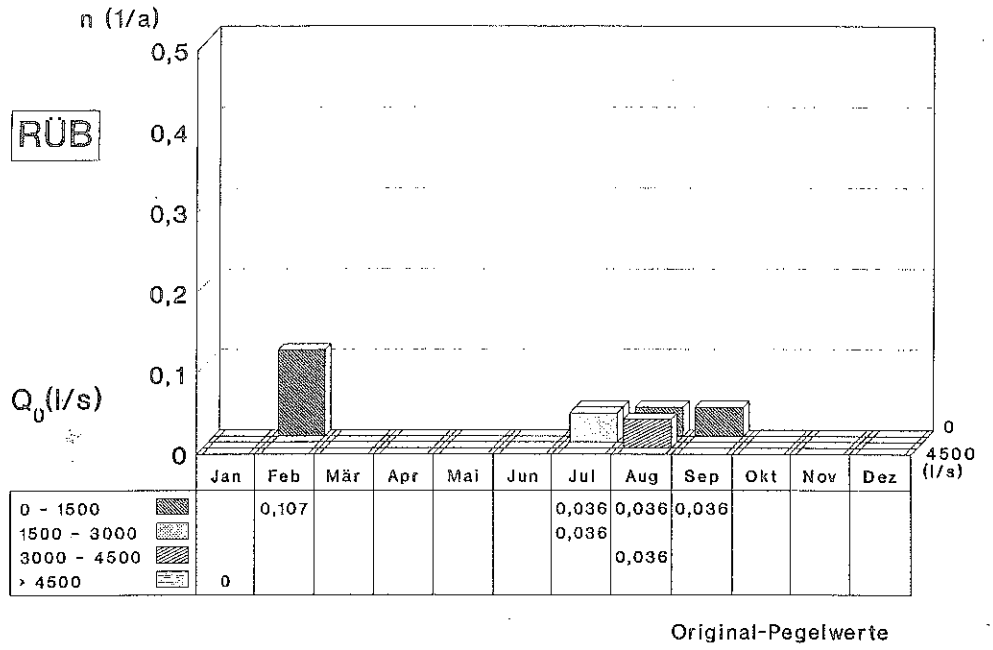


Abb. 7-5: Monatliche Häufigkeitsverteilung von Überlaufereignissen bei Niedrigwasser (Pegel Schafbrücke mit Netz Q05)

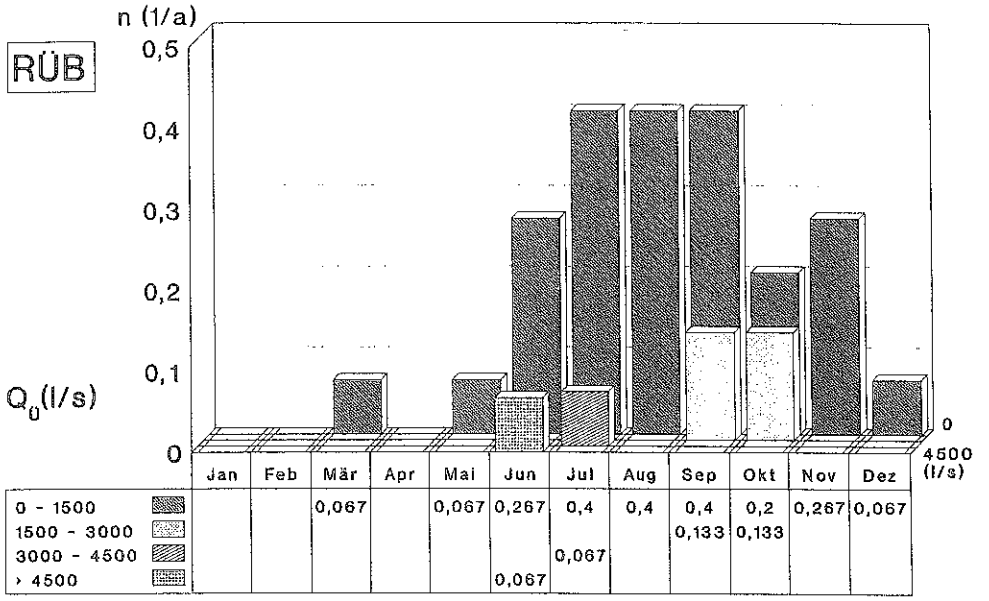


Abb. 7-6: Monatliche Häufigkeitsverteilung von Überlaufereignissen bei Niedrigwasser (Pegel Eisenschmitt mit Netz Q05)

Ereignisse jeweils etwa halbierte. Von wenigen Ausnahmen abgesehen bezieht sich dies jedoch nur auf die unterste $Q'_{Ü}$-Klasse (0-500 l/s).

Bereits Abb. 7-2 konnte entnommen werden, daß Regenüberläufe (RÜ) generell etwas seltener während Niedrigwasser entlasten als RÜB. Betrachtet man jedoch die gesamte Anzahl der Entlastungen, so stellt man fest, daß RÜB zwar insgesamt weit öfter überlaufen, die Anzahl der maßgebenden Entlastungen bei RÜ aber *relativ* höher ist (bezogen auf die Gesamtzahl ihrer Überlaufereignisse). Dies läßt sich damit erklären, daß RÜ aufgrund ihres hohen spezifischen Drosselabflusses nur bei relativ intensiven Starkregen entlasten. Da solche Ereignisse überwiegend anfangsbetont sind (z.B. Sommergewitter), ist auch die Wahrscheinlichkeit relativ gering, daß durch schwache Anfangsintensitäten der Gewässerabfluß zum Zeitpunkt der Entlastung MNQ bereits überschritten hat (vgl. Abb. 7-1). Der umgekehrte Effekt läßt sich bei zunehmendem RÜB-Volumen beobachten, wodurch der Überlaufzeitpunkt auf der Zeitachse relativ nach hinten geschoben wird.

Ferner wurden die Auswirkungen der Annahme einer 24-stündigen Grenzüberlaufpause (GP) überprüft, indem alle Auswertungen zusätzlich für GP = 4 h und GP = 5 Minuten vorgenommen wurden. Dabei zeigte sich, daß der Einfluß bei den meisten Pegeln minimal war, d.h. es ergaben sich höchstens bis zu zwei zusätzliche Ereignisse pro Reihe. Dies ist darauf zurückzuführen, daß ein zum Überlauf führendes Regenereignis bei kleinen und mittleren Gewässern meist auch eine (zumindest vorübergehende) Beendigung des Niedrigwasserabflusses bewirkt, wodurch unmittelbar (bis zu 24 h) nachfolgende Überläufe i.d.R. dann auf Abflüsse über MNQ treffen (vgl. Abb. 7-1).

Eine auffallende Ausnahme hiervon stellt allerdings der Pegel Trier dar (vgl. Abb. 7-8). Dies liegt vermutlich daran, daß die Ereignisse dort nahezu *unabhängig* von einander auftreten. Während längerer Niedrigwasserperioden im Sommer kann es zu einer Vielzahl von Überlaufereignissen kommen, die lediglich durch örtliche Gewitter verursacht werden, ohne ein Ende des Niedrigwasserabflusses zu bewirken. Aufgrund der Einzugsgebietsgröße werden diese Niedrigwasserphasen meist erst durch den nächsten großräumigen Wetterumschwung beendet.

7.1.3 Vergleich mit anderen Untersuchungen

Dazu bietet sich zunächst natürlich die in Kap 2.2 beschriebene Untersuchung [Weppler/91] an, welche von der Größenordnung her zwar vergleichbare, aber dennoch insgesamt etwas höhere Überlaufhäufigkeiten ($\geq$ 4/a) ausweist als die hier gewonnenen. Neben den dort kürzeren Datenreihen und regionalen Unterschieden der verwendeten Pegeleinzugsgebiete müssen dabei jedoch auch die Unterschiede in den Auswertungsmethoden gesehen werden. Weppler verwendete zum einen Tagesmittelwerte der Gewässerabflüsse, was gemäß Kap. 7.1.1 zu geringeren Häufigkeiten führen müßte. Daher dürften seine relativ hohen Werte in erste Linie - sofern regionale Unterschiede ausgeklammert werden können - darauf zurückzuführen sein, daß es sich bei Weppler lediglich um "poten-

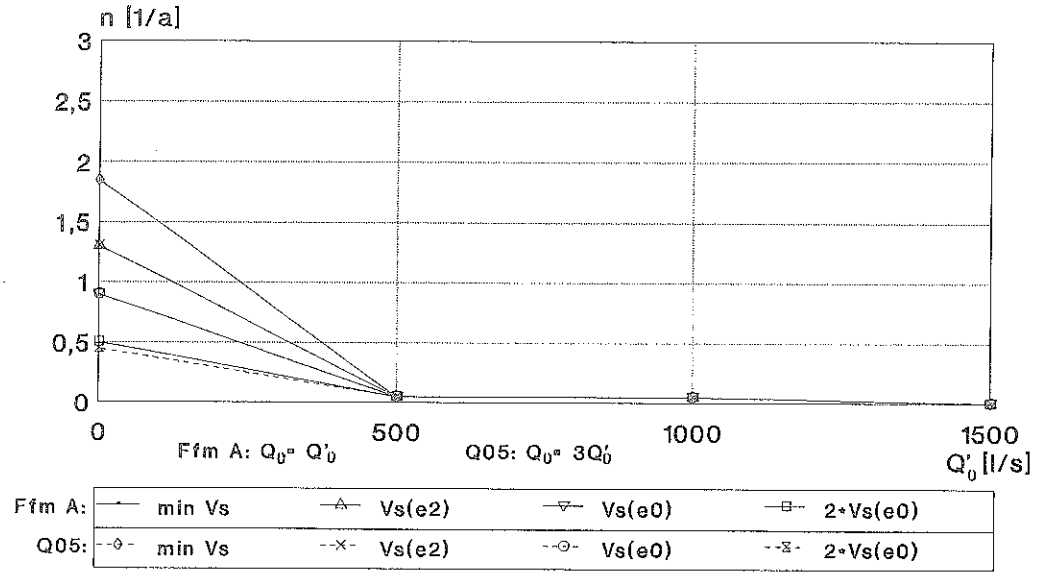


Abb. 7-7: Einfluß der spezifischen Beckenvolumina auf die Überlaufhäufigkeit bei Niedrigwasser (Pegel Trier mit Netz Ffm A und Q05)

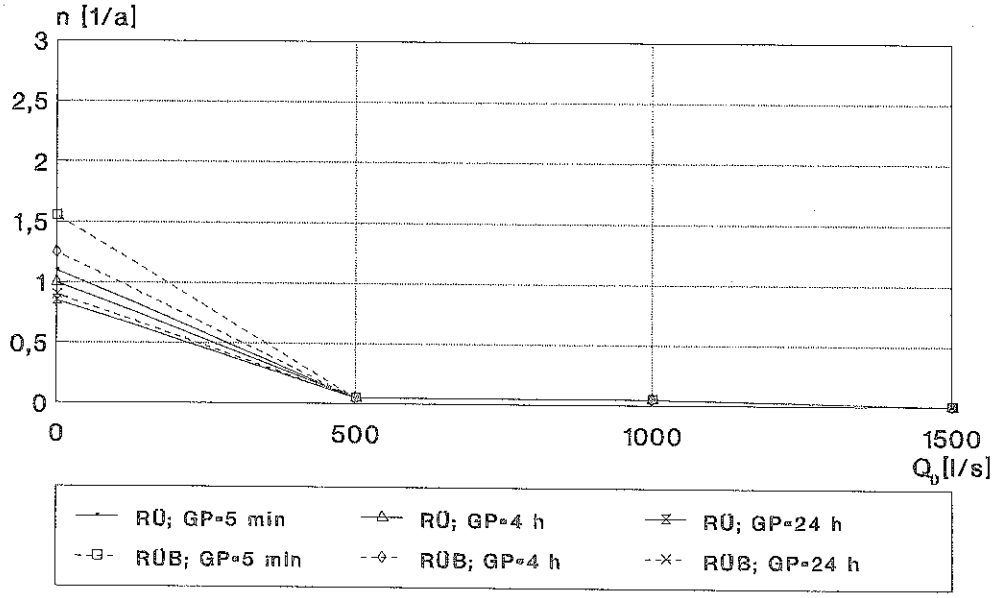


Abb. 7-8: Einfluß der Grenzüberlaufpause (GP) zur Ereignistrennung bei Niedrigwasser (Pegel Trier mit Netz Ffm A)

tielle" Überlaufereignisse handelte (wie in Kap. 2.2 näher erläutert, wurden nur kritische Regenintensitäten ausgewertet, welche aber aufgrund fehlender Volumenbetrachtungen nicht zwangsläufig zum Überlauf führen müssen). Weitere unbekannte Einflußgrößen bilden die nicht genannten Entfernungen zwischen Regenschreiber und Pegel sowie die verwendete Grenzpause.

In einer parallel zur vorliegenden Untersuchung durchgeführten Diplomarbeit [Wendel/93] wurde zum einen der Frage nachgegangen, ob sich - im Rahmen tolerierbarer Abweichungen - die hier gewonnenen Ergebnisse nicht auch mit wesentlich geringerem Aufwand hätten erzielen lassen. Dies betrifft natürlich in erster Linie die Verwendung von gewässerseitigen Tagesmittelwerten des Abflusses, welche Gewässerkundlichen Jahrbüchern entnommen werden können. Dazu wurden u.a. folgende Überlegungen und Teiluntersuchungen durchgeführt:

1. Wie bereits erläutert, bewirken zum Kanalnetzüberlauf führende Starkregenereignisse bei kleinen und mittleren Gewässern meist auch ein Ende der Niedrigwasserphase, zumindest aber einen auch am Tagesmittelwert (Q_d) ablesbaren Abflußanstieg.

   Es wurde daher versucht, allein durch Betrachtung solcher Tagesabflüsse, d.h. ohne Einbeziehung von Niederschlagsaufzeichnungen, die hier gewonnenen Häufigkeiten für die elf Abflußreihen zu bestimmen. Im einzelnen wurde die Anzahl von Niedrigwasserperioden (d.h. Zeitabschnitte mit $Q_d \leq$ MNQ) sowie der Tage mit Abflußerhöhungen (als möglicher Hinweis auf kritische Niederschlagsereignisse) innerhalb solcher Phasen durch einfaches Auszählen bestimmt.

   Die so gewonnenen Häufigkeiten zeigten jedoch, ohne erkennbare Tendenz, starke Abweichungen zu den hier erzielten Ergebnissen nach oben wie auch nach unten.

2. Anstatt den Original-Pegelganglinien wurden die simulierten Überlaufereignisse den zugehörigen Tagesmittelwerten des Gewässerabflusses gegenüber gestellt (vgl. Diskussion in Kap. 7.1.1). Die so gewonnenen Häufigkeiten betrugen, ebenfalls uneinheitlich, zwischen 20 und 90 Prozent der hier erzielten Ergebnisse.

3. Da viele digitalisierte Niederschlagsreihen des Deutschen Wetterdienstes nur die Monate Mai bis September umfassen, wurde die Anzahl kritischer Ereignisse dieses Zeitraums aus den vorliegenden Untersuchungsergebnissen bestimmt. Es zeigte sich, daß man bei Verwendung solcher N-Reihen im Mittel etwa 80 Prozent (Schwankungsbreite zwischen 40 und 100 %) der maßgebenden Überlaufhäufigkeiten des Gesamtjahres erhalten würde.

Weiterhin führte Wendel die gleichen Untersuchungen zur Niedrigwasserproblematik wie in dieser Arbeit durch, wobei er die Überlaufereignisse jedoch nach Volumina ($V_Ü$) anstatt nach $Q_Ü$ differenzierte. Es zeigte sich dabei, daß der qualitative Verlauf dieser Häufigkeiten mit den beispielsweise in Abb. 7-3 und

7-4 dargestellten weitgehend übereinstimmte. D.h., die (bei beiden Untersuchungen natürlich übereinstimmende) Gesamtzahl der Überläufe bei Niedrigwasser wird auch nach diesem Beurteilungskriterium von überwiegend kleinen Ereignissen gebildet, wogegen die Zahl mittlerer und großer Entlastungen deutlich geringer ist. Auf die Absolutwerte dieser $V_Ü$-Werte soll hier, mit Hinblick auf die Ergebnisse in Kap. 7.3 (Mischungsverhältnisse *aller* Ereignisse), jedoch nicht weiter eingegangen werden.

7.2 Mischwasserüberläufe während Hochwasser

7.2.1 Auswertemethodik

Im Rahmen der Bemessung von Regenwasserpumpwerken und Entlastungsbauwerken, welche mit Rückstauverschlüssen gegenüber dem Gewässer gesichert sind, stellt sich gemäß Kap. 2.2 die Frage nach der 10- bis 20-jährlichen, gewässerbedingten Einstauhäufigkeit des Kanalnetzes. Von daher wurden die gesuchten Überlaufereignisse nicht nach max $Q_Ü$ (wie bei den Niedrigwasserauswertungen), sondern nach dem Wiederkehrintervall des gewässerseitigen Hochwassers differenziert. Dies erfolgte sowohl für das Gesamtjahr wie auch für das Sommerhalbjahr.

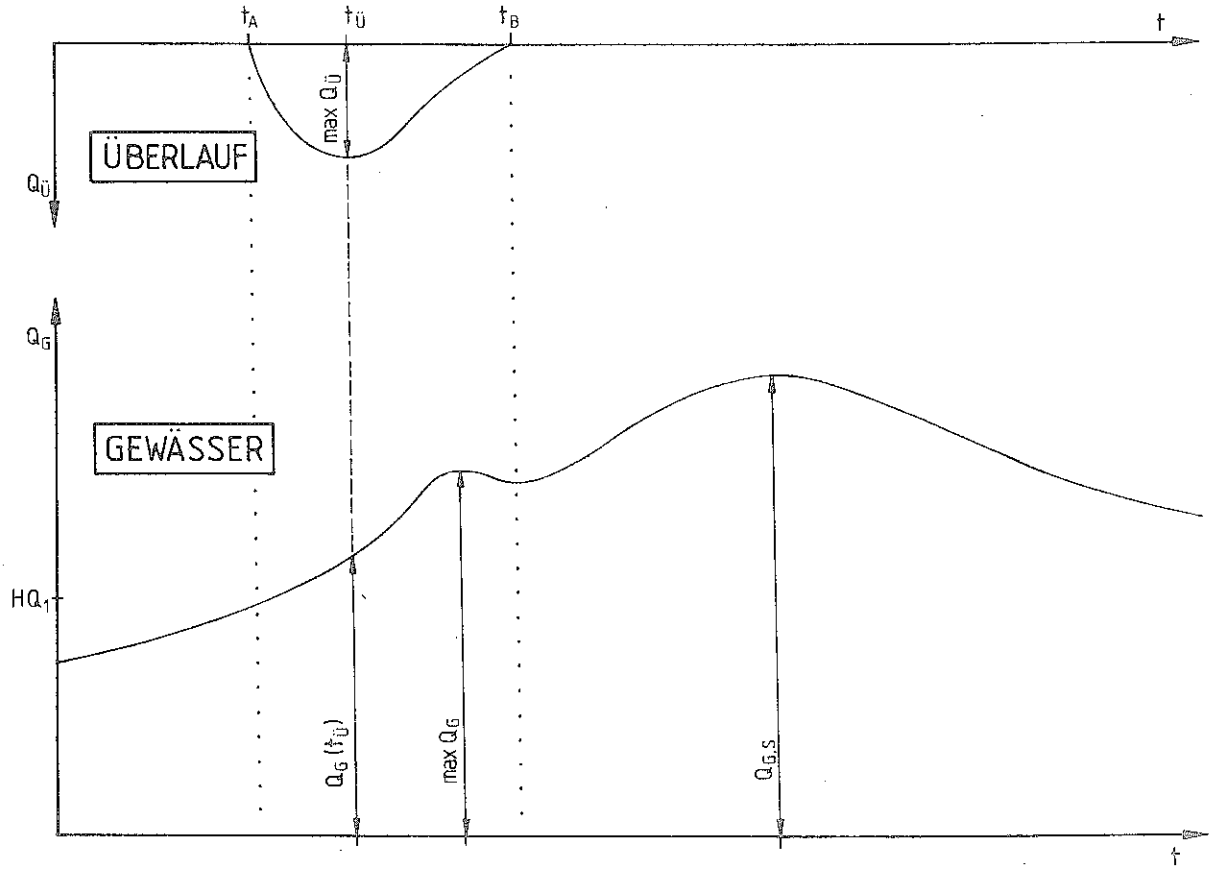


Abb. 7-9: Prinzipskizze zur Auswertemethodik bei Hochwasser

Als Grenzüberlaufpause (GP), zur Trennung von als unabhängig anzusehenden Entlastungsereignissen, wurde hier einheitlich der hydrologisch begründbare Wert von GP = 4 h gemäß Kap. 4.1 verwendet.

Für die eigentliche Auswertung wurden zunächst alle Hochwasserereignisse vorausgewählt, welche den 1-jährlichen Abfluß überschritten (HQ_1 gemäß Kap. 3.3.2, d.h. Ereignisanzahl = Abflußjahre der Reihe). Anschließend wurden die so ausgewählten Hochwasserganglinien zeitgerecht den simulierten Mischwasserüberläufen gemäß Abb. 7-9 gegenübergestellt. Sofern zumindest HQ_1 überschritten war, wurde die Ordinate des Gewässerabflusses zum Zeitpunkt der Überlaufspitze ($Q_G(t_Ü)$) festgehalten. Gleiches gilt für die Ordinate des größten Abflusses, der während der Dauer des Überlaufs im Gewässer auftrat (max Q_G). Letzterer muß nicht mit dem Scheitelabfluß $Q_{G,S}$ des gewässerseitigen Hochwasserereignisses identisch sein. Mit Hilfe der Abflußstatistik gemäß Tab. 3-2 wurden den maßgebenden Ordinaten $Q_G(t_Ü)$ und max Q_G ihre statistischen Wiederkehrintervalle T_n zugeordnet und ihre jeweiligen Auftrittshäufigkeiten (während Mischwasserüberläufen) ausgezählt.

7.2.2 Ergebnisse und deren mögliche Verwendung

Als erste Übersicht sollen die Abbildungen 7-10 und 7-11 dienen, in welchen für alle zwölf untersuchten Fallbeispiele - getrennt nach Gesamtjahr und Sommerhalbjahr (So) - die Häufigkeiten wiederzufinden sind, mit denen Mischwasserüberläufe beliebiger Größe auf 1- und 5-jährliche Hochwasserereignisse im Gewässer treffen (max Q_G gemäß Abb. 7-9). HQ_5 wurde zunächst deshalb als Obergrenze gewählt, weil es das größte Ereignis darstellt, das in *allen* verwendeten Pegelreihen auftrat.

Danach treffen Mischwasserüberläufe aus Regenüberlaufbecken (RÜB) im Mittel aller Pegel knapp einmal pro Jahr auf ein HQ_1 und mit der Häufigkeit von etwa 0,15/a auf ein HQ_5. Für das Sommerhalbjahr ergeben sich mit etwas über 1,0/a und 0,2/a erwartungsgemäß etwas höhere Werte. Wie schon beim Niedrigwasser festgestellt, fallen die entsprechenden Häufigkeiten der Regenüberläufe geringer aus. Sie betragen im Mittel beim Gesamtjahr etwa 0,4/a bzw. 0,06/a und etwa 0,7/a bzw. 0,13/a im Sommer. Es sei darauf hingewiesen, daß es sich bei den Angaben zu den Ergebnissen des Pegels Schafbrücke (sofern nicht anders vermerkt) immer um die etwas höheren Werte (vgl. Abb. 7-12 und 7-13) der trendbereinigten Daten handelt.

Ferner beziehen sich alle im folgenden diskutierten Ergebnisse nur auf den Wert max Q_G gemäß Abb. 7-9, da der Unterschied zu $Q_G(t_Ü)$ meist sehr gering ist (vgl. z.B. wieder Abb. 7-12 und 7-13) und die zusätzlich durchgeführte Auswertung von $Q_G(t_Ü)$ auch zu keinen weiteren Erkenntnissen führte.

Bei Betrachtung dieser sowie der nachfolgenden Ergebnisse sollte unbedingt berücksichtigt werden, daß es sich bei allen Ereignissen in der Mehrzahl um relativ kleine bis mittlere Über-

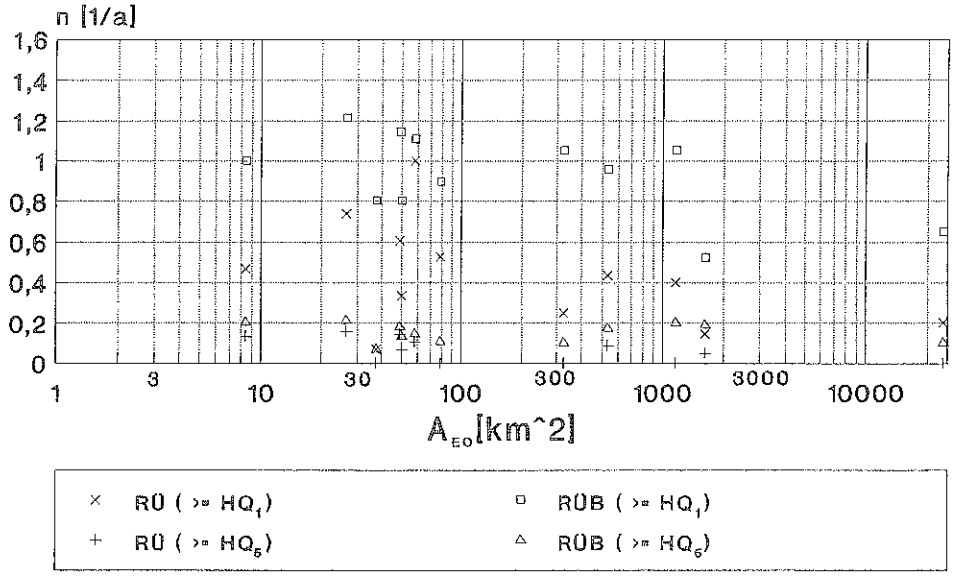


Abb. 7-10: Überlaufhäufigkeiten während Hochwasser (Gesamtjahr) in Abhängigkeit der gewässerseitigen Einzugsfläche (A_{EO}) am Beispiel des Netzes Ffm A

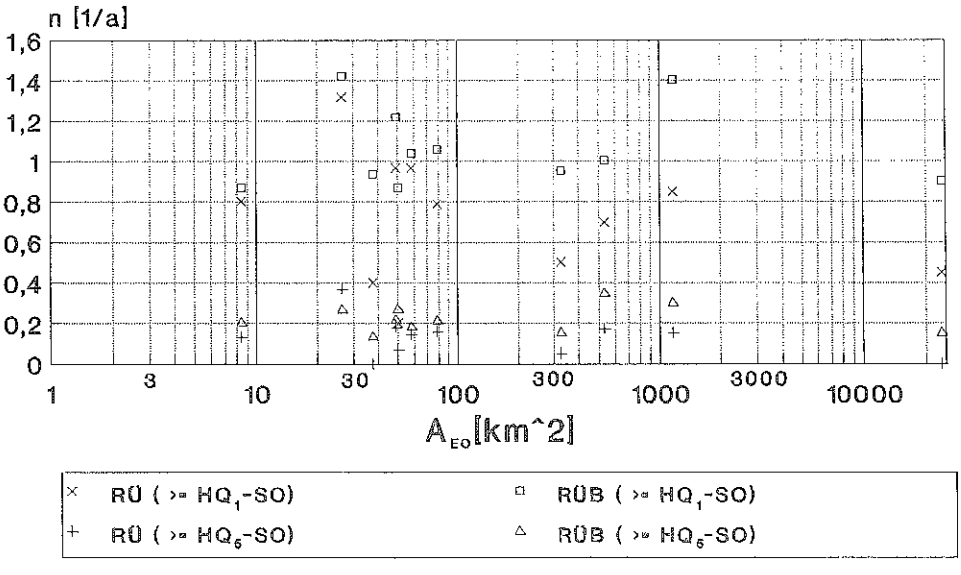


Abb. 7-11: Überlaufhäufigkeiten während Sommerhochwasser in Abhängigkeit der gewässerseitigen Einzugsfläche (A_{EO}) am Beispiel des Netzes Ffm A

läufe handelt, welche nur in Ausnahmefällen die Größenordnung des (1-jährlichen) Bemessungsabflusses für das Kanalnetz erreichten.

Genau wie beim Niedrigwasser, so spielt auch hier der Einfluß der eigentlichen Kanalnetzcharakteristik nur eine sehr untergeordnete Rolle, zumindest solange das gewässerseitige Einzugsgebiet wesentlich größer als das des Netzes ist. Von daher werden aus Übersichtsgründen die Ergebnisse wieder weitgehend anhand des Netzes Ffm A dargestellt. Die durchgehend geringfügigen Abweichungen der mituntersuchten Netze Tnd und Q05 sind teilweise Abb. 7-14 zu entnehmen. Der wesentlich größere Einfluß der Entlastungsbauwerke wird später nochmals gesondert behandelt.

Auch wenn insgesamt die Streubreite der Ergebnisse, verglichen mit denjenigen bei Niedrigwasser, relativ geringer ausfällt, so sind doch zwei sehr unterschiedliche, aus der gewässerseitigen Gebietscharakteristik resultierende Effekte dafür verantwortlich. Diese seien anhand der bereits mehrfach angesprochenen Pegel Trier auf der einen Seite sowie Fechingen und Schafbrücke auf der anderen Seite erläutert.

Am Pegel Trier treten die Hochwasserereignisse der Mosel, weitgehend unabhängig von den typischen Kanalnetzereignissen, bei langanhaltenden und volumenreichen Niederschlägen (sowie infolge Schneeschmelze) auf. Gleichzeitige Überläufe des Kanalnetzes beschränken sich daher weitgehend auf die stark gedrosselten RÜB, bei welchen dann schon vergleichsweise geringe Intensitätsspitzen innerhalb solcher "Landregen" zur Entlastung führen können. D.h., daß während der oft über mehrere Tage anhaltenden Hochwassersituationen sich auch die Kanalnetzabflüsse häufiger über längere Zeit an der Kapazitätsgrenze der RÜB bewegen und so mehrere kleinere Überläufe in kurzem Abstand auftreten können. Diese Aussage wird auch durch die später behandelten Untersuchungsergebnisse zum Einfluß der Grenzpause noch weiter belegt werden können. Dagegen sind die geringeren Häufigkeiten der RÜ wohl auf ihre relativ hohen spezifischen Drosselabflüsse zurückzuführen, welche offensichtlich i.d.R. über den Spenden der o.g. Niederschlagsereignisse liegen.

Ganz anders verhält es sich bei den zwei wesentlich kleineren Gebieten Fechingen und Schafbrücke, welche im Oberwasser ihrer Pegel weitere relativ große Siedlungsflächen aufweisen (vgl. Tab. 3-3). Hier sind die Ereignisse weitgehend voneinander abhängig, d.h. nahezu jedes zum Hochwasser führende Starkregenereignis bewirkt auch einen größeren Überlauf dieser Kanalnetze. Bei mittleren und größeren Abflußereignissen im Sommer ergibt sich daher meist das typische Bild, daß zunächst die Spitze aus diesen Siedlungsgebieten am Pegel aufgezeichnet wird und etwas zeitversetzt der natürliche Gebietsanteil eine zweite Spitze in etwa der gleichen Größenordnung bewirkt. Dies läßt sich auch anhand von Eichereignis Nr. 4 des Pegels Fechingen (Abb. 5-9) veranschaulichen. Die Überläufe des fiktiven, zusätzlich am Pegel simulierten Kanalnetzes treffen dann natürlich fast immer auf die erste Spitze solcher Ereignisse. Das o.g. Eichereignis vom Juli 1987 bewirkte auch beim nahegelegenen Pegel Schafbrücke das einzige 50-jährliche Hochwasser, das in allen verwendeten

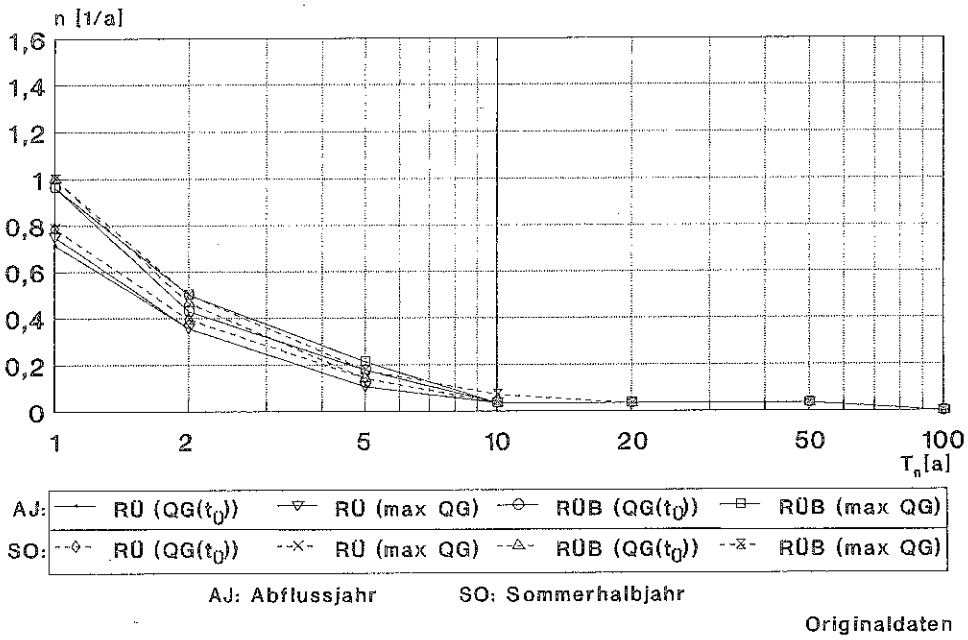


Abb. 7-12: Überlaufhäufigkeiten während Hochwasser am Beispiel des Pegels Schafbrücke in Kombination mit dem Netz Ffm A (Originaldaten)

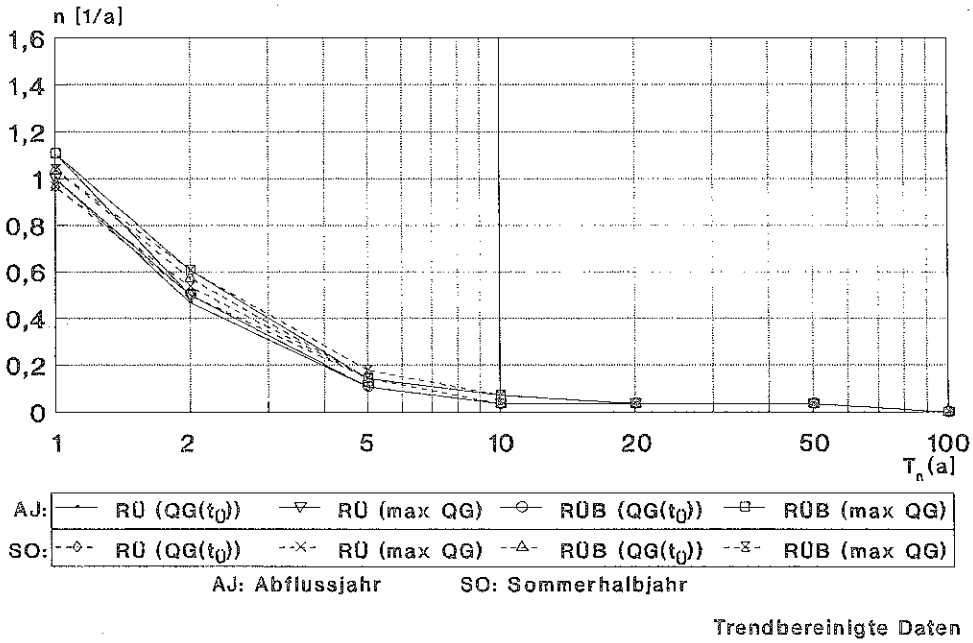


Abb. 7-13: Überlaufhäufigkeiten während Hochwasser am Beispiel des Pegels Schafbrücke in Kombination mit dem Netz Ffm A (trendbereinigte Daten)

Pegelreihen zu finden war. Da dieses HQ_{50} durch den ersten Wellenscheitel gebildet wurde, traf hierauf dann auch der zugehörige, der Niederschlagsintersität entsprechend hohe Kanalnetzüberlauf. So ist es das einzige Ereignis aller untersuchten Fälle, bei welchem ein Entlastungsabfluß in der Größenordnung des 1-jährlichen Kanalnetzabflusses auf ein Hochwasserereignis oberhalb von HQ_5 traf.

Den Abbildungen 7-10 und 7-11 ist allerdings zu entnehmen, daß bei den zuvor geschilderten, extremen Verhältnissen der Fallbeispiele Schafbrücke (A_{EO} = 58 km²) und Trier (A_{EO} > 20.000 km²) weder die kleinsten noch die größten Häufigkeiten insgesamt auftraten. Dies ist zunächst einmal auf die relativ große Streuung der Ergebnisse infolge ihres hohen Zufallsanteil zurückzuführen. Andererseits spiegelt sich darin aber auch wider, daß in den meisten Fällen beide oben beschriebenen Effekte bis zu einem gewissen Grad kombiniert werden. D.h., daß es einerseits bei relativ schneller Reaktion des gewässerseitigen Einzugsgebietes (relativ kleines t_c oder großer Siedlungsanteil) häufig zu Überläufen während des Anstiegs der Hochwasserganglinie kommt. Andererseits können je nach Witterungsverlauf während lang anhaltender Hochwasserwellen auch mehrere Überläufe auftreten. Überwiegt eher der erstgenannte Effekt, so liegen auch die maßgebenden Häufigkeiten der RÜ und die Größen der Überlaufwassermengen auf relativ hohem Niveau, während es sich beim zweiten Effekt umgekehrt verhält. Da lang anhaltende Hochwasserereignisse im Rahmen der untersuchten Zeiträume vor allem im Mai 1970 und 1983 sowie im Oktober 1986 und 1987 auftraten, also im hydrologischen Sommerhalbjahr, ergaben sich auch keine wesentlichen Unterschiede zwischen den Ergebnissen für Gesamtjahr und Sommer.

Wie beim Niedrigwasser, so tragen auch bei Hochwasser Regenreihen mit Jahresniederschlagshöhen über 1000 mm, d.h. relativ großen Entlastungsraten, zu vergleichsweise großen Häufigkeiten bei. Ferner weist der Pegel Bad Vilbel mit den niedrigsten Ergebnissen auch die geringste Jahresniederschlagshöhe (Reihe Frankfurt) auf. Auch wenn er verstärkend in die eine oder andere Richtung wirken kann, sollte der Einfluß der Niederschlagscharakteristik dennoch nicht überschätzt werden, da er von den zuvor geschilderten Effekten oft überprägt wird.

Die bereits angesprochenen Einflüsse des spezifischen Rückhaltevolumens und der gewählten Grenzpause auf die Ergebnisse sind auch hier wieder anhand des Pegels Trier in Abb. 7-14 und 7-15 dargestellt. In diesem Fall wirken sich bei den RÜB beide Größen aufgrund der zuvor bereits angesprochenen vielen kleinen, oft dicht aufeinander folgenden Überläufe recht deutlich aus. Insbesondere eine Reduzierung des spezifischen Beckenvolumens von der Standardgröße $V_S(e_0)$ auf die Mindestgröße min V_S führt in diesem Fall näherungsweise zu einer Verdoppelung der Überlaufhäufigkeiten (bis etwa HQ_5) und zusätzlich auch zu Entlastungen während seltenerer Hochwasserereignisse (HQ_{10}, HQ_{20}). Eine Verringerung der Grenzpause von 4 Stunden auf 5 Minuten ergibt bei den RÜB sogar fast eine dreifache Anzahl an Überläufen während 1-jährlicher Hochwasserabflüsse.

Bei den RÜ dagegen werden die Entlastungshäufigkeiten von intensiveren (meist kurzzeitigen) Starkregenereignissen bestimmt,

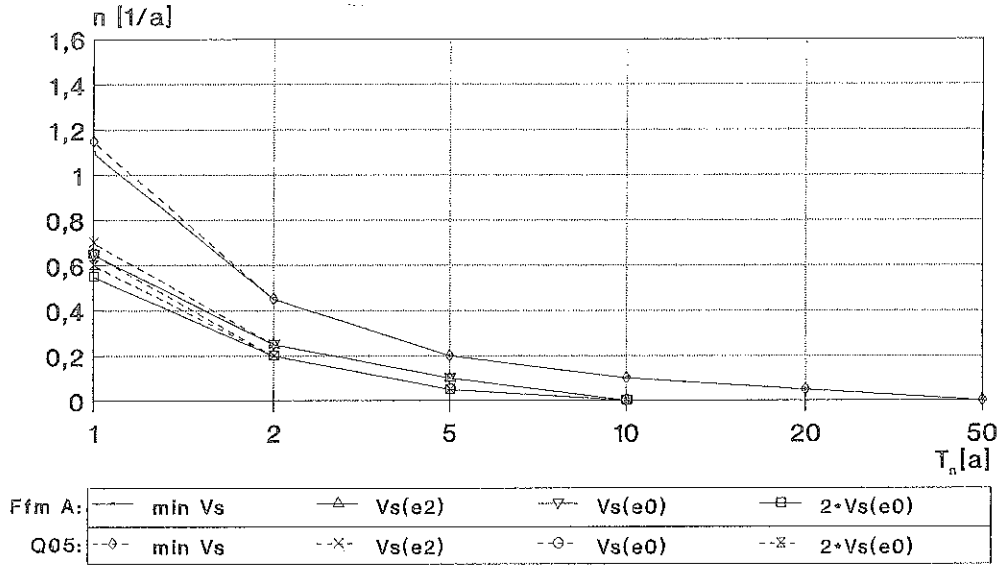


Abb. 7-14: Einfluß der spezifischen Beckenvolumina auf die Überlaufhäufigkeiten während Hochwasser (Pegel Trier mit Netz Ffm A)

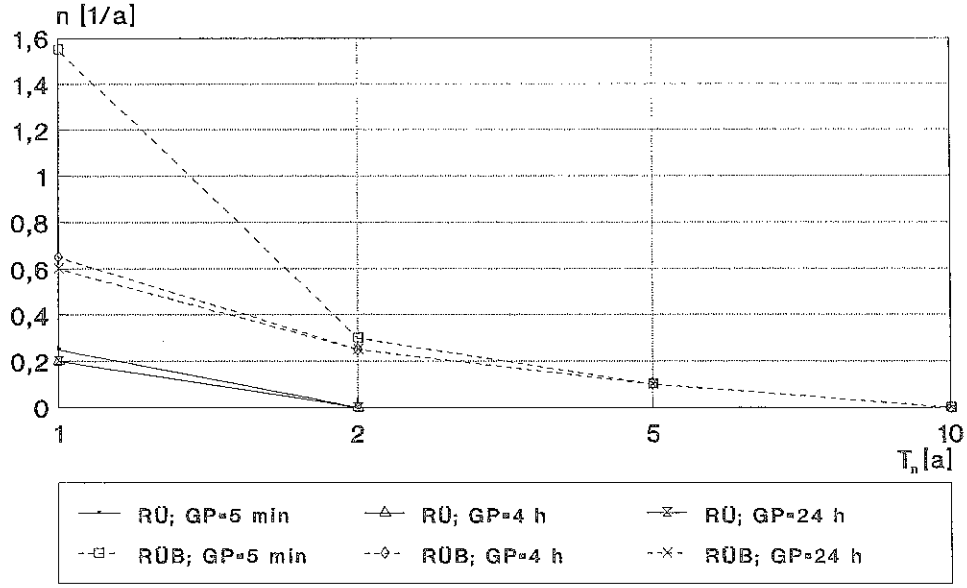


Abb. 7-15: Einfluß der Grenzüberlaufpause (GP) während Hochwasser (Pegel Trier mit Netz Ffm A)

welche während Hochwasser in der Mosel selten auftreten. Entsprechend gering sind die maßgebenden Überlaufhäufigkeiten, welche sich auch durch eine Variation der zugehörigen Grenzpause nur unwesentlich ändern.

Bei den hierzu ebenfalls untersuchten Pegeln Einschieder Hof und Nohen blieb der Einfluß des Beckenvolumens sehr gering. Allerdings wurde der große Einfluß der Grenzpause bestätigt, welcher sich im Falle des Pegels Einschieder Hof sogar auch bei den RÜ zeigte.

Es bleibt festzuhalten, daß die Größe der verwendeten Grenzpause einen ganz erheblichen Einfluß auf die gesuchten Überlaufhäufigkeiten haben kann und deshalb bei Untersuchungsergebnissen dieser Art unbedingt mit angegeben werden sollte.

Aus allen bisher in diesem Zusammenhang erarbeiteten Ergebnissen ist die eigentlich interessierende Häufigkeit des 10- bis 20-jährigen Kanalnetzeinstaues aufgrund gewässerseitigem Hochwasser in direkter Form noch nicht zu entnehmen. Zur Klärung dieser Frage sind zunächst einige theoretische Betrachtungen notwendig: Ist das Entlastungsbauwerk oder Pumpwerk *nicht* durch Hochwasserschütze bzw. Rückschlagklappen gesichert, so entspricht seine Versagenswahrscheinlichkeit P_B natürlich der Auftrittswahrscheinlichkeit des gewässerseitigen Hochwasserstandes (P_G), auf den die Schwellenhöhe bzw. der höchste Punkt der Auslaßleitung ausgelegt ist, also

$$P_B = P_G \qquad [-] \qquad (7.1)$$

bzw.

$$T_{n,B} = T_{n,S} \qquad [a] \qquad (7.2)$$

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:

$$P = Dt \; / \; T_n \qquad [-] \qquad (7.3)$$

mit

Dt: Zeitintervall, für das die Stichprobenwerte ermittelt wurden (bei Jahreshöchstabflüssen beträgt Dt = 1,0 Jahre).

Sind die o.g. Sicherungssysteme jedoch vorhanden, so versagt das Bauwerk nur dann, wenn während des Auftritts eines höheren äußeren Wasserstandes als dem der Bemessung zugrundeliegenden, bei dann geschlossenem Schütz kanalseitig ebenfalls ein kritischer Abfluß auftritt (vgl. Abb. 7-16).

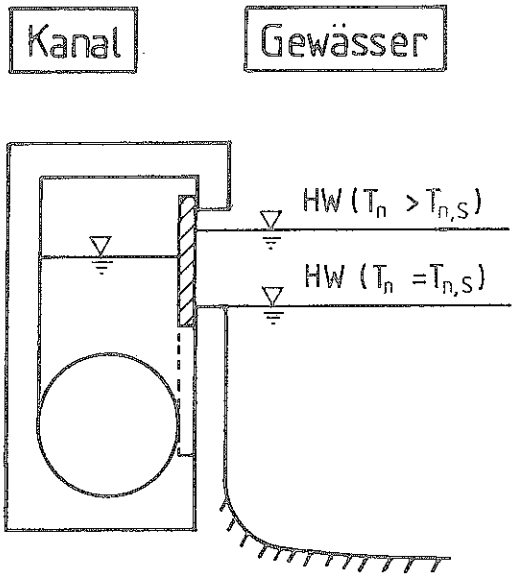


Abb. 7-16: Prinzipskizze zum Versagensfall eines mit Rückstauverschluß gesicherten Entlastungsbauwerkes

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

$$T_{n,B} = T_{n,G} \;/\; a_x \qquad \text{für} \quad T_{n,G} \geq T_{n,S} \qquad [a] \qquad (7.4)$$

mit

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

Folglich interessiert neben der bisher betrachteten mittleren Überlaufhäufigkeit n [1/a] während Hochwasser auch die Häufigkeit a [-], mit welcher ein Mischwasserüberlauf auf ein gegebenes Hochwasser trifft.

Diese Umrechnung sei am Beispiel des Pegels Einschieder Hof für den entsprechenden a-Wert eines RÜ bei HQ_5 demonstriert. Die zuvor ermittelte Überlaufhäufigkeit n beträgt für diesen Fall 0,158 mal pro Jahr (vgl. Abb. 7-10). Folglich ergibt sich der gesuchte a-Wert zu (0,158 · 5 =) 0,79 [-] bzw. zu 79 Prozent. Da am Pegel Einschieder Hof dieser Wert höher als bei allen übrigen Pegeln liegt, erscheint er in der folgenden Ergebnisübersicht in Tab. 7-1 auch als Maximalwert dieser Kategorie (HQ_5).

Höhere Werte als 1,0 bzw. 100 % können sich ergeben, falls im Mittel mehrere Überläufe pro Hochwasserereignis stattfanden.

Für höhere T_n-Werte wird die Anzahl der Ereignisse in den vorliegenden Abflußreihen zunehmend geringer, so daß der größte darin aufgetretene Wert (HQ_{50}) dann nur noch einmal vorhanden ist. Die zugehörige Häufigkeit eines gleichzeitigen Mischwasserüberlaufes kann in diesem Fall dann i.d.R. nur noch entweder

	HQ_1	HQ_2	HQ_5	HQ_{10}	HQ_{20}	HQ_{60}	Mittel
Min [%]							
RÜ	6,7	0	0	0	0	100	17,8
RÜB	52	27	34	0	0	100	35,5
Max [%]							
RÜ	100	100	79	100	100	100	96,5
RÜB	121	126	107	200	100	100	125,7
Mittel [%]							
RÜ	43	39	31	27	50	100	38,2
RÜB	93	85	78	64	86	100	81,4

Tab. 7-1: Überlaufhäufigkeiten a [%] bei auftretendem Hochwasser (alle 12 untersuchten Pegel)

0 oder 100 % betragen. Deshalb sind die gesuchten Überlaufhäufigkeiten in Abhängigkeit von $T_{n,G}$, etwa ab HQ_{10}, aufgrund der wenigen Eingangswerte mit großen Unsicherheiten behaftet.

Um auch der Ermittlung des a-Wertes für solch seltene Hochwasserereignisse eine möglichst große Datenmenge zugrundelegen zu können, wurden vereinfachend die Überlaufhäufigkeiten über alle Pegel und alle Wiederkehrintervalle gemäß Tab. 7-1 gemittelt. Damit ergibt sich Gl. (7.4) zu

$$T_{n,B} = T_{n,G}/a = T_{n,S}/a \qquad [a] \qquad (7.5)$$

mit

$a = 0,814 \rightarrow 0,85$ (aufgerundet) für Regenüberlaufbecken und
$a = 0,382 \rightarrow 0,40$ (aufgerundet) für Regenüberläufe.

Dies bedeutet beispielsweise für die gesuchte Versagenshäufigkeit von einmal in 10 bis 20 Jahren bei einem RÜ, daß die Höhe der Überlaufschwelle auf ein rechnerisch 4- bis 8-jährliches Hochwasser reduziert werden kann, sofern dieser mit entsprechenden Schützen gesichert wird. Befinden sich im gewässerseitigen Einzugsgebiet oberhalb dieser Einleitungsstelle weitere, relativ große Siedlungsflächen (einen Anhalt bieten Tab. 3-3 bzw. Anlage A-2 bis A-5), so sollte eher der höhere Wert gewählt werden. Bei großen Einzugsgebieten (etwa ab $A_{EO} = 1.000$ km^2), ohne solche Siedlungsflächen im Oberwasser, könnte auch der untere Wert gewählt werden.

Dagegen erscheint der Einbau von Rückstauverschlüssen bei Überlaufbecken weniger lohnend. Der maßgebende Hochwasserabfluß reduziert sich 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.

Es sei an dieser Stelle nochmals darauf hingewiesen, daß diesen Ergebnissen Fälle mit

$$A_{EO} >> A_{EK}$$

zugrunde liegen.

Bezüglich der Höhe der auftretenden Entlastungsabflüsse, welche für die Kapazität von Regenwasserpumpwerken maßgebend sind, lassen sich solch allgemeingültige Aussagen jedoch nicht machen, da hierzu viel zu wenig maßgebende Fälle in den untersuchten Reihen auftraten, d.h. es liegen zu wenig Eingangswerte vor. Eine Mittelbildung wie bei den erforderlichen Höhenlagen der Überlaufschwellen würde in erheblichem Umfang durch das einzige, bei HQ_{50} aufgetretende Überlaufereignis beim Sonderfall Schafbrücke geprägt, das einen der ganz wenigen Spitzenabflüsse im Bereich des einjährlichen Kanalnetzabflusses aufwies. Entlastungen ab dieser Größenordnung wurden ansonsten nur bei den Pegeln Einschieder Hof, Fechingen, Rammelsbach und Nohen während einem maximal 2-jährlichen Hochwasser errechnet.

Da andererseits diese Ergebnisse aber auch zeigen, daß solche Ereignisse nicht auszuschließen sind, empfiehlt sich eine individuelle Untersuchung in jedem Einzelfall. Hierzu kann die Vorgehensweise in Kap. 8 mit der Simulation beider Abflußkomponenten als Vorbild dienen.

7.2.3 Vergleich mit anderen Untersuchungen

Hierzu bietet sich natürlich zunächst der probabilistische Ansatz an, wie er in [Biedenkopf/69] für die Problematik der Regenüberläufe empfohlen wird:

$$n_B = n_K \cdot n_G \qquad [-] \qquad (2.1)$$

mit n_B: Versagenshäufigkeit des Bauwerks
n_K: Häufigkeit des kritischen Niederschlags für den RÜ
n_G: Häufigkeit des Gewässerstands auf Höhe der Schwelle

Überführt man Gl. (7.5) ebenfalls in die für Häufigkeiten geltende Form, so ergibt sich

$$n_B = a \cdot n_G \qquad [-] \qquad (7.6)$$

Somit wäre der Wert a, welcher nach der vorliegenden Untersuchung bei 0,4 für Regenüberläufe liegt, dem Wert n_K in Gl. (2.1) gegenüberzustellen. Da n_K der Häufigkeit der kritischen Regenspende entspricht, welche nach [ATV 128] in der Größenordnung von 15 l/(s·ha) liegt, weist n_K damit eine Häufigkeit von deutlich über 1 auf. Folglich liegt man mit Gl. (2.1) aufgrund der hier erzielten Ergebnisse bedenklich weit auf der *"sicheren Seite"*.

Noch deutlicher würde die Diskrepanz, falls man den Ansatz nach Biedenkopf auf die 1-jährlichen Kanalnetzereignisse über-

trüge. D.h., daß bei jedem gewässerseitigen Hochwasserereignis (beliebiger Häufigkeit) mit einem gleichzeitigen Kanalnetzabfluß der Häufigkeit $n_K = 1$ zu rechnen wäre. Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung war dies aber auf nur ganz wenige Einzelfälle beschränkt (z.B. beim Pegel Schafbrücke). Dazu sei nochmals gesondert erwähnt, daß beispielsweise in der 20-jährigen Untersuchungsreihe Trier kein einziger Fall auftrat, in welchem ein 1-jährlicher Kanalnetzabfluß auf ein HQ_1 oder größer der Mosel traf. Dies ist deshalb bemerkenswert, da gerade für die dort nahezu *unabhängig* auftretenden Ereignisse der Ansatz von Biedenkopf noch am ehesten Gültigkeit haben müßte.

Wenn ein direkter Vergleich auch schwierig ist, so zeigen doch die hier erzielten Ergebnisse von der Tendenz her eine prinzipielle Übereinstimmung mit [Hörler/66] aus Kap. 2.2, welcher Angaben zum gleichzeitigen Auftreten von Starkregenspenden und bestimmten Gewässerabflüssen in der Schweiz macht.

7.3 Gesamtheit der Entlastungsereignisse

7.3.1 Auswertemethodik

Im Gegensatz zu den vorhergehenden zwei Unterkapiteln, in welchen nur diejenigen Überläufe betrachtet wurden, die während extremer Abflußverhältnisse im Gewässer auftraten, wird hier die Gesamtheit aller Entlastungsereignisse hinsichtlich der zeitparallelen Gewässerabflüsse (ohne Einschränkungen hinsichtlich ihrer Größe) ausgewertet. Für Immissionsbetrachtungen interessieren dabei gemäß Kap. 3.1.3 deren Häufigkeitsverteilung (→ "hydraulischer Streß") sowie die Mischungsverhältnisse $V_Ü/V_G$ (→ Stoffkonzentrationen). Diese aufwendige Teiluntersuchung mußte sich jedoch auf die drei Pegel Schadberg, Einschieder Hof und Nohen beschränken, da nur deren Daten in digitaler Form vorlagen. Die Auswertungsmethode sei anhand von Abb. 7-17 erläutert. Von jedem Überlaufereignis wurden die Gewässerordinate $Q_G(t_Ü)$, das übergelaufene Volumen $V_Ü$ sowie das im Gewässer während der Entlastungsdauer, also zwischen t_A und t_B, abgeflossene Volumen V_G analysiert ($V_Ü$ ist folglich kein Bestandteil von V_G). Aus beiden wurde das Mischungsverhältnis m gebildet:

$$m = V_Ü \; / \; V_G \qquad [-] \qquad (7.7)$$

Für die Häufigkeitsbetrachtungen von Q_G wurde wieder die hydrologisch begründbare Grenzpause von GP = 4 h gewählt (Unabhängigkeit der Niederschlagsereignisse), um die Ergebnisse möglichst vielseitig verwenden zu können. Dagegen wurden die vor allem für Gewässergütebetrachtungen interessierenden Mischungsverhältnisse ab einer Überlaufpause von GP = 24 h (beginnende Wiederbesiedlung) als eigenständige Ereignisse aufgefaßt. Die Untersuchung der Ereignisse hinsichtlich der Grenzpause erfolgte folgendermaßen: Zunächst wurden von allen Überläufen der Reihe die einzelnen Gewässerordinaten $Q_G(t_Ü)$ und Mischungsverhältnisse m

ermittelt. In einem zweiten Arbeitsschritt wurden dann diese Einzelergebnisse auf eine mögliche Relevanz hinsichtlich der o.g. Grenzpausen untersucht, so daß bei zusammenzufassenden Einzelüberläufen nur die zum jeweils größten $Q_Ü$-Wert gehörende Gewässerordinate sowie nur das ungünstigste Mischungsverhältnis m festgehalten wurden. Diese zweistufige Auswertemethode sollte sicherstellen, daß beispielsweise in die Mischungsverhältnisse m nur das jeweils ungünstigste Abflußvolumen, d.h. V_G oder V_G' (vgl. Abb. 7-17), eingeht und nicht das gewässerseitige Gesamtabflußvolumen zwischen Entlastungsbeginn t_A und Ende des zweiten Entlastungsvorgangs t_B'.

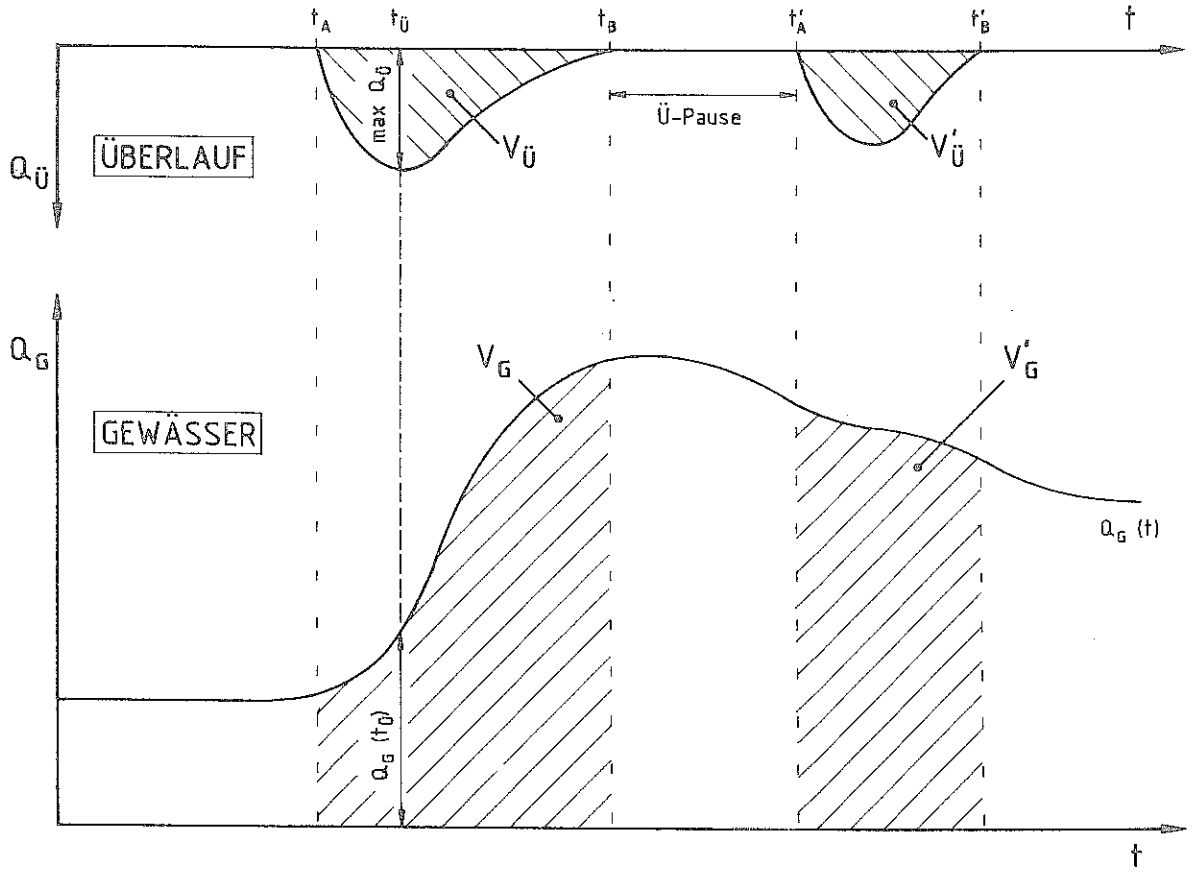


Abb. 7-17: Prinzipskizze zur Auswertemethodik für die Gesamtheit der Entlastungsereignisse

7.3.2 Ergebnisse und deren mögliche Verwendung

Die Unterschreitungshäufigkeiten der Gewässerabflüsse (zum Zeitpunkt der Überlaufspitzen) sind in Abb. 7-18 dargestellt. Um die Ergebnisse möglichst allgemeingültig verwendbar zu machen, wurden gewässerseitig die leicht zu ermittelnden Grenzwerte MNQ, MQ und MHQ gewählt, welche hinsichtlich ihrer Absolutwerte Tab. 3-2 entnommen werden können.

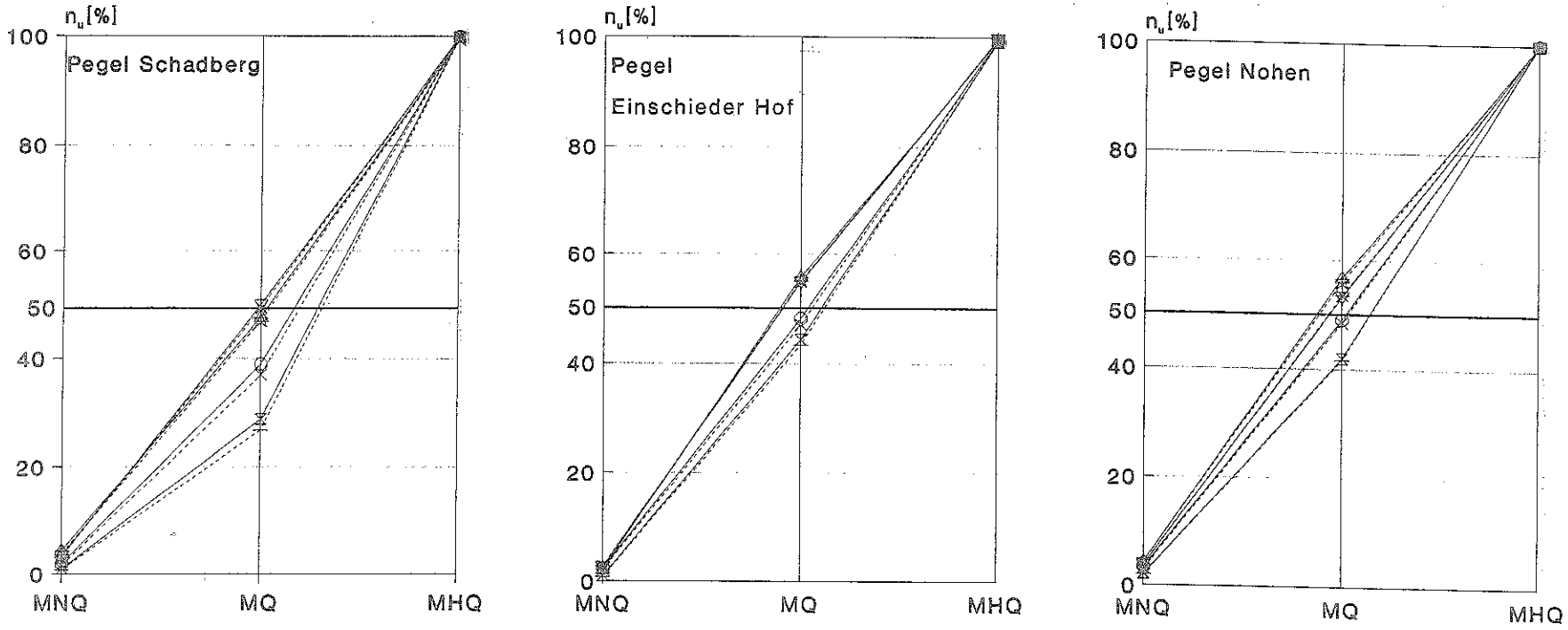


Abb. 7-18: Unterschreitungshäufigkeiten der während Mischwasserüberläufen auftretenden Gewässerabflüsse in Abhängigkeit von Entlastungsbauwerk und Kanalnetz

Zunächst läßt sich wieder erkennen, daß der Einfluß der gewässerseitigen Gebietscharakteristik größer als derjenige des Kanalnetzes ist. Das zusätzlich mituntersuchte, aber aus Übersichtsgründen nicht dargestellte Netz Hameln-Tündern weist in etwa gleiche Werte wie die dargestellten Netze Frankfurt-Lettigkautweg A (Ffm A) und Q05 auf. Dagegen haben die Parameter der Entlastungsbauwerke offensichtlich den größten Einfluß. Wie bereits in der separaten Teiluntersuchung zur Niedrigwasserproblematik gezeigt, entlasten Regenüberläufe (RÜ) relativ, d.h. bezogen auf die Gesamtzahl ihrer Überlaufereignisse, öfter während MNQ als Regenüberlaufbecken (V_S bei e_0). Gleiches zeigt sich nun gemäß Abb. 7-18 auch in Bezug auf MQ. Die Werte für RÜ liegen in der Größenordnung von Becken mit dem spezifischen Mindestvolumen min V_S. Mit zunehmendem spezifischem Beckenvolumen geht der Überlaufanteil bei kleineren Abflüssen (MNQ, MQ) erwartungsgemäß zurück, da der Zeitpunkt der Überlaufspitze dann bei einigen Ereignissen etwas später eintritt und somit auf einen zwischenzeitlich - durch das verursachende Regenereignis - angestiegenen Gewässerabfluß trifft.

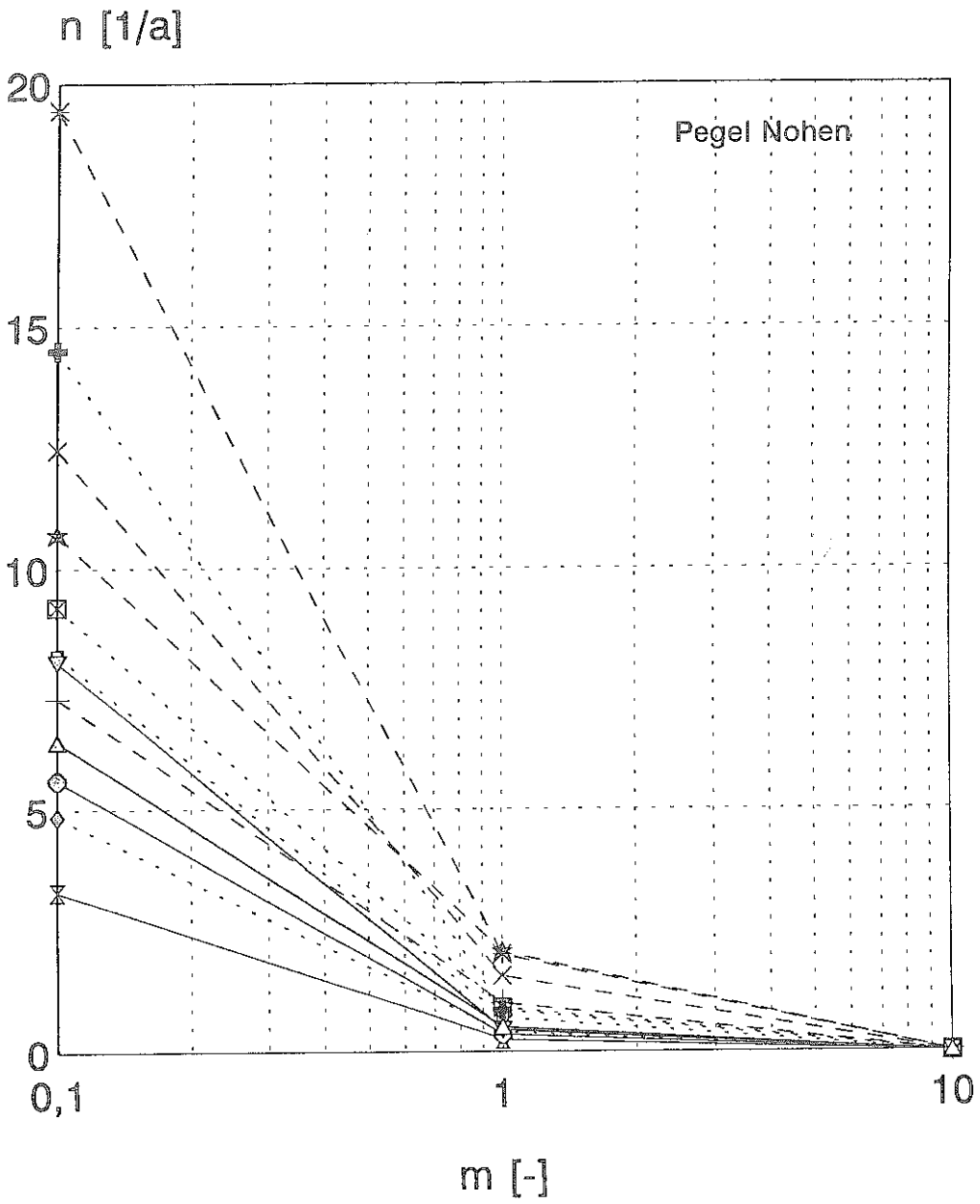
Aus Abb. 7-18 wird ebenfalls deutlich, wie gering der Anteil der zuvor untersuchten Überläufe während extremer Abflußsituationen im Gewässer ist, wenn man ihn auf die Gesamtzahl der Überlaufereignise bezieht. So treffen bei den drei untersuchten Pegeln im Höchstfall (RÜ) nur knapp 5 Prozent der Entlastungen auf Abflüsse unter oder gleich MNQ. Die relative Anzahl der Überläufe während MHQ oder größer liegt sogar ausnahmslos unter einem Prozent.

Auch wenn die relative Anzahl der Überläufe während MQ mit zunehmender Einzugsgebietsgröße ansteigt und während MHQ abnimmt, so sollten aufgrund von lediglich drei Gewässerpegeln hieraus noch keine verallgemeinernden Schlüsse gezogen werden, zumal sich die drei Gebiete von ihrer Grundcharakteristik her nicht auffällig unterscheiden. Ferner sollte bedacht werden, daß bei den zwei größten Pegeln letztlich die gleiche Niederschlagsreihe verwendet wurde (vgl. Tab. 3-6).

Die wichtigsten Ergebnisse dieser Teiluntersuchung dürften aus Sicht der Gewässergütewirtschaft jedoch in Abb. 7-19 sowie in Anlage A-11 und A-12 zu finden sein. Aus den dort dargestellten (auf Wassermengen bezogenen) Mischungsverhältnissen m lassen sich unter Vorgabe beliebiger Stoffkonzentrationen für die Gewässervorbelastung (C_V) und für die Überläufe ($C_Ü$) die Überschreitungshäufigkeit der zugehörigen kritischen Konzentration (C_{krit}) in Form des Wertes m_{krit} ablesen. Dies könnte in Anlehnung an [Wolf et al/90] mit Hilfe einer einfachen Mischungsgleichung erfolgen:

$$C_{krit} = \frac{V_G \cdot C_V + V_Ü \cdot C_Ü}{V_G + V_Ü} \qquad [mg/l] \qquad (7.8)$$

Setzt man $V_Ü/V_G = m$ gemäß Gl.(7.7) und löst nach m auf, so ergibt sich das kritische Mischungsverhältnis



Ffm A:	RÜ	min V_s	$V_s(e_0)$	$2*V_s(e_0)$
Tnd:	RÜ	min V_s	$V_s(e_0)$	$2*V_s(e_0)$
Q05:	RÜ	min V_s	$V_s(e_0)$	$2*V_s(e_0)$

Abb. 7-19: Überschreitungshäufigkeiten der während Mischwasserüberläufen auftretenden Mischungsverhältnisse (m) im Gewässer für den Pegel Nohen in Kombination mit den Kanalnetzen Ffm A, Tnd und Q05 und in Abhängigkeit vom Entlastungsbauwerk

$$m_{krit} = \frac{C_{krit} - C_V}{C_Ü - C_{krit}} \qquad [-] \qquad (7.9)$$

Eine mögliche Verwendung der gefundenen Ergebnisse soll im folgenden am Beispiel einer Mischwasserentlastung an einem Mittelgebirgsgewässer demonstriert werden. Die dabei verwendeten Grenzwerte, Konzentrationen und sonstigen (vereinfachenden) Annahmen gehen auf [ATV/93] und [Wolf et al/90] zurück. Danach hat bei Mittelgebirgsbächen mit hohen pH-Werten die Gefahr der Ammoniakbildung (NH_3-N) - gegenüber der von einer Sauerstoffreduzierung und von Feststoffen ausgehenden Problematik - die weitaus größere ökologische Relevanz in Bezug auf die akuten, kurzzeitigen Wirkungen von Mischwassereinleitungen.

Für die betrachtete Mischwasserentlastung ist zunächst deren spezifische Einwohnerlast a zu bestimmen:

$$a = \frac{EZ}{MNQ} \qquad [\frac{E}{l/s}] \qquad (7.10)$$

mit EZ: an die Entlastung angeschlossene Einwohnerzahl
MNQ: mittlerer Niedrigwasserabfluß des Gewässers

Überschreitet dieser Wert die ökologisch verträgliche Einwohnerlast von beispielsweise

- a_{krit} = 10 bei einem gewässerseitigen pH-Wert von größer 8,5 oder

- a_{krit} = 15 bei pH größer 8,

so sind nach [ATV/93] für das betreffende Überlaufbauwerk immissionsorientierte Untersuchungen im Hinblick auf "weitergehende Anforderungen" anzustellen (vgl. auch Kap. 1).

Für das Fallbeispiel wurde das Kanalnetz Q05 in Kombination mit dem Pegel Nohen ausgewählt, da sich deren a-Wert (mit den Werten aus Tab. 3-2 und 3-4) zu 13,5 ergibt und damit zwischen den o.g. kritischen a-Werten liegt. Hierzu ist im folgenden das kritische Mischungsverhältnis m_{krit} nach Gl. (7.9) zu bestimmen.

Der Grenzwert für Ammoniak im Gewässer wird mit

$$C_{krit} = 0,1 \text{ mg } NH_3\text{-N/l}$$

angegeben. In Anlehnung an die allgemein angestrebte Gewässergüteklasse II wird von einer Ammonium-Vorbelastung (NH_4-N) von

$$C_V = 0,1 \text{ mg } NH_4\text{-N/l}$$

im Gewässer ausgegangen und dessen Temperatur vereinfachend mit T = 20° C = const. angenommen. Damit läßt sich der obige Grenz-

wert C_{krit} von NH_3 auf NH_4 gemäß [Warg/89] wie folgt umrechnen:

$$pka = \frac{310 - T}{30,84} = \frac{310 - 20}{30,84} = 9,4 \qquad (7.11)$$

$$NH_4 = NH_3 \cdot 14(1 + 10^{pka - pH})/17 \qquad [mg/l] \qquad (7.12)$$

Es ergeben sich dann

C_{krit} = 2,15 mg NH_4-N/l bei pH = 8,0

und

C_{krit} = 0,74 mg NH_4-N/l bei pH = 8,5.

Die noch fehlende Größe der mittleren Mischwasserkonzentration wird von [Wolf et al/90] in Abhängigkeit der Jahresniederschlagshöhe vorgeschlagen und ergibt sich für 1000 mm/a zu

$C_{Ü}$ = 12,5 mg NH_4-N/l.

Obwohl der Wert als sehr hoch erscheint, soll er hier zu Demonstrationszwecken übernommen werden. Es ist ferner darauf hinzuweisen, daß dieser - unabhängig vom jeweiligen aktuellen Abwasser-, Fremdwasser- und Regenwasseranteil - für alle Ereignisse vereinfachend als konstant angenommen werden muß.

Das gesuchte kritische Mischungsverhältnis ergibt sich gemäß Gl.(7.9) zu

$$m_{krit} = \frac{2,15 - 0,1}{12,5 - 2,15} = 0,2 \qquad \text{für pH = 8,0}$$

und zu

$$m_{krit} = \frac{0,74 - 0,1}{12,5 - 0,74} = 0,1 \qquad \text{für pH = 8,5.}$$

Da es sich bei dem gewählten Fallbeispiel um den Pegel Nohen in Verbindung mit dem Netz Q05 handelt, ist aus Abb. 7-19 dann zu entnehmen, daß die Entlastungen eines Regenüberlaufbeckens mit Standardvolumen ($V_s(e_o)$) zwischen 10 und ca. 15 mal pro Jahr (!) für die Gewässerorganismen toxische Situationen bewirken, sofern es sich um ein eutrophes Gewässer (hoher pH-Wert) handelt. In diesem Fall wären also mit Sicherheit die o.g. "weitergehenden Anforderungen" an die Mischwasserentlastung zu stellen. Diese

wären sowohl in Form von Maßnahmen am Bauwerk selbst (z.B. Filter oder Fällung) als auch im Einzugsgebiet (z.B. Abflußsteuerung oder Versickerung) vorstellbar.

Daneben ist aber auch zu fragen, ob die a_{krit}-Werte nicht generell zu hoch angesetzt worden sind, da ja bei nur etwas kleinerer Einwohnerzahl dieser Fall nach [ATV/93] nicht näher hätte untersucht werden müssen. Es ist in diesem Zusammenhang jedoch darauf hinzuweisen, daß die Verwendung von geringeren Mischwasserkonzentrationen $C_{ü}$ (wie sie in der Literatur fast durchweg angegeben werden) auch zu höheren m_{krit}-Werten bzw. niedrigeren kritischen Überlaufzahlen führt.

Auffällig an Abb. 7-19 ist ferner, daß selbst bei einem so relativ großen Gewässer wie der Nahe bei Nohen mit über 300 km^2 Einzugsfläche der Wert m = 1 (d.h. das Verhältnis zwischen Mischwasser und Flußwasser beträgt 1:1) noch überschritten werden kann. Dies gilt sogar für das im Verhältnis zu Q05 relativ kleine Netz Frankfurt-Lettigkautweg A (d.h. A_{EO}/A_{EK} ca. 1.000 : 1 bzw. A_{EO}/A_u ca. 2.500 : 1). Auch die Verdoppelung der Standard-Beckengröße ($V_S(e_o)$) vermag hier keine absolute Sicherheit zu schaffen. Wie bereits festgestellt, lassen sich die wenigen Extremereignisse durch Vergrößerung der Beckenvolumina (in wirtschaftlich sinnvollen Grenzen) kaum beherrschen.

Interessant im Hinblick auf die Teiluntersuchungen zur Niedrigwasserproblematik (Kap. 7.1) ist auch die im Rahmen der hier vorgenommenen Auswertungen festgestellte Tatsache, daß keineswegs alle während Niedrigwasser (≤ MNQ) aufgetretenen Entlastungsereignisse auch zu kritischen Mischungsverhältnissen führten (d.h. m ca. 0,1 oder größer).

Ein Ergebnisvergleich mit Literaturangaben erfolgt in Kap 7.4.3 unter Einbeziehung der dort erzielten Untersuchungsergebnisse.

7.4 Maßgebende Kanalnetzereignisse

7.4.1 Untersuchungsmethodik

Bei dieser Teiluntersuchung handelt es sich um die separate Betrachtung derjenigen Ereignisse, die in der Größenordnung des 1-jährlichen Kanalnetzabflusses und darüber liegen. In Kombination mit der im Gewässer zeitgleich auftretenden Abflußganglinie werden diese Ereignisse hinsichtlich der hydraulischen Belastung des Gewässers sicherlich die größte Rolle spielen (Bemessungsabflüsse, Überschreitungshäufigkeit kritischer Schubspannungsverhältnisse u.s.w.). Ferner werden von dieser Teiluntersuchung auch weitere Erkenntnisse zur Frage der Abhängigkeit beider Ereignisarten erwartet.

Im Gegensatz zur Vorgehensweise, wie sie den drei vorangegangenen Unterkapiteln zugrundelag, wurden die Kanalnetzabflüsse hier nicht mehr per Kontinuumssimulation, sondern aus einer Seriensimulation gewonnen. Somit konnte der sich für solch große

Ereignisse als relativ zuverlässig erwiesene Abflußbildungsansatz nach Zaiß für die durchlässigen Flächenanteile verwendet werden, welchen hierbei ebenfalls eine gewisse Bedeutung zukommt. Die zugehörigen Niederschlagsereignisse wurden mit Hilfe der Kriterien (4.1) bis (4.3) ausgewählt, womit sie wiederum eine Grenzpause von GP = 4 h beinhalten. Von den so berechneten Kanalnetzabflüssen wurden dann allerdings nur diejenigen weiterverwendet, die größer oder gleich dem kleinsten Jahreshöchstereignis waren (Bezug: Abflußjahre). Es verblieben dann im Mittel rund 3,5 Ereignisse pro Jahr. Da wie in den vorherigen Teiluntersuchungen gesehen solch große Ereignisse durch die üblichen Entlastungsbauwerke nur noch unwesentlich beeinflußt werden können, wurden diese hier nicht mehr nachgeschaltet.

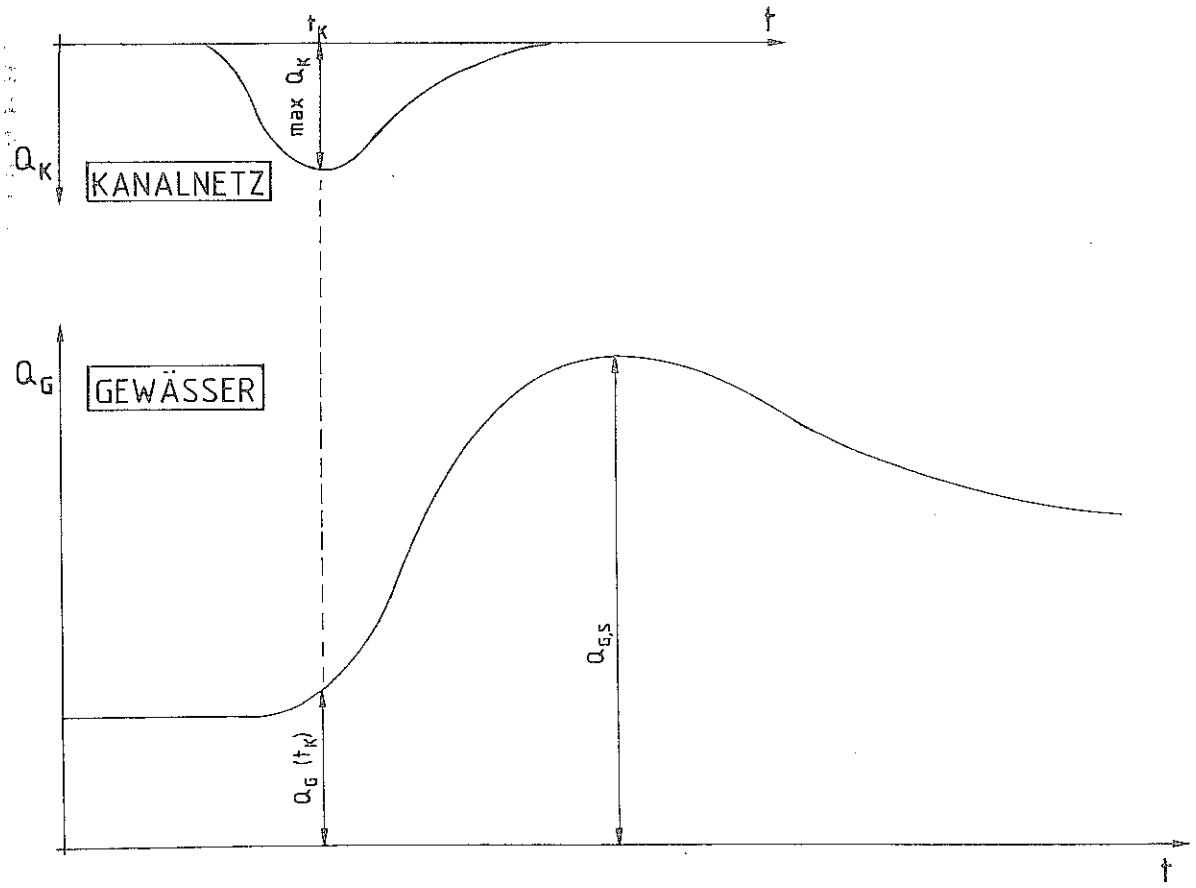


Abb. 7-20: Prinzipskizze zur Auswertemethodik bei maßgebenden Kanalnetzereignissen

Gemäß Abb. 7-20 erfolgte die Auswertung getrennt nach der Ordinate des Gewässerabflusses, auf welchen die Spitze aus dem Kanalnetz trifft ($Q_G(t_K)$) und nach dem Abflußscheitel im Gewässer, der durch das betreffende Niederschlagsereignis hervorgerufen wurde ($Q_{G,S}$). Es sei darauf hingewiesen, daß hier - im Gegensatz zu den bisherigen Untersuchungen - der gewässerseitig maßgebende Abfluß $Q_{G,S}$ auch noch nach Beendigung des Kanalnetzereignisses auftreten darf.

Die so ermittelten Gewässerabflüsse $Q_G(t_K)$ und $Q_{G,S}$ wurden zum einen zwischen den Grenzen MNQ, MQ und MHQ eingeordnet. Zum anderen wurde für jeden Pegel der arithmetische Mittelwert aller $Q_G(t_K)$- und $Q_{G,S}$-Werte gebildet, welche im folgenden als $QG_{K,m}$ und $QG_{S,m}$ bezeichnet werden. Für diese Mittelwerte wurde die Auftrittshäufigkeit in Form ihrer Unterschreitungsdauer U [d/a] ermittelt, welche den amtlichen Dauerzahlen des jeweiligen Pegels entnommen wurden.

Zur Frage der Ereignisabhängigkeit wurde eine Regressionsanalyse der Abflußspitzen des Kanalnetzes (max Q_K) mit den gewässerseitigen Abflüssen $Q_G(t_K)$ und $Q_{G,S}$ durchgeführt. Dies erfolgte jeweils mittels linearer, exponentialer, logarithmischer und exponentialer Funktionen. Zur besseren Übersicht wird im folgenden aber nur der höchste Korrelationskoeffizient (r) aus allen vier Regressionsarten angegeben.

7.4.2 Ergebnisse

Für eine erste Übersicht wurden die beiden Einzugsgebiete Schafbrücke und Trier gewählt, welche aufgrund ihrer besonderen Charakteristik auch schon in den vorangegangenen Teiluntersuchungen zur Erläuterung wichtiger Ergebnisse dienten. Zunächst führte die Gegenüberstellung von $Q_G(t_K)$ bzw. $Q_{G,S}$ und Q_K zu keiner erkennbaren Systematik (vgl. Anlagen A-13 und A-14). Dies wird auch durch die Korrelationskoeffizienten in Abb. 7-21 bestätigt, welche bei allen untersuchten Pegeln und Netzen den Wert $r = 0,52$ nicht überschritten. Dennoch sind graduelle Unterschiede erkennbar.

Aus Übersichtsgründen ist in Abb. 7-21 und 7-22 wieder nur das Netz Frankfurt-Lettigkautweg A dargestellt, dessen Ergebnisse sich auch hier nur unwesentlich von den mituntersuchten Netzen Hameln und Q05 unterscheiden.

Während sich beim Pegel Trier (A_{EO} ca. 24.000 km²) die nahezu völlige Unabhängigkeit der Ereignisse aus dem sogar leicht negativen Korrelationskoeffizienten (r ca. - 0,2) ergibt, zeigt sich doch eine immerhin schwache Korrelation der Ereignisse am Pegel Schafbrücke (A_{EO} ca. 58 km²) mit Werten um 0,5. Beispielsweise trafen in Schafbrücke über 90 % der Spitzenabflüsse aus dem Kanalnetz auf Gewässerabflüsse zwischen MQ und MHQ, während rund 75 % der maßgebenden Kanalnetzereignisse in Trier bei Abflüssen zwischen MNQ und MQ der Mosel auftraten.

Interessant ist, daß auch mit abnehmender Gewässereinzugsfläche, also mit zunehmendem Verhältnis A_{EK}/A_{EO}, sich keinerlei erhöhte Abhängigkeit der Werte in Form höherer r-Werte andeutet. Theoretisch müßte aber mit zunehmender Ähnlichkeit der beiden Einzugsgebiete (z.B. in Bezug auf Größe und Konzentrationszeit) auch eine deutlichere Korrelation der Abflußspitzen auftreten. Folglich scheinen die entsprechenden Größenverhältnisse der Einzugsgebiete, ab welchen solche Effekte erkennbar werden, durch Kombination der hier zur Verfügung stehenden Fallbeispiele nicht

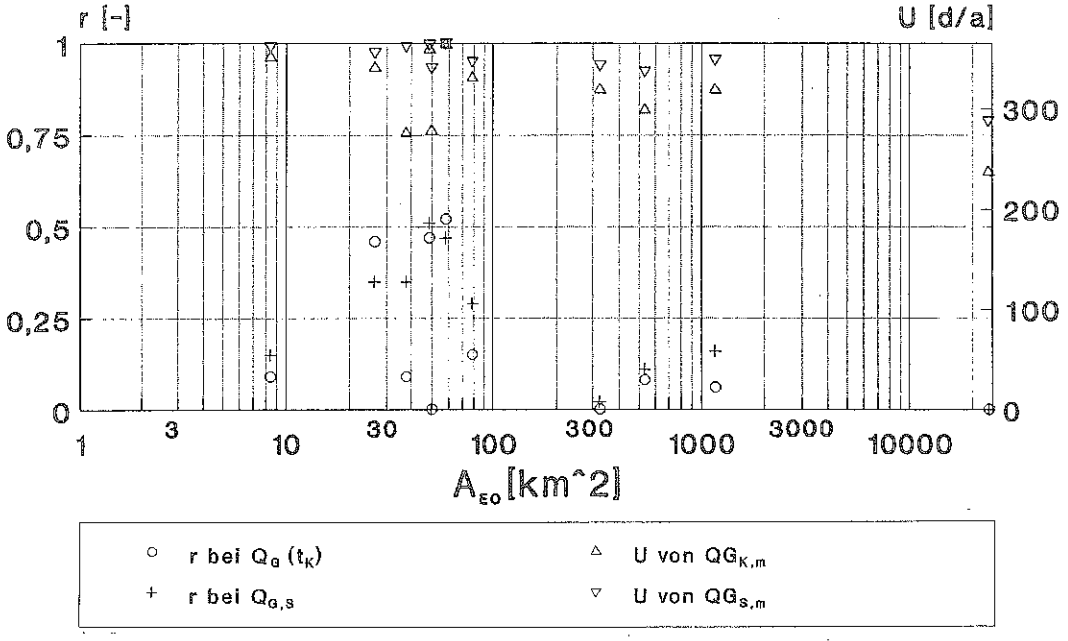


Abb. 7-21: Korrelationskoeffizienten r und Unterschreitungshäufigkeiten U der Mittelwerte von Gewässerabflüssen während maßgebender Kanalnetzereignisse (in Abhängigkeit des gewässerseitigen Einzugsgebietes)

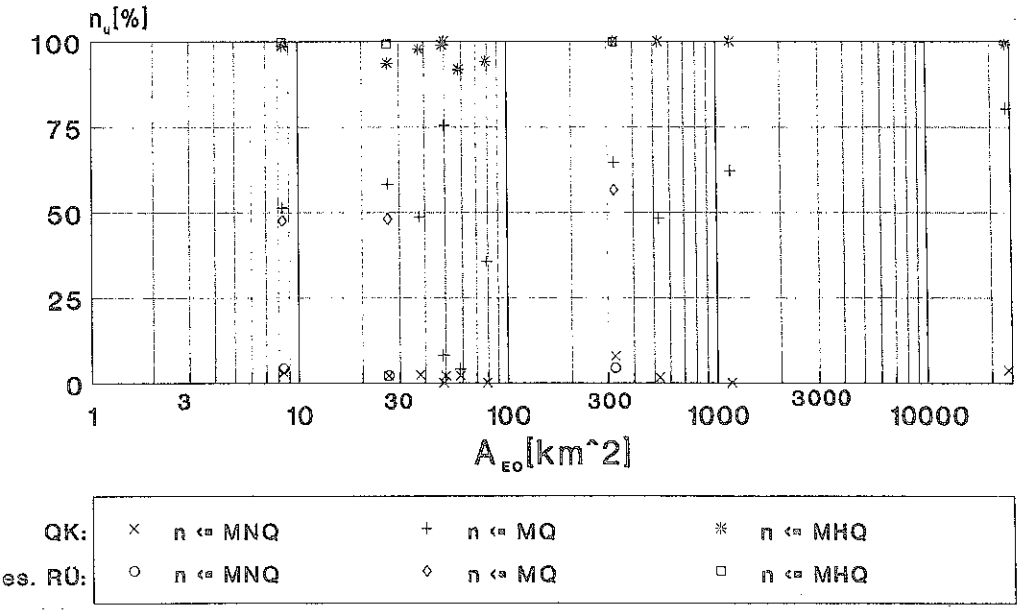


Abb. 7-22: Unterschreitungshäufigkeiten der Gewässerabflüsse bei maßgebenden Kanalnetzereignissen (QK) und bei Regenüberlaufereignissen (ges. RÜ)

erreichbar. Dieser Frage wird in Kap. 8.1 noch weiter nachgegangen werden.

Die ausgewerteten Unterschreitungshäufigkeiten schwanken bei $QG_{K,m}$ 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 $QG_{S,m}$. 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.

Letztlich erscheint noch eine Gegenüberstellung der vergleichbaren Ergebnisse aus dieser Teiluntersuchung und den Untersuchungen in Kap. 7.3 interessant. Die dort analysierten Gewässerabflüsse $Q_G(t_Ü)$ traten während der Gesamtheit aller Entlastungsereignisse auf. Hier wurden dagegen nur die zu den großen Kanalnetzereignissen gehörigen Abflüsse $Q_G(t_K)$ ausgewertet. Da hier außerdem den Netzen keine Überlaufbauwerke nachgeschaltet wurden, wurden zum Vergleich die entsprechenden Werte für die RÜ in Abb. 7-22 mitübernommen (dort als "ges. RÜ" bezeichnet), weil nur diese Bauwerksart rechnerisch keine Retentionswirkung auf die Abflußganglinien ausübt (d.h. $t_K = t_Ü$). Siehe dazu in Abb. 7-22 die drei Einzugsgebiete Schadberg (A_{EO} = 8,4 km²), Einschieder Hof (26,4 km²) und Nohen (323 km²).

Die insgesamt leichten, aber dennoch erkennbaren Abweichungen zwischen den genannten Werten zeigen bei allen drei Pegeln für die maßgebenden Kanalnetzereignisse einen relativ größeren Unterschreitungsanteil von MQ als die Gesamtheit der Entlastungen von RÜ. D.h., daß große Kanalnetzabflüsse im Mittel relativ *häufiger* auf Abflüsse unter MQ treffen als die Gesamtheit der Überläufe.

Vermutlich ist dies wiederum auf die unterschiedlichen meteorologischen Situationen zurückzuführen, welche zu großen Abflüssen in Kanalnetzen (intensive, kurze Starkregen) und in Gewässern (Dauerniederschläge) führen.

7.4.3 Vergleich mit weiteren Untersuchungen

Hierfür kommt nur die Studie von [Xanthopoulus et al/92] aus Kap. 2.2 in Frage, in welcher simulierte Entlastungsabflüsse aus einem RÜB den jeweiligen Tagesmittelwerten des zugehörigen Gewäserabflusses gegenübergestellt wurden, also ähnlich wie in Anlage A-13 und A-14. Inhaltlich unterscheiden sich die genannten Darstellungen u.a. dadurch, daß in den Anlagen lediglich die maßgebenden (d.h. größeren) Kanalnetzereignisse dargestellt sind, während bei Xanthopoulus alle Ereignisse enthalten sind.

Den Ergebnissen ist zunächst gemein, daß aus den dargestellten Punktepaaren kein Zusammenhang erkennbar ist. Auch die bei [Xanthopoulus et al/92] nahe bei MQ liegende Schwerpunktslage der Entlastungsereignisse kann durch die Ergebnisse der in Kap. 7.3 untersuchten Gesamtheit der Entlastungsereignisse größenordnungsmäßig bestätigt werden. Gemäß Abb. 7-18 tritt die Hälfte der Überlaufereignisse aus RÜB ($V_S(e_o)$) bis zu einem Gewässerabfluß auf, welcher etwas oberhalb von MQ liegt.

8. HÄUFIGKEITSUNTERSUCHUNGEN MITTELS SERIENSIMULATION BEIDER ABFLUSSKOMPONENTEN

8.1 Regressionsuntersuchungen

Diese Teiluntersuchung soll die noch offene Frage aus dem zweiten Untersuchungsschwerpunkt beantworten helfen, ob und ab wann mit einer engen Korrelation von maßgebenden Abflüssen aus Kanalnetzen und natürlichen Gewässern zu rechnen ist. Es sei daran erinnert, daß mit den für Kap. 7 zur Verfügung stehenden Pegelreihen diese nicht nachgewiesen werden konnte (die höchsten Korrelationskoeffizienten (r) lagen dort bei etwa 0,5).

Aufgrund theoretischer Überlegungen müßte ein enger Zusammenhang bei vergleichbaren hydrologischen Charakteristika (z.B. A_E oder t_c) der beiden Einzugsgebiete zu erwarten sein. Die kleinsten Werte der genannten Pegelreihen lagen bei $A_{EO} = 8,4$ km^2 bzw. $t_c = 2,7$ h. In Kap. 7.4 zeigte sich aber auch, daß die relativ größten Werte von r bei solchen Gewässern auftraten, bei welchen unmittelbar oberhalb des betrachteten Pegels weitere, relativ große Siedlungsflächen vorhanden sind.

Von daher wurden zunächst folgende zwei Fallbeispiele für kleinere Gewässer aus dem Einzugsgebietskatalog [DVWK/88] ausgewählt (vgl. Tab. 8-1):

- das Gebiet mit dem kleinsten t_c-Wert (Anstiegszeit der Einheitsganglinie: max t = 0,5 h) → Geb.Nr. 2-34;

- ein weiteres Gebiet mit einem t_c-Wert zwischen 0,5 h und dem kleinsten Wert (2,7 h) der in Kap. 7 verwendeten Fallbeispiele → Geb.Nr. 2-26.

Für diese zwei Beispiele wurde jeweils ein kleines N-A-Modell mit der genannten natürlichen Fläche in wechselnder Kombination mit den drei in Kap. 7 verwendeten Kanalnetzen (Ffm A, Tnd, Q05) aufgestellt. Damit wurde eine Seriensimulation mit anschließender Regressionsuntersuchung der Scheitelabflüsse aus natürlichem und kanalisiertem Einzugsgebiet ähnlich wie in Kap. 7.4 durchgeführt, wobei die Unterschiede zum einen in der Simulation der natürlichen Komponente (statt der Verwendung von Pegelaufzeichnungen) lagen und zum anderen nur die $Q_{G,s}$-Werte (siehe Abb. 7-20) ausgewertet wurden.

Die Simulation der Abflußbildung für die natürlichen Gebiete erfolgte dabei einheitlich mit dem Ansatz nach Zaiß gemäß Kap. 5 (CNII = 80; B1 nach Gl. (5.6); $k_p = 0,01$/h). Die Abflußkonzentrationsparameter wurden dem o.g. Einzugsgebietskatalog entnommen und sind in Form der Speicherkaskade Tab. 8-1 zu entnehmen. Die entsprechenden Werte zu den Kanalnetzen sind zur besseren Übersicht nochmals in Tab. 8-2 zusammengefaßt.

Eine Ergebnisübersicht bietet Tab. 8-3. Alle darin angegebenen Korrelationskoeffizienten beziehen sich auf diejenigen Ereignisse, welche Kanalnetzabflüsse größer oder gleich dem kleinsten Jahreshöchstereignis hervorriefen. Damit sind sie direkt mit den

Gebiet	A_{EO}	n	K	t_{max}	U_{max}	Bemerkungen
	km^2	-	h	h	1/h	-
Schnait	0,88	2	0,5	0,5	0,736	Geb.Nr. 2-34 aus [DVWK/88]
Salinger Bach	2,6	3	0,5	1,0	0,541	Geb.Nr. 2-26 aus [DVWK/88]
Nienstedter Bach	10,4	2,4	2,86	4,0	0,111	Geb.Nr. 4-17 aus [DVWK/88]
Mod. Schnait	0,4	2	0,25	0,25	1,472	Modifiziertes Gebiet Schnait

Tab. 8-1: Verwendete gewässerseitige Einzugsgebiete

Kanalnetz (Kurzbezeichnung)	A_{EK}	A_u	n	K	t_{max}	U_{max}
-	km^2	km^2	-	h	h	1/h
Frankfurt-Lettigkautweg A (Ffm A)	0,364	0,127	3	0,075	0,15	3,609
Hameln-Tündern (Tnd)	0,638	0,278	4	0,065	0,20	3,447
Q05	1,000	0,500	4	0,074	0,22	3,028
Frankfurt-Lettigkautweg B (Ffm B)	0,060	0,022	3	0,060	0,12	4,511
M02	0,500	0,250	6	0,020	0,10	8,773

Tab. 8-2: Verwendete Kanalnetze

Gebiet	N-Reihe	Kanalnetze Ffm A	Tnd	Q05	Bemerkungen
Schnait	Birkenfeld	0,36	0,34	0,32	
Salinger Bach	Birkenfeld	0,32	0,32	0,30	
Mod. Schnait	Birkenfeld	0,46	0,42	0,40	
Schnait/Ffm B	Birkenfeld	0,43	0,43	0,41	
Schnait/M02	Birkenfeld	0,88	0,90	0,88	
Schnait	Frankfurt	0,60	0,56	0,62	
Schnait	Hamburg	0,85	0,86	0,87	
Salinger Bach	Frankfurt	0,54	0,50	0,56	
Salinger Bach	Hamburg	0,83	0,84	0,85	
Salinger Bach	Eisenschmitt	0,32	0,33	0,30	
Salinger Bach	Gschwend	0,43	0,39	0,43	
Nienstedter Bach	Hamburg	0,72	0,76	0,75	
Nienstedter Bach	Hamburg	0,46	0,55	0,51	ohne das größte Ereignis
Nienstedter Bach	Hamburg	0,49	0,47	0,52	alle Ereignisse gemäß Kriterien aus Kap. 4

Tab. 8-3: Korrelationskoeffizienten in Abhängigkeit vom gewässerseitigen Einzugsgebiet, von der Regenreihe und vom Kanalnetz

Ergebnissen aus Kap. 7.4 vergleichbar (z.B. Abb. 7-21). Parallel dazu wurden jeweils auch sämtliche sich aus den entsprechenden Niederschlagsreihen ergebende Ereignisse untersucht (nach den Auswahlkriterien (4.1) bis (4.3)). Hierbei handelt es sich dann - gegenüber der Tab. 8-3 zugrundeliegenden Anzahl - um die rund 2- bis 3-fache Zahl an Ereignissen, da auch diejenigen Ereignisse noch enthalten sind, welche zu Kanalnetzabflüssen führen, die unterhalb des kleinsten Jahreshöchstereignisses liegen. Mit einer einzigen, unten näher beschriebenen Ausnahme ergaben sich hierdurch jedoch kaum nennenswerte Unterschiede in den Ergebnissen.

Bei Betrachtung von Tab. 8-3 überrascht zunächst, daß weder beim Gebiet Salinger Bach noch beim Gebiet Schnait in jeweiliger Kombination mit den drei genannten Kanalnetzen und der Niederschlagsreihe Birkenfeld nennenswerte Korrelationskoeffizienten auftraten.

Daraufhin wurde das Gebiet Schnait fiktiv in der Weise verkleinert, daß seine Parameter (max t; A_{EO}) gemäß Tab. 8-1 (dort als "Mod. Schnait" bezeichnet) denjenigen der verwendeten Kanalnetze noch näher kamen. Auch hierdurch konnte keine deutliche Korrelation nachgewiesen werden, d.h. r blieb unter 0,5. Eine weitere Verkleinerung des natürlichen Gebietes wurde als wenig sinnvoll erachtet, da bei diesen Größenverhältnissen die Gewässerabflüsse gegenüber den Kanalnetzabflüssen nur noch eine sehr untergeordnete Rolle spielen.

Stattdessen wurde das Gebiet Schnait nun mit einer weiteren fiktiven Siedlungsfläche versehen, welche unmittelbar oberhalb des Vereinigungspunktes mit dem eigentlichen Kanalnetz angenommen wurde. Für diese zusätzliche Siedlungsfläche wurden die Kanalnetze Frankfurt-Lettigkautweg B (Ffm B) und M02 herangezogen, wodurch sich die natürliche Fläche des Gebietes Schnait um 0,06 bzw. 0,5 km^2 auf 0,82 bzw. 0,38 km^2 verringerte. Lediglich die Kombination mit dem Netz M02 führte dann zu einer engen Korrelation ($r \leq 0,9$). Dabei ist jedoch wieder zu berücksichtigen, daß das Abflußgeschehen in diesem Fall weitestgehend von den zwei Kanalnetzflächen bestimmt wird und die natürlichen Abflüsse kaum noch nennenswerte Beiträge liefern.

In einem weiteren Schritt wurde dann der Einfluß der verwendeten Regenreihe untersucht, indem zunächst das unveränderte Gebiet Schnait mit den Reihen Frankfurt und Hamburg simuliert wurde. Überraschenderweise nahmen die r-Werte hiermit nahezu sprunghaft zu, wobei in Kombination mit der Regenreihe Hamburg von einer engen Korrelation (r ca. 0,85) gesprochen werden kann. Die Untersuchung des etwas größeren Gebietes Salinger Bach führte dann erwartungsgemäß zu etwas kleineren r-Werten (insbesondere für die Reihe Hamburg). Dagegen ergaben die bei diesem Fallbeispiel ebenfalls mit untersuchten (aus Mittelgebirgslagen stammenden) Regenreihen Eisenschmitt und Gschwend, wie zuvor bei der (Mittelgebirgs-) Reihe Birkenfeld, keine nennenswerten Korrelationskoeffizienten.

Zusätzlich wurde dann noch das mit A_{EO} = 10,4 km^2 deutlich größere Einzugsgebiet des Nienstedter Bachs aus [DVWK/88] ausgewählt (vgl. Tab. 8-1) und mit der Reihe Hamburg simuliert.

Auch dabei ergaben sich noch r-Werte von deutlich über 0,7. Bei näherer Betrachtung dieser Ergebnisse stellte sich aber heraus, daß diese Korrelation von einem einzigen, außergewöhnlich großen Niederschlagsereignis abhängt. Dieser Starkregen vom Juli 1976 (67 mm in einer Stunde → T_n > 50 a) dominiert alle sich aus dieser Reihe ergebenden Abflüsse (vgl. Werte bei ca. $Q_{G,S}$ = 8 m^3/s in Abb. 8-1). Allein die Herausnahme dieses einen Ereignisses aus der 75 bis 79 Wertepaare umfassenden Zeitreihe führte zu einem Absinken der r-Werte auf rund 0,5! Ebenso ergab eine Regressionsuntersuchung *aller* nach den Auswahlkriterien (4.1) bis (4.3) maßgebend werdenden Ereignisse (162 Wertepaare) hier auch nur r-Werte von rund 0,5.

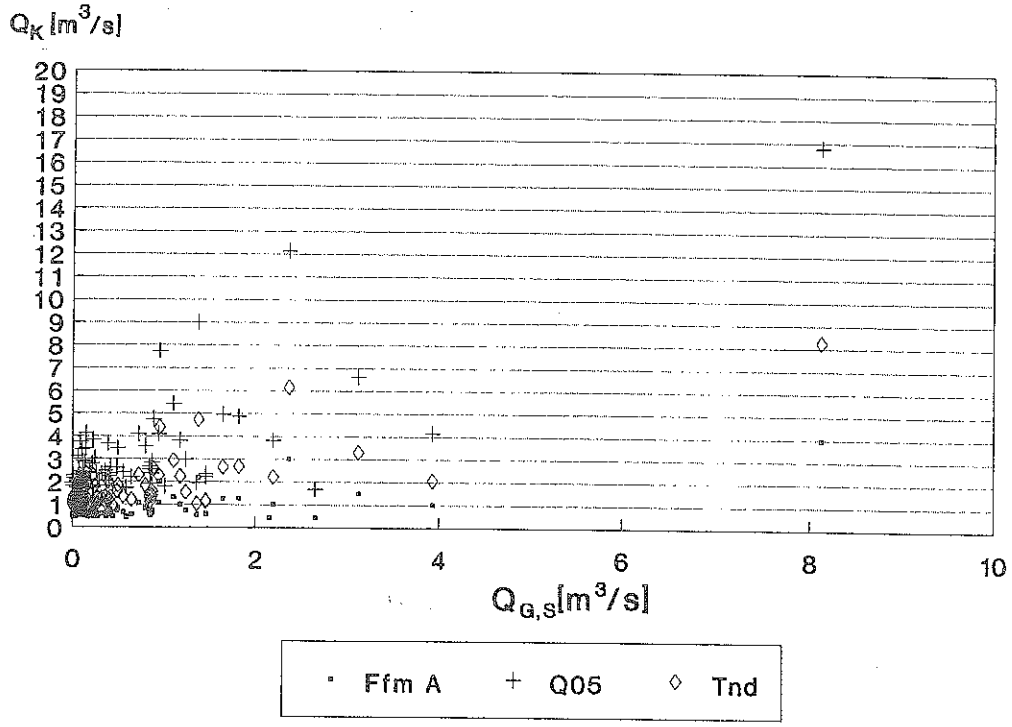


Abb. 8-1: Gewässerabflüsse $Q_{G,S}$ bei maßgebenden Kanalnetzabflüssen Q_K (Einzugsgebiet Nienstedter Bach / N-Reihe Hamburg)

Zusammenfassend ist festzustellen, daß eine enge Korrelation, d.h. etwa ab r = 0,7, bei kleinen Gewässereinzugsgebieten, sehr stark von der individuellen Niederschlagsreihe abhängig ist. Mit den hier verwendeten Kanalnetzen (A_{EK} ≤ 100 ha) ist eine solche Korrelation in den meisten Fällen erst bei natürlichen Gebietsgrößen (A_{EO}) von deutlich unter 10 km^2 zu erwarten, d.h. bei Größenverhältnissen von A_{EO}/A_{EK} kleiner etwa 10:1 bzw. von A_{EO}/A_u kleiner etwa 20:1.

Für die Reihe Birkenfeld waren entsprechende r-Werte sogar nur zu erzielen, indem das "natürliche" Einzugsgebiet fiktiv mit einem solch hohen Anteil zusätzlicher Siedlungsflächen versehen

wurde, daß die natürlichen Abflüsse gegenüber den Abflüssen aus den (dann zwei) Kanalnetzflächen nur noch verschwindend gering ausfielen. Andererseits zeigt aber das Beispiel der N-Reihe Hamburg, daß auch bei Gewässern mit einer Einzugsfläche von rund 10 km^2 eine enge Korrelation unter Umständen nicht auszuschließen ist.

8.2 Praktische Anwendungsbeispiele

Hier soll in erster Linie die vollständige Anwendung der gemäß

- Kapitel 4 (Ereignisauswahl)
- Kapitel 5 (Abflußbildung durchlässiger Flächen) sowie
- Kapitel 6 (indirekte Berücksichtigung hydrodynamischer Ergebnisse)

verbesserten Technik der Langzeit-Seriensimulation anhand praktischer Fragestellungen demonstriert werden. Ferner werden hiervon noch einige hydrologische Erkenntnisse über die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens von Hochwasserereignissen in Kanalnetzen und *kleinen* Gewässern erwartet.

Dazu werden für das Einzugsgebiet Salinger Bach gemäß Kap. 8.1 in Kombination mit dem Netz Frankfurt-Lettigkautweg A (Ffm A) und M01 sowie der Regenreihe Birkenfeld drei praktische Fragestellungen formuliert:

- Versagenshäufigkeit eines durch Hochwasserschütze gesicherten Regenüberlaufbauwerkes,
- Ermittlung der maßgebenden Gesamtabflüsse für den Gewässerabschnitt unterhalb des Vereinigungspunktes beider Abflußkomponenten,
- Verschärfung der Schubspannungsverhältnisse im Gewässer durch die Abflüsse aus dem Kanalnetz.

Bei allen 3 Beispielen ist durch die Simulation beider Abflußkomponenten die Häufigkeit des gleichzeitigen Auftretens von maßgebenden Hochwasserabflüssen im Gewässer und im Netz zu ermitteln. Die generelle Vorgehensweise bei der Seriensimulation ergibt sich dazu aus Abb. 8-2.

8.2.1 Versagenshäufigkeit eines Regenüberlaufes (RÜ) mit Hochwasserschütz (Fallbeispiel 1)

Hierbei ist wie bei den Untersuchungen in Kap. 7.2 (Mischwasserüberläufe während Hochwasser) die Häufigkeit des beidseitigen Einstaues solcher Bauwerke gefragt. Dazu sei angenommen, daß der

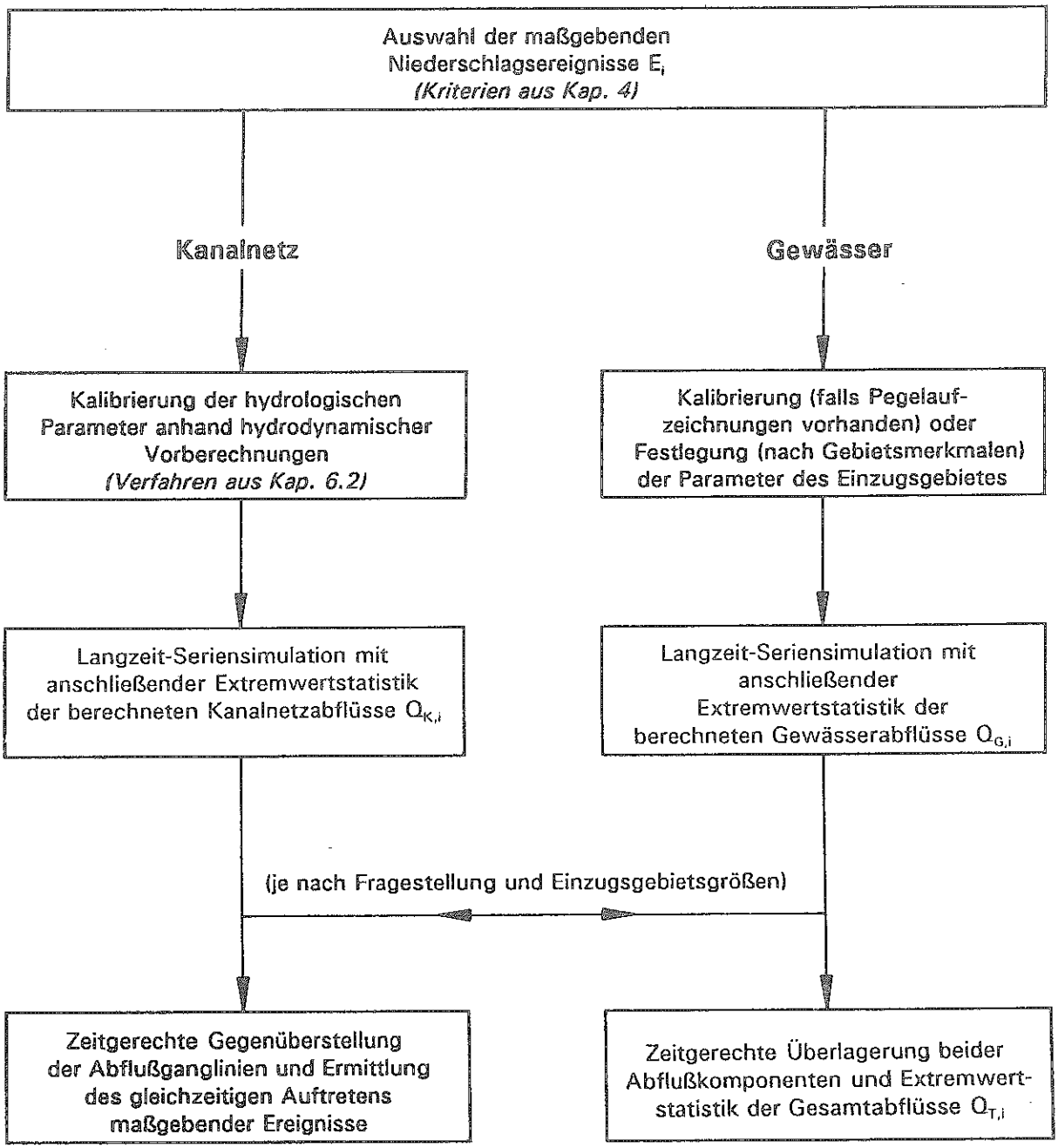


Abb. 8-2: Generelle Vorgehensweise bei der Seriensimulation

RÜ (Netz Ffm A) gemäß den Empfehlungen aus Kap. 2.2 auf eine 10- bis 20-jährliche Einstauhäufigkeit ausgelegt werden soll. Gemäß Gl. (7.5) ist die Höhenlage seiner Schwelle dann auf ein 5-jährliches gewässerseitiges Hochwasser ($T_{n,S}$) auszulegen, womit sich mit dem a-Wert von 0,4 für RÜ das Wiederkehrintervall seines Versagens zu

$$T_{n,B} = T_{n,S} / a = 5 / 0,4 = 12,5 \quad [a] \qquad (7.5)$$

ergibt. Es sei angenommen, daß die gewählte Schwellenlage auch zugleich die maximal mögliche Rückstauebene für das oberhalb liegende Kanalnetz darstellt. Da der Wert a = 0,4 jedoch nur für große Gewässer ermittelt werden konnte, d.h.

$$A_{EO} >> A_{EK},$$

empfiehlt sich hier eine Überprüfung. Es ist folglich zu untersuchen, ob während des 20-jährigen Simulationszeitraumes ein Überlaufereignis und ein HQ_5 (wesentlich) öfter als ein- bis zweimal gleichzeitig auftreten. Sollte dies der Fall sein, so müßte der RÜ, aufgrund der o.g. Rückstaugrenze, durch ein Pumpwerk ergänzt werden.

Im Gegensatz zu den bisherigen Untersuchungen ist hier aufgrund der Größenverhältnisse beider Einzugsgebiete (A_{EO} = 2,6 km² zu A_{EK} = 0,36 km²) der Anteil der Überlaufwassermengen am Gewässerabfluß im Unterwasser des RÜ nicht mehr vernachlässigbar. Folglich sind die maßgebenden Hochwasserereignisse aus dem Gesamtabfluß (Q_T) beider Komponenten zu bestimmen.

Das zugehörige N-A-Modell besteht hier wieder aus der überwiegend natürlichen (FN-)Fläche des Salinger Bachs sowie der kanalisierten (FK-)Fläche Ffm A, analog Abb. 5-5, wobei der FK-Fläche nun aber ein RÜ nachgeschaltet ist (Q_{dr} = 174 l/s; vgl. Tab. 3-5). Per Seriensimulation gemäß Abb. 8-2 wurden zunächst die maßgebenden (überlagerten) Gewässerabflüsse Q_{Ti} berechnet und einer Extremwertstatistik nach [DVWK 101] unterzogen. Der gesuchte 5-jährliche Abfluß ergab sich daraus zu

$$HQ_5 = 3,3 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Die weiteren Ergebnisse sind im einzelnen Tab. 8-4 zu entnehmen. Darin bedeuten (vgl. auch Abb. 8-3):

- max Q_T: Abflußscheitel im Gewässer unterhalb des RÜ (Gesamtabfluß)
- max Q_K(HYO): Abflußspitze im Kanalnetz gemäß hydrologischer Berechnung ohne Berücksichtigung von Ein- und Überstaueffekten (vgl. Abb. 6-3)
- max Q_K(ROU): Korrigierte Kanalnetzspitze nach dem Ein- und Überstau-Routing gemäß Kap. 6.2
- max $Q_Ü$: Größte Überlaufwassermenge während des Ereignisses (= max Q_K(ROU) - Q_{dr})

- max $Q_{Ü}(HQ_5)$: Größte Überlaufwassermenge während der Überschreitungsdauer von HQ_5 im Gewässer (Q_T)

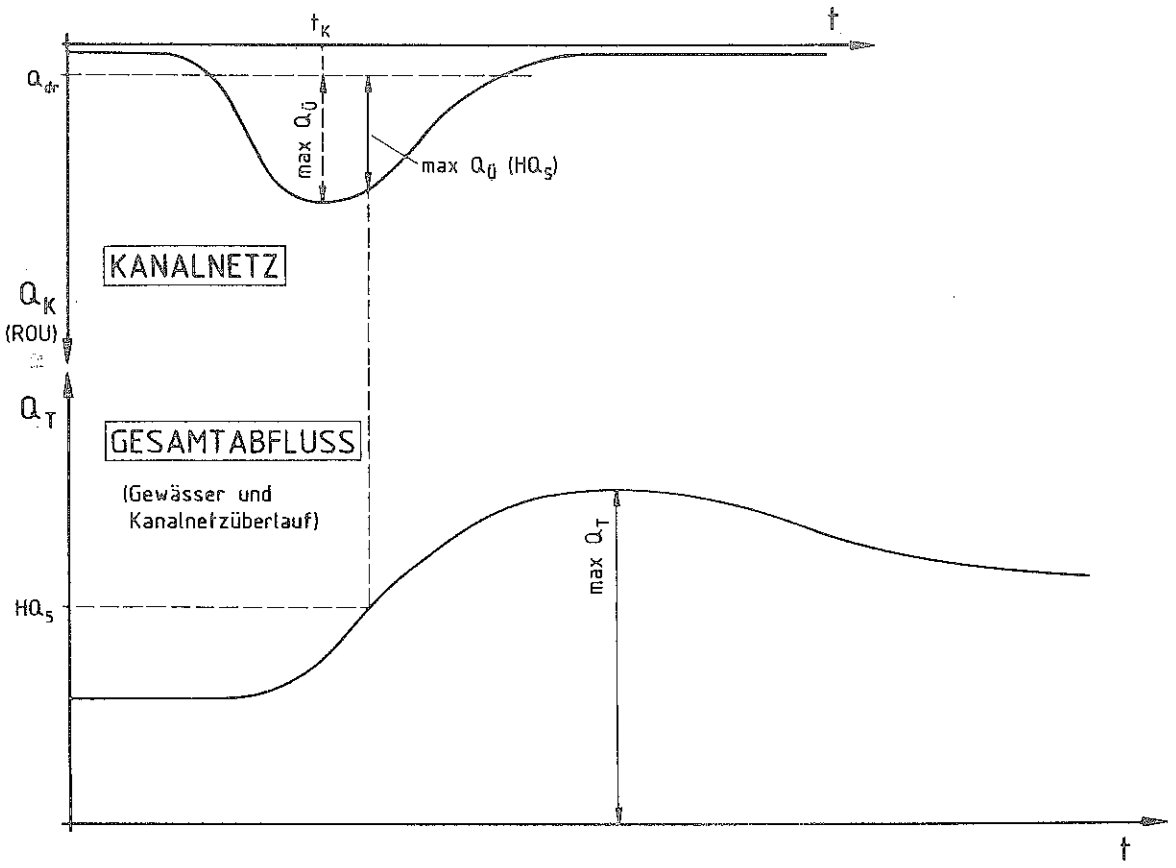


Abb. 8-3: Prinzipskizze zur Auswertemethodik für Fallbeispiel 1

Ereignis	max Q_T	max Q_K(HYO)	max Q_K(ROU)	max $Q_Ü$	max $Q_Ü(HQ_5)$
-	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s
06.02.84	3362	1386	881	707	203
09.09.84	3990	1664	945	771	761
23.11.84	3942	897	741	567	567
21.10.86	4970	2072	1055	881	881

Tab. 8-4: Überlaufereignisse während Hochwasserabflüssen im Gewässer (Q_T) ab HQ_5

Wie aus Tab. 8-4 hervorgeht, treten in der 20-jährigen Reihe vier Überläufe während HQ_5 oder größer auf, d.h. daß hier während jedem maßgebenden Hochwasserereignis im Gewässer auch der

RÜ aktiv war! Er würde in diesem Falle also nicht (wie aus Gl. (7.5) folgend) alle 12,5 Jahre, sondern alle 5 Jahre versagen. Ferner bleibt festzuhalten, daß in zwei der vier Fälle die eigentliche Überlaufspitze sogar noch während der Überschreitungsdauer von HQ_5 auftritt (d.h. max $Q_Ü$ = max $Q_Ü(HQ5)$).

Auf das eigentliche Anwendungsbeispiel bezogen wäre hieraus zu folgern, daß eine Entlastung ausschließlich im freien Gefälle nicht möglich ist, sofern der gewählte Entwässerungsstandard (d.h. gewässerbedingter Kanalnetzeinstau höchstens alle 10 bis 15 Jahre) beibehalten werden soll. Stattdessen wäre hier also ein Regenwasserpumpwerk erforderlich, welches die anfallenden Überlaufwassermengen im Hochwasserfall über den gewässerseitigen Bemessungswasserspiegel hinweghebt. Sofern die Retentionswirkung des i.d.R. notwendigen Pumpensumpfes nicht gesondert berücksichtigt werden soll, ließen sich die max $Q_Ü(HQ_5)$-Werte aus Tab. 8-4 für die Auslegung der Pumpenkapazitäten verwenden.

Insgesamt ist dieser Teiluntersuchung aber zu entnehmen, daß für Fälle, in welchen die Bedingung

$$A_{EO} >> A_{EK}$$

nicht mehr gegeben ist, die allgemeingültigen Aussagen in Kap. 7.2 (Mischwasserüberläufe während Hochwasser) einer individuellen Überprüfung bedürfen, da sich der a-Wert in Gl. (7.5) hier zu 1,0 (statt 0,4) ergab. Zur Abschätzung von kritischen Fällen sei daran erinnert, daß bei den vorangegangenen Regressionsuntersuchungen das maßgebende Verhältnis von A_{EO}/A_{EK} bei etwa 10:1 bzw. das von A_{EO}/A_u bei etwa 20:1 lag.

Ferner erscheint erwähnenswert, daß dieses Fallbeispiel zusätzlich noch mit den reinen Gewässerabflüssen Q_G (d.h. ohne die Überlaufwassermengen zu enthalten) ausgewertet wurde, um einen direkten Vergleich mit den bisher durchgeführten Häufigkeitsuntersuchungen in Kap. 7 und 8.1 zu haben, bei welchen ebenfalls durchgehend Q_G (statt Q_T) verwendet wurde. Dies führte jedoch zu den qualitativ gleichen Ergebnissen (vier Überläufe während HQ_5).

Letztlich fällt in Tab. 8-4 noch die starke Reduzierung der rein hydrologisch ermittelten Kanalnetzabflüsse durch das Ein- und Überstaurouting auf. Dabei ist zu berücksichtigen, daß es sich hierbei um das hydraulisch besonders stark überlastete Netz Ffm A handelt, welches absichtlich gewählt wurde, um die Wirkungsweise des Verfahrens möglichst anschaulich zu verdeutlichen.

8.2.2 Maßgebende Gesamtabflüsse im Gewässer unterhalb der Einleitung eines Kanalnetzes (Fallbeispiel 2)

Hierzu sei folgendes Fallbeispiel angenommen: Im unteren Einzugsgebiet des Salinger Bachs werde ein Neubaugebiet vorgesehen, welches der Einzugsfläche des Kanalnetzes M01 enspreche. Dies

bedeutet, daß von dem ursprünglich 2,6 km² großen überwiegend natürlichen Einzugsgebiet 50 ha (knapp 20 %) kanalisiert bzw. 15 ha (5,8 %) zusätzlich versiegelt werden. U.a. wirft dies die Frage auf, wie sich die Hochwasserverhältnisse unterhalb der Einleitung von M01 verschärfen, was natürlich wiederum stark davon abhängt, wie die beiden Abflußkomponenten zeitlich zusammentreffen bzw. sich überlagern.

Vereinfachend sei für diese exemplarische Untersuchung angenommen, daß es sich bei dem neubemessenen Netz um ein rückstaufreies, reines Regenwassersystem mit einem zentralen Einleitungspunkt handelt. Im übrigen entspricht die Struktur des erforderlichen N-A-Modells derjenigen aus den vorangegangenen Beispielen. Die Fläche des Salinger Bachs verringert sich dabei im Prognosezustand um diejenige von M01 auf 2,1 km². Ansonsten entspricht sie den Angaben aus Tab. 8-1. Die übrigen Parameter der Kanalnetzfläche M01 sind ggf. Tab. 3-4 und 6-1 zu entnehmen. Bei der Untersuchung wurde zunächst mittels Langzeit-Seriensimulation (Reihe Birkenfeld) und Extremwertanalyse der Jahreshöchstwerte eine Hochwasserstatistik für den Ausgangszustand (A_{EO} = 2,6 km²), d.h. ohne Kanalnetz, aufgestellt. In einem zweiten Schritt wurde dann das Gesamtsystem für den Prognosezustand untersucht. Die Ergebnisse sind Abb. 8-4 zu entnehmen.

Daraus folgt, daß sich bis etwa HQ_5 die größte Abflußverschärfung von im Mittel rund 20 Prozent einstellt (Q_T gegenüber $Q_{G,IST}$) und dann kontinuierlich abnimmt bis sie bei HQ_{50} kaum noch nachweisbar ist.

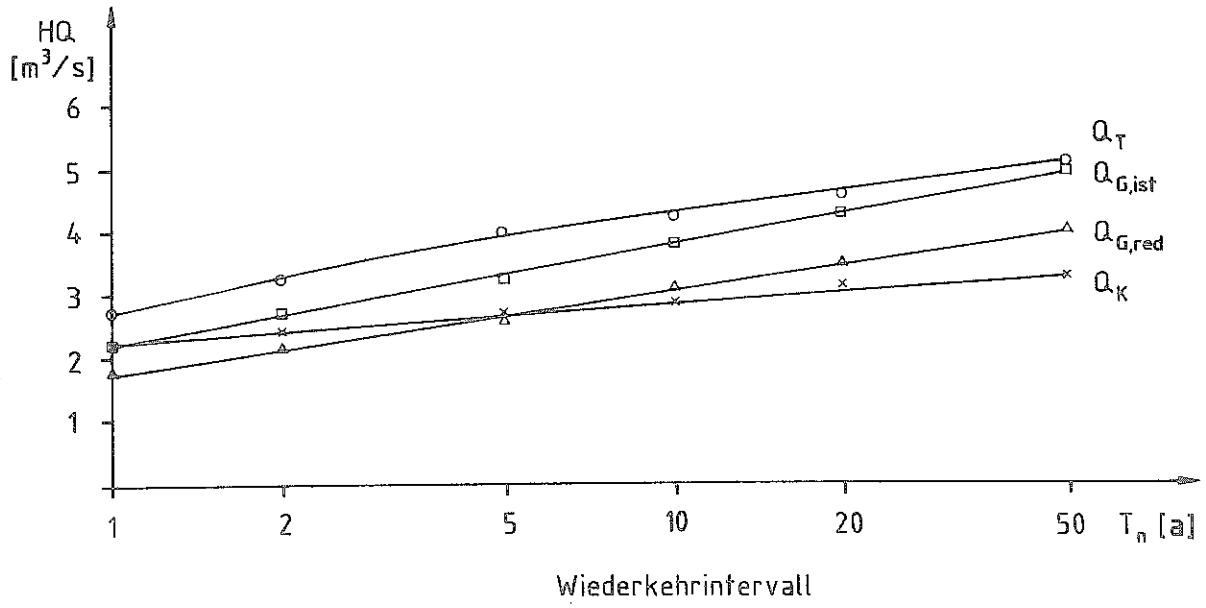


Abb. 8-4: Hochwasserstatistik für den Ausgangszustand ($Q_{G,IST}$) sowie für den Prognosezustand des reduzierten natürlichen Einzugsgebietes ($Q_{G,red}$), des Kanalnetzes (Q_K) und des Gesamtabflusses (Q_T) beim Fallbeispiel 2

Während die quantitativen Angaben natürlich nur für dieses spezielle Beispiel Geltung haben können, läßt sich das Ergebnis in qualitativer Hinsicht - nämlich daß sich eine zusätzliche Versiegelung in erster Linie bei kleinen bis mittleren Abflußereignissen bemerkbar macht - wohl eher verallgemeinern. Dies erklärt sich u.a. mit der Abflußbildung. Höheren Abflüssen liegen i.d.R. auch größere Niederschlagshöhen zugrunde, welche bei natürlichen Flächen dann meist auch zunehmend höhere Abflußbeiwerte bewirken. Folglich nähern sich diese dann auch immer mehr dem nahe 1,0 liegenden Abflußbeiwert der undurchlässigen Flächen an, womit die Unterschiede zwischen beiden dann bei den großen Ereignissen auch kaum noch spürbar werden.

Aber auch in anderer Hinsicht ist Abb. 8-4 von Interesse. Sie zeigt nämlich deutlich auf, daß man mit der relativ oft angewendeten einfachen Aufsummierung der Abflußspitzen aus Kanalnetz (Q_K) und Gewässer (Q_G), im vorliegenden Falle also

$$Q_K + Q_{G,red} = Q_T \qquad [m^3/s] \qquad (8.1)$$

bedenklich weit auf der "sicheren Seite" läge. Eine individuelle Untersuchung im Einzelfalle scheint in solchen Fällen folglich lohnenswert.

8.2.3 Verschärfung der Schubspannungsverhältnisse im Gewässer durch die Abflüsse aus dem Kanalnetz (Fallbeispiel 3)

Das letzte Anwendungsbeispiel stellt lediglich eine zusätzliche Fragestellung zum ansonsten unveränderten Fallbeispiel 2 dar. Aus gewässerökologischer Sicht interessiert dazu insbesondere, wie die Auftrittshäufigkeit des sohlbildenden Abflusses durch die zusätzliche Flächenversiegelung zunimmt (→ "hydraulicher Streß").

Hierzu sei vereinfachend angenommen, daß dieser kritische Abfluß beim natürlichen Zustand des Einzugsgebietes etwa einmal pro Jahr auftrete, also dem HQ_1 im Ausgangszustand entspreche ($Q_{G,IST}$). Er beträgt gemäß Kap. 8.2.2:

$$Q_{krit} = HQ_{1,IST} = 2,2 \ m^3/s$$

Im Vergleich zur ansonsten unveränderten Vorgehensweise des vorangegangenen Beispiels wurde hier nun lediglich die Extremwertstatistik durch das Auszählen derjenigen Abflüsse ersetzt, welche größer oder gleich Q_{krit} waren.

Die Ergebnisse der Langzeitsimulation zeigen für den Prognosezustand auf, daß Q_{krit} bei 43 Abflußereignissen überschritten wurde! Dies bedeutet, daß sich innerhalb der 20-jährigen Reihe die Auftrittshäufigkeit dieses Abflusses mehr als verdoppeln würde und unterstreicht auch wieder die Feststellung, daß sich die zusätzliche Bebauung eines Einzugsgebietes (zumindest aus ökologischer Sicht) am spürbarsten bei den kleinen Abflußereignissen auswirkt.

Für das konkrete Fallbeispiel wären folglich Maßnahmen zu untersuchen, die *diese* Form der Abflußverschärfung vermindern bzw. ganz unterbinden könnten (z.B. geringere Versiegelung, zusätzliche Versickerung, dezentraler/zentraler technischer Rückhalt).

9. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die vorliegende Arbeit umfaßt im wesentlichen die folgenden drei Schwerpunkte, welche mit Hilfe von umfangreichem hydrologischem Datenmaterial aus südwestdeutschen Mittelgebirgslagen bearbeitet wurden:

1. Weiterentwicklung der Technik der Langzeit-Seriensimulation zur parallelen Modellierung von kanalisierten und natürlichen Einzugsgebieten.

2. Häufigkeitsuntersuchungen zum gleichzeitigen Auftreten maßgebender Abflußereignisse anhand simulierter Kanalnetze und Pegelaufzeichnungen natürlicher Gewässer.

3. Seriensimulation beider Abflußkomponenten zur Klärung noch verbliebener hydrologischer Fragen aus Punkt 2 und als Beitrag zur Lösung von praktischen Fragestellungen.

Im Rahmen des ersten Untersuchungsschwerpunktes wurden zunächst Kriterien zur Auswahl derjenigen Ereignisse aus einer kontinuierlichen Niederschlagsreihe erarbeitet, die Abflußereignisse größer oder gleich dem kleinsten Jahreshöchstabfluß bewirken, und zwar sowohl in natürlichen wie auch in kanalisierten Einzugsgebieten. Die Verifizierung erfolgte durch Vergleich der so erfaßten Abflußereignisse mit den Ergebnissen kontinuierlicher Kanalnetzsimulationen und Pegelaufzeichnungen natürlicher Gewässer.

Des weiteren wurde, u.a. aufgrund entsprechender Ergebnisse aus [Kirschbauer/94] die Überprüfung von Abflußbildungsansätzen für durchlässige Flächen von natürlichen und besiedelten Einzugsgebieten als notwendig erachtet. Dazu wurden verwendet:

- erweitertes SCS-Verfahren nach Zaiß;
- Verfahren nach Lutz;
- Verfahren nach Harms;
- erweitertes Horton-Verfahren nach Paulsen;
- vereinfachtes Bodenspeicher-Modell nach Ostrowski.

Nach verschiedenen Modifikationen der Ansätze im Hinblick auf die speziellen Erfordernisse einer Seriensimulation wurde jeweils ein N-A-Modell für drei kleine Einzugsgebiete ($A_{EO} \leq 50$ km^2) aufgestellt. Hierzu wurden zunächst die Abflußkonzentrationsparameter durch separate Kalibrierung festgelegt. Anschließend erfolgte die Anpassung der fünf Abflußbildungsansätze, mit welchen dann jeweils eine getrennte Seriensimulation durchgeführt wurde (mittlerer Umfang der drei Zeitreihen: ca. 20 Jahre). Zur Beurteilung der Ansätze wurde sowohl ihr Verhalten bei den Eichereignissen herangezogen wie auch die Differenzen zwischen den - jeweils aus Meß- und gerechneten Werten ermittelten - Größen MHQ, HQ_{20} und HQ_{50}.

Danach schnitten die Verfahren nach Zaiß und Ostrowski insgesamt am besten ab. Der letztgenannte Ansatz ergab jedoch bei hochintensiven, die Eichereignisse übertreffenden Starkregen teilweise deutlich zu hohe Werte und bewirkte andererseits oft

ein zu spätes Einsetzen des Effektivniederschlages bei intensitätsschwachen Ereignissen. Da insbesondere der letztgenannte Effekt bei der gemeinsamen Simulation mit den frühzeitig reagierenden Kanalnetzen von Bedeutung sein kann, wird für die Seriensimulation der Ansatz nach Zaiß empfohlen, welcher zudem ein weniger sensitives Verhalten bei der Variation seiner Parameter zeigte.

Als letzte Teiluntersuchung innerhalb des ersten Schwerpunktes wurde ein Verfahren zur indirekten Berücksichtigung von Ein- und Überstaueffekten bei der hydrologischen Kanalnetzsimulation entwickelt. Aufgrund der sehr spezifischen Eigenarten eines jeden Netzes ist jedoch in jedem Einzelfall eine Parameter-Kalibrierung an hydrodynamischen Berechnungen notwendig.

Der zweite Schwerpunkt der Untersuchung befaßt sich mit der Frage, wie häufig maßgebende Abflußereignisse aus Kanalnetzen und Gewässern zusammentreffen. Dazu wurden Kontinuumssimulationen für drei verschiedene Kanalnetze mit Regenreihen durchgeführt, welche aus der unmittelbaren Nachbarschaft von 12 verschiedenen Gewässerpegeln stammten (A_{EO} zwischen ca. 8 und 20.000 km^2; gemeinsame Aufzeichnungsdauer mit den N-Schreibern zwischen 15 und 28 Jahren). Dies ermöglichte eine zeitgerechte Gegenüberstellung von simulierten Kanalnetzabflüssen und gemessenen Abflüssen am Pegel.

Es zeigt sich, daß während *Niedrigwasserperioden* ($\leq$ MNQ) im Gewässer mit Entlastungen aus nach [ATV 128] bemessenen Regenüberlaufbecken (RÜB) im Mittel etwa 1 mal bis 1,5 mal pro Jahr und aus Regenüberläufen (RÜ) etwas seltener zu rechnen ist. Der größte Teil dieser Ereignisse tritt erwartungsgemäß im Sommer auf, aber auch in den Herbst- und Wintermonaten ist vereinzelt mit solchen Überläufen zu rechnen.

Für die gleichen Bauwerke wurde auch ihr Entlastungsverhalten während gewässerseitigem *Hochwasser* ($\geq HQ_1$) untersucht. Hierzu kann gesagt werden, daß Überläufe aus RÜB im Mittel knapp einmal pro Jahr auf ein HQ_1 und beispielsweise 0,15 mal pro Jahr auf ein HQ_5 treffen. Auch hier ergeben sich für die RÜ wieder geringere Häufigkeiten (ca. 0,4/a bzw. 0,06/a). Diese Werte entsprechen bei Mittelung über alle Pegel und Wiederkehrintervalle einer Entlastungshäufigkeit pro Hochwasserereignis von 0,85 aus RÜB und 0,4 aus RÜ. Die Mittelbildung über alle HQ wurde notwendig, da die Zahl der aufgetretenen Fälle bei seltenen Hochwasserereignissen (etwa ab HQ_{10}) aufgrund der 15 bis 28 Jahre umfassenden Pegelreihen entsprechend gering war. Eine parallele Auswertung der Sommerhalbjahre führte zu keinen wesentlichen zusätzlichen Erkenntnissen.

Allen vorgenannten Entlastungshäufigkeiten (bei NQ und HQ) liegen jedoch nur vorwiegend kleine bis mittlere Überlaufereignisse zugrunde. Entlastungen in der Größenordnung des 1-jährlichen Kanalnetzabflusses trafen nur äußerst selten auf solch extreme Abflußsituationen im Gewässer. Beispielsweise trat bei den vier größten Pegeln (A_{EO} > 500 km^2) im Untersuchungszeitraum während Hochwasser gar kein so großer Überlauf auf. Dagegen trafen bei kleineren gewässerseitigen Einzugsgebieten mit hohem Bebauungsgrad - insbesondere wenn sich dieser unmittelbar oberhalb des Pegels konzentrierte - öfter größere Abflüsse aus Kanalnetzen und Gewässern zusammen.

Insgesamt zeigte sich, daß die Gewässercharakteristik von größerem Einfluß auf die Ergebnisse ist als diejenige des Netzes und daß auch eine Erhöhung der RÜB-Volumina allgemein nur die kleineren und mittleren Überlaufereignisse beeinflußt. Allerdings kann die Wahl der Grenzüberlaufpause (GP) zur Definition eigenständiger Entlastungsereignisse einen erheblichen Einfluß auf alle genannten Überlaufhäufigkeiten haben. Bei Niedrigwasser wurde GP = 24 h und bei Hochwasser GP = 4 h zugrunde gelegt.

Weiterhin wurde mit Hilfe digital vorliegender Abflußdaten von drei Pegeln das gesamte Spektrum an Mischungsverhältnissen aus Überlaufwassermengen ($V_Ü$) und zeitgleich abgeflossenen Flußwasservolumina (V_G) untersucht. Dabei zeigte sich, daß kritische Mischungsverhältnisse (z.B. in Bezug auf mögliche toxische Ammoniakkonzentrationen im Gewässer) nicht nur bei Entlastungsvorgängen während Niedrigwasserperioden auftreten. Selbst Mischungsverhältnisse von 1 (d.h. $V_Ü = V_G$) traten noch bei Größenrelationen von gewässerseitiger Einzugsfläche (A_{EO}) zur Kanalnetzfläche (A_{EK}) oder deren undurchlässigem Anteil (A_u) von 1.000 : 1 (A_{EO}/A_{EK}) bzw. 2.500 : 1 (A_{EO}/A_u) auf.

Im Rahmen des dritten Untersuchungsschwerpunktes wurde zunächst eine Grenze gesucht, ab der Gewässer- und Kanalnetzabflüsse soweit voneinander abhängig werden, daß von einer engen Korrelation gesprochen werden kann (bei den Fallbeispielen des zweiten Untersuchungsschwerpunktes war dies nicht gegeben). Als Anhalt kann hierzu eine gewässerseitige Einzugsfläche von bis zu rund 10 km^2 genannt werden, sofern 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 im Gewässereinzugsgebiet nicht möglich.

Durch die exemplarische Bearbeitung von drei praktischen Fragestellungen zeigte sich, daß die im zweiten Untersuchungsschwerpunkt gewonnenen Ergebnisse offensichtlich auch nur ab den zuvor genannten Flächenverhältnissen Gültigkeit haben. Ferner konnte demonstriert werden, daß sich die Auswirkungen von zusätzlicher Bebauung im Einzugsgebiet eines kleinen Gewässers vor allem auf die ökologisch bedeutsamen Hochwasserabflüsse großer Häufigkeit auswirken und weniger auf die wasserbaulich wichtigen Ereignisse mit kleinen Häufigkeiten.

Generell erscheint für Fragestellungen im Zusammenhang mit kleineren Gewässern eine individuelle Untersuchung notwendig.

In Zukunft wird im Rahmen der hier angesprochenen Gesamtproblematik sicherlich die immissionsorientierte Untersuchung von Mischwasserentlastungen eine wichtige Aufgabe sein. Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse dürfte dazu die parallele *kontinuierliche* Simulation von Netz und Gewässer, unter Einbeziehung der wichtigsten Qualitätsparameter, erforderlich werden. Hierfür bedarf es offensichtlich noch weiterer Forschungsanstrengungen, welche auch, wie gezeigt, die Verbesserung der Quantitätskomponente solcher Modelle einschließen sollten.

10. LITERATURVERZEICHNIS

[Althaus/85] J. Althaus: Vergleich von Modellregen zur Kanalnetzberechnung. In: Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft der Universität Hannover, Heft 56, 1985

[ATV 118] Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV): Richtlinien für die hydraulische Berechnung von Schmutz-, Regen- und Mischwasserkanälen. Arbeitsblatt A 118, St. Augustin, 1977

[ATV 121] ATV: Niederschlag - Starkregenauswertung nach Wiederkehrzeit und Dauer. Arbeitsblatt A 121, 1985 (inhaltsgleich mit [DVWK 124])

[ATV 128] ATV: Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in Mischwasserkanälen. Arbeitsblatt A 128, 1992

[ATV/85] ATV: Langzeitsimulation - Begriffsbestimmung unter Berücksichtigung besonderer Anwendungsbereiche. Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe 1.2.6, Korrespondenz Abwasser, Heft 4, 1985

[ATV/86] ATV: Die Berechnung des Oberflächenabflusses in Kanalnetzmodellen. Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe 1.2.6, Korrespondenz Abwasser, Heft 2, 1986

[ATV/93] ATV: Weitergehende Anforderungen an Mischwasserentlastungen. Arbeitsbericht der Arbeitsgruppe 2.1.1, Korrespondenz Abwasser, Heft 5, 1993

[ATV-DLG/88] ATV und Deutsche Gesellschaft für Limnologie (DLG): Beeinflussung der Beschaffenheit von Fließgewässern durch Mischwassereinleitungen. Ergebnis einer Anhörung von Fachleuten im April 1988 in Essen, Korrespondenz Abwasser, Heft 7, 1989

[Biedenkopf/69] W. Biedenkopf: Müssen Regenüberlaufschwellen hochwasserfrei liegen? gwf, Heft 12, 1969

[Brandt/81] T. Brandt: Kontinuierliche Abflußgangliniensimulation. Wasser und Boden, Heft 1, 1981

[DVWK 101] Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK): Empfehlung zur Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeit. Regeln zur Wasserwirtschaft, Heft 101, 1979

[DVWK 112] DVWK: Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluß-Modellen in kleinen Einzugsgebieten. Regeln zur Wasserwirtschaft, Heft 112 und 113, 1982 und 1984

[DVWK 115] DVWK: Bodenkundliche Grunduntersuchungen im Felde zur Ermittlung von Kennwerten meliorationsbedürftiger Standorte. Regeln zur Wasserwirtschaft, Heft 115/116, 1980/1982

[DVWK 120] DVWK: Niedrigwasseranalyse Teil 1 - Statistische Untersuchung des Niedrigwasser-Abflusses. Regeln zur Wasserwirtschaft, Heft 120, 1983

[DVWK 124] DVWK: Niederschlag - Starkregenauswertung nach Wiederkehrzeit und Dauer. Regeln zur Wasserwirtschaft, Heft 124, 1985 (inhaltsgleich mit [ATV 121])

[DVWK/88] DVWK: Katalog von Übertragungsfunktionen. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, 1982 und Ergänzungsband 1988

[DVWK/91] DVWK: Beitrag zur Bestimmung des effektiven Niederschlags für Bemessungshochwasser aus Gebietskenngrößen. Untersuchung des Fachausschuß "Niederschlag-Abfluß-Modelle", Materialien, Heft 2/1991

[Dyck/80] S. Dyck: Angewandte Hydrologie. Teil 1 und 2, Verlag für Bauwesen, Ost-Berlin, 1980

[Ffm/82] Stadt Frankfurt/M. (Ffm): Dokumentation der im Meßprogramm Emil-Claar-Strasse, Lettigkautweg und Westhausen erfassten Abfluss- und Qualitätsdaten, Dorsch Consult, 1982

[Harms/84] R.W. Harms: Synthese maßgebender Abflußdaten für teilbebaute kleine Einzugsgebiete. Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft der Universität Hannover, Heft 55, 1984

[Hörler/66] A. Hörler: Kanalisation. In: Ingenieurhandbuch, Band II, Schweizer Verlagshaus AG, Zürich, 1966 (sowie persönliche Mitteilungen)

[IHH/89] Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Hydraulik (IHH): Schmutzfrachtsimulationsmodell SMUSI, Version 3.0, TH Darmstadt, 1989

[IHW/88] Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft: IHW - Softwarepaket, Version 3.1. Universität Karlsruhe, 1988

[ITWH/88] Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie (ITWH): Softwarepaket HYSTEM-EXTRAN, Version IV.2 und IV.3. Hannover, 1988

[ITWH/90] ITWH: Softwarepaket KOSIM, Version III.0.2. Hannover, 1990

[Kirschbauer/94] L. Kirschbauer: Untersuchungen zur Bemessung von Regenentlastungen im ländlichen Raum. Berichte des Fachgebiets Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Heft 1, 1994

[Koehler/87] G. Koehler: Abflußverschärfung durch Siedlungsabflüsse - Ergebnis einer Fallstudie. Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Heft 1, 1987

[LfU/89] Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU): Ermittlung von Hochwasserbemessungsgrößen für kleine Einzugsgebiete bei Fehlen von Meßdaten. Karlsruhe, 1989

[Londong/89] D. Londong: Auswirkungen von Siedlung und Bebauung auf Fließgewässer. In: Wege zu naturnahen Gewässern, Schriftenreihe des deutschen Rates für Landespflege, Heft 58, 1989

[Lutz/84] W. Lutz: Berechnung von Hochwasserabflüssen unter Anwendung von Gebietskenngrößen. Mitteilung Nr. 24 des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe, 1984

[Naef/77] F. Naef: Ein Vergleich von mathematischen Niederschlag-Abfluss-Modellen. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Heft 26, 1977

[Nash et al/66] J.E. Nash, B.L. Shaw: River Flood Hydrology. Institute of Civil Engineering, London, 1966 (zitiert aus [Dyck/80])

[Ostrowski/82] M.W. Ostrowski: Ein Beitrag zur kontinuierlichen Simulation der Wasserbilanz. Mitteilung Nr. 42 des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, 1982

[Ostrowski et al/84] M.W. Ostrowski, U. Wolf, F.G. Rohde: Die Berechnung der aktuellen Infiltration mittels Bodenfeuchtesimulation. Die Wasserwirtschaft, Heft 1, 1984

[Otto/91] A. Otto: Grundlagen einer morphologischen Typologie der Bäche. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau der Universität Karlsruhe, Heft 180, 1991

[Paulsen/87] O. Paulsen: Kontinuierliche Simulation von Abflüssen und Stofffrachten in der Trennentwässerung. Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft der Universität Hannover, Heft 62, 1987

[Pecher/87] R. Pecher: Hydraulische Bemessung von Hochwasserpumpwerken, Vorschläge zur Problemlösung. gwf, Heft 6, 1987

[Rieck/88] T. Rieck: Anwendung FGM LWANAS und WSPLWA durch das STAWA Minden. In: Mathematische Modelle in der Wasserwirtschaft, Erfahrungsaustausch vom November 1987 im KFAA in Essen, LWA-Materialien, Düsseldorf, Heft 4, 1988

[Sartor/92] J. Sartor: Ermittlung der hydrologischen Grundlagen für abwassertechnische Planungen. Unveröffentlichte Studie im Auftrag des Landesamt für Umweltschutz, Saarbrücken, 1992

[Sartor/93] J. Sartor: Langzeit-Kontinuumsmodelle für Flußgebiete. Materialien des DVWK, Heft 1, 1993

[Schilling/84] W. Schilling: Univariate versus multivariate rainfall statistics - problems and potentials. Water Science Technology, Volume 16, Kopenhagen, 1984

[Schuhmann/91] A.H. Schuhmann: Identifikation von Abflußkomponenten aus unterschiedlichen Teileinzugsgebieten durch die Anwendung hydrologischer Modelle. Die Wasserwirtschaft, Heft 4, 1991

[Sieker/88] F. Sieker: Hydrologie der Stadtentwässerung. Stadtentwässerung und Gewässerschutz, Hannover, Heft 4, 1988

[US Army/87] U.S. Army Corps of Engineers: Hydrologic analysis of interior areas. Washington DC, USA, 1987

[Verworn/82] H.R. Verworn: Untersuchungen über die Auswirkungen der Urbanisierung auf den Hochwasserabfluß. In: Anthropogene Einflüsse auf das Hochwassergeschehen. Schriftenreihe des DVWK, Heft 53, 1982

[Verworn et al/84] H.R. Verworn, R.W. Harms: Urbanisierung und Hochwasserabfluß. Wasser und Boden, Heft 9, 1984

[Wackermann/81] R. Wackermann: Eine Einheitsganglinie aus charakteristischen Systemwerten ohne Niederschlag-Abfluß-Messungen. Wasser und Boden, Heft 1, 1981

[Warg/89] G. Warg: Zuordnung von Ammonium und Ammoniak zu Gewässergüteklassen. In: Aktuelle Probleme des Gewässerschutzes, Münchener Beiträge zur Abwasser-, Fischerei- und Flußbiologie, Band 43, Bayerische Landesanstalt für Wasserforschung, 1989

[Wendel/93] A. Wendel: Die Problematik von Mischwasserüberläufen während Niedrigwasserperioden im Gewässer. Diplomarbeit am Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, (unveröffentlicht), 1993

[Weppler/91] K.P. Weppler: Häufigkeitsverteilung von Entlastungsereignissen bei Niedrigwasserabfluß. In: Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität Kassel, Heft 7, 1991 (sowie persönliche Mitteilungen)

[Wolf/92] P. Wolf: Modellhafte Erarbeitung eines ökologisch begründeten Sanierungskonzeptes für kleine Fließgewässer am Beispiel der Lahn. Zwischenberichte Nr. 1 und 2 (beide unveröffentlicht), Universität Kassel, 1991 und 1992

[Wolf et al/90] P. Wolf, D. Borschardt: Ein Ansatz für die ökologische Bewertung der Gewässerbelastung aus Mischwassereinleitungen. Korrespondenz Abwasser, Heft 11, 1990

[Xanthopoulos et al/92] C. Xanthopoulos, U. Endress: Ereignisbezogene Niederschlagsbelastung bei der Kanalnetzbemessung und der Schmutzfrachtberechnung. Die Wasserwirtschaft, Heft 4, 1992 (sowie persönliche Mitteilungen)

[Zaiß/89] H. Zaiß: Simulation ereignisspezifischer Einflüsse des Niederschlag-Abfluss-Prozesses von Hochwasserereignissen kleiner Einzugsgebiete mit N-A-Modellen. Technischer Bericht des Instituts für Ingenieurhydrologie und Hydraulik, TH Darmstadt, Nr. 42, 1989

11. ANLAGENVERZEICHNIS

A-1: Lage der verwendeten Pegel und zugehörigen Niederschlagsstationen

A-2: Einzugsgebiet Fechingen im Bereich des Pegels

A-3: Einzugsgebiet Schafbrücke im Bereich des Pegels

A-4: Einzugsgebiet Rammelsbach im Bereich des Pegels

A-5: Einzugsgebiet Einöd im Bereich des Pegels

A-6: Einzugsgebiet des Pegels Fechingen

A-7: Einzugsgebiet des Pegels Eisenschmitt

A-8: Einzugsgebiet des Pegels Wasserliesch

A-9: Trendanalyse für den Pegel Schafbrücke

A-10: Eichereignisse für die Pegel Eisenschmitt und Wasserliesch

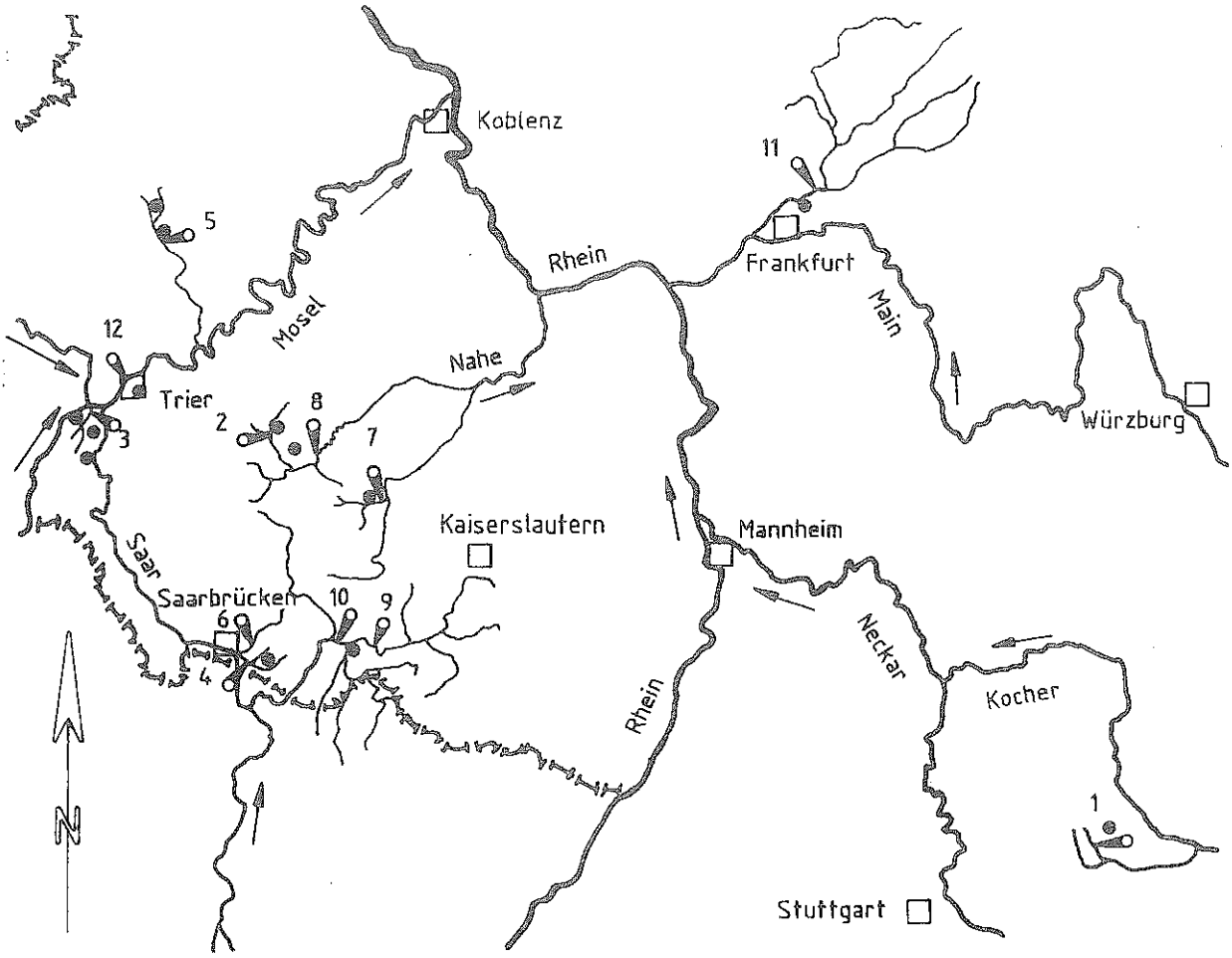
A-11: Überschreitungshäufigkeiten von Mischungsverhältnissen am Pegel Schadberg

A-12: Überschreitungshäufigkeiten von Mischungsverhältnissen am Pegel Einschieder Hof

A-13: Gewässerabflüsse während maßgebenden Kanalnetzereignissen am Pegel Schafbrücke

A-14: Gewässerabflüsse während maßgebenden Kanalnetzereignissen am Pegel Trier

A-15: Herkunft der Daten



Maßstab: 0 10 30 50 100 km

Legende: Pegel ● Niederschlagsstation

⊢⊢⊢ Staatsgrenze

Laufende Pegelnummerierung:

1 = Schadberg	2 = Einschieder Hof	3 = Wasserliesch
4 = Fechingen	5 = Eisenschmitt	6 = Schafbrücke
7 = Rammelsbach	8 = Nohen	9 = Contwig
10 = Einöd	11 = Bad Vilbel	12 = Trier

Abb. A-1: Lage der verwendeten Pegel und zugehörigen Niederschlagsstationen

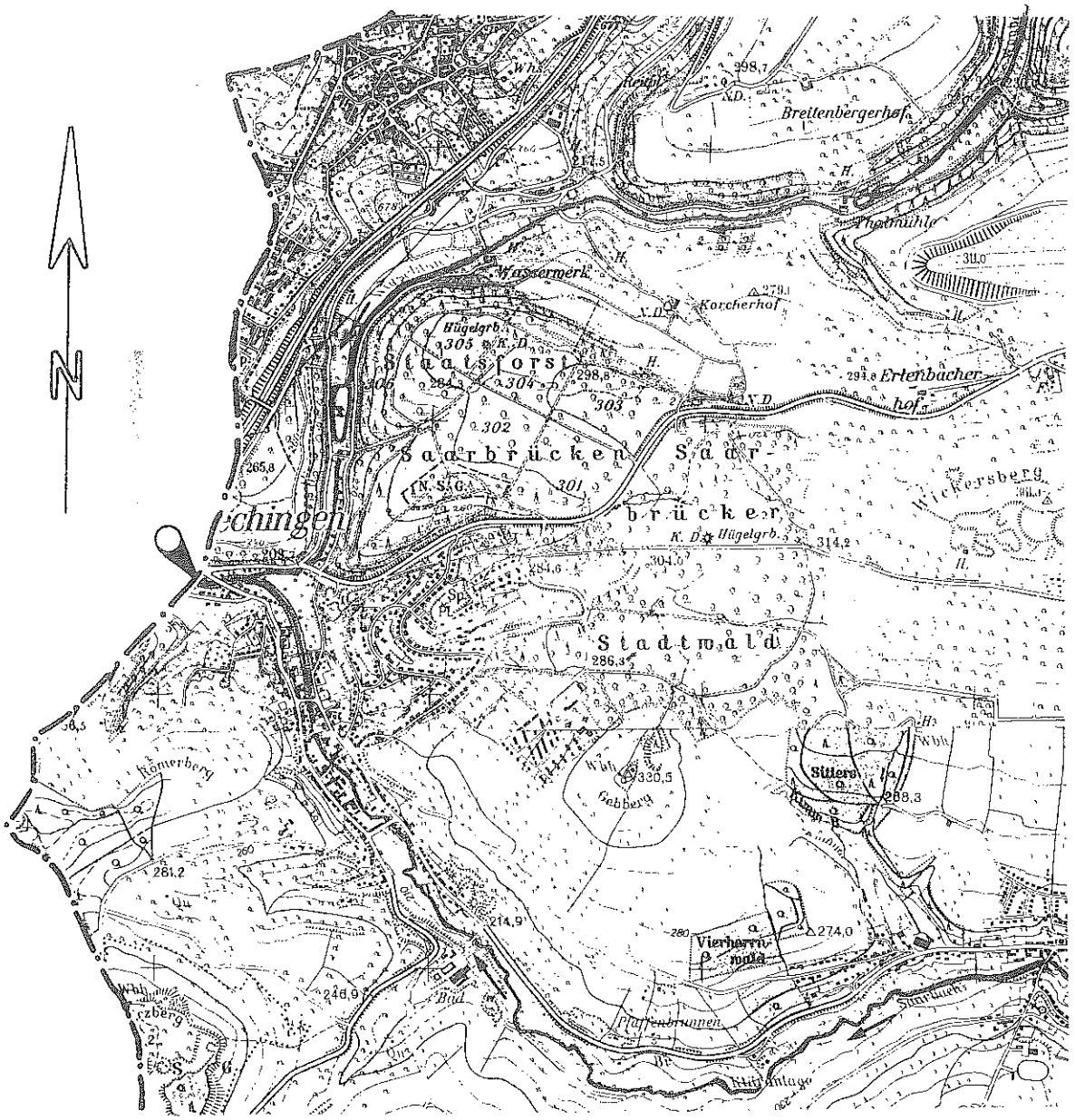


Abb. A-2: Einzugsgebiet Fechingen im Bereich des Pegels (Ausschnitt aus der TK 25 Nr. 6708 und 6808)

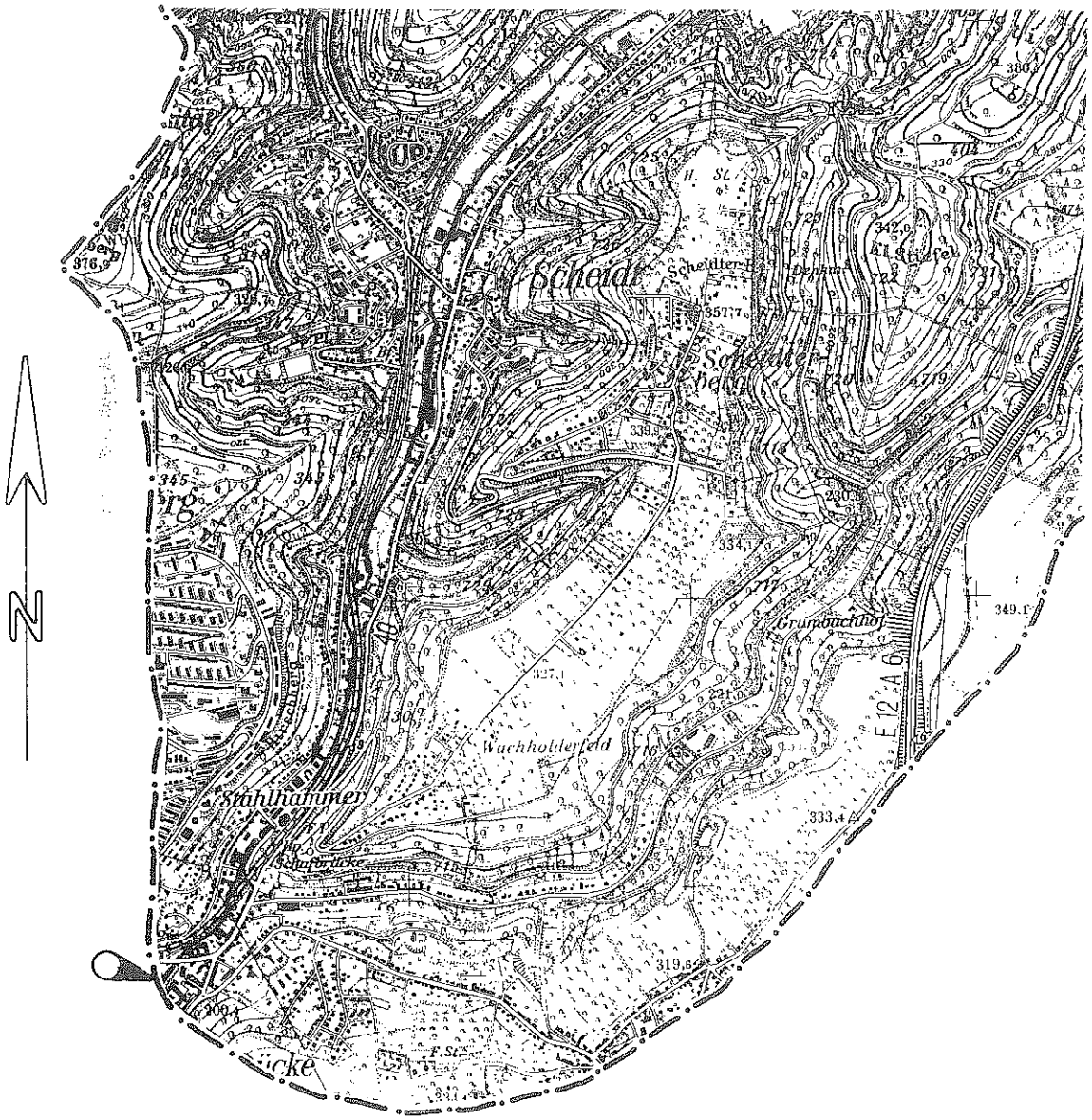


Abb. A-3: Einzugsgebiet Schafbrücke im Bereich des Pegels (Ausschnitt aus der TK 25 Nr. 6708)

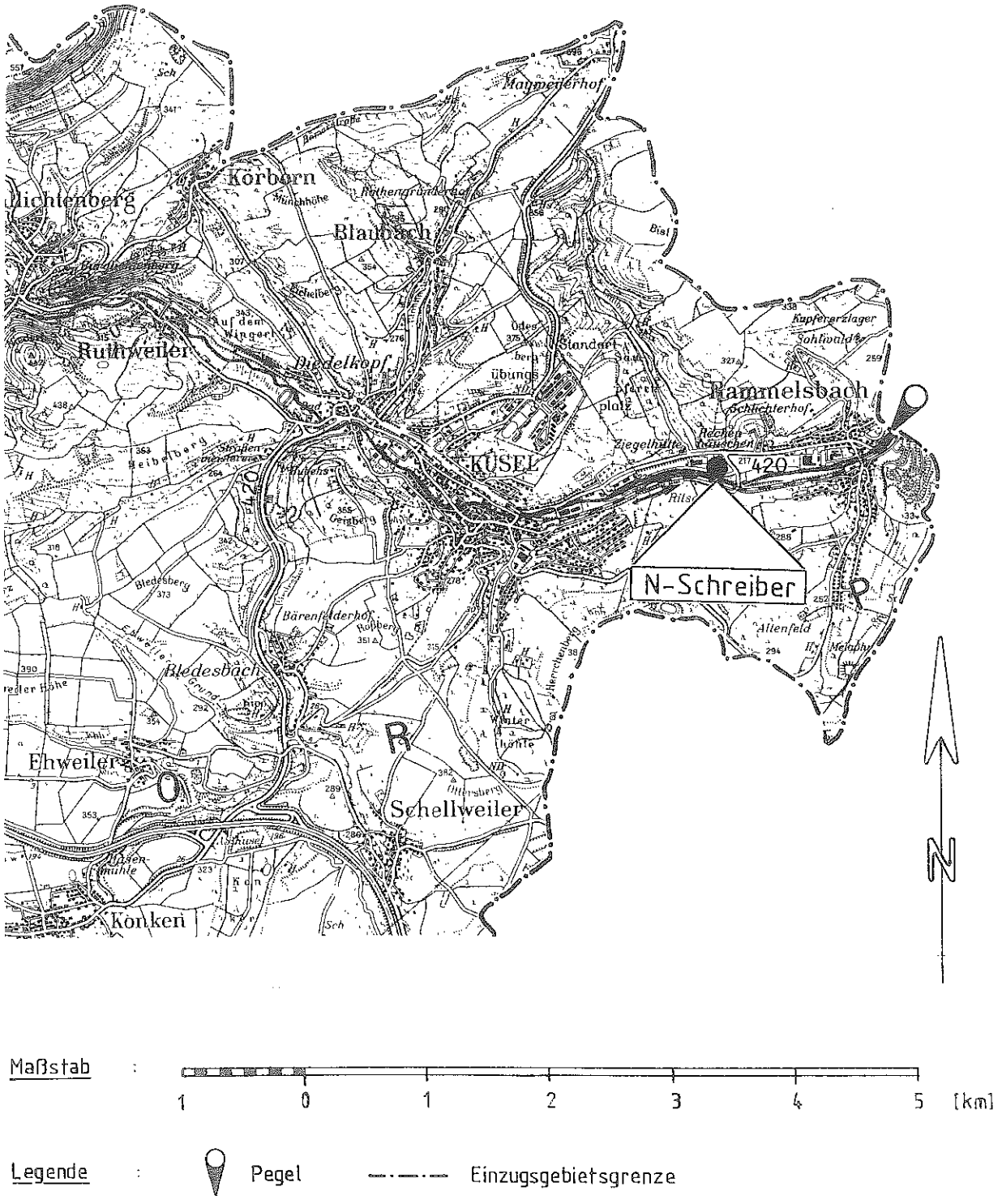


Abb. A-4: Einzugsgebiet Rammelsbach im Bereich des Pegels (Ausschnitt aus der TK 50 Nr. L 6510)

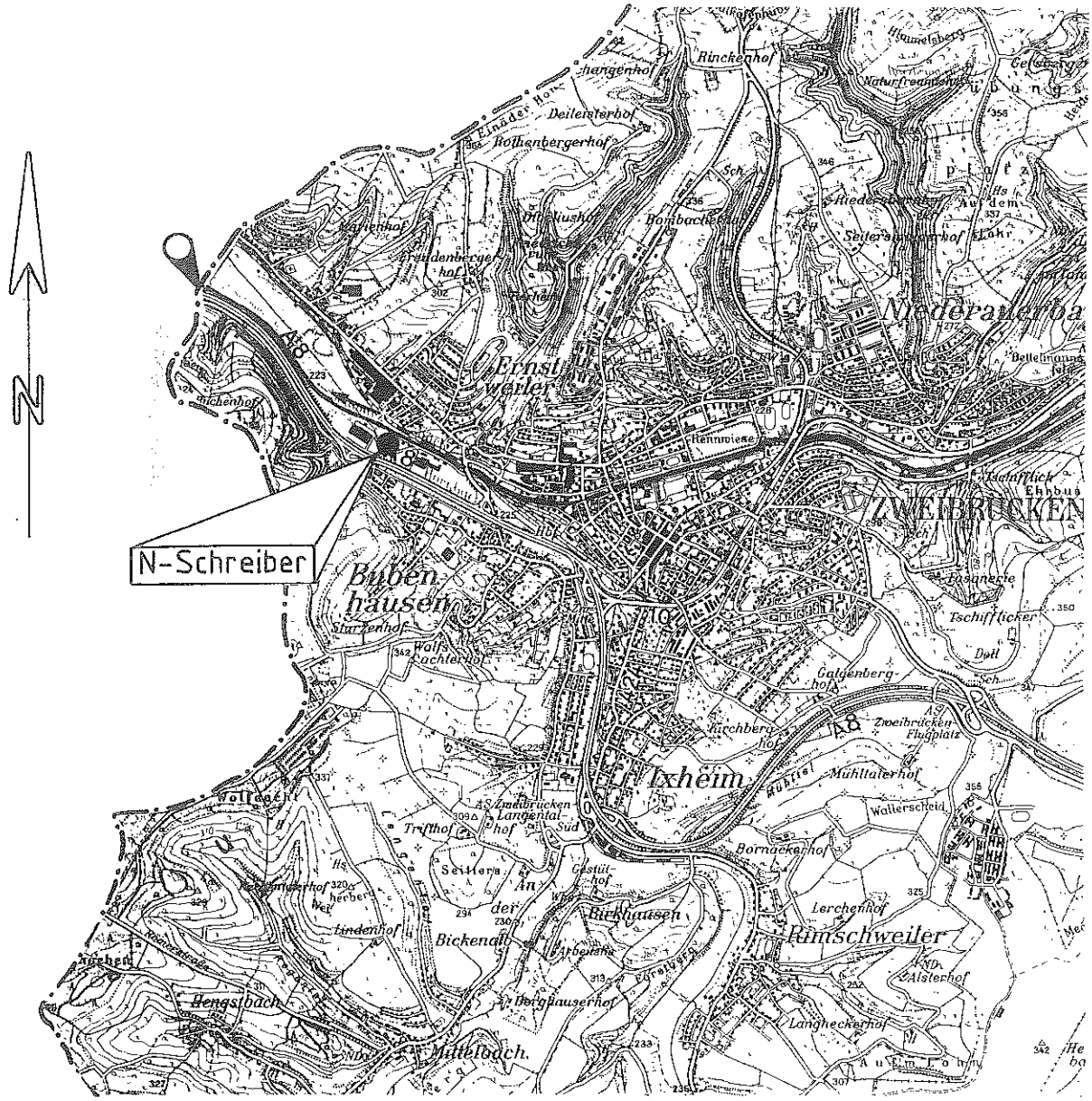
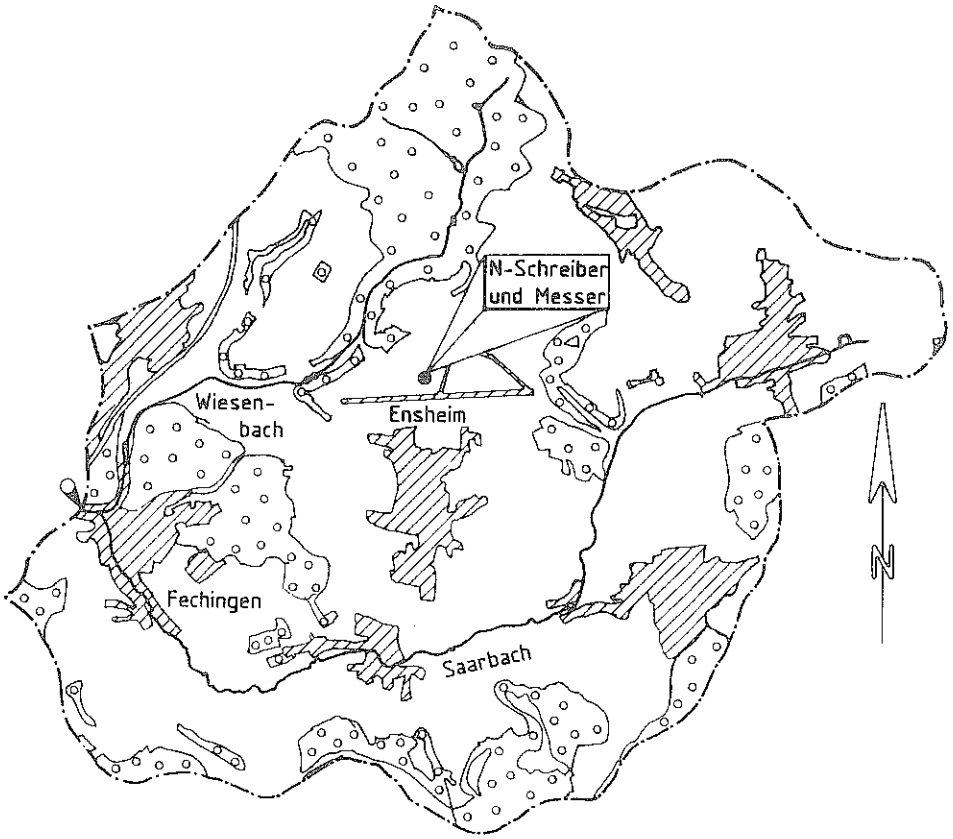


Abb. A-5: Einzugsgebiet Einöd im Bereich des Pegels (Ausschnitt aus der TK 50 Nr. L 6708 und L 6710)



Legende:

Pegel

Siedlungsfläche

Waldfläche

Maßstab:

1 0 1 2 3 4 5 (km)

Abb. A-6: Einzugsgebiet des Pegels Fechingen

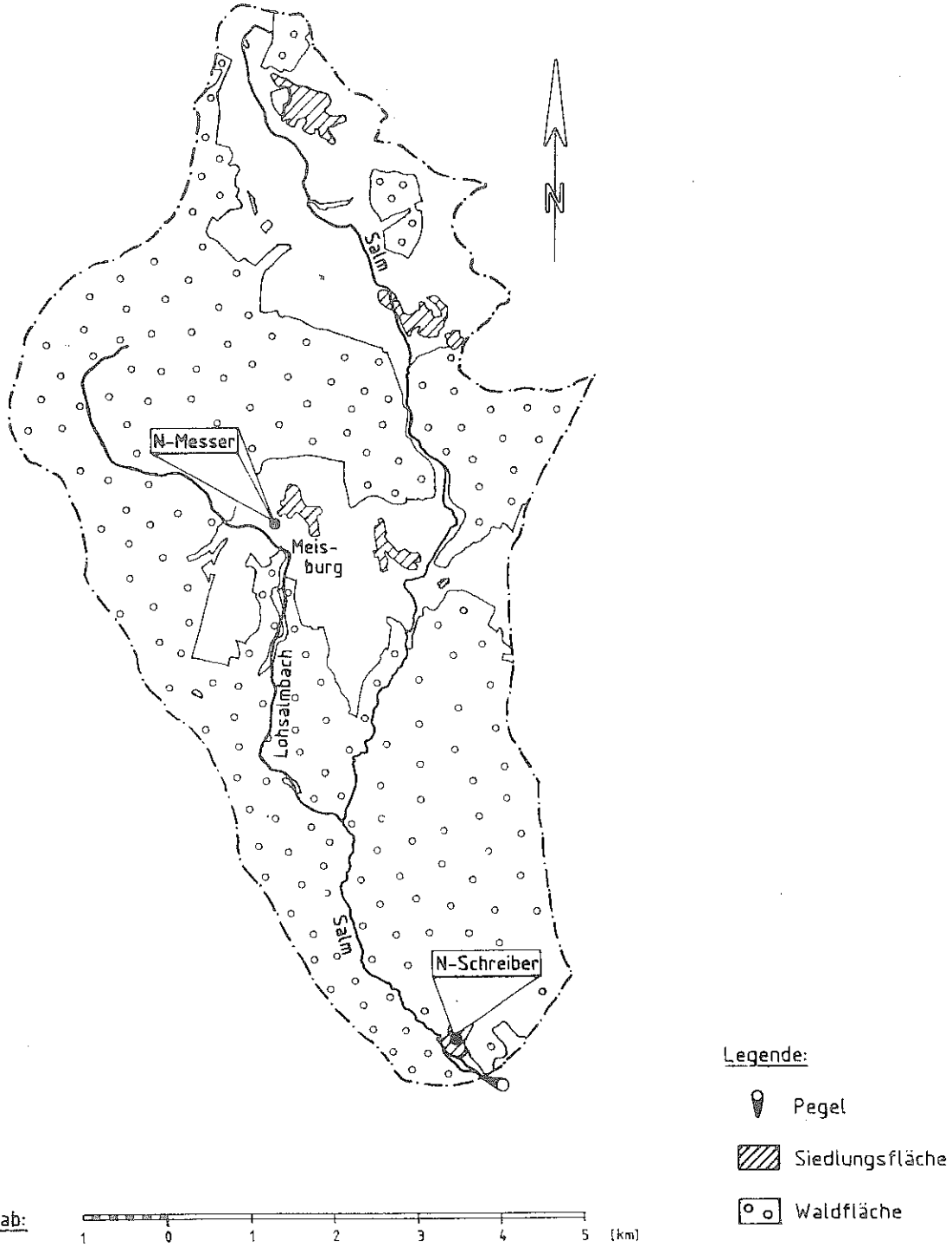


Abb. A-7: Einzugsgebiet des Pegels Eisenschmitt

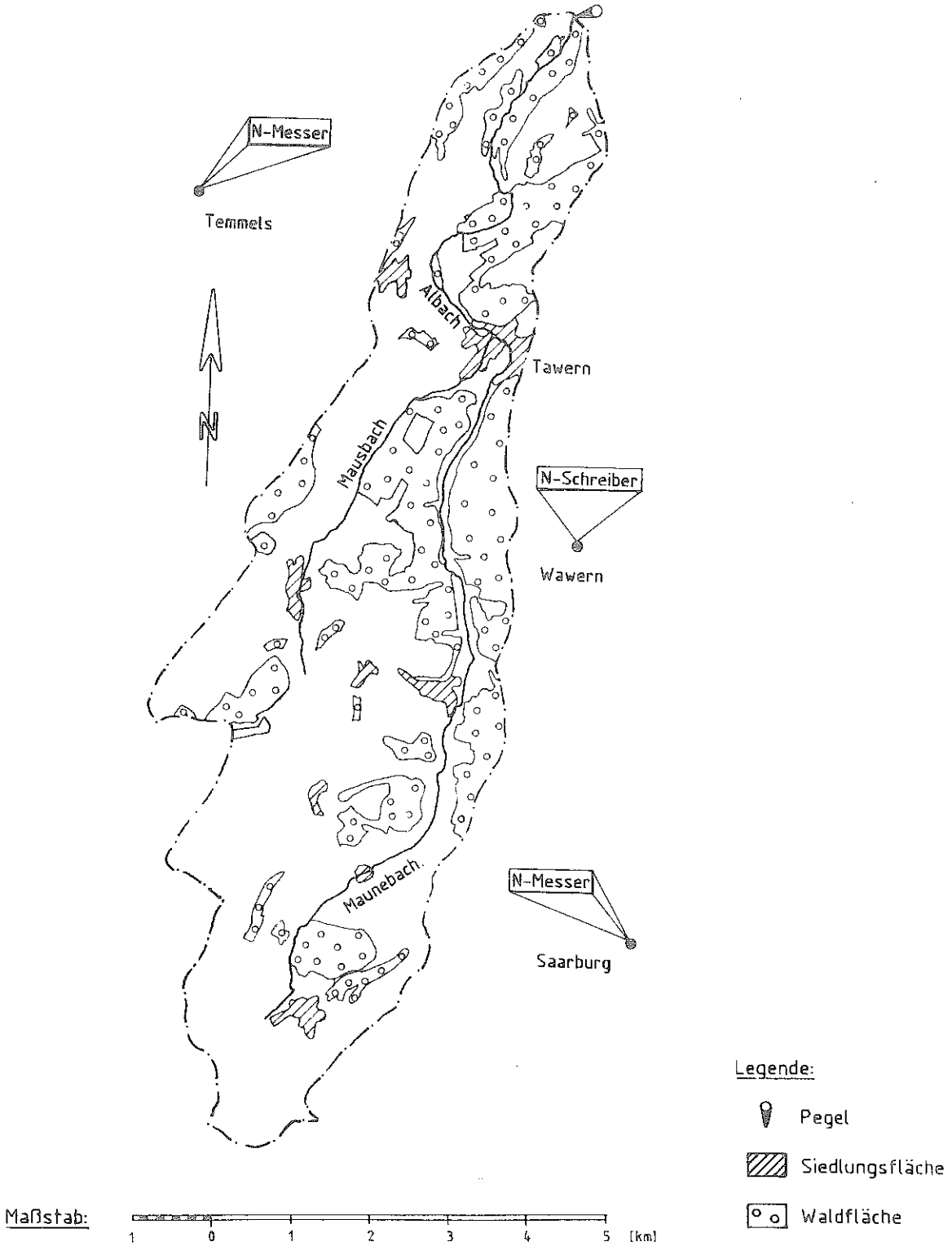
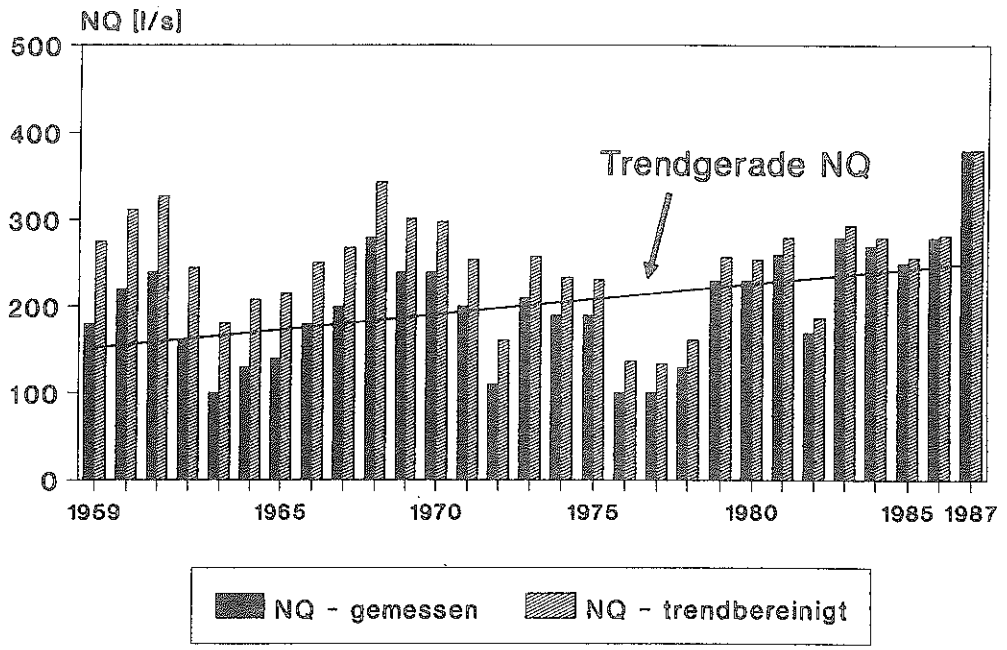


Abb. A-8: Einzugsgebiet des Pegels Wasserliesch



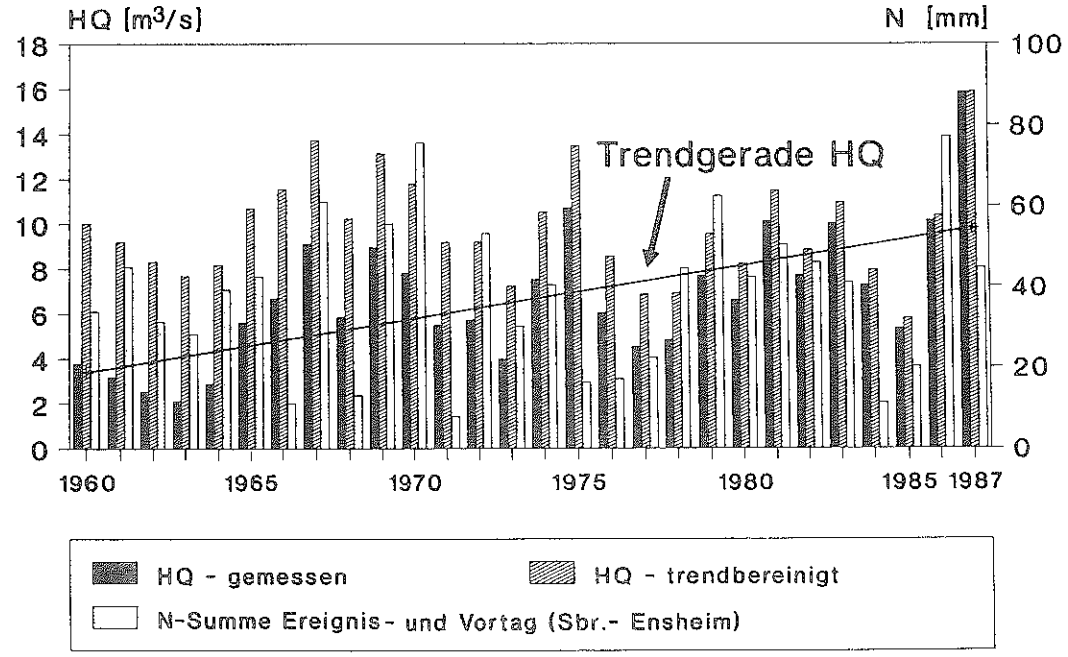


Abb. A-9: Trendanalyse der Niedrigwasserabflüsse NQ und der Hochwasserabflüsse HQ für den Pegel Schafbrücke

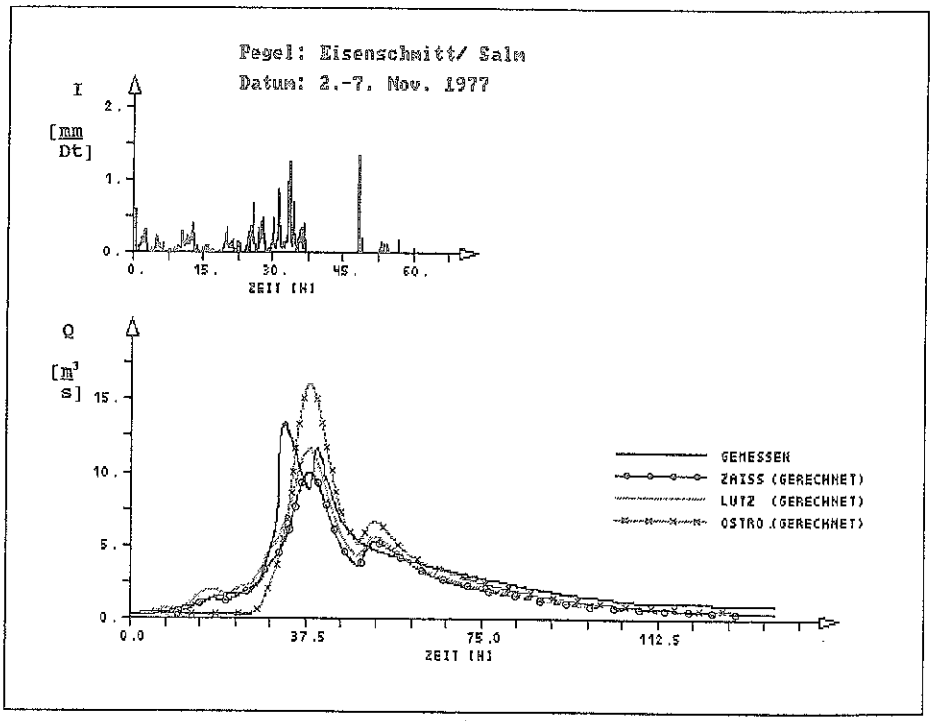


Abb. A-10.1: Eichereignis Nr. 1 für den Pegel Eisenschmitt (mit Abflußbildung nach Zaiß, Lutz und Ostrowski)

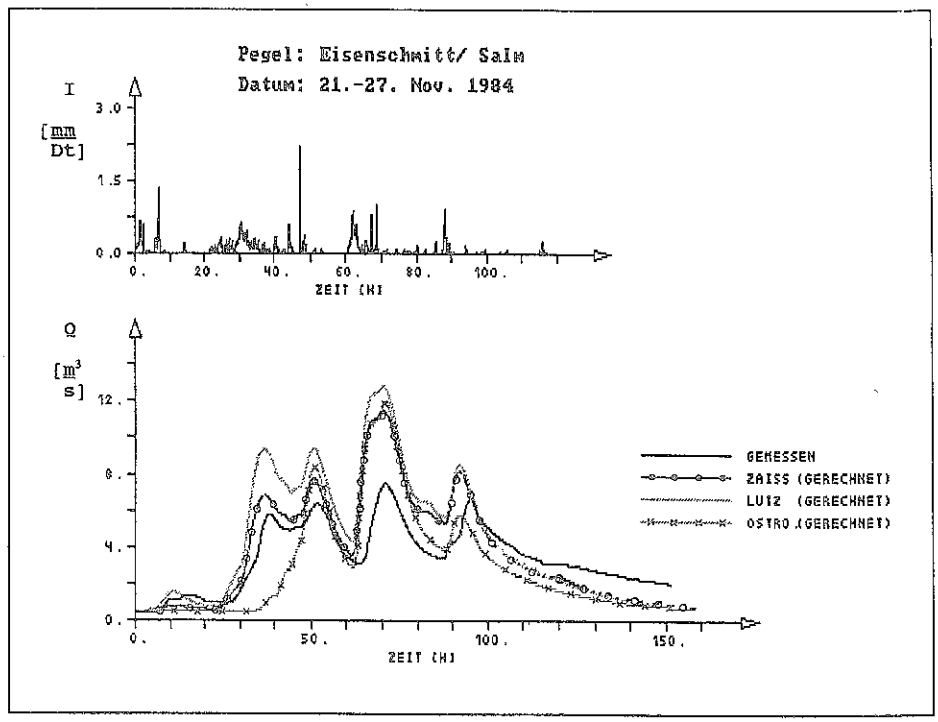


Abb. A-10.2: Eichereignis Nr. 2 für den Pegel Eisenschmitt (mit Abflußbildung nach Zaiß, Lutz und Ostrowski)

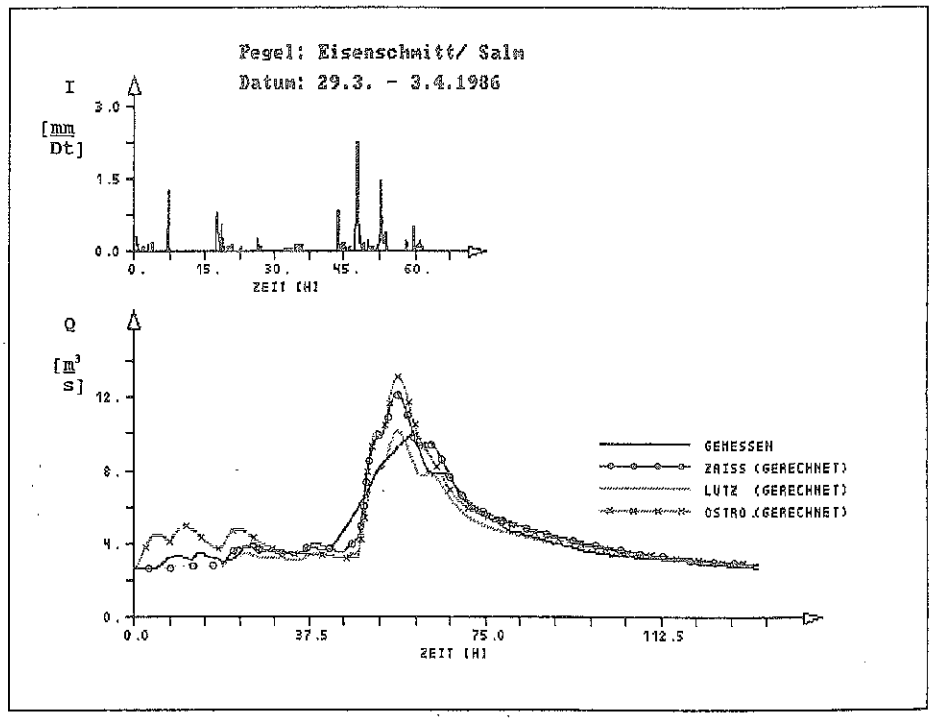


Abb. A-10.3: Eichereignis Nr. 3 für den Pegel Eisenschmitt (mit Abflußbildung nach Zaiß, Lutz und Ostrowski)

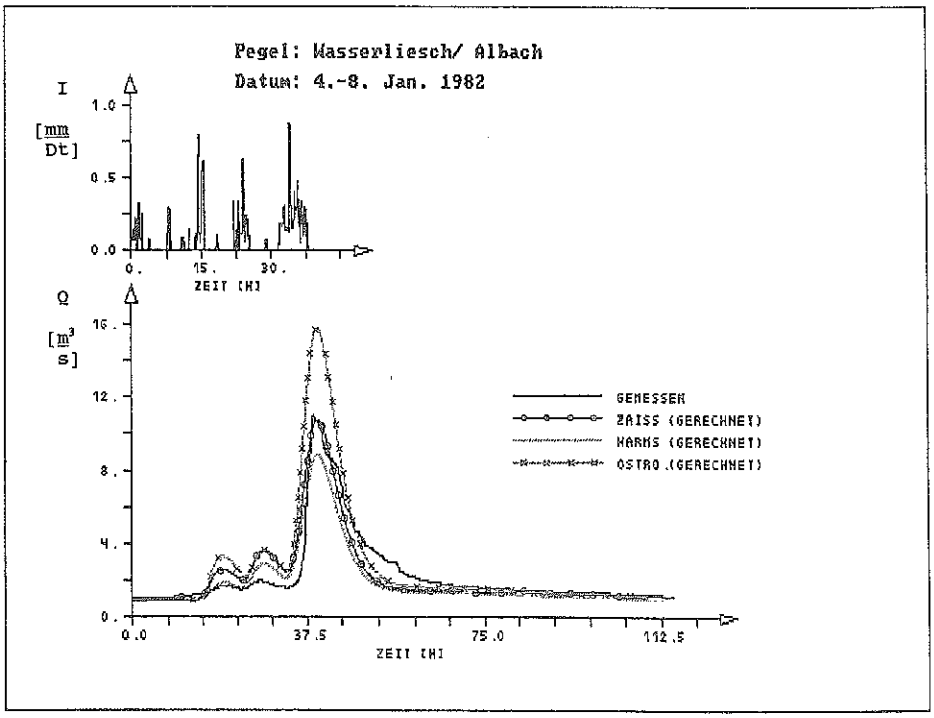


Abb. A-10.4: Eichereignis Nr. 1 für den Pegel Wasserliesch (mit Abflußbildung nach Zaiß, Harms und Ostrowski)

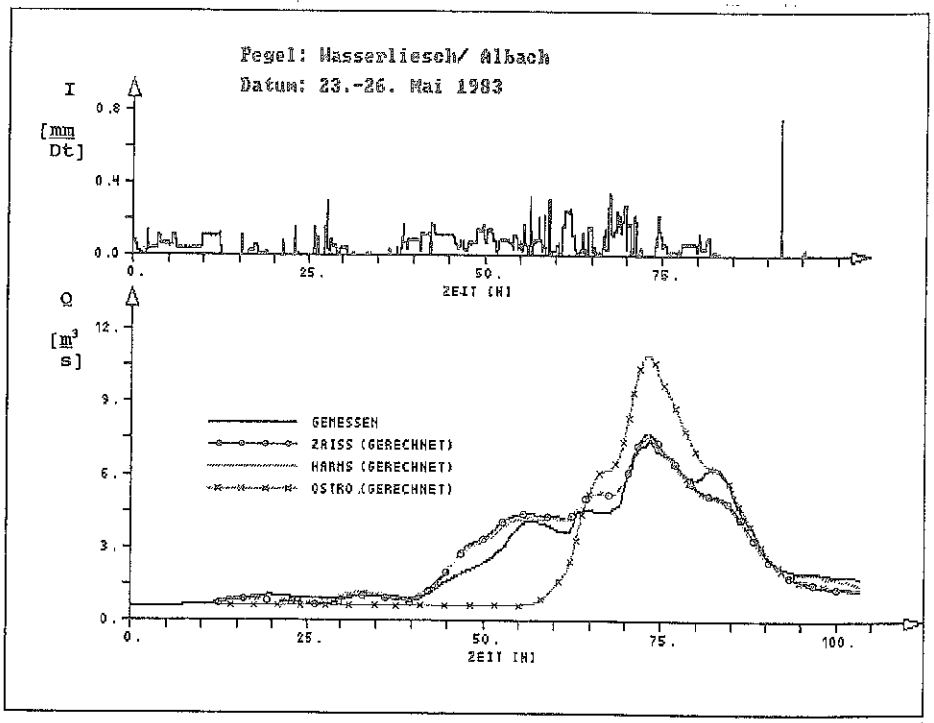


Abb. A-10.5: Eichereignis Nr. 2 für den Pegel Wasserliesch (mit Abflußbildung nach Zaiß, Harms und Ostrowski)

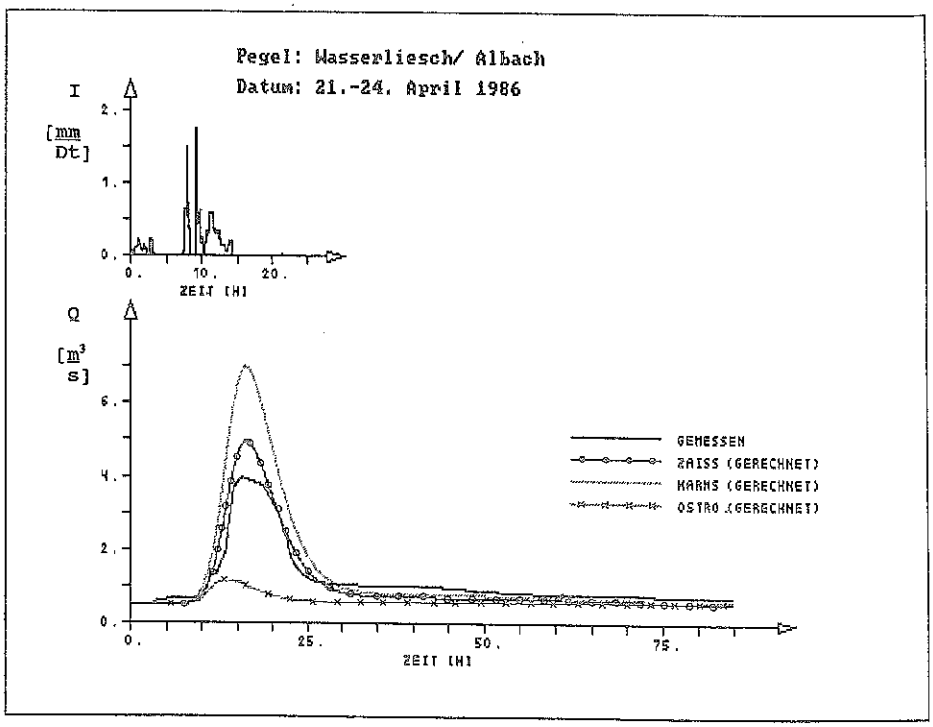
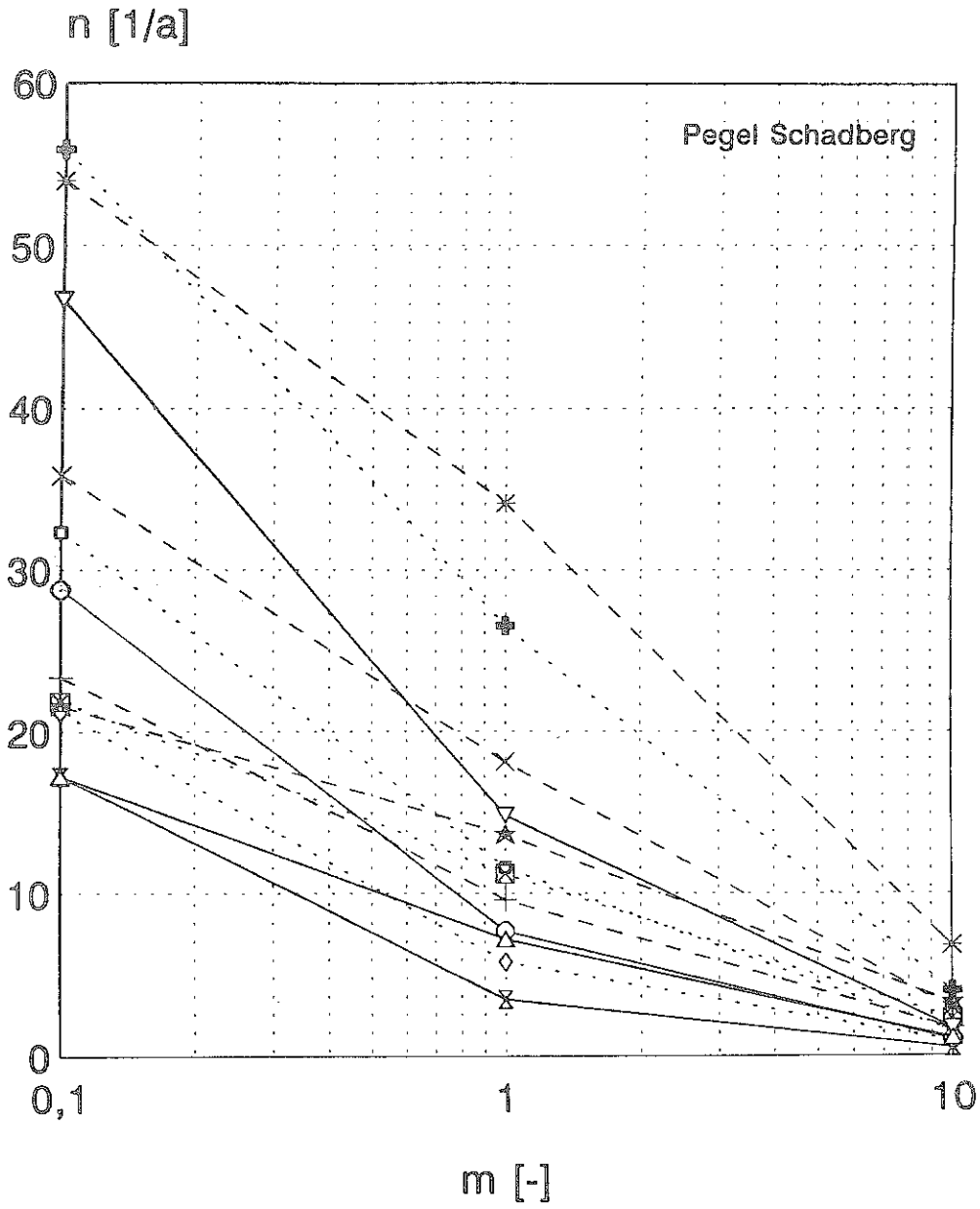


Abb. A-10.6: Eichereignis Nr. 3 für den Pegel Wasserliesch (mit Abflußbildung nach Zaiß, Harms und Ostrowski)



Ffm A:	RÜ	min V_s	$V_s(e_0)$	$2*V_s(e_0)$
Tnd:	RÜ	min V_s	$V_s(e_0)$	$2*V_s(e_0)$
Q05:	RÜ	min V_s	$V_s(e_0)$	$2*V_s(e_0)$

Abb. A-11: Überschreitungshäufigkeiten der während Mischwasserüberläufen auftretenden Mischungsverhältnisse (m) im Gewässer in Abhängigkeit vom Entlastungsbauwerk (Pegel Schadberg in Kombination mit den Netzen Ffm A, Tnd und Q05)

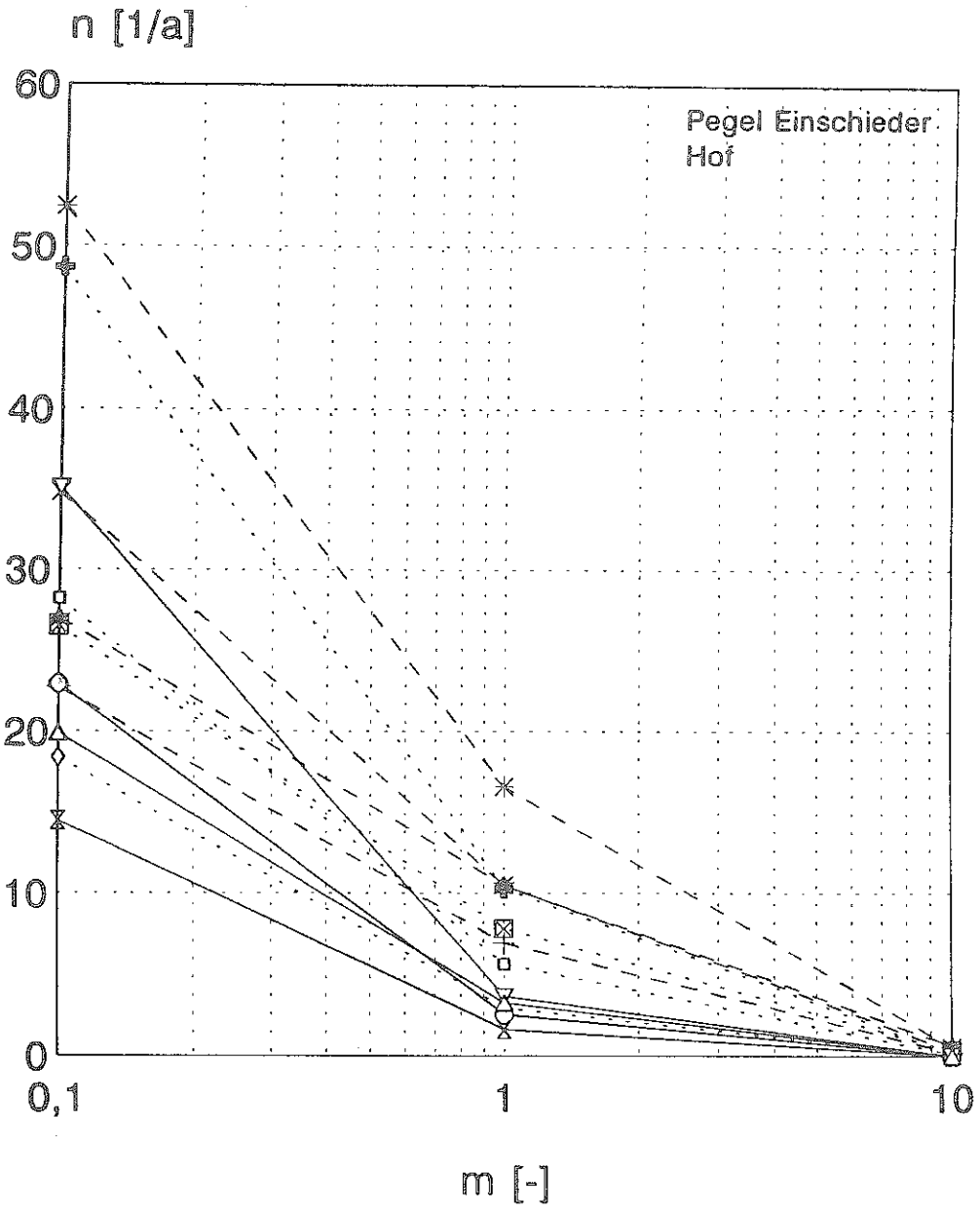
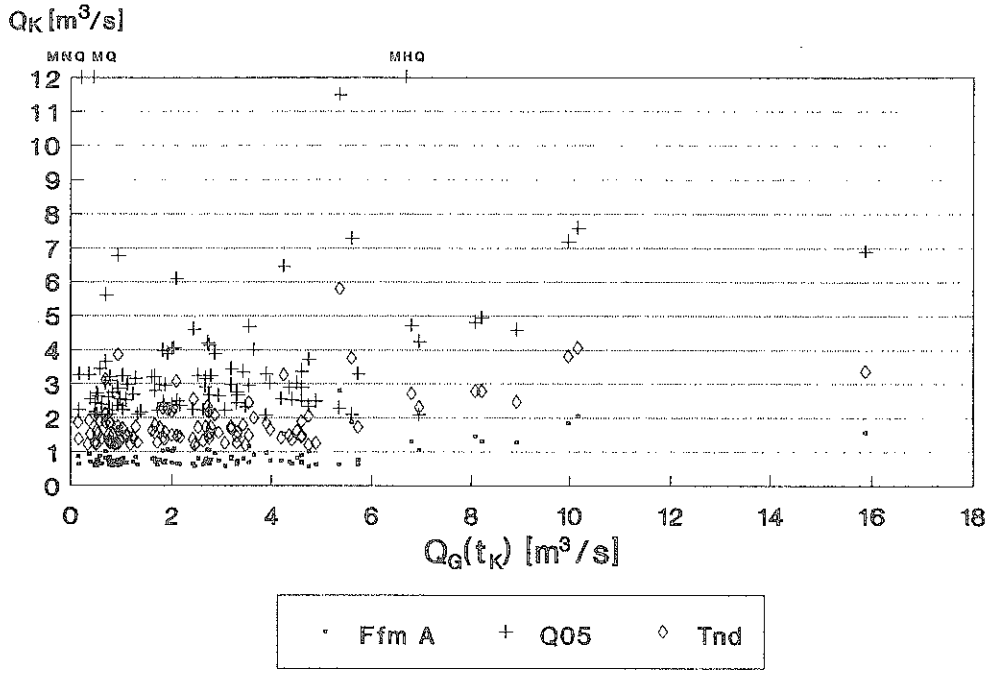


Abb. A-12: Überschreitungshäufigkeiten der während Mischwasserüberläufen auftretenden Mischungsverhältnisse (m) im Gewässer in Abhängigkeit vom Entlastungsbauwerk (Pegel Einschieder Hof in Kombination mit den Netzen Ffm A, Tnd und Q05)



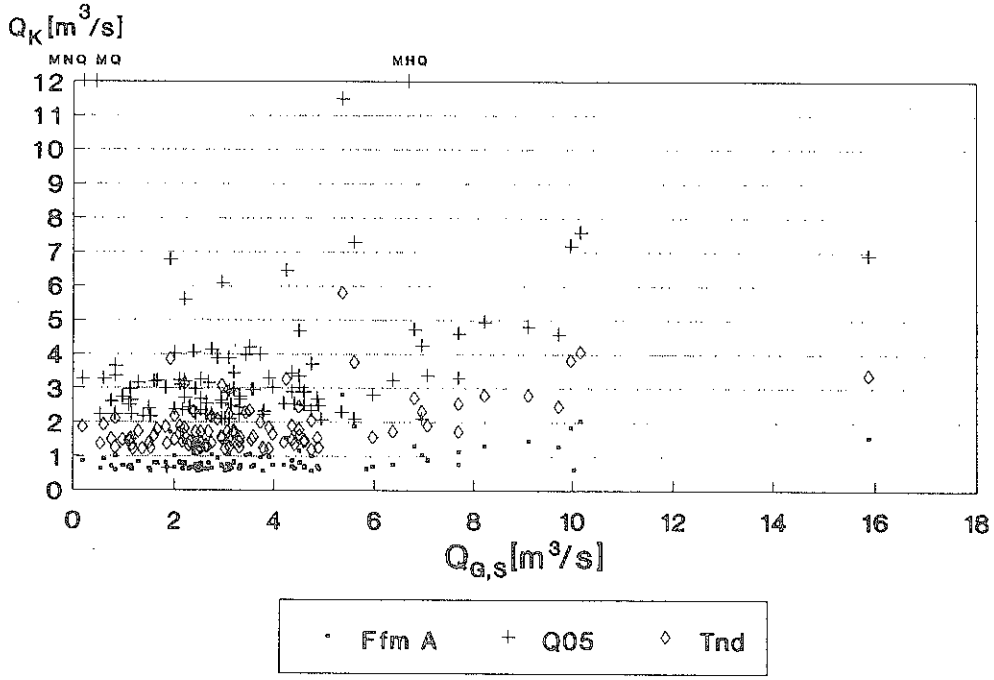
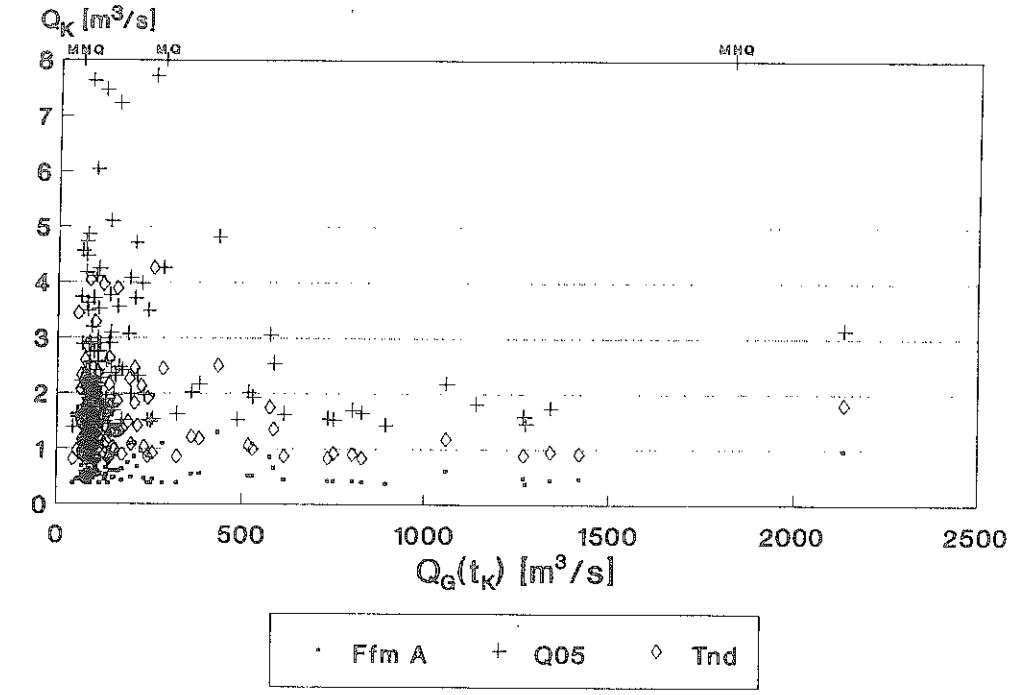


Abb. A-13: Gewässerabflüsse $Q_G(t_K)$ und $Q_{G,S}$ während maßgebenden Kanalnetzereignissen Q_K der Netze Ffm A, Tnd und Q05 am Pegel Schafbrücke



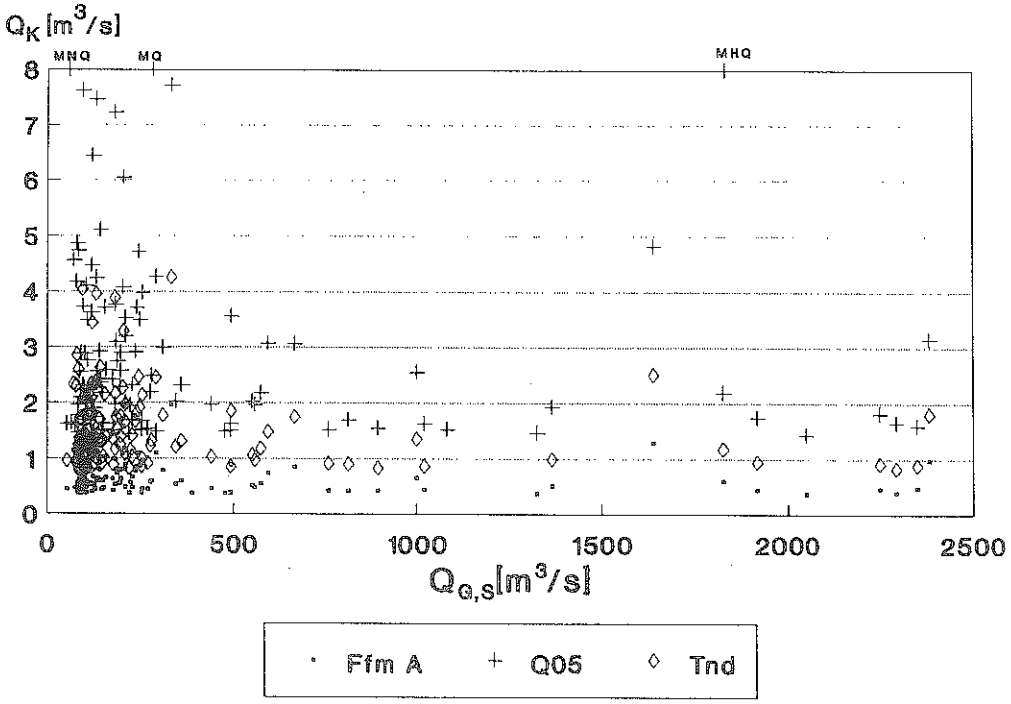


Abb. A-14: Gewässerabflüsse $Q_G(t_K)$ und $Q_{G,S}$ während maßgebenden Kanalnetzereignissen Q_K der Netze Ffm A, Tnd und Q05 am Pegel Trier

HERKUNFT DER DATEN

- **Abwasserverband Saar, Saarbrücken:** N-Reihe Birkenfeld
- **Amt für Stadtentwässerung Frankfurt/Main:** Kanalnetz Lettigkautweg sowie N-Reihe Eckenheim
- **Amt für Wasserwirtschaft und Bodenschutz Ellwangen:** N-Reihe Gschwend
- **Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz:** digitalisierte Pegelreihe Trier (ab 1981)
- **Deutscher Wetterdienst, Wetteramt Trier:** N-Messer-Werte Birkenfeld, Börfink-Muhl, Saarburg und Temmels
- **Ingenieurbüro Petry, Idar-Oberstein:** Kanalnetz Dambach (mit Zustimmung des Bauamtes Birkenfeld)
- **Institut für Wasserwirtschaft der Universität Hannover:** Kanalnetz Hameln-Tündern und N-Reihe Hamburg (mit Zustimmung der städtischen Tiefbauämter)
- **Landesamt für Umweltschutz, Saarbrücken:** Pegeldaten Einöd, Fechingen und Schafbrücke
- **Landesamt für Wasserwirtschaft, Mainz:** digitalisierte Pegelreihen Einschieder Hof und Nohen sowie N-Reihen Birkenfeld (teilweise), Eisenschmitt, Kusel, Wawern und Zweibrücken sowie N-Messer-Werte Meisburg-Rackenbach
- **Landesanstalt für Umweltschutz, Karlsruhe:** digitalisierte Pegelreihe Schadberg
- **Staatliches Amt für Wasser- und Abfallwirtschaft (STAWA) Kaiserslautern:** Pegeldaten Contwig und Rammelsbach
- **STAWA Koblenz:** Pegeldaten Einschieder Hof und Nohen
- **STAWA Trier:** Pegeldaten Eisenschmitt und Wasserliesch
- **Tiefbauamt der Stadt Saarbrücken:** Kanalnetz Fechingen
- **Wasser- und Schiffahrtsamt Trier:** Pegeldaten Trier
- **Wasserwirtschaftsamt Friedberg:** Pegeldaten Bad Vilbel
- sowie Literaturstellen [Ffm/82], [Kirschbauer/94] und [Sartor/92]