

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 87 (1969)
Heft: 47

Artikel: Elektronische Berechnung von Kanalisationsnetzen, gezeigt am Beispiel Basel
Autor: Warg, G. / Kubat, G.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-70816>

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 03.04.2026

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

Elektronische Berechnung von Kanalisationsnetzen, gezeigt am Beispiel Basel DK 628.2.001.2

Von G. Warg, München, und G. Kubat, Basel

1. Einleitung

Die in jüngster Zeit entwickelten genauen Rechenverfahren für städtische Kanalisationsnetze haben bewiesen, dass die bisher üblichen Verfahren häufig zu unzuverlässigen oder gar überflüssigen Sanierungsmassnahmen führen. Um solche Fehldispositionen und -investitionen zu vermeiden, sind deshalb vor Anwendung herkömmlicher Methoden folgende Fragen zu klären:

- Welche Vereinfachungen enthält die vorgesehene Berechnungsmethode?
- Inwieweit sind diese Vereinfachungen im gegebenen Fall vertretbar?
- Welche Fehlinvestitionen können daraus entstehen?
- Welche zusätzlichen Planungskosten entstehen bei Anwendung genauer Rechenverfahren?

Die nachstehenden Ausführungen sollen unzulässige Vereinfachungen aufzeigen sowie allgemeine und spezielle Empfehlungen aussprechen. Sie stützen sich auf die Erfahrungen aus den elektronischen Berechnungen und Sanierungen von zwölf städtischen Kanalisationsnetzen mit unterschiedlichsten Einzugsflächen, Gefällen, Vermaschungen, Abflussverzögerungen, Rückstauwirkungen und Sonderbauwerken. Die Ergebnisse werden in allgemeiner Form aufgezeigt und am Beispiel der Netzbearbeitung Basel erläutert.

2. Ursachen der generellen Überarbeitung von Kanalnetzen

Die in den vergangenen Jahrzehnten erstellten Kanäle und Bauwerke entsprechen in vielen Fällen nicht mehr den inzwischen gestiegenen Anforderungen. Im wesentlichen bedingen die folgenden Einflusskomplexe eine generelle Überarbeitung:

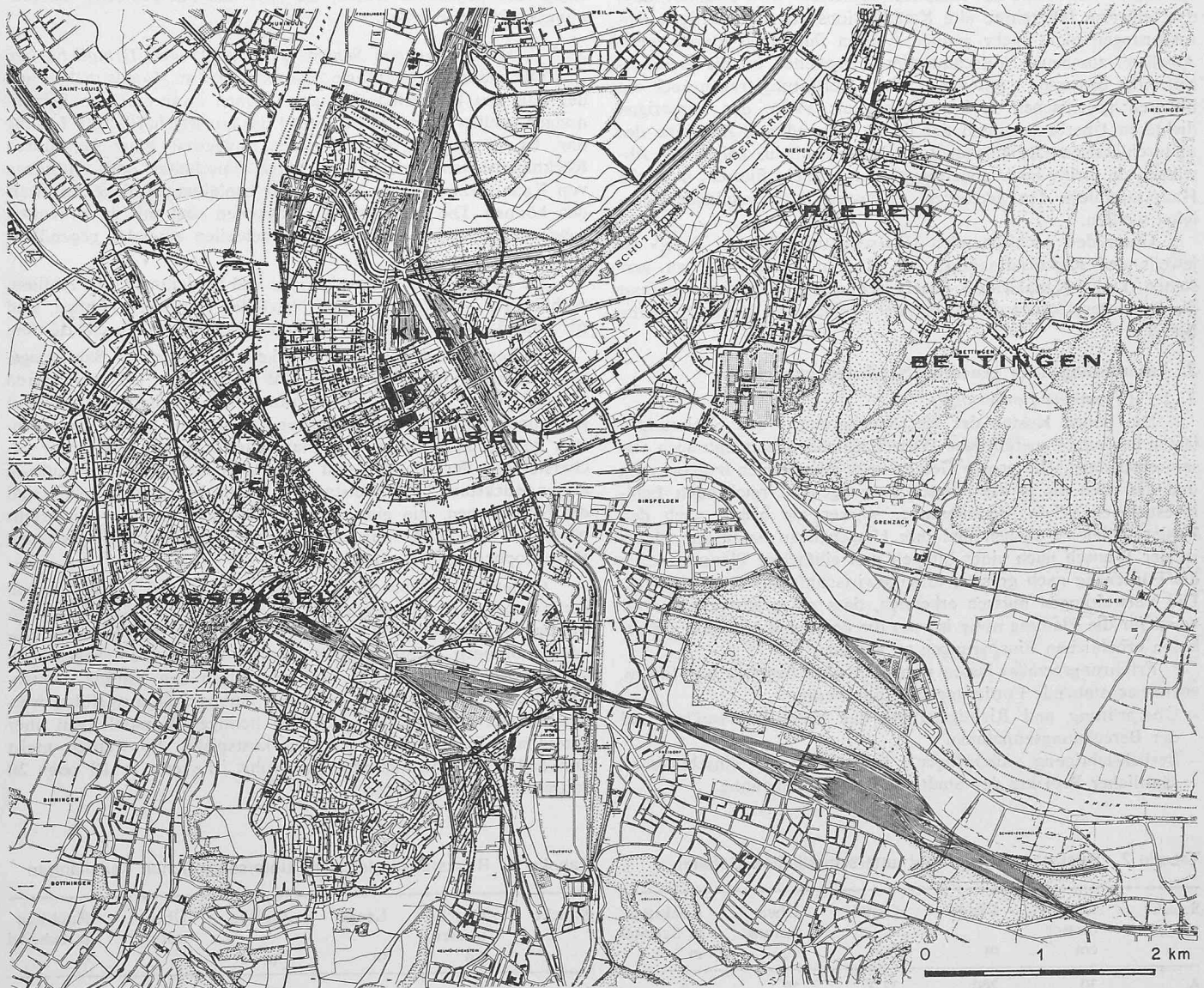


Bild 1. Kanalisationsplan der Stadt Basel und der Gemeinden Riehen und Bettingen

Masstab 1:57 000

Tabelle 1. Kanton Basel-Stadt: Einwohner, Flächen und Kanal-längen

Einzugsgebiete	Ein- wohner z. Zt. rd. E	Fläche		Länge der Kanäle km
		gesamt ha	kanalisiert ha	
Grossbasel, linksrheinisch	153 000	1 496	1 373 ¹⁾	234,4 ¹⁾
Kleinbasel, rechtsrheinisch	60 000	779	550	90,5
Riehen, rechtsrheinisch	20 000	1 086	584	60,1
Bettingen, rechtsrheinisch	1 000	223	81	5,1
Rhein	—	111	—	—
Total	234 000	3 695	2 588	390,1

¹⁾ ohne Gebiet Klosterflechten mit 51 ha und 6,4 km

- Zunahme der Bevölkerung und des Einzugsgebietes
- Zunahme der Oberflächenbefestigung
- Zunahme des Wasserverbrauchs
- Anschluss von Nachbargemeinden
- Massnahmen gegen Gewässerverschmutzung
- Eingriffe von Tiefbaumassnahmen in den Kanalbestand
- Steigendes Sicherheitsbedürfnis gegen Überflutungen
- Erneuerung baufälliger Kanäle

Beispiel Basel

In der Schweiz. Bauzeitung 83 (1965), H. 22, S. 384 [9], wird unter dem Titel «Die Abwasserregion Basel» über die Planungen zum Schutze der Gewässer an der Dreiländerecke berichtet. Im Abschnitt «Sanierung des Kanalisationsnetzes» wird erläutert, dass das teilweise Jahrzehnte alte Kanalisationsnetz den heutigen Anforderungen nicht mehr genügt, werden ihm doch immer mehr Abwässer aus neuen Aussenquartieren zugeleitet, für die es seinerzeit nicht bemessen worden war. Zur Überlastung tragen auch die höheren spezifischen Abflussmengen als Folge der seitherigen dichteren Überbauung und der damit verbundenen Zunahme der undurchlässigen Oberflächen bei. Darüber hinaus sollen die Abwässer, die heute noch ungereinigt in den Rhein fliessen, in neuen Hauptsammlern den geplanten Abwasserreinigungsanlagen zugeleitet werden.

Unter den nachstehenden Überschriften «Beispiel Basel» ist jeweils das Kanalisationsnetz des Kantons Basel-Stadt zu verstehen, kurz «Kanalisation Basel» genannt. Der Kanton umfasst die Stadt Basel sowie die Gemeinden Riehen und Bettingen (siehe Bild 1).

3. Anforderungen an generelle Netzberechnungen

3.1 Allgemeine Forderungen

Die hohen Kosten der Netzerweiterungen und Sanierungen lassen besonders ausführliche Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen ratsam erscheinen. Die grosse Gefahr unzuweckmässiger Bauvorhaben und die noch bis in die jüngste Vergangenheit reichenden Fehl-investitionen geben Veranlassung, stärker als bisher nach den Fehlerquellen zu suchen und ihre Ursachen zu beseitigen. Dabei ist der Wunsch nach einer billigen und einfachen Planung durch die Forderung nach grösster Gesamtwirtschaftlichkeit zu ersetzen. Die Verwaltungen müssen erkennen, dass ein gewisser Mehraufwand für die Planung nötig ist, um die bei den Baukosten erreichbaren erheblichen Einsparungen zu erzielen.

Erfahrungsgemäss lassen sich optimale Lösungen nur finden, wenn nachstehende Forderungen erfüllt werden:

- Überprüfung und Richtigestellung der Kanalisationspläne und der Berechnungsannahmen
- Berücksichtigung zukünftiger Entwicklungen einschliesslich sämtlicher Projekte der Stadt- und Regionalplanung

Tabelle 2. Rückstauvergleich bei unterschiedlichen Gefällen

Strecke	Durch- messer cm	Länge m	Gefälle ‰	Über- lastung %	Rückstau ü. Scheitel m
A	30	200	33,3	20	3,0
B	30	200	3,3	20	0,3

- Ausarbeitung von Sanierungsvarianten und ihr wirtschaftlicher Vergleich
- Verwendung von Berechnungsverfahren, die wirklichkeitsgetreue Resultate gewährleisten
- Festlegung von Dringlichkeiten für die vorgesehenen Sanierungen

Obwohl die üblichen Richtlinien für generelle Kanalisationsprojekte die ersten drei Forderungen ebenfalls enthalten, ist immer wieder zu bemängeln, dass nicht genügend Sanierungsvarianten untersucht und einander gegenübergestellt werden.

Die Ursache liegt hauptsächlich in der Verwendung herkömmlicher Verfahren, die durch ihre viel zu weit gehenden Vereinfachungen die Erfassung wichtiger Abflusszustände und Sanierungsmöglichkeiten unmöglich machen. So werden teure Massnahmen wie zum Beispiel Streckensanierungen ausgeführt, obwohl tatsächlich keine Änderungen erforderlich sind oder weit billigere wie der Umbau von Verzweigungsbauwerken den gleichen Erfolg erbringen würden.

Damit können also allein durch die Wahl eines unzulänglichen Berechnungsverfahrens die wirtschaftlichsten Sanierungen verhindert werden.

Die folgenden Kapitel beschreiben wesentliche Einflüsse, die bei herkömmlichen Verfahren weitgehend vernachlässigt bleiben. Mit neuen instationären Berechnungsmethoden können die bisherigen Vereinfachungen, die zu unzuweckmässigen Sanierungsdispositionen führen, durch genaue Berechnungen ersetzt werden. Es zeigt sich, dass die häufig zitierten Fehler aus falsch gewählten Fließformeln oder Abflussbeiwerten im allgemeinen geringfügig sind gegenüber denen, die sich aus mangelhaften Berechnungsverfahren ergeben.

3.2 Ausarbeitung von Sanierungsvarianten und Dringlichkeiten

Das meist durchgeführte Auswechselln von Kanalstrecken und der Bau von Parallelkanälen ermöglichen zwar einfache Berechnungen, stellen jedoch in der Regel die unwirtschaftlichste Lösung dar. Es ist deshalb zu überprüfen, inwieweit Baukosten durch Rückhaltebecken oder -kanäle, durch Einschalten oder Aufheben von Kanalverzweigungen oder durch Umleitungen eingespart werden können. Die einzelnen Möglichkeiten sind mit ihren Kosten sowie den technischen Vor- und Nachteilen einander gegenüberzustellen.

Da Retentionen, Verzweigungen und Umleitungen die Abflussverhältnisse auch in entfernten Netzteilen verändern können, sind für jede Variante umfassende Netzberechnungen durchzuführen.

Weiterhin sollte die Dringlichkeit der einzelnen Sanierungsmassnahmen eingehender untersucht werden, um die verfügbaren Geldmittel, die lediglich einen stufenweisen Ausbau zulassen, mit höchstmöglicher Wirkung einsetzen zu können. Die in den nächsten Jahren notwendigen Baumassnahmen dienen dabei zur Sicherstellung der Vorflut und zur Abwendung eines unzulässig hohen Rückstaus bei mittelstarkem Regen. Weniger dringlich sind die Sanierungen, die eine weitere Verminderung des Rückstaus bewirken oder dem steigenden Sicherheitsbedürfnis bei seltenen Katastrophenregen Rechnung tragen.

Genaue Aussagen über Dringlichkeiten sind möglich, wenn die Netzberechnungen mehrfach mit verschiedenen Regenspendenhäufigkeiten durchgeführt und im Verlaufe der Berechnungswiederholungen unterschiedlich grosse Neubaugebiete angeschlossen werden. Obwohl diese Methode durch den Einsatz elektronischer Rechenanlagen in vertretbar kurzer Zeit ausgeführt werden könnte, erscheint sie nach den heutigen Vorstellungen über zumutbare Planungskosten als zu kostspielig. So werden meist aufwendige Baumassnahmen ausgeführt, die erst in 10 oder 20 Jahren erforderlich wären.

Tabelle 3. Rückstauvergleich bei unterschiedlichen Kanallängen

Strecke	Durch- messer cm	Länge m	Gefälle ‰	Über- lastung %	Rückstau ü. Scheitel m
C	30	200	20	10	0,8
D	30	50	20	20	0,4

3.3 Berücksichtigung des Rückstaus

Die Zunahme der Abwassermengen seit der Erstellung der Kanäle führt zu Überlastungen mit Rückstauerscheinungen. Die vollständige Beseitigung des Rückstaus ist aus finanziellen Gründen in absehbarer Zeit meist nicht möglich. Darüber hinaus wäre es wirtschaftlich nicht vertretbar, weil die Zulassung eines kurzfristig auftretenden, höhenmässig begrenzten Rückstaus Sanierungsmassnahmen überflüssig machen kann.

Die Sanierungsbedürftigkeit soll demnach nicht auf Grund der Überlastungen, sondern auf Grund der Überschreitung vorgegebener, zulässiger Rückstauhöhen festgelegt werden.

Wie unzweckmässig es ist, über eine Sanierung auf Grund von Überlastungsnachweisen zu entscheiden, zeigt Tabelle 2. Sie enthält den zu erwartenden Rückstau zweier Leitungsstrecken gleicher Durchmesser, gleicher Längen, jedoch unterschiedlicher Gefälle. Obwohl beide Strecken eine Überlastung von 20 % aufweisen, muss lediglich die Strecke A wegen Überschreitung des örtlich zugelassenen Rückstaus saniert werden; dagegen kann in der Strecke B der Rückstau von 0,3 m bedenkenlos in Kauf genommen werden. Tabelle 2 lässt auch erkennen, dass steile Kanäle stärker gefährdet sind, als schwach geneigte. Bei der Bemessung neuer Kanäle sind deshalb für starke Gefälle zusätzliche Reserven einzuplanen.

Dass auch die unterschiedlichen Längen der Leitungsstrecken die Rückstauhöhe beeinflussen, geht aus Tabelle 3 hervor. Bei gleichem Durchmesser und gleichem Gefälle ist der mit nur 10 % überlastete längere Kanal C stärker durch Rückstau gefährdet als der mit 20 % überlastete, aber kürzere Kanal D.

Grundsätzlich ist zu beachten, dass sich der Rückstau nach oberstrom fortpflanzt und dass sich sein Zuwachs aus den einzelnen Strängen addiert. Damit kann auch eine Folge von schwach überlasteten Strecken mit jeweils geringem Rückstauzuwachs zu Überflutungen führen.

Durch den Nachweis, dass der Rückstau die zulässige Grenze nicht überschreitet, kann also auf Sanierungen verzichtet werden. Darüber hinaus verringern sich die Durchflussmengen durch den Einstau teilbelasteter Kanäle und durch Verringerung der Fließgeschwindigkeiten.

Voraussetzung für jede Einsparung an Sanierungskosten ist eine rechnerisch zuverlässige Erfassung der Abflussvorgänge. Sie ist kompliziert, da sich Rückstau und Durchflussmengen aus verschiedenen Kanälen gegenseitig beeinflussen, und sie ist aufwendig, da im Verlaufe eines Regens beträchtliche Schwankungen auftreten. Diese instationären, vielseitig verflochtenen Abflussvorgänge können mit den bisher gebräuchlichen Rechenverfahren nicht zuverlässig ermittelt werden.

3.4 Berücksichtigung der Kanalverzweigungen

Die unterschiedlichen Vereinfachungen bei der Berechnung der Wassermengenaufteilung an Kanalverzweigungen beeinflussen den Umfang der Sanierungsmassnahmen erheblich. Im Prinzip werden folgende Annahmen getroffen:

- Keine Verteilung, d. h. der gesamte Zufluss wird in einem einzigen Abzweigrohr weitergeführt (Trennung der Verzweigungen)
- konstante prozentuale Verteilung bei sämtlichen Zuflussmengen
- Verteilung als Funktion der Zuflussmengen

- Verteilung als Funktion der zeitlich veränderlichen Zuflussmengen sowie der Rückstau- bzw. Energiehöhen

Bei Anwendung herkömmlicher Verfahren erfolgt im allgemeinen keine Verteilung der Zuflussmengen. Die Verzweigungen werden zur Vereinfachung der Berechnung «aufgetrennt». Es ist offensichtlich, dass solche wirklichkeitsfremden Annahmen zu scheinbaren Überlastungen und unnötigen Sanierungen führen. Erst durch die Berücksichtigung der zeitlich veränderlichen Energie- und Rückstauhöhen können die Abflussverhältnisse mit der erforderlichen Genauigkeit berechnet werden. Das wird besonders deutlich, sobald das Abwasser infolge ungleicher Rückstauanfälligkeiten in die Nebenleitungen abgedrängt wird. Dabei ist zu beachten, dass auch eine Vielzahl kleinkalibriger Abzweigkanäle eine beachtliche Verteilerwirkung auf die Wasserströme ausübt.

Bild 2 zeigt die Auswirkung unterschiedlicher Berechnungsverfahren auf die Anordnung von Sanierungen. Variante A wurde mit einem herkömmlichen Verfahren berechnet. Die Verzweigungen blieben unberücksichtigt. Die daraus entstehende Überlastung der Strecken B-C-D-E ergibt unzulässig hohen Rückstau und erzwingt eine Sanierung dieser Strecken. In der Variante B werden die bestehenden Verzweigungen auch rechnerisch berücksichtigt. Durch die Verteilung der Wasserströme entstehen nur geringfügige Überlastungen, die keinen unzulässig hohen Rückstau verursachen. Sanierungen sind deshalb überflüssig.

3.5 Berücksichtigung des Speicherraumes der Kanäle

Die Füllung des Kanalvolumens bewirkt, wie jene von Rückhaltebecken, eine Retention des Abwassers. Solange rückstaufreier Abfluss besteht und der Wasserspiegel allmählich ansteigt, ist die Retentionswirkung auf die Abflussspitzen unbedeutend, weil sich die Speicherung auf einen relativ langen Zeitraum erstreckt. Je ausgeprägter aber kurzzeitige Abflussspitzen auftreten, desto wirksamer wird die Retention. Eine besonders starke Abminderung der Durchflüsse wird durch den Rückstau verursacht, der die oberstrom gelegenen, nicht voll ausgelasteten Kanäle einstaut. Dabei werden nicht allein die Querschnitte der überbemessenen Kanäle, sondern auch die momentanen Reserven während einer Abflussphase ausgenützt. Momentane Reserven sind immer dann vorhanden, wenn der Rückstau nicht während der Maximalbelastung auftritt. So kann zum Beispiel bei einem Dauerregen der Rückstau aus einem Hauptsammler die für kürzere Regen bemessenen Nebensammler einstauen und dabei den momentan verfügbaren Speicherraum in Anspruch nehmen.

3.6 Berücksichtigung der zeitlichen Veränderlichkeit des Abflusses

Die herkömmlichen Rechenverfahren berücksichtigen für jeden Kanal lediglich den Maximalzustand aus sämtlichen Berechnungen. Dadurch entstehen unterschiedlich grosse Sicherheitszuschläge [15]. Würden die Rückstau-, Verzweigungs- und Staubaumberechnungen ebenfalls mit diesen Maximalwerten, welche aus verschiedenen Regen und Zeiten stammen, durchgeführt, so entstünden nicht überschaubare Sicherheiten bzw. Unsicherheiten. Entsprechend den tatsächlichen Vorgängen dürfen die gegenseitigen Beeinflussungen nur für gleiche Regen und für gleiche Zeiten des Regens bestimmt werden. Aus diesem Grunde sind für jeden Kanal und jeden Regen die zeitlichen Veränderungen der Abflüsse, Wasserspiegellagen, Energiehöhen, Geschwindigkeiten

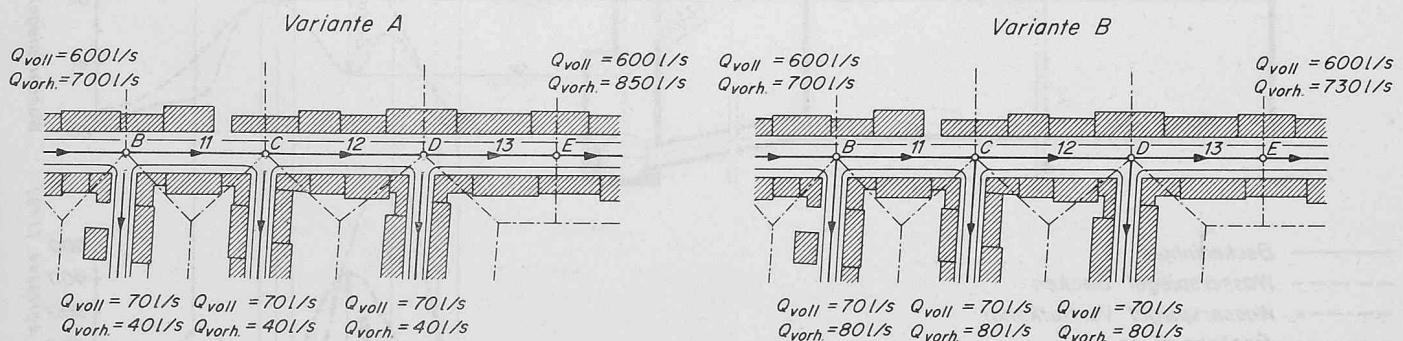


Bild 2. Sanierung mit und ohne Verzweigungsberechnung

Variante A: Berechnung ohne Verzweigungen; Strecken B-C-D-E sanierungsbedürftig infolge unzulässigen Rückstaus

Variante B: Berechnung mit Verzweigungen; Strecken B-C-D-E genügend infolge zulässigen Rückstaus

u. a. m. zu ermitteln. Ein Maximalwert im herkömmlichen Rechenverfahren wird demnach durch eine Schar von Ganglinien ersetzt; aus der stationären Berechnung wird eine instationäre.

Die zeitlich veränderlichen Abflussvorgänge sind, wie das nachfolgende Beispiel zeigt, an der Füllung und Leerung eines Rückhaltebeckens gut zu veranschaulichen. Bild 3 zeigt die während eines 30-Minuten-Regens auftretenden Belastungszustände eines Rückhaltebeckens. Dabei bestehen feste Gesetzmässigkeiten zwischen dem Beckenzufluss, der Speicherung und dem Beckenabfluss. In jedem Zeitintervall muss die Summe aus Speichervolumenänderung und Abflussvolumen dem Zuflussvolumen entsprechen. Die sekundliche Abflussmenge ist eine Funktion der momentanen Druckdifferenz zwischen dem Wasserstand des Beckens und dem des Vorflutkanals. Im Beispiel liegt der Beckenwasserspiegel bis zur 15. Minute tiefer als der Wasserspiegel des Vorflutkanals. Demnach findet kein Abfluss statt, der gesamte Zufluss wird gespeichert. Zur Verhinderung einer Beckenfüllung aus dem Unterwasser ist eine Rückschlagklappe erforderlich. Zwischen der 40. und 45. Minute stellt sich ein maximaler Beckenabfluss ein, da hier die grösste Differenz zwischen Becken- und Vorflutwasserspiegel vorliegt. Zwischen der 45. und der 65. Minute verringert sich der Abfluss, weil der Wasserspiegel des Vorflutkanals ansteigt (verstärkter Zufluss im Unterwasser). Von der 65. bis zur 70. Minute findet kein Abfluss statt, da kein Druckgefälle zwischen Becken und Vorflutkanal besteht. Die Leerung des Beckens setzt erst nach der 70. Minute wieder ein, entsprechend dem Absinken des Wasserspiegels im Vorflutkanal.

Das Beispiel zeigt deutlich die selbsttätige Regelung des Abflusses durch Rückstauerscheinungen. Wenn auch in zahlreichen praktischen Fällen die Schwankungen der Abflussvorgänge kleiner sind als im vorliegenden Fall, so ist doch klar zu erkennen, dass die bisher gebräuchliche Annahme eines konstanten Abflusses erhebliche Fehler beinhaltet. Grundsätzlich gleichartig wie Rückhaltebecken verhalten sich auch die Kanalstrecken und insbesondere die Kanalverzweigungen. Nur sind hier zusätzliche, wesentlich kompliziertere hydraulische Gesetzmässigkeiten zu berücksichtigen.

4. Berechnungsverfahren

4.1 Wahl des Berechnungsverfahrens

Das Berechnungsverfahren ist so zu wählen, dass möglichst wirklichkeitsnahe Ergebnisse erzielt werden. Dabei ist zu prüfen, wieweit Vereinfachungen für die vorliegenden Gegebenheiten zu-

Tabelle 4. Verwendbarkeit der Rechenverfahren

Kanalnetze	Rechenverfahren		
	stationär	stationär	instationär
	Zeitbeiwertverfahren Listenrechnung	Verbessertes Zeitbeiwertverfahren, Summenlinienverfahren	Ganglinienvolumenmethode
<i>Ohne Rückstau:</i>			
mit gleichförmigem Wassereinzug	ja	ja	ja
mit ungleichförmigem Wassereinzug	bedingt	ja	ja
mit starker Verzögerung	bedingt	bedingt	ja
mit grossem Speicherraum	bedingt	bedingt	ja
<i>Mit Rückstau:</i>			
ohne Abflussverzögerung	bedingt	bedingt	ja
mit Abflussverzögerung	nein	nein	ja
mit Verzweigungen	nein	nein	ja
mit grossem Speicherraum	nein	nein	ja

lässig sind. Besonders ist hervorzuheben, dass die Genauigkeit der Ergebnisse von der gewählten Methode abhängt und nicht davon, ob die Werte manuell oder elektronisch berechnet werden.

4.1.1 Stationäre Verfahren

Mit den herkömmlichen stationären Verfahren können weder der Rückstau allein, noch die Wechselwirkungen zwischen Rückstau und Verzweigungen bzw. Retention richtig erfasst werden. Die stationären Verfahren eignen sich deshalb lediglich für die Berechnung des rückstaufreien Abflusses, für den sie auch entwickelt wurden [15]. Diese Voraussetzung besteht heute im wesentlichen nur bei neu anzulegenden Netzen, die mit ausreichenden Leistungsfähigkeiten bemessen werden sollen. Hat man sich für die Verwendung herkömmlicher Verfahren entschieden, so eignen sich hierfür das Zeitbeiwertverfahren oder die Listenrechnung [5], [4] für Kanalisationen mit gleichförmigem Wassereinzug und das verbesserte Zeitbeiwertverfahren [16] oder die Summenlinienverfahren [4], [19] für ungleichförmigen Wassereinzug. Tabelle 4 zeigt die Verwendbarkeit der einzelnen Verfahren.

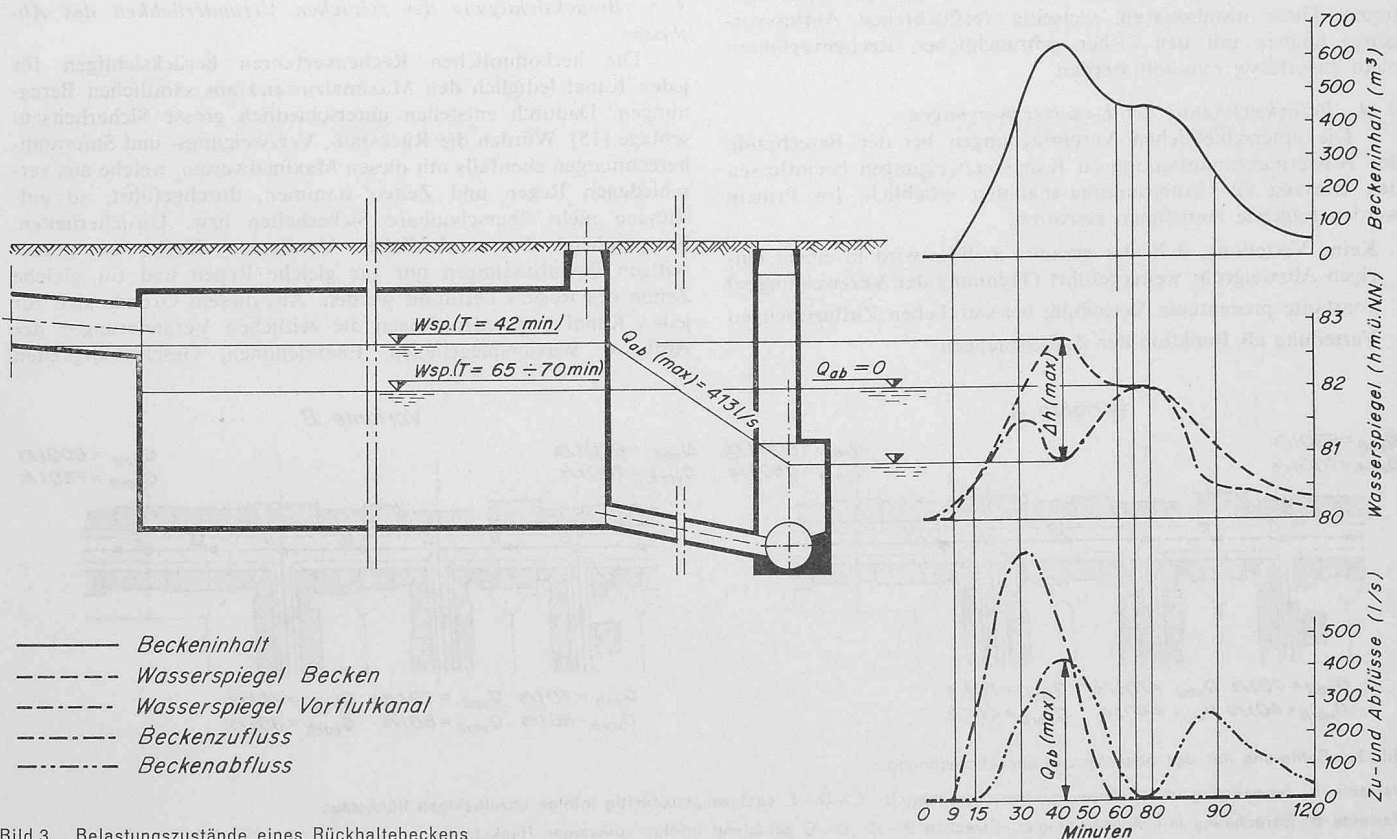


Bild 3. Belastungszustände eines Rückhaltebeckens

4.1.2 Instationäre Verfahren

Die neuen Berechnungsverfahren mit Erfassung instationärer Abflussvorgänge sind grundsätzlich für sämtliche Gegebenheiten anwendbar. Sie sind unerlässlich für sanierungsbedürftige Kanalnetze, in denen Abflussverzögerungen oder Rückstau- bzw. Verzweigungseinflüsse wirksam sind.

4.2 Einsatz elektronischer Rechenanlagen

Die Vorteile der elektronischen Bearbeitung ergeben sich aus der Schnelligkeit und Wirtschaftlichkeit der Rechenausführung. Je langwieriger und komplizierter ein Verfahren ist, desto zwingender wird der Einsatz elektronischer Anlagen. Wenn für übliche Listenrechnungen bei manueller und elektronischer Ausführung noch etwa die gleiche Wirtschaftlichkeit vorliegt, so lassen sich bei elektronisch durchgeführten Summenlinienverfahren gegenüber der graphischen Methode bereits Zeit- und Kosteneinsparungen erreichen. Das ist in besonderem Masse der Fall, wenn die Verbesserungen nach Müller-Neuhaus [11] oder vereinfachte Verzweigungsberechnungen berücksichtigt werden. Das kombinierte Summenlinienverfahren [16] mit schrittweiser Verbesserung der Ergebnisse kann nicht mehr manuell bewältigt werden. Für die genauen instationären Rechenverfahren können aus Kapazitäts- und Wirtschaftlichkeitsgründen nur Grossrechenanlagen eingesetzt werden.

Ein weiterer Vorteil der elektronischen Bearbeitung liegt in der Zuverlässigkeit der Ergebnisse durch das Ausschalten von Flüchtigkeitsfehlern und in der Ausgabe gedruckter Ergebnislisten, welche eine mühselige Tabellenschreiberei ersetzen. Dagegen darf die Genauigkeit der einzelnen Rechenoperation, die mit mehreren Stellen «nach dem Komma» durchgeführt wird, nicht überschätzt werden, weil die zahlreichen generellen Annahmen wesentlich grössere Ungenauigkeiten verursachen.

4.3 Verfügbare elektronische Berechnungsprogramme

4.3.1 Allgemeines

Die überaus rasche Entwicklung im Bau elektronischer Rechenanlagen und die zunehmende Wirtschaftlichkeit ihres Einsatzes für langwierige und häufig wiederkehrende Operationen führte auch zur Aufstellung von Berechnungsprogrammen für die Kanalisationstechnik. Von verschiedenen Firmen und Instituten wurden in den letzten Jahren Programme für herkömmliche Berechnungsverfahren entwickelt. Diese Programme haben den Vorteil, dass sie an kleinen Anlagen eingesetzt werden können.

Um die genannten, nicht mehr vertretbaren Berechnungsvereinfachungen auszuschalten, hat die Ingenieurgesellschaft Dorsch seit dem Jahre 1961 neue Verfahren entwickelt und programmiert (siehe die Abschnitte 4.3.2 und 4.3.3). Sie sind bisher für die Berechnung und Sanierung von zwölf städtischen Entwässerungsnetzen mit rund 7000 km Länge und etwa 6 Mio Einwohnern erfolgreich eingesetzt worden.

4.3.2 Das Kombinierte Summenlinienverfahren [16]

Das «Kombinierte Summenlinienverfahren» beruht auf stationären Grundsätzen und besteht aus wiederholten, hintereinandergeschalteten Abfluss- und Rückstauberechnungen. Für die ersten Berechnungen innerhalb des Operationsablaufes wurde das «Verbesserte Zeitbewertverfahren» [16] verwendet. Die abschliessende Berechnung erfolgte nach dem Summenlinienverfahren von Müller-Neuhaus [11]. Durch die elektronische analytische Bearbeitung konnten die Abflussverteilungen an Kanalverzweigungen und Regenüberläufen als Funktion der Zuflüsse und der Leistungsfähigkeiten der Abflussrohre berechnet werden. Bei der graphischen Lösung ist lediglich eine konstante Verteilung möglich. Obwohl die Ergebnisse wesentlich genauer waren als jene der bis dahin bekannten Verfahren, entsprachen sie in vielen Fällen noch nicht genügend den tatsächlichen Abflussvorgängen. Sämtliche Versuche, weitere Verbesserungen mit Hilfe der stationären Grundsätze zu erzielen, blieben ohne Erfolg.

Die Ingenieurgesellschaft Dorsch entwickelte deshalb die *Ganglinien-Volumen-Methode* für instationäre Abflussvorgänge. Diese Methode erfordert zwar einen sehr hohen Rechenaufwand, doch hat sie, dank ihrer weit wertvolleren Aussagen, seit 1965 das kombinierte Summenlinienverfahren verdrängt.

4.3.3 Die Ganglinien-Volumen-Methode [15], [16], [17]

Die Ganglinien-Volumen-Methode erfasst die zeitliche Veränderlichkeit der Abflüsse und der Abflusszustände für jeden ein-

zelnen Regen und für jede Berechnungsstrecke. Dabei werden die Füllungs- und Leerungsvorgänge des Kanalnetzes ebenso berücksichtigt wie der Einfluss des Rückstaus auf die Retention und auf die Verteilung der Zuflüsse an den Verzweigungen. Es entstehen komplette Ganglinien für die Durchflüsse, die Fliessgeschwindigkeiten, die Fülltiefen und die Rückstauhöhen.

Bei der Entwicklung des Verfahrens lag es zunächst nahe, die Abflussvorgänge als Funktion der herkömmlichen Fliesszeitberechnungen darzustellen. Untersuchungen ergaben jedoch, dass dabei die Forderung nach der Kontinuität der am Abflussvorgang beteiligten Wassermengen nicht erfüllt wird. Das in das Netz einfliessende Volumen stimmt demnach nicht mit dem im Netz verbleibenden und dem ausfliessenden überein. Die bisherigen Fliesszeit- und Fliesswegberechnungen wurden deshalb durch die Kontinuitätsbedingung des am Abflussvorgang beteiligten Wasservolumens ersetzt. Darüber hinaus waren die hydromechanischen Gesetzmässigkeiten einzuhalten.

Damit bestehen für jede Kanalstrecke und für jedes einzelne Zeitintervall folgende Forderungen:

- Das Zuflussvolumen muss dem Abflussvolumen zuzüglich der Änderung des Speichervolumens entsprechen (Kontinuitätsbedingung)
- Die Fülltiefe und die Energiehöhe müssen am Streckenanfang dem sekundlichen Zufluss entsprechen
- Die Fülltiefe und die Energiehöhe müssen am Streckenende dem sekundlichen Abfluss entsprechen
- Die Energiehöhe der nachfolgenden Strecke darf nicht höher liegen als jene gemäss Punkt c (Rückstaubedingung)
- Die Energiehöhen in den Abflusskanälen einer Verzweigung müssen gleich hoch liegen (Verzweigungsbedingung)
- Die Änderung des Speichervolumens muss unter Beachtung der Profilform und der Kanallänge den sich innerhalb des Zeitintervalls ändernden Fülltiefen entsprechen (Retentionsbedingung). Während des Füllvorganges ist die Speicherung positiv, während der Leerung ist sie negativ
- Die geodätische Differenz der Fülltiefen bzw. Energiehöhen nach den Punkten b und c muss der Reibungsverlusthöhe des momentanen Durchflusses entsprechen (Reibungsverlustbedingung)
- Für Sonderfälle und Bauwerke gelten zusätzliche Forderungen.

Die Vielzahl der hydrotechnischen und örtlichen Abhängigkeiten lässt eine Aufstellung von ausführlich darstellbaren Funktionen nicht zu. Man muss sich daher mit Hilfe komplizierter Iterationsrechnungen langsam an die Erfüllung der genannten Bedingungen herantasten. Die unvorstellbar hohe Zahl von erforderlichen Iterationen kann deshalb nur durch den Einsatz von Grossrechenanlagen wirtschaftlich bewältigt werden.

Die listenmässige Darstellung der wichtigsten Ergebnisse für Kanalstrecken zeigt Tabelle 8. Darüber hinaus können auch komplette Ganglinien sowie statistische Zusammenfassungen für einzelne Stadtteile ausgedruckt werden.

Die Ganglinien-Volumen-Methode ermöglicht ferner die Angabe der an den Regenüberläufen entlasteten und zum Klärwerk weitergeführten Wassermengen als wichtige Aussage über die Wirksamkeit des Bauwerks und die Belastung des Vorfluters.

Anhand der Füllungs- und Leerungsganglinien für Rückhaltebecken kann die zeitliche und räumliche Nutzung für verschiedene Regen abgelesen werden. Man erhält daraus wertvolle Hinweise auf die Wirtschaftlichkeit von Beckenabmessungen.

5. Berechnungsgrundlagen

5.1 Allgemeines

Generelle Netzberechnungen sind nur dann zuverlässig, wenn die Grundlagen und Berechnungsannahmen sorgfältig festgelegt werden. Insbesondere rechtfertigt der hohe Aufwand für die genauen elektronischen Bearbeitungen der Hydraulik ein eingehendes Studium der Berechnungsgrundlagen. Die nachfolgenden Empfehlungen können selbstverständlich auch bei der elektronischen Bearbeitung für einzelne Städte oder Stadtteile abgewandelt werden, um den örtlichen Anforderungen voll Rechnung zu tragen.

5.2 Vorausplanungszeiten

Einen wesentlichen Einfluss auf die Ergebnisse nehmen die künftigen Änderungen der Siedlungsflächen, der Siedlungsdichten, der Oberflächenbefestigungen, des spezifischen Wasserverbrauches

und der künftigen Tiefbauten, die das Kanalnetz beeinträchtigen. Da neu erstellte Kanäle und Bauwerke eine Nutzungsdauer von 50 bis 100 Jahren aufweisen und nachträgliche Leistungserhöhungen durch zusätzliche Parallelkanäle besonders in den ersten Jahrzehnten unwirtschaftlich sind, ist für generelle Netzberechnungen eine Vorausplanungszeit von etwa 50 Jahren zu fordern.

Der Abwasserfachmann ist verpflichtet, selbst während finanzieller Krisenzeiten, auf grosszügigen Baumassnahmen zu bestehen. Neben ausreichender Bemessung ist im Hinblick auf den zunehmenden Ausbau der Untergeschosse auch auf genügende Tiefenlagen der Kanäle zu achten. Stehen nur beschränkte Mittel zur Verfügung, so sollen entsprechend weniger Bauvorhaben in Angriff genommen werden. Bei der Festlegung der an Regenauslässe weiterzuführenden Wassermengen ($Q_{krit.}$) ist zu fordern, dass die behördlichen Auflagen ebenfalls für die gesamte Vorausplanungszeit ihre Gültigkeit behalten. Jede nachträgliche Verschärfung der Auflagen kann bedingen, dass bereits erstellte Kanäle durch Parallelkanäle verstärkt werden müssen.

Abwasserreinigungsanlagen werden, im Hinblick auf ihre kürzeren Abschreibungszeiten und die rasche Entwicklung der Reinigungsverfahren, in der Regel auf nur 25 Jahre vorausgeplant. Bei Geländedispositionen müssen jedoch Erweiterungsmöglichkeiten vorgesehen werden.

Beispiel Basel

Gemäss Tabelle 1 beträgt die derzeitige Gesamtlänge der Kanalisation Basel 390,1 km. Für den Vollausbau des Netzes bedarf es nur noch ungefähr 37 km Erschliessungsleitungen, welche in absehbarer Zeit verlegt werden. Da keine anderweitige Ausdehnung der Siedlungsflächen möglich ist, entfällt damit in Basel ein wesentliches Problem der Vorausplanung. Für die Entwicklung des Wasserverbrauchs, der Einwohnerdichten und der Abflussbeiwerte wurde eine Vorausplanungszeit von 50 Jahren gewählt.

5.3 Abflussformeln

Die Abflussformeln geben die Leistungsfähigkeit der Kanäle als Funktion der Profilart, der Abmessungen, des Gefälles und der Rauigkeit an. Bis in die neuere Zeit wurde den Formeln und ihren Rauigkeitsbeiwerten mehr Gewicht beigelegt als den Berechnungsmethoden, obwohl die Abflussformeln einen vergleichsweise unbedeutenden Einfluss auf die Genauigkeit der gesamten Netzberechnung ausüben. Für generelle Kanalisationsprojekte wird im allgemeinen ein einheitlicher Rauigkeitskoeffizient verwendet, da die Beiwerte wegen Unkenntnis der tatsächlichen Beschaffenheit und wegen der veränderlichen Ablagerungen nur grob geschätzt werden können. Ausserdem werden die Energieverluste aus Krümmungen, Anschlussleitungen, Schächten und Sonderbauwerken in die Rohrreibungsverluste einbezogen. Aus der Leistungsformel für ungestörte Rohrstrrecken wird dadurch eine Formel für mittlere Abflussbedingungen.

Die *Colebrook-Formel* [7] stellt unbestritten die theoretisch bestfundierte Formel für die Bemessung ungestörter Rohrstrrecken dar. Wegen der Einbeziehung sonstiger Verluste und Sicherheitszuschläge müssen aber auch hier die Rauigkeiten grob geschätzt

werden. Vielfach wird empfohlen, Werte zwischen 0,5 und 1,5 mm anzunehmen, obwohl durch Versuche Werte von 0,25 mm und weniger nachgewiesen sind. Die praktische Genauigkeit dieser Formel ist somit durch die Unsicherheit der Rauigkeitsannahmen erheblich eingeschränkt.

Zur Veranschaulichung der möglichen Ungenauigkeiten enthält Bild 4 die prozentualen Abweichungen der Leistungsfähigkeiten für verschiedene Formeln, Rauigkeitsbeiwerte und Durchmesser. Als Vergleichsmaßstab (= 100 %) gilt die Leistungsfähigkeit der Colebrook-Formel mit $k = 1$ mm. Die Berechnung der Colebrook-Werte beruht dabei auf Geschwindigkeiten von 1 bis 2 m/s. Das Bild zeigt, dass die grossen Abweichungen in der Leistungsfähigkeit für Kanäle über $\phi 40$ cm weniger aus den Formeln, als vielmehr aus der Wahl der Rauigkeitsbeiwerte entstehen. Mit der Colebrook-Formel können, je nach k -Werten zwischen 0,25 und 1,5 mm, Leistungsunterschiede bis zu 20 % entstehen. Demgegenüber beträgt die Differenz zwischen den Formeln Colebrook ($k = 1,0$) und Kutter ($m = 0,30$) lediglich 5 %. Die häufig geäusserte Kritik, die Formeln von Kutter und von Strickler ergäben zu geringe Leistungsfähigkeiten für kleine Querschnitte, ist nur bedingt haltbar. Beachtet man nämlich die zusätzlichen Verluste infolge seitlicher Einmündungen von Haus- und Strasseneinläufen, so sind sie bei kleinen Leitungen relativ höher als bei grossen. Die gleiche Tendenz trifft für Schachtverluste zu. Daraus darf gefolgert werden, dass die Colebrook-Formel im Bereich kleiner Profile zu hohe Leistungsfähigkeiten ergibt. Tatsächlich wurden abnehmende Rauigkeitswerte mit zunehmenden lichten Weiten durch Messungen nachgewiesen. Demnach wäre bei der Verwendung eines einheitlichen Rauigkeitsbeiwertes der Kurvenverlauf nach Strickler demjenigen nach Colebrook vorzuziehen.

Verschiedentlich werden bei Verwendung der Colebrook-Formel unterschiedliche Rauigkeiten angenommen, nämlich:

- für kleine Profile bis etwa $\phi 40$ cm $k = 1,5$ mm
- für mittlere Profile bis etwa $\phi 150$ cm $k = 1,0$ mm
- für Profile grösser als $\phi 150$ cm $k = 0,5$ mm

In Bild 5 ist die daraus entstehende, stufenweise Zunahme der Leistungsfähigkeit veranschaulicht. Es ist offensichtlich, dass derartige Rauigkeitssprünge durch allmähliche Änderungen zu ersetzen sind. Dabei zeigt sich, dass die Strickler-Formel mit $k_s = 80$ dieser Forderung entspricht. Sollten die berechneten Leistungsfähigkeiten kleiner Profile noch Reserven enthalten, so ist zu beachten, dass allein der Übergang vom 15-Minuten-Regen auf den 10-Minuten-Regen die Abflüsse um etwa 25 % erhöht.

Zusammenfassend sei festgestellt, dass die Abweichungen zwischen den Formeln von Colebrook ($k = 1,0$), Kutter ($m = 0,30$) und Strickler ($k_s = 75$) kleiner sind als die mögliche Genauigkeit auf Grund von Rauigkeitsannahmen. Zudem sind die Ungenauigkeiten aus den übrigen Berechnungsannahmen und -methoden wesentlich grösser als die der Abflussformeln. Das trifft selbst dann zu, wenn Abflussvorgänge instationär berechnet werden.

Für umfassende Netzberechnungen besteht also keine Veranlassung, eine bestimmte Formel besonders hervorzuheben oder zu verwerfen. In elektronischen Berechnungen kann jede der genannten Formeln verarbeitet werden.

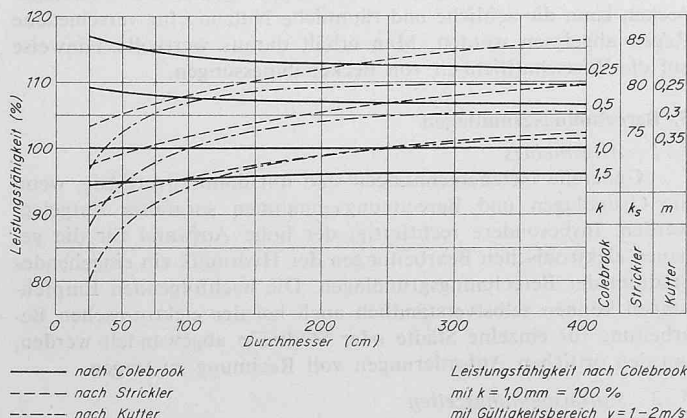


Bild 4. Vergleich der Leistungsfähigkeiten

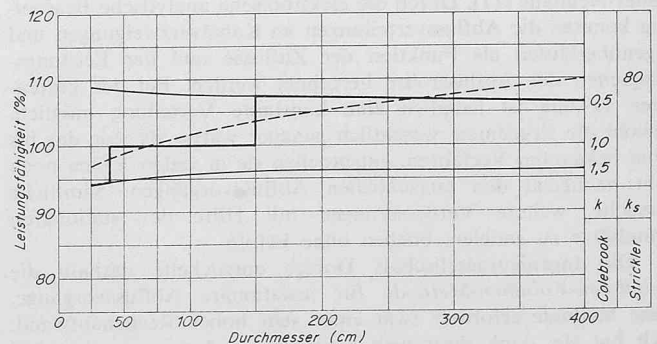


Bild 5. Vergleich der Leistungsfähigkeiten

Beispiel Basel

In Basel wurde früher die Formel von Kutter mit $m = 0,30$ benutzt. Da seit einigen Jahren die Formel von Strickler mit $k_s = 85$ Anwendung findet, ist sie auch für die elektronischen Berechnungen beibehalten worden. Dieser hohe Beiwert ist gerechtfertigt, weil die Kanäle in gutem Zustand sind, regelmässig unterhalten werden und die Bankette der Schächte mindestens in Kämpferhöhe liegen, so dass relativ geringe Energieverluste auftreten.

5.4 Regenwetterabfluss

5.4.1 Regenspenden

Zur Bemessung der Kanäle werden sogenannte «Berechnungsregen» von bestimmter Intensität ¹⁾ ($l/s \cdot ha$) und Dauer angenommen. Die Abhängigkeiten zwischen Regenspende, -dauer, -häufigkeiten gehen aus Messungen und Auswertungen hervor, die der Fachliteratur zu entnehmen sind [12], [5], [8] [1], [2], [3].

Beispiel Basel

Die in der Astronomisch-Meteorologischen Anstalt Basel registrierten Regenstreifen wurden für die Jahre 1925 bis 1954 durch die Eidgenössische Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz (EAWAG) ausgewertet. Damit verfügt das Gewässerschutzamt über wissenschaftlich begründete Intensitätskurven, die in Bild 6 dargestellt sind.

5.4.2 Regenspendenhäufigkeiten

Die Regenspendenhäufigkeit z gibt die Anzahl der Jahre an, innerhalb derer die Intensität r im Mittel einmal erreicht bzw. überschritten wird (siehe Bild 6). Die Wahl der Häufigkeit ist für die Bemessung und für die Sanierung der Kanäle von wesentlicher Bedeutung.

Einerseits besteht ein ausgeprägtes Bedürfnis nach grosser Sicherheit, die in erster Linie durch einen hohen z -Wert gewährleistet werden kann, andererseits ergeben sich daraus grosse Abflussmengen und umfangreiche Sanierungen. Würde der Berechnung eines bestehenden Netzes eine Häufigkeit zugrunde gelegt, die eine Vergrößerung der meisten Leitungen bedingt, so ergäbe sich daraus ein Bauprogramm, das aus finanziellen und kommunalpolitischen Gründen in den nächsten Jahrzehnten nicht verwirklicht werden könnte. Die Einbeziehung aller dieser Sanierungen in die hydrotechnische Berechnung ergäbe bei Berücksichtigung der Verbundwirkung und der Rückstauinflüsse ein Abflussverhalten, das in den nächsten Jahrzehnten nicht mit der Wirklichkeit übereinstimmt.

Mit Hilfe von Überschlagsberechnungen soll daher eine Häufigkeit gewählt werden, die zu einem angemessenen Sanierungsvolumen führt und gleichzeitig die Festlegung der vordringlichen Baumassnahmen begünstigt. Damit die neuen Kanäle und Bauwerke auch den zukünftigen höheren Sicherheitsbedürfnissen ge-

1) Nach deutscher Definition «Regenspende».

nügen, sind die Bemessungen der vorerst ausgewählten Sanierungen mit entsprechenden Leistungsreserven zu versehen. Werden die Sanierungsmassnahmen zum Beispiel mit einer Häufigkeit von $z = 2$ ermittelt, so soll die Bemessung mit der für die Zukunft anzustrebenden Häufigkeit von zum Beispiel $z = 5$ erfolgen. Abweichungen sind zu empfehlen für höhere Schadensanfälligkeiten (steile Kanäle, Industrieanlagen usw.), für unterschiedlich hohe Kosten der Leistungsreserven und auf Grund konstruktiver Belange, wie Vermeidung allzu häufiger Kaliberwechsel und dergleichen.

Beispiel Basel

In Basel wurde versuchsweise ein grösseres, voll überbautes Teilgebiet mit der fünfjährigen Regenhäufigkeit durchgerechnet. Danach waren die meisten Kanäle stark überlastet und hätten somit vergrössert werden müssen. Das Gewässerschutzamt hat sich deshalb für die zweijährige Häufigkeit entschlossen. Die daraus entwickelten Sanierungen erhalten zusätzliche Sicherheiten; insbesondere wurden die Rückhaltebecken mit der fünfjährigen Regenspendenhäufigkeit bemessen.

5.4.3 Wahl des kürzesten Berechnungsregens

Der kürzeste Berechnungsregen legt die zu verwendende minimale Dauer und damit auch die höchste Intensität in $l/s \cdot ha$ fest. Die derzeitigen sehr unterschiedlichen Festlegungen des kürzesten Regens weisen auf ungelöste Probleme hin, die in Zukunft stärker beachtet werden sollten.

Die Durchflussberechnungen stützen sich auf die Annahme, dass der mit dem Abflussbeiwert abgeminderte Niederschlag direkt in den Kanal gelangt. Tatsächlich treten aber unterschiedlich grosse Verzögerungen und Verluste zwischen der berechneten Fläche und dem Kanal auf. Erst nach der Benetzung der Flächen, nach dem Füllen von Unebenheiten (Pfützenbildung) und nach dem Entstehen eines Polsters kann das Wasser abfliessen. Ausserdem gelangt der Regen von Dächern, Strassen, Höfen und Gärten mit unterschiedlichen Fliesszeiten in den öffentlichen Kanal. Die kurz dauernden Regen sind wegen der geringen Niederschlagshöhe besonders starken Abminderungen unterworfen. So beträgt die Gesamtniederschlagshöhe des 5-Minuten-Regens bei der Häufigkeit $z = 2$ nur 6,4 mm und die des 10-Minuten-Regens nur 9,5 mm. Damit führen diese Regen im Normalfall nicht zu Maximalbelastungen. Die Beobachtungen bestätigen, dass bei flachen und mittleren Geländeneigungen die mit dem 15-Minuten-Regen bemessenen Kanäle keine Überlastungsschäden aufweisen.

Für stark geneigte Einzugsflächen bestehen dagegen stark voneinander abweichende Aussagen. In vielen Schweizer Städten wird der 10- oder auch der 5-Minuten-Regen empfohlen. Dagegen haben zahlreiche, von der Ingenieurgesellschaft Dorsch durchgeführte Vergleiche zwischen Berechnungen und tatsächlich aufgetretenen Schäden gezeigt, dass auch in steilen Gebieten die mit den 15-Minuten-Regen bemessenen Kanäle ausreichen, falls

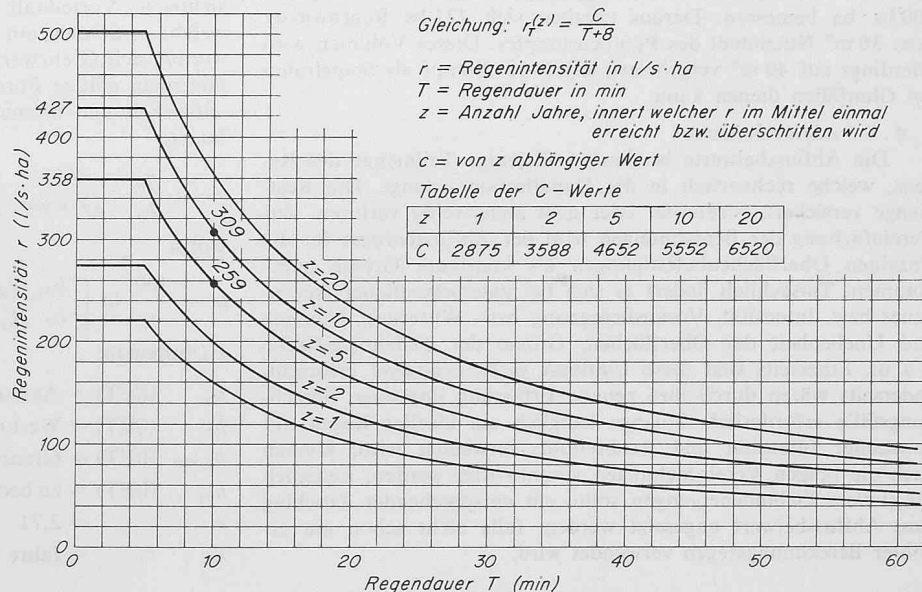


Bild 6. Regenintensitätskurven von Basel nach Auswertung der Regenstreifen der Jahre 1925 bis 1954 der Astronomisch-Meteorologischen Anstalt Basel durch die Eidg. Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz (EAWAG) an der ETH Zürich

Tabelle 5. Abflussbeiwerte

Zone	Dächer Höfe		Anteil %		Strasse	mittlerer Abflussbeiwert
			Kieswege	Garten		
Reihen-Einfamilienhäuser	25	15	2	35	23	0,55
Einzel-Einfamilienhäuser	14	—	—	70	16	0,40
Reihen-Mehrfamilienhäuser, neu	29	8	4	40	19	0,50
Reihen-Mehrfamilienhäuser, alt	36	27	—	12	25	0,75
Wohnhäuser und Gewerbebetriebe	55	26	—	2	17	0,80
City	64	9	—	—	27	0,85
Industrie	43	39	—	—	18	0,90
Altstadt	53	27	—	5	15	0,85
Parks mit dichtem Wegnetz	—	—	—	59	41	0,35

Tabelle 6. Gesamt-Abflussbeiwerte

Gebiet	Kanalisationsfläche ha	Mittlerer Gesamt-abflussbeiwert
Grossbasel	1373 ¹⁾	0,60
Kleinbasel	550	0,66
Riehen	584	0,44
Bettingen	81	0,32
Total bzw. Mittel	2588	0,57

¹⁾ ohne Gebiet Klosterfechten mit 51 ha

die konstruktiven Erfordernisse wie schräge Einmündungen u. a. m. erfüllt sind. Für Nachrechnungen bestehender Kanalisationen kann demnach generell der 15-Minuten-Regen als kürzester Regen verwendet werden. Für die Bemessung neu zu verlegender Kanäle sollten dagegen in steilen Einzugsgebieten die Belastungen aus dem 10-Minuten-Regen angesetzt werden, um der grösseren Überlastungsgefahr (siehe 3.3) Rechnung zu tragen. Der 10-Minuten-Regen wird auch für Nachrechnungen empfohlen, falls Einmündungen, Abstürze usw. konstruktiv ungünstig ausgebildet sind.

Beispiel Basel

Für die Netzberechnung wurden 15 Minuten als kürzeste Regendauer gewählt. Der Bemessung besonderer Bauwerke hingegen wurden stärkere Regen zugrunde gelegt. So wurde zum Beispiel das Pumpwerk einer Nationalstrassen-Unterführung mit dem 5-Minuten-Regen der zwanzigjährigen Intensitätskurve, gleich 500 l/s · ha bemessen. Daraus ergaben sich 121 l/s Regenwasser bzw. 36 m³ Nutzinhalte des Pumpensumpfes. Dieses Volumen wird allerdings auf 40 m³ vergrössert, damit der Sumpf als Stapelraum bei Ölunfällen dienen kann.

5.4.4 Abflussbeiwerte

Die Abflussbeiwerte bestimmen diejenige Teilmenge des Regens, welche rechnerisch in die Kanalisation gelangt. Die Restmenge versickert, verdunstet oder geht anderweitig verloren. Zur Vereinfachung der Berechnungen wird der Abflussbeiwert für die einzelnen Oberflächenbefestigungen als konstante Grösse angenommen. Tatsächlich ändert er sich bei unterschiedlicher Regendauer bzw. Intensität, Vorausberechnung bzw. Witterung, Neigung und Unebenheit der Oberflächen, Grösse der Teileinzugsfläche u. a. m. Einerseits sind diese Einflüsse nicht genügend erforscht, andererseits wären durch ihre genaue Erfassung unzählige Berechnungsfälle erforderlich. Solange lediglich ein ideeller Regen mit konstanter Intensität und Ausbreitung verwendet wird, können auch die obigen Vereinfachungen verantwortet werden. Lediglich für steilere Geländeneigungen sollte ein entsprechender Zuschlag zum Abflussbeiwert angesetzt werden, falls nicht schon ein erhöhter Berechnungsregen verwendet wird.

Einwohnerdichten geben einen ungenügenden Aufschluss über die Befestigungsdichte und sollten deshalb für die Ermittlung des Abflussbeiwertes nicht herangezogen werden. Besonders zu beachten sind geplante Strukturänderungen von lockerer zu dichter Überbauung sowie die zunehmenden Oberflächenbefestigungen. Bezüglich der Berechnung der Abflusskoeffizienten sei auf die Literatur verwiesen.

Beispiel Basel

Das Gewässerschutzamt berechnete die Abflusskoeffizienten auf Grund des amtlichen Bauzonenplanes. Beim Eintrag der Teileinzugsgebiete in die Kanalisationspläne wurden die in Tabelle 5 aufgezählten Werte, den örtlichen bestehenden und geplanten Gegebenheiten entsprechend, auf- oder ausnahmsweise abgerundet. Gleisanlagen und Spielfelder, die sich auf den sogenannten Rheinschotter-Terrassen, also auf gut durchlässigem Untergrund befinden, blieben unbewertet. Aus den gründlichen Berechnungen ergeben sich die Gesamt-Abflussbeiwerte grosser Einzugsgebiete gemäss der Tabelle 6.

5.5 Trockenwetterabfluss

5.5.1 Häuslicher Wasserverbrauch

Erfahrungsgemäss kann der Trockenwetterabfluss mit genügender Genauigkeit dem Wasserverbrauch gleichgesetzt werden. Verluste durch gärtnerische Nutzungen, Verdunstungen und dergleichen werden im allgemeinen durch einsickerndes Grund- oder Fremdwasser ausgeglichen. Die Verbrauchsmenge in «Liter pro Einwohner und Tag» (l/ET) stellt in mehrfacher Hinsicht einen ideellen Mittelwert dar, der in der Regel auch gewerbliche oder gar industrielle Abflüsse enthält. Der Verbrauch in reinen Wohnquartieren liegt demnach unter dem rechnerischen Tagesverbrauch und darf nicht überbewertet werden. Weil der Wasserverbrauch in den Wohnungen nicht von jenem an den Arbeitsplätzen getrennt werden kann, stellen die berechneten Mengen auch einen Mittelwert für verschiedenartige Stadtteile dar. Eine Differenzierung ist nur dann angebracht, wenn erhebliche Unterschiede vorliegen und die Bemessung der Regenauslässe durch die gemittelten Verbrauchswerte fehlerhaft würde. Für ausgesprochene Geschäftsviertel sind besondere Zuschläge zur Wohndichte einzuführen, weil die ansässigen Bewohner nur einen Bruchteil des tatsächlich anfallenden Abwassers erzeugen. Hier ist eine ideelle Wohndichte von 200 bis 400 Einwohnern pro Hektar angebracht.

5.5.2 Prognose des Wasserverbrauchs

Zur Abschätzung des künftigen Wasserverbrauchs und damit des Trockenwetterabflusses hat die Ingenieurgesellschaft Dorsch unter Beachtung statistischer Gesetzmässigkeiten eine Formel der wahrscheinlichen Entwicklung ausgearbeitet. In dieser Formel werden neben den zurückliegenden Verbrauchswerten die wahrscheinlichen Grenzwerte für beliebig lange Zeitperioden vorgegeben. Da diese Grenzwerte asymptotisch erreicht werden, wirken sie sich auf die Entwicklung in den nächsten Jahrzehnten nicht stark aus. Die Annahme der Grenzwerte soll die Abhängigkeit zwischen dem Wasserverbrauch und dem Lebensstandard berücksichtigen. Vorteilhaft ist die Anlehnung an Verbrauchsmengen, welche in Städten mit hohem Lebensstandard bereits erreicht sind, woraus sich Grenzwerte zwischen 500 und 1000 l/ET ergeben. Die allgemein gültige Formel für ein Wachstum, das sich vorerst frei entwickelt und hiernach asymptotisch einem Grenzwert zustrebt, lautet:

$$b_n = \frac{b_0 \cdot e^{p \cdot n/100} \cdot b_{\text{grenz}}}{b_0 \cdot e^{p \cdot n/100} + (b_{\text{grenz}} - b_0)}$$

worin

$$p = \frac{100}{n_1} \ln \left[\frac{b_{n_1} (b_{\text{grenz}} - b_0)}{b_0 (b_{\text{grenz}} - b_{n_1})} \right]$$

Es bedeuten:

b_0 (l/ET) = Anfangswert (Gegenwart)

b_n (l/ET) = Wert nach n Jahren

b_{grenz} (l/ET) = Grenzwert

b_{n_1} (l/ET) = zu beobachtender Wert vor n_1 Jahren

e = 2,71

n_1 = Jahre vor Anfangswert

Zusätzlich soll auch der Kurvenverlauf für ein stetiges, unbegrenztes Wachstum mit der nachstehenden Formel berechnet werden. Dieser Kurvenverlauf stellt die höchstmögliche wahrscheinliche Entwicklung für die nähere Zukunft dar.

$$b_n = b_0 e^{p \cdot n/100}$$

worin

$$p = \frac{100 \ln (b_{n_1} / b_0)}{n_1}$$

Beispiel Basel

Gemäss Bild 7 verlief die bisherige Zunahme des häuslichen Wasserverbrauchs nahezu stetig. Zur Bestimmung der weiteren Entwicklung wurden folgende Ausgangswerte verwendet:

$$\begin{aligned} b_{n_1} &= 100 \text{ l/ET im Jahre 1900} \\ b_0 &= 240 \text{ l/ET im Jahre 1966} \\ n_1 &= -66 \text{ Jahre} \\ b_{\text{Grenz}} &= 800 \text{ bzw. } 1000 \text{ bzw. } 1200 \text{ l/ET} \end{aligned}$$

Die drei Entwicklungskurven mit den Grenzwerten zwischen 800 und 1200 l/ET im Bild 7 zeigen, dass im Jahre 2015 ein häuslicher Wasserverbrauch von etwa 400 l/ET zu erwarten ist.

5.5.3 Industriell-gewerblicher Wasserverbrauch

Überdurchschnittliche Verbrauchsmengen von mehr als 20 000 m³/Jahr aus einzelnen Industrie- und Gewerbebetrieben sollen gesondert in die Rechnung eingeführt werden. Prognosen über den industriell-gewerblichen Wasserverbrauch sind besonders problematisch, weil die Entwicklung sowohl positiv als auch negativ verlaufen kann. In Ermangelung jeglicher Angaben kann eine generelle Erhöhung des künftigen Trockenwetterabflusses um 20 bis 30 % in Ansatz gebracht werden.

Für die Umrechnung des jährlichen Abflusses in den sekundlichen ist zu beachten, dass nur diejenigen Wassermengen massgebend sind, die während der Tagesspitze auftreten. Aus verschiedenen Untersuchungen hat sich folgende Umrechnungsformel als zweckmässig erwiesen:

$$Q_J \text{ (in l/s)} = \frac{Q_J \text{ (m}^3\text{/Jahr)} \cdot 1000 \text{ (l/m}^3\text{)} \cdot 24 \text{ (h)}}{250 \text{ (Arbeitstage/Jahr)} \cdot 86400 \text{ (s/Tag)} \cdot 15 \text{ (h)}}$$

Beispiel Basel

Auf die Mitberücksichtigung der industriellen Abwässer in der elektronischen Netzberechnung konnte verzichtet werden, weil sie das städtische Netz nicht belasten. Vorläufig fliessen sie gesondert durch sog. Industriedolen in den Rhein. In wenigen Jahren werden sie in Spezialleitungen den Abwasserreinigungsanlagen zugeführt, dort aufbereitet und erst danach gemeinsam mit dem städtischen, mechanisch geklärten Abwasser biologisch gereinigt. Die gewerblichen Wasserverbraucher verteilen sich gleichmässig auf die Stadtgebiete. Der entsprechende Abwasseranfall konnte deshalb als Zuschlag zum häuslichen berücksichtigt werden, wodurch sich dort ein Gesamtanfall von 700 l/ET ergibt.

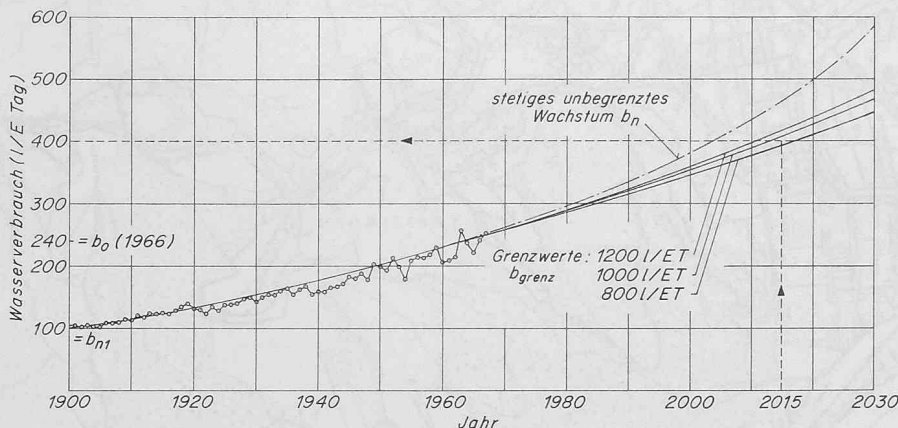


Bild 7. Entwicklung des häuslichen Wasserverbrauchs in Basel

5.5.4 Berechnung des Trockenwetterabflusses

Der Trockenwetterabfluss Q_T wird nach folgender Formel berechnet:

$$Q_T = \frac{B \times W \times F \times C}{84600} + Q_J \text{ (in l/s)}$$

B	= Einwohnerdichte (E/ha)
W	= Wasserverbrauch pro Einwohner und Tag (l/ET)
F	= Teileinzugsgebiet (ha)
C	= Faktor zur Berücksichtigung der Abfluss-Schwankungen (24/12 bis 24/18)
Q_J	= Abfluss aus Industrie
84 600	= Tagessekunden

Der Faktor C ist abhängig von der Grösse einer Stadt und von ihrem Lebensrhythmus. Für Landgemeinden und Kleinstädte trifft im allgemeinen der Faktor $C = 24/12$ bis $24/14$, für Mittel- und Grossstädte $24/16$ bis $24/18$ zu. Zur Ermittlung des Faktors sind mehrtägige Messungen in verschiedenen Monaten bei Trockenwetter durchzuführen.

Beispiel Basel

Die derzeitigen und künftigen Einwohnerdichten wurden den statistischen Jahrbüchern und den Studien des Stadtplanbüros entnommen sowie durch eigene Erhebungen ergänzt. Zur Umrechnung der Einwohnerdichten zu Gleichwerten dienten die Richtlinien des Verbandes Schweizerischer Abwasserfachleute [14]. Damit waren auch die Zupendler (1960 = 25 600) einigermassen erfasst.

Der maximale Trockenwetterabfluss wurde mit dem Faktor $C = 24/14$ berechnet. Nachträgliche Messungen ergaben $24/16$, so dass der angenommene Wert eine Reserve enthält. Die Berechnungsergebnisse sind in Tabelle 7 zusammengestellt.

6. Durchführung der elektronischen Netzberechnung

6.1 Erfassung des Kanalbestandes

Für die elektronische Netzberechnung müssen die Daten sämtlicher Kanalstrecken listenmässig erfasst und abgelocht werden. Die Entnahme aus den Planunterlagen erfolgt wie bisher «von Hand» und erstreckt sich auf die gleichen Werte, welche für die herkömmlichen Berechnungen benötigt werden. Für jede Berechnungsstrecke sind demnach anzugeben (siehe auch Tabelle 9):

- Strangbezeichnung;
- Zu- und Abflussstränge;
- Profilart und Abmessungen;
- Länge;
- Teileinzugsfläche, deren Abflussbeiwert und Besiedlungsdichte;
- Sohlen- und Geländekoten der Anfangs- und Endschächte;
- Industrierwasserzufluss.

Für die Bauwerke sind die Abmessungen anzugeben, die einen Einfluss auf das Abflussverhalten ausüben. Der Computer verarbeitet auch zusätzliche Angaben wie unterschiedliche Rauheitsbeiwerte, Materialarten u. a. m. Beim Eintragen der zahl-

$$b_n = b_0 e^{pn/100} \text{ worin } p = \frac{100 \ln b_{n_1} / b_0}{n_1}$$

$$b_n = \frac{b_0 e^{pn/100} b_{\text{Grenz}}}{b_0 e^{pn/100} + (b_{\text{Grenz}} - b_0)} \text{ worin}$$

$$p = \frac{100}{n_1} \ln b_{n_1} (b_{\text{Grenz}} - b_0) / b_0 (b_{\text{Grenz}} - b_{n_1})$$

Tabelle 7.

Gebiet	kanalisierte Fläche ha	Einwohner und -gleichwerte	Einwohner- dichte E/ha	Trocken- wetter- abfluss l/s
Grossbasel	1373	227 800	166	2680
Kleinbasel	550	88 900	162	1070
Riehen	584	65 400	112	509
Bettingen	81	5 100	63	41
Total bzw. Mittel	2588	387 200	150	4300

reichen Daten in die Listen sowie beim Ablochen sind Fehler unvermeidbar. Die daraus entstehenden unlogischen Werte wie negative Gefälle, Geländesprünge, zu geringe Kanalüberdeckungen u. a. m. werden durch elektronische Überprüfung ausgeschieden. Überschreitungen vorgegebener Grenzwerte, wie zum Beispiel Länge der Stränge, Grösse der Teileinzugsflächen oder Abflussbeiwerte, werden ebenfalls überprüft und als Warnung ausgedruckt.

Beispiel Basel

Das berechnete Kanalisationsnetz von 390 km Gesamtlänge wurde in 4019 Strecken unterteilt, so dass die durchschnittliche Streckenlänge rund 98 m betrug. Die Listen hat im wesentlichen das Gewässerschutzamt aufgestellt.

6.2 Aufstellung von Profilgruppen und Teilfüllungskurven

Die Gültigkeit einer Teilfüllungskurve erstreckt sich bekanntlich auf sämtliche Profile beliebiger Abmessungen, jedoch gleicher geometrischer Konstruktion. Aus diesem Grunde können die bestehenden und projektierten Kanalquerschnitte mit geometrischer Ähnlichkeit in Profilgruppen zusammengefasst werden. Für jede Gruppe werden Teilfüllungskurven für die Durchflussfläche, den hydraulischen Radius, die Fließgeschwindigkeit und den Durchfluss aufgezeichnet. Die Kurven können mit Polynomen höheren Grades angenähert oder tabellarisch verwertet werden. Für Zwischenwerte genügt eine lineare Interpolation. Für die Geschwin-

digkeits- und die Durchflusskurven im Bereich von 50 % bis 100 % der Profilhöhe sind die Verbesserungen nach *Thormann* [13] zu empfehlen. Ähnliche Korrekturwerte geben übrigens Roske, von der Emde und Wilcox an.

Beispiel Basel

Die bestehenden und projektierten Kanalquerschnitte mit insgesamt 68 unterschiedlichen Abmessungen wurden in 25 Profilgruppen zusammengefasst. Geringe Abweichungen der geometrischen Ähnlichkeiten liess man zu, sofern die sich daraus ergebenden Fehler die Berechnungsergebnisse unbedeutend beeinflussten. Die Teilfüllungskurven wurden mit Polynomen dritten und fünften Grades angenähert berechnet.

6.3 Eingabe allgemeingültiger Werte

Neben den Festwerten für die einzelnen Berechnungsstrecken und Bauwerke müssen die gewählten Annahmen wie Fließformel, Rauigkeitsbeiwert, Regenintensitätskurve, Wasserverbrauch, Trockenwetter-Spitzenabfluss, Profilgruppen und Teilfüllungskurven abgeleitet werden. Für jeden gewünschten Berechnungsregen ist dessen Häufigkeit, die Dauer, die Zeit bis zum Abbruch der Rechnung nach dem Regenende sowie die Grösse der Zeitintervalle anzugeben. Zudem besteht die Möglichkeit, die zeitlich veränderlichen Intensitäten tatsächlich gefallener Regen zu verwenden, um die Ergebnisse mit Abflussmessungen vergleichen zu können. Auch örtliche Einflüsse, wie zum Beispiel der Vorfluterückstau oder die Zuflüsse aus Bächen oder Nachbargemeinden, müssen dem Rechner eingegeben werden. Weiterhin ist zu entscheiden, mit welcher Genauigkeit die Berechnungen durchzuführen und mit welcher Ausführlichkeit die Ergebnisse auszudrucken sind.

6.4 Ausführung der Berechnungen mit Variantenstudien

Die erste Durchrechnung des Netzes erfolgt für den derzeitigen Kanalbestand mit den zukünftigen Abwassermengen. Auf Grund der daraus entstehenden, unzulässig hohen Rückstaulagen werden vorerst die dringlichsten Sanierungsmassnahmen mit Varianten ausgearbeitet. Abgesehen von den hydraulischen Faktoren sind dabei auch besondere örtliche Einflüsse sowie städte-

Bild 8.

Kanalisation
Riehen und Bettingen
Sanierungsplan

0 500 1000 m

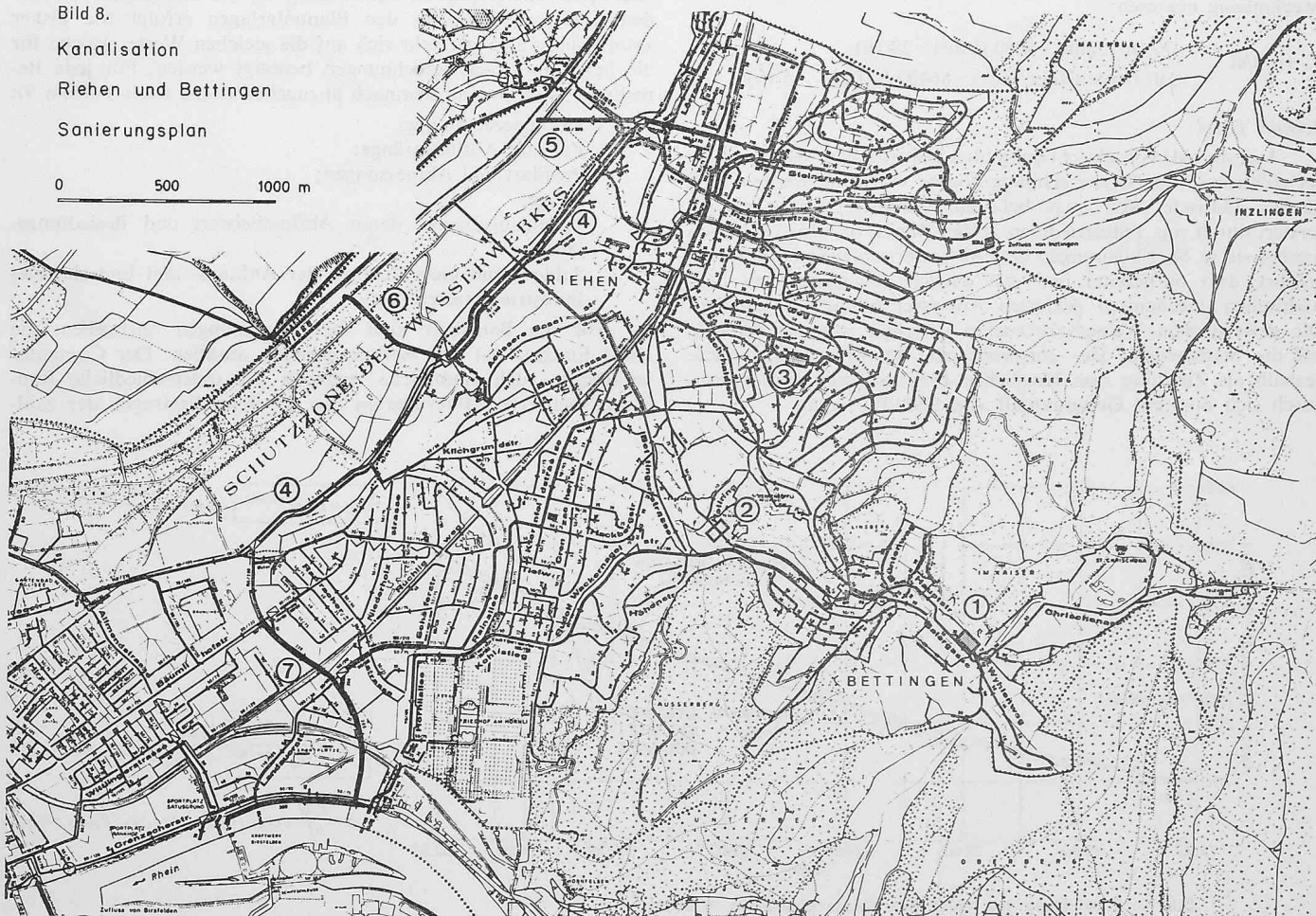


Tabelle 8a.

745 NORM. EIPROFIL 0.80/1.20				ABFL 746, 813		SANIERT			
ZUFL. 502, 744, 378									
Kanalfestwerte				Ergebnisse für Trockenwetterabfluss		Maximale Ergebnisse für Regenwetterabfluss			
YA	42.070	YE	41.470	QTE	128	DAK	1.05	DEK	0.75
SA	45.170	SE	45.150	HTE	0.60	DAS	-0.85	DES	-1.73
EW	140	PSI	0.600	VTE	0.40	HAMAX	2.25	HEMAX	1.95
IW	23	A	16	VNORM	1.83	HA	44.320	HE	43.420
L	60.0	J	1/100	DRUECK	0.39	QEMAX	2 638	BEI TR	45
QV	2 209	DQ	99	VNACHT	1.11	QREMAX	2 557	QV-QE	429
FV	0,735	DQR	96	HNACHT	0.08	VEMAX	3.58	QE/QV	1.19
VV	3.01	DQT	3.34						

Tabelle 8b. Maximale Ergebnisse aus einzelnen Berechnungsregen

TR	QEMAX	QREMAX	QTREM	VEMAX	HAMAX	DAK	DAS	HEMAX	DEK	DES
15	1 900	1 793	107	3.13	0.96	-0.24	-2.14	0.96	-0.24	-2.72
30	2 270	2 177	93	3.09	1.56	0.36	-1.54	1.53	0.33	-2.15
45	2 638	2 557	81	3.58	2.25	1.05	-0.85	1.95	0.75	-1.73

planerische und kommunalpolitische Erwägungen zu berücksichtigen. Durch gezielte Führung und Aufteilung der Wasserströme sollen möglichst viele Streckensanierungen durch Änderung der Verzweigungen oder durch andere weniger aufwendige Massnahmen ersetzt werden. Für die einzelnen Varianten sind die Berechnungen zu wiederholen und die Ergebnisse einander gegenüberzustellen. Im Verlauf mehrerer Durchrechnungen können auch untergeordnete Sanierungsmassnahmen eingeplant werden. Das Herantasten an die endgültigen Sanierungsanordnungen ist notwendig, da einerseits die Auswirkungen einzelner Massnahmen nicht im voraus übersehen, andererseits deren Rangordnungen nur durch abgestufte Berechnungen erfasst werden können. Sind die wirtschaftlichsten Sanierungsmassnahmen gefunden, erfolgt eine letzte Kontrollberechnung mit besonders hoher Genauigkeit.

Beispiel Basel

Bild 8 zeigt die Kanalisationsnetze von Riehen und Bettingen mit den geplanten Erschliessungsleitungen und Sanierungen, von denen die wichtigsten nachstehend beschrieben sind. Während die steileren Netze hauptsächlich mit Hilfe von Rückhaltebecken entlastet werden, sind in den flacheren Gebieten vorwiegend Umleitungen vorgesehen.

Das Dorfnetz von Bettingen wird durch ein Rückhaltebecken 1 von 1880 m³ Stapelraum entlastet; es befindet sich bereits im Bau. Der Gesamtaufwand beträgt 630 000 Fr., wovon die eigentlichen Beckenkosten mit 450 000 Fr. veranschlagt sind. Unterhalb des Dorfes befindet sich ein zweites Becken 2 von 1200 m³ Nutzinhalt bereits in Betrieb, das 341 000 Fr. kostete.

Tabelle 9. Definition der Eingabewerte

Zeichen	Einheit	Bezeichnung
1. —	—	Kanalnummer
2. —	—	Profilart, Profilkennzahl
3. —	m	Profilabmessung (Breite : Höhe)
4. —	—	Erläuterung
5. L	m	Kanallänge
6. YA	m	Sohlkote - Kanalanschluss
7. YE	m	Sohlkote - Kanalende
8. A	ha	Teileinzugsfläche
9. PSI	—	Abflussbeiwert
10. EW	E/ha	Einwohnerdichte
11. IW	l/s	Industriewasserabfluss
12. SA	m	Strassenkote - Kanalanschluss
13. SE	m	Strassenkote - Kanalende
14. ZUFL	—	Zuflusskanäle
15. ABFL	—	Abflusskanäle

In Riehen wird demnächst ein Stapelbecken 3 von 3400 m³ Nutzvolumen gebaut. Diese Becken sind unterteilt, damit sie, mit sauberem Wasser gefüllt, dem Zivilschutz als vom Hydrantennetz unabhängige Feuerlöschreserven zur Verfügung stehen. Aus diesem Grunde werden sie vom Bund subventioniert.

Die wichtigste Sanierungsmassnahme in Riehen stellt die Kanalisation 4 dar. Sie dient als Ersatz einer alten Dole, als Vorfluter

Tabelle 10. Definition der Berechnungsergebnisse

Zeichen	Einheit	Bezeichnung
1. I	—	Kanalgefälle
2. FV	m ²	Vollfüllungsfläche
3. QV	l/s	Leistung bei Vollfüllung
4. VV	m/s	Vollfüllungsgeschwindigkeit
5. DQ	l/s	Gesamtzufluss aus Teileinzugsfläche
6. DQR	l/s	Regenwasserzufluss aus Teileinzugsfläche für Regen mit max. Abfluss
7. DQT	l/s	Schmutzwasserzufluss aus Teileinzugsfläche
8. QTE	l/s	max. Trockenwetterabfluss am Kanalende
9. HTE	m	Wassertiefe
10. VTE	m/s	Fliessgeschwindigkeit
11. VNACHT	m/s	Geschwindigkeit
12. HNACHT	m	Fülltiefe
13. VNORM	m/s	Normalgeschwindigkeit für QTE, wenn Rückstau
14. DRUEK	m	Wasserspiegelerhöhung durch Rückstau bei QTE
15. ± DAK, DEK	m	Differenz zwischen Wasserspiegel und Kanalscheitel am Kanalanschluss bzw. Kanalende
16. ± DAS, DES	m	Differenz zwischen Wasserspiegel und Strassenkote am Kanalanschluss bzw. Kanalende
17. HAMAX, HEMAX	m	max. Wasserspiegelhöhe über Kanalsole am Kanalanschluss bzw. Kanalende
18. HA, HE	m	max. geod. Wasserspiegelhöhe am Kanalanschluss bzw. -ende
19. QREMAX	l/s	max. Regenwasserabfluss am Kanalende
20. QEMAX	l/s	max. Gesamtabfluss am Kanalende
21. QTREM	l/s	zu QEMAX gehöriger Schmutzwasserabfluss
22. TR	min	Regendauer
23. VEMAX	m/s	max. Geschwindigkeit am Kanalende
24. ± QV-QE	l/s	Differenz zwischen Vollfüllungsleistung und max. Gesamtabfluss am Kanalende
25. QE : QV	—	Verhältnis zwischen max. Gesamtabfluss und Vollfüllungsleistung

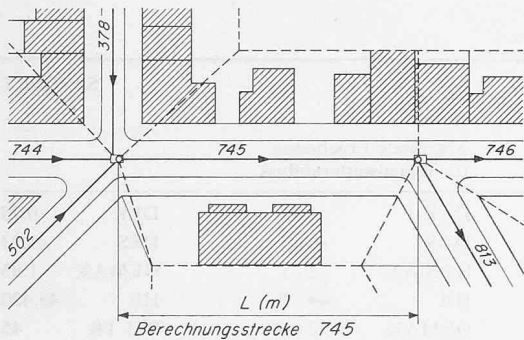


Bild 9. Lageplan und Längsschnitt zum Berechnungsbeispiel

der östlichen neuen Netze und zur Entlastung der westlichen Kanalisationen. In den Auslässen 5 und 6 werden $11,9 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $6,2 \text{ m}^3/\text{s}$ zum Vorfluter «Wiese» entlastet. Dieses Bauvorhaben mit einem Aufwand von 6 778 000 Fr. wird demnächst verwirklicht werden. In einer zweiten Etappe sollen weitere $13 653 \text{ l/s}$ Regenwasser zur Entlastung der Kanalisation Kleinbasel durch den Kanal 7 in den Rhein geleitet werden, wodurch nur noch der fünffache Trockenwetteranfall von Riehen und Bettingen stadtwärts fließen wird.

6.5 Ergebnisse der elektronischen Durchrechnung

Mit der Ganglinien-Volumen-Methode werden, wie im Abschnitt 4.3.3 aufgeführt, für jede Berechnungsstrecke und jeden Regenfall vollständige Ganglinien bestimmt. Darüber hinaus werden für den maximalen Trockenwetterabfluss die Fülltiefen und Fließgeschwindigkeiten als Normalabfluss berechnet. Auch die infolge Trockenwetterrückstau verminderten Fließgeschwindigkeiten und die Stauhöhen werden ausgedrückt, um Hinweise auf mögliche Ablagerungen zu erhalten. Aus Gründen der Übersichtlichkeit empfiehlt es sich, nur die massgeblichen Ergebnisse auszudrücken. Für die Mehrzahl der Stränge genügt die Angabe der aus jedem Regenfall entstehenden Maximalwerte.

In den Tabellen 9 und 10 sind die Eingabewerte und die Ergebnisse für normale Berechnungsstrecken definiert. In Tabelle 8 und in Bild 9 sind einige Ergebnisse für eine Rohrstrecke zusammengestellt und veranschaulicht. Für wichtige Punkte des Netzes werden komplette Ganglinien ausgedrückt.

Die anschaulichsten Ergebnisse, nämlich die maximalen Belastungen und Rückstauhöhen aller Berechnungsstrecken sowie die vorgesehenen Sanierungen in Dringlichkeitsstufen, werden in durch Farben gekennzeichneten Kategorien in die Kanalisationspläne übertragen. Für die Sachbearbeiter geben diese Übersichtspläne eine unentbehrliche Orientierung über die in Zukunft zu erwartenden Abflusszustände und Sanierungen.

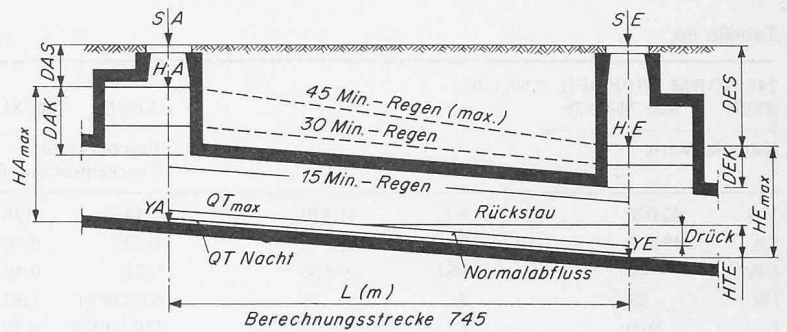
Beispiel Basel

Dank der elektronischen Netzberechnung nach der im Abschnitt 4.3.2 beschriebenen Methode verfügt das Gewässerschutzamt seit fünf Jahren über acht Berechnungsbücher mit allen Daten der Berechnungsstrecken sowie mit den Summenlinien der Spezialbauwerke und über je zwölf Belastungs- und Rückstaupläne 1:2000 der Kanalisationsnetze von Basel, Riehen und Bettingen. Diese Akten bilden die Grundlage für hydraulisch einwandfreie Bauprojekte; als Gesamtplanung bieten sie Gewähr für wirtschaftliche Lösungen, wodurch der Regierung die Gewährung von Baukrediten und dem Grossen Rat die Genehmigung erleichtert wird.

7. Zusammenfassung

Aus dem vorliegenden Bericht lassen sich hauptsächlich folgende Erfahrungen auf Grund von Theorie und Praxis zusammenfassen:

1. Die Sanierung von Kanalnetzen durch die vollständige Beseitigung des Rückstaus ist weder technisch sinnvoll noch ist sie wirtschaftlich zu verantworten. Vielmehr soll die Sanierungsbedürftigkeit auf Grund der Überschreitung vorgegebener, zulässiger Rückstauhöhen festgelegt werden.
2. Kanalverzweigungen erhöhen die Leistungsfähigkeit der Kanalnetze. Durch rechnerische richtige Erfassung der Abflussverhältnisse an den Verzweigungen lassen sich beachtliche Fehldispositionen und damit Fehlinvestitionen vermeiden.



3. Herkömmliche Berechnungsverfahren mit stationären Strömungsbedingungen sollten ausschliesslich für rückstaufreie Abflussvorgänge angewendet werden. Solche Vorgänge sind in der Regel nur in neuen Kanalnetzen zu erwarten.
4. Die Rückstau-, Verzweigungs- und Speicherraum-Einflüsse müssen mit instationären Abflussbedingungen berechnet werden. Diese Berechnungen lassen sich nur elektronisch durchführen, wobei zurzeit lediglich die Ganglinien-Volumen-Methode die hohen Anforderungen erfüllt.
5. Der hohe Aufwand für genaue elektronische Netzberechnungen macht sich durch die hohe Wirtschaftlichkeit der Sanierungsmassnahmen mehrfach bezahlt.

Adressen der Verfasser: Günter Warg, Dipl.-Ing., Ingenieurgesellschaft X. und D. Dorsch, D-8000 München 90, Aschauer Strasse 19, und Georges Kubat, dipl. Ing., Gewässerschutzamt Basel-Stadt, 4058 Basel, Wettsteinplatz 1.

Literaturverzeichnis

- [1] Hörler, A.: Die Intensitäten der Starkregen in der Schweiz und ihre Anwendung in der Kanalisationstechnik. Bericht Nr. 70/2 des Verbandes Schweizerischer Abwasserfachleute (VSA), 1960.
- [2] Hörler, A. und Rhein, H.R.: Die Intensitäten der Starkregen in der Schweiz. «Schweiz. Bauzeitung» 79 (1961), H. 32, S. 559–563.
- [3] Hörler, A. und Rhein, H.R.: Die Intensitäten der Starkregen in der Schweiz. «Schweizerische Zeitschrift für Hydrologie», Vol. XXIV, Fasc. 2, 1962.
- [4] Hörler A.: Kanalisation. Ingenieur-Handbuch, Band II, 79. Auflage, Zürich 1966. Schweiz. Druck & Verlagshaus AG.
- [5] Inhoff, K.: Taschenbuch der Stadtentwässerung. München 1963, 20. Auflage. Verlag Oldenbourg.
- [6] Karnovsky, F.: Die elektronische Nachberechnung des Münchner Kanalnetzes und deren Auswirkung auf Umbau- und Sanierungsmassnahmen. «Steinzeug Information» 1968, Heft 1.
- [7] Kirschmer, O.: Reibungsverluste in Rohren. «Das Gas- und Wasserfach» 1962, H. 44.
- [8] Kropf, A.: Auswertung der dreissigjährigen Aufzeichnungen der Regenintensitäten der MEZ. «Schweiz. Bauzeitung», Bd. 123 (1944), H. 19, S. 225–229.
- [9] Kubat, G.: Die Abwasserregion Basel. «Schweiz. Bauzeitung» 83 (1965), H. 22, S. 384–389.
- [10] Munz, W.: Abwasser. Zürich, 1967. Lehrmittelverlag Juventus.
- [11] Müller-Neuhaus, G.: Die Ermittlung von Regenwasserabflüssen. «Gesundheitsingenieur» 68 (1967), H. 5.
- [12] Reinhold, F.: Regenspenden in Deutschland. Archiv für Wasserwirtschaft, Berlin 1940.
- [13] Thormann, E.: Füllhöhenkurven von Entwässerungsleitungen. «Gesundheitsingenieur» 68 (1947), Heft 5.
- [14] Verband Schweizerischer Abwasserfachleute (VSA): «Richtlinien für die Entwässerung von Liegenschaften», 3. Teil.
- [15] Warg, G.: Die Ganglinien-Volumen-Methode für elektronische Kanalnetzrechnungen. «Wasser und Boden» 1968, H. 8, S. 234–237.
- [16] Warg, G.: Elektronische Kanalnetzrechnung. Die Frankfurter Tagung 1965, Berichte der Abwassertechnischen Vereinigung e. V. Heft 18, Frankfurt 1967. ZFGW-Verlag.
- [17] Warg, G.: Elektronische Berechnung von Kanalnetzen nach der Ganglinien-Volumen-Methode und elektronische Festlegung der Entlastungsdaten an Regenüberläufen. Ingenieurgesellschaft X. u. D. Dorsch, München 90, Aschauer Strasse 19 (1967).
- [18] Warg, G.: Der Einfluss der Abflussverzögerungen auf die Bemessung der Regenüberläufe. «Das Gas- und Wasserfach» 107 (1966), H. 4, S. 85–89.
- [19] Wöttke, H.: Beitrag zur vergleichenden Betrachtung der deutschen Kanalberechnungsmethoden. «Bauamt und Gemeindebau» 1954.