

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

2774

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297447

Auswertung

# Regenbeobachtungen

Bestimmung der Regenabflussmengen  
für südliche Kanäle

Dr. Ing. W. Breitung, Wiesbaden



xx  
491



*Z. v. L.*

# Auswertung

von

# Regenbeobachtungen

und

Bestimmung der Regenabflussmengen  
für städtische Kanäle

von

Dipl.-Ing. **W. Breitung**, Wiesbaden.

*207/11*

Bei der Königl. Technischen Hochschule, Stuttgart  
am 16. Mai 1911 eingereicht zur  
Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs.

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. R. Weyrauch, Stuttgart.  
Mitberichterstatter: Prof. K. Kriemler, Stuttgart.



Druck von W. Hoppe,  
Borsdorf-Leipzig.

*G. 55*  
*119*

*xx*  
*491*

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

II 2774

Akc. Nr.

2194749

## Vorwort.

Die vorliegende Arbeit verdankt ihre Entstehung der Tatsache, dass es bisher in der Literatur an einer zusammenhängenden und erschöpfenden Darstellung der Berechnungsmethoden für die Ermittlung der Regenabflussmengen fehlte und heute immer noch trotz hinreichender Aufklärung in der Literatur häufig veraltete und längst als unzuverlässig erkannte Methoden zur Anwendung kommen. Es fehlt nicht allein daran, dass man immer noch auf die richtige Bestimmung der Abflussverzögerung zu wenig Wert legt; es wird auch die so wichtige Ermittlung der grundlegenden Kanalberechnungen nur in oberflächlicher oder in fehlerhafter Weise durchgeführt. Sind aber die Regenannahmen falsch, so ist auch die eingehendste graphische Bestimmung der Verzögerung wertlos, weil diese nur praktisch brauchbare Ergebnisse liefern kann, wenn jene richtig sind.

Gar viele scheuen — mögen nun noch so gut brauchbare Regenbeobachtungen zur Verfügung stehen — von vornherein vor der Arbeit zurück, eine regelrechte Auswertung der Regenbeobachtungen vorzunehmen, weil ihnen die Arbeit der Auswertung zu umfangreich oder zu wenig lohnend erscheint. Andere, die sich an die Auswertung heranwagen, führen dieselbe in fehlerhafter Weise durch, sodass auch das Ergebnis der weiteren Rechnung ein fehlerhaftes sein muss.

Der Zweck der folgenden Abhandlung ist der, zu zeigen, in welcher Weise der Kanalisationsingenieur die ihm vorliegenden Regenbeobachtungen für seine besonderen Zwecke auszuwerten hat, um zu hinreichend richtigen Ergebnissen für die Kanalberechnung zu kommen. Es wird daraus zu ersehen sein, dass die Arbeit der Auswertung nicht allein interessant und dankbar, sondern auch durchaus nicht so gross ist, als man glauben mag. Ferner sind auch einige Winke darüber enthal-

ten, wie die Regenmesser für die besonderen Zwecke des Kanalisationsingenieurs beschaffen sein sollen und in geeigneter Weise aufzustellen sind.

Ferner fehlt es auch meines Wissens bisher an einer übersichtlichen und eingehenden Darstellung der Methode zur graphischen Bestimmung der Abflussverzögerung und der sich hiernach ergebenden für die Grössenbemessung der Kanäle massgebenden Flutwelle. Diese graphische Methode findet in einem besonderen Abschnitt ihre eingehende Behandlung und wurde auch teilweise vervollkommnet, wenn ich mir auch darüber klar bin, dass diese Fragen damit noch nicht hinreichend erschöpft sind, insbesondere auch hinsichtlich der graphischen Bestimmung der grundlegenden Wassermengen für die Dimensionierung von Regenauslässen und Rückhaltebecken. Ich hatte ursprünglich die Absicht, auch über diese Fragen hier Aufschluss zu geben, musste aber davon vorerst Abstand nehmen, da mir noch manches eines weiteren eingehenden Studiums bedürftig schien. Ich werde voraussichtlich die Berechnung der Rückhaltebecken und Regenauslässe in einer besonderen Arbeit veröffentlichen.

Sollte meine Arbeit dazu beitragen, dass in weitgehenderem Masse als bisher seitens der Kanalingenieure der Auswertung der Regenbeobachtungen und der graphischen Bestimmung der Regenabflussmengen Beachtung geschenkt wird, so hat sie den ihr zugeordneten Zweck erfüllt.

Wiesbaden, im Mai 1911.

Der Verfasser.

---



# Inhalt.

---

## Allgemeines.

	Seite
1. Die Bedeutung von Regenbeobachtungen für die Kanalberechnung . . . . .	9
2. Die Verzögerung des Abflusses . . . . .	11
3. Die Unzulänglichkeit nur eines Berechnungsregens . . .	17

## Erster Teil:

### Die Auswertung der Regenbeobachtungen.

1. Über Regenschreiber und deren Aufstellung . . . . .	22
2. Die graphische Intensitätstabelle . . . . .	28
3. Die Beurteilung der registrierten Regenkurven und ihre Auswertung . . . . .	34
4. Die Zerlegung des registrierten Starkregens in eine Regenreihe . . . . .	44
5. Die Aufstellung der Regentabelle. Die Kurve der Berechnungsregen . . . . .	53
6. Schlussbetrachtung . . . . .	60

## Zweiter Teil:

### Die graph. Bestimmung der Regenabflussmengen in den Kanälen.

1. Die zulässige Häufigkeit der Überlastung . . . . .	62
2. Die graphische Bestimmung der Grösstabflussmenge . . .	69
a) Anlaufkurve und Ablaufkurve . . . . .	69
b) Summenkurve und Regendiagramm . . . . .	73
c) Das Auftragen der Anlaufkurve unter Zuhilfenahme von Summenkurve und Regendiagramm . . . . .	75
d) Die Rechnung mit einer Regenreihe . . . . .	79
e) Die Rechnung mit beliebig vielen Berechnungsregen . .	82
f) Schlussbemerkung . . . . .	84

---



# Abriss

aus dem

## Lebens- und Bildungsgänge des Verfassers.

---

### 1. Allgemeine und fachliche Ausbildung.

Im Jahre 1895 Absolutorium der Kgl. Bayrischen Industrieschule in München. Ab 1895 Besuch der Techn. Hochschule zu München, und zwar 2 Semester lang als Studierender der allgemeinen Abteilung und während 8 Semestern als Studierender der Bauingenieur-Abteilung. Im Sommer 1900 erfolgreiche Ablegung der Abgangsprüfung dieser Abteilung.

### 2. Praktische Tätigkeit seit dem Abgange von der Technischen Hochschule.

Als Assistent des Bezirksbaumeisters in Ludwigshafen a. Rh. vom 20. Oktober 1900 bis 1. Januar 1902.

Als Eisenbahningenieur im bayr. Staatsdienst vom April 1902 bis 1. Mai 1903.

Als Bezirksbaumeister in Frankenthal (Pfalz) vom 1. Juli 1903 bis 1. Juli 1904.

Vom Juli 1904 bis 31. Dezember 1908 als Ingenieur der Städtereinigung und Ingenieurbau (Aktiengesellschaft) in Berlin und Wiesbaden.

Vom 1. Januar 1909 bis 30. September 1910 als Vorstand des Entwurfsbüros der städtischen Kanalverwaltung in Frankfurt a. M.

Seit 1. Oktober 1910 bis heute als Vorstand des Zweigbüros der Städtereinigung und Ingenieurbau (Aktiengesellschaft) Wiesbaden-Berlin.

Wiesbaden, den 16. Mai 1911.

---



## Allgemeines.

### 1. Die Bedeutung von Regenbeobachtungen für die Kanalberechnung.

Die ausserordentlich wichtige Frage, welche Regenabflussmengen bei der Planung einer Städtekanalisation der Berechnung zu Grunde zu legen sind, wird leider immer noch so häufig in wenig eingehender Weise behandelt, trotzdem davon nicht allein die Höhe der Anlagekosten, sondern auch die Brauchbarkeit der ganzen Anlage abhängig ist.

Bezüglich der Regenannahme begnügt man sich vielfach damit, einen Regen zu wählen, dessen Annahme angeblich an anderen Orten sich als hinreichend zutreffend erwiesen haben soll. Ohne Rücksicht auf die Verschiedenheit der meteorologischen und wirtschaftlichen Verhältnisse wird diese Regenannahme verallgemeinert und nicht bloss für einen Ort, sondern für eine ganze Anzahl von Orten mit ganz verschiedenen meteorologischen Verhältnissen angewandt.

Mit wenigen Worten wird im Erläuterungsbericht das Kapitel über die Regenannahmen abgetan. Einer besonderen oder stichhaltigen Begründung geht man vorsichtig aus dem Wege, weil sie mangels eingehender Voruntersuchung eben nicht gegeben werden kann.

Oft liegen langjährige brauchbare Regenbeobachtungen vor, ohne dass man an deren Ausnutzung denkt oder denken will; oder es wird das vorliegende Material nur oberflächlich oder nicht in sachverständiger Weise benützt.

Der gewissenhafte Ingenieur wird niemals den verhältnismässig geringen Aufwand an Zeit und Arbeit scheuen, etwa zu Gebote stehendes Material zusammenzutragen und für seine Zwecke auszuwerten. Er darf

sich nur dann mit der blossen Annahme von „Berechnungsregen“<sup>1)</sup> begnügen, wenn es ihm mangels jeglicher meteorologischer Aufzeichnungen unmöglich ist, eine statistisch einwandfreie Bestimmung dieser Regen vorzunehmen.

Aber selbst da, wo Regenmessungen fehlen, wird er häufig doch in der Lage sein, sich brauchbare Unterlagen von benachbarten, meteorologisch ähnlich liegenden Orten zu verschaffen.

Heute, wo sich mehr und mehr die Erkenntnis Bahn gebrochen hat, dass die Kanalisation nicht nur für grosse, sondern auch für mittelgrosse und kleine Städte eine der wichtigsten öffentlichen Einrichtungen ist, müsste die Verwaltung jeder Stadt, wo in näherer oder fernerer Zeit die Einführung der Kanalisation zu erwarten ist, dafür Sorge tragen, dass rechtzeitig sorgfältige Regenbeobachtungen mit Rücksicht auf ihre hohe Bedeutung als Berechnungsunterlagen für eine wirtschaftliche Planung und Ausführung der Kanalisation vorgenommen werden.

Es sollten grundsätzlich schon mit der Einführung der gewöhnlich der Kanalisation vorausgehenden Wasserversorgung, die häufig bereits den ersten Schritt zur Kanalisation bedeutet, diese meteorologischen Arbeiten begonnen und zweckmässig eingerichtete selbsttätige Regenmesser aufgestellt und, als zum Wasserwerksbetrieb gehörig, gewissenhaft bedient werden.

Die Anschaffung solcher mit geringen Mitteln zu beschaffenden Apparate, die einen notwendigen Bestandteil des Betriebsinventars des Wasserwerkes bilden sollten, lässt sich bei Gelegenheit der Erbauung des Wasserwerkes leicht aus den Mitteln des Baufonds bewirken.

Leider wird aber seitens der Gemeinden den systematischen Regenbeobachtungen immer noch zu wenig Beachtung geschenkt, weil es an der nötigen Aufklärung fehlt. Es wäre eine verdienstvolle Aufgabe des projektierten Wasserversorgungs-Ingenieurs und der staat-

---

<sup>1)</sup> Heyd (3) nennt die der Berechnung der Regenabflussmengen zugrunde gelegten Regen so.

lichen Wasserversorgungsbehörden, in dieser Hinsicht aufklärend dahin zu wirken, dass in allen solchen Orten, deren Kanalisation früher oder später im Anschluss an die Wasserversorgung zu erwarten ist, durch die Gemeinden zweckentsprechende dauernde Regenmessungen vorgenommen werden.

Der verhältnismässig geringe Aufwand an Arbeit und Kosten lohnt sich später glänzend. Denn das Kanalisationsprojekt kann damit auf besserer Grundlage aufgebaut werden. Ohne diese Unterlagen haftet der Bearbeitung des Projektes, soweit es sich um die Berechnung der Regenwasser führenden Kanäle handelt, immer etwas Unsicheres, Unbestimmtes an, was im gewissenhaft arbeitenden, denkenden Ingenieur stets das Empfinden einer nur schlecht gelösten Aufgabe erwecken muss.

## 2. Die Verzögerung des Abflusses.

Es nützen aber andererseits alle Regenbeobachtungen und deren gewissenhafteste Auswertung nicht viel, wenn das so gewonnene Material im Laufe der weiteren Berechnung nicht richtig verwendet wird, oder sonstige schwer ins Gewicht fallende Fehler begangen werden.

Von besonderer Bedeutung ist hier vor allen Dingen die richtige Bestimmung der Verzögerung des Abflusses in den Kanälen.

Trotz hinreichender Aufklärung in der Literatur, insbesondere durch die Arbeiten von Frühling (1), Hecker (2), Heyd (3), Vicari (4), Weyrauch (5) und anderen, wird auch heute noch vielfach mit einem der mit Recht übel beleumundeten „Verzögerungskoeffizienten“ gerechnet.

Die von Bürkli (6) speziell für Zürich angewandte Verzögerungsformel, die er durchaus nicht als allgemein gültig, und auch selbst nur für Zürich als annähernd richtig betrachtet wissen wollte, erfreut sich heute noch besonderer Beliebtheit, nachdem man diesen Koeffi-

zienten  $\sqrt[4]{\frac{J}{F}}$  ( $J =$  Gefälle,  $F =$  Entwässerungsfläche)

durch Weglassen von J „vereinfacht“ hatte. Gefälle und Geländegestaltung, sogar die Regendauer, glaubte man genügend durch die gefühlswaise Wahl verschiedener Wurzelexponenten berücksichtigen zu können.

Solche Abflussvorgänge lassen sich aber nicht in die Zwangsjacke von Koeffizienten stecken und ex faustibus beurteilen, weil jedes Kanalnetz, jeder Sammler ein Individuum für sich ist, das auch bei der Berechnung dementsprechend individuell behandelt sein will.

Schon bei der einfachsten Form eines Entwässerungsgebietes, beim Rechteck, ergibt das Verhältnis zwischen der auf dem Gebiete F sekundlich während des Regens von der Dauer  $t_r$  und Intensität  $i$  entstehenden Abflussmenge  $Q = i \cdot \psi \cdot F$  ( $i$  = Regenstärke in sl,  $\psi$  = Versicherungskoeffizient) und der sekundlichen Grösstabflussmenge  $Q_{\max}$  in Punkt A (Fig. 1 Tafel I) einen komplizierten Wert.

Es werde ein Rechteck untersucht, das in seiner Längsrichtung von einem Sammelkanal OA durchzogen wird. Die rechtwinklig zu OA und sehr nahe nebeneinander liegenden Zubringer, die man sich auch als oberirdische Gerinne denken kann, sollen das Wasser alle mit der gleichen Geschwindigkeit  $v$  nach OA bringen, dessen Fliessgeschwindigkeit ebenfalls gleich  $v$  sei. Ein Sturzregen von der Dauer  $t_r$ , wenn  $t_r$  kleiner als die Fliesszeit des Wassers vom obersten Ende bis A ist, und der Intensität  $i$  bringt nach A als Grösstabflussmenge den Abfluss von einem Gebiet von  $f_{\max} = v t_r b_I$  (siehe Frühling, Handbuch der Ing.-Wiss.) Es verhält sich demnach

$$\frac{Q_{\max}}{F \cdot i \cdot \psi} = \frac{f_{\max} \cdot i \cdot \psi}{F \cdot i \cdot \psi} = \frac{b_I \cdot v \cdot t_r}{b_I \cdot l_I} = \frac{v \cdot t_r}{l_I}$$

Da  $v = c \sqrt{R J}$  . . . , so

$$\frac{Q_{\max}}{F \cdot i \cdot \psi} = \frac{c \sqrt{R}}{l_I} \cdot \sqrt{J} \cdot t_r, \text{ und daher}$$

$$Q_{\max} = (F \cdot i \cdot \psi) \cdot \frac{(c \sqrt{R} \cdot \sqrt{J} \cdot t_r)}{l_I} \dots \dots 1)$$

Der Ausdruck  $\frac{c \sqrt{R} \sqrt{J} \cdot t_r}{l_I}$  stellt also die Zahl dar,



mit welcher die während des Regens  $i$  auf dem ganzen  $F$  sekundlich entstehende Abflussmenge multipliziert werden muss, um die grösste sekundliche Abflussmenge für  $A$  zu erhalten, ist also der Verzögerungskoeffizient für das rechteckige Gebiet  $F$  bei konstantem  $v$ .

Vergleicht man damit den Koeffizienten  $\frac{1}{\sqrt[n]{F}}$ , der für das Rechteck  $\frac{1}{\sqrt[n]{b_I l_I}}$  ist, so ersieht man, dass

beide Koeffizienten soviel wie nichts gemein miteinander haben.

Bei unregelmässig gestalteten, von mehreren Sammelkanälen durchzogenen Gebieten, wo dazu noch der  $v =$  Wert ständig wechselt, wird natürlich der Abflussvorgang viel zu verwickelt, um ihn formelmässig zu bestimmen.

Ist es sohin schon beim Rechteck trotz den eben gemachten vereinfachenden Annahmen unmöglich, den Koeffizienten aus dem Gefühl heraus zu bestimmen, so kann bei unregelmässigen Gebieten davon natürlich noch viel weniger die Rede sein.

Aus Formel 1 ist deutlich zu ersehen, von welchen Faktoren die Verzögerung abhängig ist:

1. Von der Profilform und dem Gefälle, d. h. von der Fliessgeschwindigkeit des Wassers in allen oberhalb der zu untersuchenden Stelle befindlichen Kanälen ( $c \sqrt{R} \cdot \sqrt{J} = v$ ),

2. Von der Regendauer ( $t_r$ ),

3. Von der Längenerstreckung bzw. der Form des Gebietes und der Anordnung des Kanalnetzes (bei zusammengesetzten Gebieten mit einem Netz von Kanälen wird  $l_I$  durch das gesamte Astwerk der Kanäle repräsentiert).

Von wie grossem Einfluss die Form eines Gebietes auf die Verzögerung ist, lässt sich auch deutlich aus folgender Überlegung erkennen.

Die dem Flächeninhalt, dem Versickerungskoeffizienten und der Fliessgeschwindigkeit des Wassers nach

gleichen Rechtecke I und II (Taf. I Fig. 1 und 2), deren Längen  $l_I : l_{II} = n : 1$  sich verhalten, bringen nach A die Grösstabflussmengen

$$Q_I = v t_r b_{II} i \psi$$

$$Q_{II} = v t_r b_{II} i \psi$$

Es verhält sich also:

$$Q_I : Q_{II} = b_I : b_{II}$$

da aber  $b_{II} = \frac{1}{n} b_I$ , so ist

$$Q_I = Q_{II} \cdot n \quad \text{und}$$

$$Q_I : Q_{II} = n : 1 \dots \dots \dots 2)$$

Die Grösstabflussmengen verhalten sich also im vorliegenden Falle wie die Breiten und umgekehrt wie die Längen der beiden Gebiete, und der Verzögerungskoeffizient ist bei Gebiet I  $n =$  mal so gross wie bei II. Ist z. B. Gebiet II zweimal so lang wie das dem Inhalt nach gleich grosse Gebiet I, so verhält sich  $Q_I : Q_{II} = 2 : 1$ .

Da von den beiden gleichgrossen Gebieten und bei dem gleichen Regen  $i$ ,  $t_r$  die gleiche Gesamtwassermenge  $F_I i \psi = F_{II} i \psi$  zum Abfluss kommen muss, so wird die Flutwelle in  $A_{II}$  zwar kleiner aber entsprechend länger andauernd sein. (Fig. 2 und 2a, Taf. I.)

Aus allen diesen Überlegungen geht hervor, wie sinnlos die Anwendung eines Koeffizienten bei der Berechnung der Regenabflussmengen ist, mag in den Erläuterungsberichten von Kanalisationsprojekten noch so viel von den „Erfahrungen“ gesprochen werden, die zu dieser und jener Annahme des Koeffizienten angeblich berechtigen sollen.

Es gibt nur einen Weg, die Einwirkung der Verzögerung auf die zum Abfluss gelangende Grösstwassermenge hinreichend genau zu bestimmen. Das ist nur möglich, wenn die Abflussvorgänge von Fall zu Fall in ihren Einzelheiten untersucht und auf graphischem Wege ermittelt werden. Die graphische Methode allein gibt uns Aufschluss, wie aus den verschiedenen Gebieten des Kanalnetzes die Regenmengen im einzelnen zum Abfluss gelangen, wie sie an den zu unter-

suchenden Kanalpunkten aufeinander folgen, zu welchem Zeitpunkt und in welcher Grösse die Flutwelle eintrifft, u. s. f.

Es wird nicht verkannt, dass auch die graphische Berechnung auf vollständige Genauigkeit keinen Anspruch machen kann und nur eine annäherungsweise Bestimmung des Abflussvorganges gestattet, weil man verschiedene Annahmen, Vereinfachungen und Vernachlässigungen machen muss, die auch beim graphischen Verfahren nicht zu umgehen sind und eine Quelle von Ungenauigkeiten bilden. Es ist aber keine Frage, dass die graphische Methode für die Praxis hinreichend richtige Ergebnisse liefert, während die Rechnung mit dem so beliebten Koeffizienten falsch ist und Resultate zeitigen kann, die von der Wirklichkeit weit abweichen.

Das Fehlerhafte der Rechnung mit  $\frac{1}{x\sqrt{F}}$  zeigt sich

auch deutlich aus folgender Überlegung.

Ein Gebiet, das von einem Kanal durchzogen wird, zerfalle in eine Anzahl Untergebiete, deren Bebauungsdichte grosse Unterschiede aufweise und durch die Abflusskoeffizienten  $\psi_1, \psi_2, \psi_3, \dots, \psi_n$  zum Ausdruck komme. Der Einfachheit wegen soll angenommen werden, das Gebiet  $F$  sei rechteckig (Taf. II Fig. 1) und zerfalle in  $n$  gleichgrosse Einzelgebiete  $f_1 = f_2 = f_3 \dots = f_n = \frac{F}{n}$ . Die Fliessgeschwindigkeit sei in den einzelnen

Strecken  $v_1, v_2, \dots, v_n$ . Nach der Wurzelformel berechnet sich die Abflussmenge im Punkt A beim Regenfall von der Stärke  $i$  (sl/ha) und der Dauer  $t_{r1}$  (Sekd.):

$$Q = i (f_1 \psi_1 + f_2 \psi_2 + f_3 \psi_3 + \dots + f_n \psi_n) \frac{1}{x\sqrt{F}}$$

Da  $f_1 = f_2 \dots = f_n = \frac{F}{n}$ , so ist

$$Q = i \frac{F}{n} \cdot \frac{1}{x\sqrt{F}} (\psi_1 + \psi_2 + \psi_3 + \dots + \psi_n) = i \cdot \frac{F}{n} \cdot \frac{1}{x\sqrt{F}} \Sigma \psi$$

Es ist bei Anwendung der Wurzelformel also voll-

kommen gleichgiltig, in welcher Reihenfolge die Bebauungsdichten wechseln, ob nun z. B.  $\psi_1$  zu  $f_1$  gehört oder zu  $f_n$  und umgekehrt. Wir können die Werte beliebig vertauschen, z. B. nach Fig. 2 (Tafel II), ohne dass sich dadurch das Resultat im geringsten ändert, das immer wieder gleich  $i \cdot \frac{F}{n} \cdot \frac{1}{\sqrt{F}} \sum \psi$  wird. Nun denke

man sich aber ein recht langgestrecktes Gebiet mit beträchtlicher Abflussverzögerung, um sofort zu erkennen, dass sich in Wirklichkeit zwei recht verschiedene Abflussmaxima ergeben können.

Den Beweis hierfür liefert die graphische Methode zur Bestimmung der Abflussmengen. Trägt man nach Fig. 1 a und 2 a auf ein rechtwinkeliges Koordinatensystem als Abscissen die Fliesszeiten  $t_1, t_2, t_3 \dots t_n$  auf, die das Wasser bei dem gegebenen Gefälle und Kanalprofil und der sich daraus ergebenden Geschwindigkeit  $v_1, v_2, v_3 \dots v_n$  zum Durchfliessen der einzelnen Strecken

$l_1, l_2, l_3 \dots l_n$  braucht ( $t_1 = \frac{l_1}{v_1}, t_2 = \frac{l_2}{v_2} \dots$ ), und als

Ordinaten die Abflussmengen  $i \cdot f_1 \cdot \psi_1, i_2 f_2 \psi_2$  u. s. f. in der Reihenfolge, in der sie nach Punkt A gelangen, so ergibt sich als Abflusskurve der obere Linienzug AB v. Fig. 1 a. Hört nach der Zeit  $t_r$  der Regen auf, so hört zunächst allmählich der Zufluss von der Fläche  $f_1$ , dann von  $f_2$  usw. in dem gleichen Masse auf, als er während des Regens zugenommen hatte. Trägt man daher im Abstand  $t_r$  in Fig. 1 a nochmals den gleichen Linienzug wie AB, also A'B', auf, so stellt die Fläche AB A'B' die Abflussfigur für den Regen 1 von der Dauer  $t_r$  dar. (In Kap. 2, II. Teil wird diese graphische Auftragung noch ausführlicher beschrieben.) Die grösste Abflusswelle  $Q_{\max}$  trifft hiernach nach  $t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5$  Sekd. ein.

Ganz anders wird das Bild, wenn man die Werte  $\psi$  vertauscht, z. B. nach Fig. 2. Während sich nach der Wurzelformel im Falle 1 und 2 stets der gleiche Wert ergibt, wird  $Q_{\max}$  nun zufolge Fig. 2 a bei der graphischen Methode nicht einmal halb so gross, wie über-

haupt bei jeder Umstellung der Werte  $\psi$  immer ein anderes Resultat zum Vorschein kommt, während es bei der Berechnung nach der Wurzelformel stets das gleiche bleibt.

Was hier vom rechteckigen Gebiet mit gleich grossen Untergebieten gesagt ist, gilt auch für beliebig geformte, beliebig in der Grösse wechselnde Entwässerungsgebiete, nur mit dem Unterschiede, dass man hier die Reihenfolge der  $\psi$ -Werte mitsamt ihren zugehörigen Gebieten vertauschen kann, ohne dass die Wurzelformel verschiedene Ergebnisse liefert.

### 3. Die Unzulänglichkeit nur eines Berechnungsregens.

Es genügt nicht, ein grösseres Kanalnetz nur nach einem Regen zu dimensionieren, der auf Grund der Regenbeobachtungen jährlich so und so oft mal übertroffen wird. Denn es gibt nicht bloss einen, sondern eine ganze Reihe solcher Regen, die ganz verschiedene Dauer und Intensität und infolgedessen auch eine unterschiedliche Wirkung auf die Belastung der einzelnen Kanalstrecken haben.

Ein richtig dimensioniertes Kanalnetz muss die Bedingung erfüllen, dass an allen Punkten die zu erwartende Häufigkeit der Überlastung die gleiche ist.

Würde das Kanalnetz aber nur nach einem solchen Regen berechnet sein, so wäre dies keineswegs der Fall, und zwar aus folgenden Gründen:

Vergegenwärtigt man sich die Wirkung eines Regens von bestimmter Intensität  $i_r$  und der Dauer  $t_r$ , die kleiner wie die Fliesszeit  $T$  eines Wasserteilchens vom obersten Punkte bis zur untersuchten Kanalstrecke ist, so reicht ein nach diesem Regen berechnetes Kanalnetz offenbar für alle jene Regenfälle aus, deren Intensität und Dauer gleich oder kleiner als diejenige des Berechnungsregens ist.

Anders verhält es sich aber mit jenen Regenfällen, deren  $i$  zwar kleiner als  $i_r$ , deren Dauer aber grösser als  $t_r$  ist. Solche Regen können die weiter unten liegenden Sammler, die das Wasser vom obersten Ende erst nach einer Zeit grösser als  $t_r$  erhalten, stärker belasten, als

der angenommene Regen selbst, weil mit der zunehmenden Niederschlagsdauer sich der günstige Einfluss der Verzögerung mehr und mehr vermindert, und der Wert  $f_{\max}$  so stark zunehmen kann, dass trotz der geringeren Regenstärke eine grössere sekundliche Abflussmenge entsteht.

Es sei wieder ein rechteckiges Entwässerungsgebiet von der Form der Figur 3, Tafel I, betrachtet. Ist der Sammler OA nach einem  $n$ -mal jährlich übertroffenen Regen von der Stärke  $i_r$  und Dauer

$$t_r < \frac{b}{v} \left(1 + \frac{b}{2}\right) \quad (v = \text{Fliessgeschwindigkeit})$$

dimensioniert worden, so wird innerhalb der Strecke O'A Verzögerung eintreten, zwischen O'O nicht.

Wenn nun auch O'A für eine Wassermenge  $f_{\max} \cdot i_r \cdot \psi = b \cdot v \cdot t_r \cdot i_r \cdot \psi$  bemessen worden ist, so fragt es sich doch, ob nicht ein anderer, ebenso oft übertroffener Regen von zwar geringerer Stärke aber grösserer Dauer wie  $i_r$  bzw.  $t_r$  eine viel häufigere Überlastung einzelner Punkte der Strecke OA hervorruft. Ein solcher hinsichtlich der Häufigkeit seines Eintretens „gleichwertiger“<sup>1)</sup> Regen  $t'_r i'$  bringt offenbar nur dann die gleiche Belastung wie  $t_r i_r$  hervor, wenn

$$\begin{aligned} f_{\max} \cdot i_r \cdot \psi &= f'_{\max} \cdot i' \cdot \psi, \text{ also} \\ f_{\max} \cdot i_r &= f'_{\max} \cdot i' \quad \text{ist.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Da } f_{\max} &= b \cdot v \cdot t_r && \text{und} \\ f'_{\max} &= b \cdot v \cdot t'_r, && \text{so wird} \\ b \cdot v \cdot t_r \cdot i_r &= b \cdot v \cdot t'_r \cdot i' && \text{oder} \\ t_r \cdot i_r &= t'_r \cdot i' \dots \dots \dots 3) \end{aligned}$$

Gleichung 3 als Proportion geschrieben:

$$i_r : i' = t'_r : t_r \dots \dots \dots 3 a)$$

Also nur wenn sich die Intensitäten umgekehrt wie die Regenzeiten verhalten, wird in beiden Fällen die Belastung der Strecke O'A die gleiche sein.

Hatte z. B. der zugrunde gelegte Berechnungsregen eine Dauer  $t_r = 10'$  und ein  $i_r = 120$  sl/ha, so würden

<sup>1)</sup> Siehe Heyd (3).

gleichbelastend für Strecke O'A alle jene Regen sein, deren  $t'_r i = 1200^1)$  ist und zwar:

a) für die ganze Strecke O'A alle solche Regen bis zu 10 Min. Dauer:

$t'_r = 1'$	$i' = 1200$ sl.
$t'_r = 2'$	$i' = 600$ sl.
$t'_r = 3'$	$i' = 400$ sl.
. . . . .	
$t'_r = 9'$	$i' = 133,3$ sl.

b) Bei gleichbelastenden Regen über 10' Dauer rückt die Stelle, wo die Überlastung beginnt, mehr und mehr von O' weg auf A zu.

$t'_r = 15'$	$i' = 80$ sl.
$t'_r = 20'$	$i' = 60$ sl. usw., bis $t'_r$ gleich der

Fliesszeit von O' bis A ist.

Die Stelle, wo für einen gleichbelastenden Regenfall  $i'$  und  $t'_r > t_r$  (Dauer des Berechnungsregens) die Überlastung beginnt, ergibt sich aus der Beziehung

$$x = v t'_r - \frac{b}{2} \dots \dots \dots 4)$$

Ein beliebiger Regen  $i_x t_x$ , dessen Produkt  $t_x \cdot i_x > t_r \cdot i_r$ , dessen  $t_x$  aber noch kleiner als  $\frac{b}{v}$  ist, ruft also von einer Stelle X ab eine Überlastung hervor, die um so grösser wird, je grösser der Unterschied zwischen  $t_x \cdot i_x$  und dem Berechnungsregen  $t_r \cdot i_r$  ist. Dieser Punkt X liegt offenbar da, bis wohin vom obersten Punkte ein Wasserteilchen nach der Zeit  $t'_r$  des gleichbelastenden Regens von der Intensität  $i_x$  und der Dauer  $t'_r$  gelangt ist.<sup>2)</sup> Diese Dauer  $t'_r$  ergibt sich aus Formel 3:

<sup>1)</sup> Gleichung einer gleichseitigen Hyperbel. Trägt man in einem rechtwinkligen Koordinatensystem die Regen als Punkte auf, deren Abszissen die Regendauer, deren Ordinate die Intensitäten darstellen, so lässt sich für einen bestimmten Regenpunkt  $t_r i_r$  leicht die zugehörige Kurve der gleichlastenden Regen durch Konstruktion der Hyperbel  $t'_r \cdot i' = \text{const.} = t_r \cdot i_r$  finden.

<sup>2)</sup> Hierbei ist immer die Fliessgeschwindigkeit  $v$  als konstant vorausgesetzt, was nicht genau zutreffend ist.

$$t'_r = t_r \cdot \frac{i_r}{i_x}$$

Diesen Wert in Gleichung 4) eingesetzt, ergibt sich der Abstand

$$x = v t_r \frac{i_r}{i_x} - \frac{b}{2} \dots \dots \dots 5)$$

Es ist  $x > 0 O'$ , wenn  $t_x > t_r$ , und  
 $x < 0 O'$ , wenn  $t_x < t_r$ , ist.

Es wäre also ein grosser Fehler, wenn man den Sammler OA nur nach einem einzigen Regenfall, der jährlich n-mal übertroffen wird, dimensionieren wollte und dann glauben würde, dass die Überlastung dementsprechend auch nur n-mal zu erwarten sei. Denn es gibt nicht nur einen Regen, der im Jahre mit einer bestimmten Häufigkeit übertroffen wird, sondern eine ganze Reihe solcher einander „wirtschaftlich gleichwertiger Regen“, wie sie Heyd (3) nennt.<sup>1)</sup>

Der Kanal OA wird also nur dann tatsächlich im Durchschnitt nicht häufiger als angenommen überlastet werden, wenn diese Regenreihe, die aus den Regenbeobachtungen bestimmt werden muss, der Kanalberechnung zu Grunde gelegt wird. Aus dieser Reihe muss dann für jede Kanalstrecke immer jener Regen ausgewählt werden, der die ungünstigste Belastung derselben ergibt.

Diese Folgerungen haben natürlich nicht nur für rechteckige, sondern ganz allgemein für beliebig gestaltete Entwässerungsgebiete Giltigkeit.

Dadurch, dass die Berechnung des Kanalnetzes nach einer Reihe von Regen verschiedener Intensität und Dauer erfolgt, wird auch ohne weiteres dem Umfange der Ausbreitung der Sturzregen in gewisser Hinsicht Rechnung getragen. Denn je grösser die Intensität, um so geringer ist bekanntlich der Ausbreitungsbezirk des Sturzregens. Nun werden aber gerade für die weit unten liegenden, ein grosses Gebiet entwässernden Sammler aus der Regenreihe mehr und mehr die länger dauernden, schwächeren und daher sich weiter

<sup>1)</sup> Siehe Seite 64 und Anm. S. 60.



ausdehnenden Regenfälle zur Geltung kommen, während kanalaufwärts, mit der Abnahme der Gebietsgrösse die stärkeren, aber kürzer währenden, sich über einen kleineren Bezirk ausbreitenden Regen eine stärkere Belastung des Kanalnetzes hervorrufen und daher für die Berechnung der oberen Kanäle in Frage kommen.

---

## Erster Teil.

# Die Auswertung der Regenbeobachtungen.

### 1. Über Regenmesser und deren Aufstellung.

Die Stärke oder Intensität eines Regens wird entweder nach der Regenhöhe pro Zeiteinheit oder nach der Regenmenge pro Zeit- und Flächeneinheit angegeben. Diese Werte werden berechnet, aus der absoluten Regenhöhe und der Regendauer, welche aus den Regenmessungen gewonnen werden. Die absolute Regenhöhe eines Regensfalls ergibt sich durch Messung der Höhe der Wasserschichte, welche im Verlaufe des Regens sich bildet, wenn man die niederfallenden Regentropfen auf einer bestimmten Fläche bis zum Ende des Regens ansammelt.

Wird z. B. der Regen auf einer Fläche  $F$  aufgefangen und in ein Sammelgefäß von der Bodenfläche  $f$  gesammelt, so beträgt die absolute Regenhöhe, wenn sich im Gefäß eine Wasserschichte von  $n$  mm gebildet hat:

$$h = n \cdot \frac{f}{F} \text{ mm.}$$

Zur Bestimmung der absoluten Regenhöhe  $h$  kann man Regenmesser benutzen, bei welchen nach jedem Regen durch unmittelbare Messung der im Sammelgefäß enthaltenen Wassermenge die Wasserschichthöhe  $n$  bestimmt wird, während die Dauer  $t_r$  des Regens ebenfalls durch direkte Beobachtung von Anfang und Ende des Regens verzeichnet werden muss. Es ist offensichtlich unmöglich, bei diesem Verfahren zuverlässige und lückenlose Messungsergebnisse zu erhalten. Es kann uns insbesondere auch über den genaueren

Verlauf des Regens in seinen einzelnen Phasen wenig oder gar keinen Aufschluss geben, und gerade hierauf kommt es in unserem Falle an.

Man bedient sich daher heute für solche Zwecke der selbstschreibenden Regenmesser, die nur geringe Bedienung erfordern, so gut wie unabhängig sind von der Person des Wärters und es ermöglichen, den ganzen Verlauf des Regens hinsichtlich seiner einzelnen Intensitätsabschnitte und ihrer Dauer zu verfolgen.

Die in Deutschland gebräuchlichsten Regenschreiber sind die von Hellmann, deren Einrichtung kurz beschrieben werden soll.

Der Hellmann'sche Apparat besteht aus einem zylindrischen Auffanggefäss und einem ebensolchen kleineren Gefäss mit Schwimmer, an dessen Vertikalachse ein Hebelarm mit Schreibstift sitzt. Die Bewegung des Schwimmers wird durch den Schreibstift auf eine im Innern mit Uhrwerk versehene, sich in 24 Stunden einmal um ihre Vertikalachse drehende und mit einem Registrierstreifen versehene Trommel übertragen. Fließt aus dem Auffanggefäss Wasser nach unten in das Schwimmergefäss, so steigt der Schwimmer und damit auch der Schreibstift nach oben und zeichnet auf dem Registrierpapier eine aufsteigende Kurve. Hat der Schreibstift auf dem Papier eine bestimmte Höhe erreicht (die 10 mm-Linie), so entleert sich die aufgefangene Wassermenge rasch durch einen Heber in ein tiefer stehendes Sammelgefäss. Sowie sich das Schwimmergefäss entleert, geht der Schreibstift senkrecht nach unten bis zur Null-Linie, von wo er dann sofort wieder weiterschreibt.

Auf dem Registrierstreifen stellen also die Abszissen die Zeit, die Ordinaten die Regenhöhe dar. Der Durchmesser der Trommel ist so gewählt, dass ein Stundenintervall 15,9 mm oder eine Minute gleich 0,265 mm ist. Die Teilung geht von 10 zu 10 Minuten. Der Masstab der Regenhöhe hängt von dem Grössenverhältnis der Regenauffangfläche zur Grundfläche des Schwimmergefässes ab.

Beim Hellmann'schen Apparat ist der Querschnitt des letzteren 8,2 mal kleiner als die Auffangfläche, so-

dass 1 mm Regenhöhe auf dem Registrierstreifen 8,2 mal grösser, also 8,2 mm ist.

Der Masstab ist sonach für die Zeitintervalle verhältnismässig klein, für die Regenhöhe ziemlich gross gewählt. Infolgedessen ist die Ablesegenauigkeit für die Zeit eine beschränkte. Es sind Ablesefehler von 2 Minuten möglich.

Diese Ungenauigkeit der Ablesung macht sich aber gerade bei der Auswertung der für uns besonders wichtigen Starkregen empfindlich bemerkbar, weil die Grösse des Fehlers mit der Intensität wächst.

Die Stärke oder Intensität  $i$  eines Regens ergibt sich aus der absoluten Regenhöhe  $h$  in mm und der Regendauer  $t_r$  in Minuten, die beide aus dem Registrierstreifen abgelesen werden können, zu

$$i = \frac{h \cdot 60}{t_r} = \text{mm pro Stunde oder zu}$$

$$i = \frac{h}{t_r} = \text{mm pro Minute.}$$

Da die Leistung der Kanäle nach der Wassermenge, in Sekundenlitern, bemessen zu werden pflegt, so ist es zweckmässig, die Intensität des Regens gleichfalls in Sekundenlitern, und zwar pro Hektar, auszudrücken:

$$i = \frac{h}{100} \cdot \frac{10000 \cdot 100}{60 \cdot t_r} = 166,67 \frac{h}{t_r} \text{ sl/ha} \dots \text{Gleichg. 6}$$

Differenziert man diese Gleichung nach  $t_r$ , so ist

$$\frac{di}{dt_r} = 166,67 \cdot \frac{h}{t_r^2} = \frac{i}{t_r}, \text{ also}$$

$$- di = \frac{i}{t_r} \cdot dt_r \dots \dots \dots \text{Gleichg. 6a.}$$

Der Fehler  $di$  in der Intensitätsbestimmung wächst demnach mit zunehmenden  $i$  und abnehmendem  $t_r$ .

Aus den entgegengesetzten Vorzeichen der linken und rechten Seite von Gleichg. 6a geht auch hervor, dass sich eine zu niedrige Intensität ergibt, wenn  $t_r$  zu gross abgelesen wurde und umgekehrt.

Also gerade bei den Starkregen, wo  $i$  sehr gross

und  $t_r$  verhältnismässig klein ist, wird der Fehler bei Ungenauigkeiten in der Ablesung der Zeit am grössten.

Schon bei einem Ablesefehler von  $dt = 1'$  ist der Intensitätsfehler sehr gross. Denn bei einer Regendauer von

$$t = 5' \text{ beträgt } di = \frac{1}{5} \cdot i \text{ oder } 20\% \text{ von } i$$

$$t = 8' \quad ,, \quad di = \frac{1}{8} \cdot i \text{ oder } 12\frac{1}{2}\% \text{ von } i$$

$$t = 10' \quad ,, \quad di = \frac{1}{10} \cdot i \text{ oder } 10\% \text{ von } i.$$

Für  $dt = 2'$  verdoppeln sich diese Werte auf 40% bzw. 25 bzw. 20%.

Es ist daher sehr zu empfehlen, für die, Kanalisationszwecken dienenden, Regenschreiber durch Vergrösserung des Durchmessers der Registriertrommel den Masstab der Zeitintervalle zu vergrössern, und zwar etwa um das Doppelte wie beim Hellmann'schen Regenschreiber, der sich im übrigen sehr gut für die Zwecke des Kanalisationsingenieurs eignet. Andererseits ist der Masstab der Regenhöhe beim Hellmann'schen Regenschreiber überreichlich gross (1 mm Regenhöhe = 8,2 mm auf dem Registrierstreifen). Er kann ohne Schaden auf die Hälfte reduziert werden, in welchem Falle der Querschnitt des Schwimmergefässes verdoppelt werden muss.

Letzteres hat auch den Vorteil, dass bei Sturzregen die Entleerungen des Schwimmergefässes nur halb so häufig stattfinden und daher die Regenkurve nicht so häufig abgesetzt ist. Infolgedessen wird die Kurve übersichtlicher und besonders wird, wenn es sich um die Auswertung einer grösseren Anzahl von Jahrgängen handelt, auch die Arbeit der Intensitätsbestimmung wesentlich erleichtert.

Die Abänderung vorhandener Regenschreiber empfiehlt sich aber nur dann, wenn mit der Trommel auch das Uhrwerk ausgewechselt wird, weil das alte Uhrwerk für die grössere Trommel unter Umständen nicht kräftig genug ist und dann nicht zuverlässig funktioniert.

Was die Aufstellung der Regenschreiber betrifft,

so ist die Auswahl eines geeigneten Ortes von grosser Wichtigkeit für die Zuverlässigkeit der Beobachtungen, besonders dann, wenn mehrere Apparate aufgestellt und deren Registrierungen unter einander verglichen werden sollen.

Vor allem müssen sämtliche Instrumente tunlichst unter den gleichen örtlichen Bedingungen bezüglich des Höhenabstandes vom Erdboden und ihrer Lage (Abstand und Himmelsrichtung) zu in der Nähe befindlichen Mauern und sonstigen Objekten aufgestellt werden. Zu nahe an hohen Gebäuden, Bäumen etc. befindliche Regenmesser zeigen die Regenhöhe zu niedrig an, ebenso wie zu exponiert (auf Dächern, Bergen, Gerüsten) angebrachte Instrumente.

Auffallend sind in dieser Hinsicht z. B. die Unterschiede, welche sich bei zwei nicht viel mehr wie 80 m von einander aufgestellten Instrumenten des Tiefbau-Amtes Frankfurt a./M. zeigten und aus der nachstehenden Tabelle zu ersehen sind.

Der Regenmesser I war auf dem nach allen Seiten freistehenden Dachgiebel des Rathauses angebracht, während II auf dem wesentlich niedrigeren Dache eines Nachbargebäudes stand, das nicht unmittelbar, aber doch in weiterem Umkreise von höheren Gebäuden umgeben war.

Man ersieht aus der Tabelle, dass die Unterschiede in den Regenhöhen der beiden Stationen teilweise recht beträchtliche sind. Der exponiert stehende Regenmesser I zeigt durchweg geringere Regenhöhen an als II. Da es ausgeschlossen erscheint, dass ein richtig funktionierender, frei stehender Regenmesser zu viel anzeigt, so kann nur Station I zu wenig angezeigt haben. Am stärksten macht sich der Unterschied bei den schwächeren Regenfällen bemerkbar, und zwar besonders an den als windig bezeichneten Regentagen. Station I ist den Winden stärker ausgesetzt, und es ist erklärlich, dass durch zu starke Luftbewegungen die Messungsergebnisse zu niedrig ausfallen müssen, weil ein Teil der Regentropfen vom Wind über das Auffanggefäss hinweggefegt wird und daher verloren geht. Die feineren und deshalb leichteren Wassertropfen der schwächeren

1909

Datum	Station I, 30 m üb. d. Erde, exponiert mm	Station II, 10 m üb. d. Erde, bess. geschützt mm	Regendauer Min.	Intensität bei		I zeigte weniger an wie II um:	Bemerkungen
				I sl/ha	II sl/ha		
26./6. 09	1,5	1,9	50'	5	6,4	22%	
29./6. „	12,6	14,5	470'	4,6	5,4	15%	
14./7. „	2,9	3,4	120'	4,0	4,7	15%	
25./7. „	4,0	5,0	80'	8,3	10,4	20%	Gewitter
2./8. „	11,1	15,7	26'	80,4	113,8	29%	
9./8. „	7,6	10,8	180'	7,0	10,0	30%	Gewitter
10./8. „	4,2	5,2	30'	23,3	28,9	19 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> %	„
30./8. „	15,7	17,2	35'	74,8	81,9	7,7%	„
5./9. „	8,3	12,2	360'	3,8	5,6	32%	
18./9. „	12,1	15,3	780'	2,6	3,3	21%	
24./9. „	7,8	9,5	150'	11,8	12,4	4,8%	„
27./9. „	2,0	2,4	30'	11,1	13,3	17%	
5./10. „	8,3	11,0	70'	19,8	26,2	24%	
5./10. „	8,3	9,8	60'	23,1	27,2	15%	
21./10. „	2,2	2,8	50'	7,3	9,2	21%	
13./11. „	2,3	4,1	45'	8,5	15,2	44%	
14./11. „	2,3	3,2	185'	2,1	2,9	28%	
15./11. „	2,8	4,0	390'	1,2	1,7	29%	
16./11. „	4,7	8,5	850'	0,9	1,7	47%	
17./11. „	0,7	1,7	150'	0,8	1,9	42%	
1./12. „	4,7	8,5	230'	3,4	6,2	45%	
2./12. „	6,0	10,3	370'	2,7	4,6	41%	Sehr windig
3./12. „	3,8	7,8	320'	2,0	4,1	51%	
4./12. „	0,9	2,0	90'	1,7	3,7	54%	
5./12. „	5,3	8,0	5'	2,9	4,4	34%	
25./2. 10	2,4	3,0	50'	6,7	10,0	30%	windig
25./2. „	1,5	2,0	45'	4,2	7,6	44%	
25./2. „	1,6	1,9	50'	4,5	6,4	30%	

Regen werden natürlich viel leichter abgelenkt als die grösseren und schwereren Tropfen der Starkregen, weshalb bei diesen im allgemeinen der Fehler in der Auf-

zeichnung nicht so gross sein wird als bei den Schwachregen.

Weiter wurde beobachtet, dass Station I ganz kleine und kurz dauernde Regen überhaupt nicht registrierte, was auf die durch die örtlichen Verhältnisse bedingte sehr lange Verbindungsleitung zwischen Auffang- und Schwimmergefäss zurückzuführen sein dürfte. In der langen Leitung verdunstet das Wasser, bevor es in das Schwimmergefäss gelangt. Dieser Umstand wird zwar die in der Tabelle angeführten Ergebnisse der Regenmessung I ebenfalls beeinflusst haben, aber doch nur in ganz geringem Masse, sodass als Hauptursache der zu niedrigen Messung die den Winden exponierte Lage der Station I zu betrachten ist.

Aus dem Gesagten geht hervor, dass

1. die Aufstellung von Regenmessern auf Dächern tunlichst zu vermeiden ist,
2. die Regenmesser geschützt aufzustellen sind. Dabei ist aber zu vermeiden, dass der Schutz zu weit geht, weil sonst ebenfalls unrichtige Resultate sich ergeben können. Hohe Mauern, Dächer etc. dürfen nicht zu nahe sein, damit nicht der auf Tafel III skizzierte Fall eintritt, dass der Regenmesser zuviel (Fig. 1) oder zu wenig (Fig. 2) schreibt.

Als Aufstellungsort dürfte sich am besten die Mitte eines auf allen Seiten von Gebäuden abgeschlossenen Hofes oder Gartens eignen, wo der Apparat noch etwa in einem Abstand gleich der Höhe der schützenden Mauern — von Oberkante Instrument gerechnet — aufgestellt werden kann.

## 2. Die graphische Intensitätstabelle.

Die Intensität  $i$  eines registrierten Regens ergibt sich durch Einsetzen der Werte  $h$  und  $t_r$  in Glchg. 6. Die Intensitätsbestimmung erfordert also zunächst die Ablesung von  $h$  und  $t_r$  aus der Regenkurve und dann jedesmal die Berechnung von  $i$  mit Hilfe dieser Gleichung.

Diese Arbeit ist, wenn es sich um die Auswertung von auf eine längere Reihe von Jahren sich ausdehnen-



den Regenbeobachtungen handelt, immer noch umständlich und kann wesentlich vereinfacht und beschleunigt werden mit Hilfe einer graphischen Intensitätstabelle, aus welcher  $i$  und  $t_r$  rasch und hinreichend genau abgelesen werden können. Diese Tabelle wird auf durchsichtiges Papier aufgetragen und besteht aus einem System von neben einander angeordneten Linien, deren jede einen anderen Neigungswinkel besitzt und dementsprechend eine andere Intensität darstellt.

Denken wir uns in Gleichung 6

$$i = \frac{h}{t_r} \cdot 166,67$$

$h$  konstant und  $t_r$  als variabel, so ändert sich  $i$  im umgekehrten Verhältnis wie  $t_r$ . Ist also nur ein  $i$ -Wert mit Hilfe von Gleichg. 6 berechnet, so kann daraus für jeden beliebigen Wert von  $t_x = n \cdot t_r$  das zugehörige  $i_x$  sehr rasch ermittelt werden. Denn es ist

$$i_x = 166,67 \cdot \frac{h}{t_x} = 166,67 \cdot \frac{h}{n \cdot t_r} = \frac{i}{n};$$

hierbei stellt  $n$  eine beliebige, positive, rationale Zahl dar.

Angenommen es sei  $h = 6$  mm,  $t_r = 10'$ , so ist

$$i = 166,67 \cdot \frac{6}{10} = 100 \text{ sl.}$$

Für

$$t_x = 15' = 1,5 \cdot t_r \text{ ergibt sich sofort: } i_x = \frac{100}{1,5} = 67 \text{ sl.}$$

$$t_x = 20' = 2 \cdot t_r \quad \text{,,} \quad \text{,,} \quad \text{,,} \quad i_x = \frac{100}{2} = 50 \quad \text{,,}$$

$$t_x = 40' = 4 \cdot t_r \quad \text{,,} \quad \text{,,} \quad \text{,,} \quad i_x = \frac{100}{4} = 25 \quad \text{,,}$$

Diese einfache Beziehung zwischen  $i$  und  $i_x$  kann zur Anfertigung der oben erwähnten Intensitätstabelle vorteilhaft benutzt werden

Wir tragen uns zu diesem Zwecke im Masstabverhältnis des Registrierstreifens auf einer vertikalen Linie  $O - a$  (siehe Tafel V) eine bestimmte Regenhöhe  $h$  auf und teilen die Horizontale  $a - a'$  in eine Anzahl gleicher, einer bestimmten Zeiteinheit (5, 10, 20 Mi-

nuten) entsprechender Teile, ebenfalls im Masstab des Registrierstreifens. Durch Verbindung von O mit den einzelnen Punkten auf a—a' ergibt sich ein Büschel von Strahlen, deren Intensitäten nach Vorstehendem leicht bestimmt werden.

Der Wert von h ist möglichst gross zu wählen, damit die Intervalle zwischen den einzelnen i-Werten nicht zu gross werden und auch die Strahlen recht genau gezeichnet werden können. Für h = 48 mm Regenhöhe erhält man z. B. folgende i-Werte der Strahlen, wenn die Zeit-Intervalle zu 10' angenommen werden:

$$i = 166,67 \cdot \frac{48}{10} = 800 \text{ sl. für } t_r = 10'$$

Die weiteren  $i_x$  für  $t_x = n \cdot t_r$  werden nun leicht aus dem ersten i ermittelt:

$$\text{Für } t_x = 2 \ t_r = 20' \text{ ist } i_x = \frac{i}{2} = 400 \text{ sl.}$$

$$\text{„ } t_x = 3 \ t_r = 30' \text{ „ } i_x = \frac{i}{3} = 267 \text{ „}$$

$$\text{„ } t_x = 4 \ t_r = 40' \text{ „ } i_x = \frac{i}{4} = 200 \text{ „}$$

$$\text{„ } t_x = n \cdot t_r \text{ „ } i_x = \frac{i}{n} = \frac{800}{n} \text{ „}$$

Die so gefundenen i-Werte schreibt man sofort neben den betreffenden Strahl, und damit bekommt man ein System von Linien, das ein bequemes Hilfsmittel ist zur direkten Bestimmung von i für jede auszuwertende Regenkurve. Man legt das auf durchsichtigem Pauspapier aufgetragene Strahlenbündel auf den Registrierstreifen und verschiebt es in horizontaler Richtung so lange, bis der Strahl gefunden ist, der sich seiner Neigung nach deckt mit der Regenkurve.

Um einen für den Gebrauch recht handlichen Strahlenmasstab zu bekommen, empfiehlt es sich, nicht die Strahlen von O nach a—a' sondern deren Verlängerung von a—a' nach b—b' zu ziehen. (Taf. V.) Der Abstand a—b dieser beiden Horizontalen ist gleich der Höhe des Registrierstreifens (bei Hellmann 10 mm Regenhöhe) zu wählen. Dadurch kommen die Strahlen

nicht zu eng nebeneinander. Nach Tafel V ist bis  $t_x = 550$  Minuten  $h$  zu 48 mm gewählt worden. Von da ab werden die Intensitätsunterschiede für den praktischen Gebrauch unnötig klein, weshalb mit  $h = 6$  mm weiter gerechnet wurde. Für  $t_r = 10'$  und  $h = 6$  mm wird

$$i = 166,67 \cdot \frac{6}{10} = 100 \text{ sl.}$$

Das erste  $t_x$  ist gleich  $70' = 7 \cdot t_r$ , demnach

$$i_x = \frac{i}{7} = \frac{100}{7} = 14,3 \text{ sl.}$$

Bei  $t_x = 200'$  sind bereits die Intensitätsunterschiede wieder sehr gering, weshalb von da ab die  $t_x$  von  $20'$  zu  $20'$ , weiterhin sogar von  $40'$  zu  $40'$  aufgetragen wurden.

Um auch die Regendauer der auszuwertenden Regenkurve bequem ablesen zu können, wurde in der Intensitätstabelle auch noch der geometrische Ort der Punkte gleicher Regendauer für die verschiedenen Intensitätsstrahlen durch Kurven dargestellt. Es besteht nämlich zwischen der Dauer  $t_x$  und der Zeit  $x$  für einen beliebigen Punkt  $P$  eines jeden Strahls  $i_x$  zufolge Fig. 2 Taf. V die Beziehung:

$$y : x = h : t_x, \text{ und daher}$$

$$y = \frac{x \cdot h}{t_x} \quad . . . . . \text{Gleichg. 7)}$$

Da aber nach Gleichung 6

$$i_x = \frac{h}{t_x} \cdot 166,67$$

und hieraus, da der  $i$ -Wert eines jeden Strahls bekannt ist, sich  $h = \frac{i_x \cdot t_x}{166,67}$  in Gleichung 7 einsetzen lässt, so ergibt sich:

$$y = (0,006 \cdot i_x) \cdot x \quad . . . . . \text{Gleichg. 7 a).}$$

Rechnet man für ein bestimmtes  $x$  einer Reihe von Strahlen (soweit sie das gleiche  $h=0$  a haben) den Wert von  $y$ , und verbindet man die Punkte  $P$  dieser Strahlen miteinander, so entsteht eine Kurve, die den geometrischen Ort der gleichen Regendauer der verschiedenen Strahlen darstellt.

Ist die Kurve für  $x=1'$  gesucht, so lautet Gleichung 7 a:

$$y=0,006 i_x$$

Für  $x=2$  Minuten:

$$y = 0,006 i_x \cdot 2 = 0,012 \cdot i_x$$

Für  $x = n$  Minuten:

$$y=0,006 i_x \cdot n.$$

Für jede dieser Gleichungen ergibt sich also ein System von Punkten P, die, zu einer Kurve<sup>1)</sup> verbunden, nach unten von den  $i$ -Strahlen Stücke abschneiden, die einen Regen von der Stärke  $i_x$  und der gleichen Dauer darstellen.

<sup>1)</sup> Gleichung dieser Kurve:

$$\frac{y}{x} = \frac{h}{t_x} \cdot 166,67.$$

Wenn wir die Gleichung der Kurve für ein bestimmtes  $x$ , d. h. für eine bestimmte Zeit suchen, so müssen wir  $x = c$  setzen und für  $c$  den entsprechenden Wert in Minuten einsetzen.

Wählen wir als X-Achse die Linie  $aa$  (Taf. V, Fig. 1) und als Y-Achse die Senkrechte  $Oa$ , so ist

$$\begin{aligned} y' &= y \\ x' &= t_x + x = t_x + c \text{ oder} \\ t_x &= x' - c. \end{aligned}$$

Wir müssen also in obige Gleichung einsetzen:

$$\begin{aligned} x &= c \\ y &= y' \end{aligned}$$

und  $t_x = x' - c$ . Dann ergibt sich

$$\frac{y'}{c} = \frac{h \cdot 166,67}{x' - c}; \quad y' = \frac{(c \cdot h \cdot 166,67)}{x' - c} \quad \text{Gleichung einer Hyperbel.}$$

$$\frac{dy'}{dx'} = \frac{C}{(x' - c)^2} \quad (\text{Es ist } c \cdot h \cdot 166,67 = C \text{ gesetzt}).$$

$$\frac{C}{(x' - c)^2} = 0, \quad (x' - c) = \infty \\ x' = \infty$$

$$\frac{C}{(x' - c)^2} = \infty, \quad x' - c = 0 \\ x' = c$$

Es handelt sich also um eine Hyperbel, deren Asymptoten mit der  $x'$ -Achse und mit einer Geraden im Abstand  $c$  von der  $y'$ -Achse zusammenfallen;  $c$  ist aber gleich dem Wert  $t$ , für welchen die Kurve gesucht ist.

Ist also z. B. die Kurve für  $t = c = 10'$  gesucht, so liegt die Asymptote im Abstände  $x' = 10'$  von der der Y-Achse.

Für  $x=0$  geht die Gleichung 7a über in  

$$y = 0,006 \cdot i_x \cdot 0 = 0.$$

Das heisst, die Kurve ist in diesem Falle eine Gerade, welche mit der Linie  $a-a'$  zusammenfällt.

Es genügt, wenn eine Kurve rechnerisch bestimmt wird. Die übrigen Kurven erhält man leicht auf zeichnerischem Wege. Denn es verhalten sich auf jedem i-Strahl die y-Werte wie die x-Werte. Hat man z. B. die Fünfminutenkurve gerechnet, so erhält man für  $x=10'$ ,  $x=15'$ ,  $x=20'$  usw. einfach den 2, 3, 4 fachen Wert von y. Man kann also, wenn eine Kurve aufgetragen ist, die übrigen mit Zirkel oder Masstab ohne Rechnung sofort auftragen.

Auf Tafel V ist eine Intensitätstabelle mit ihren Zeitkurven dargestellt. Ihre Herstellung bietet nach Vorbeschriebenem keine Schwierigkeit. Im Interesse der Handlichkeit der Tabelle empfiehlt es sich, sie in 2 Teile I und II zu verlegen, also die niederen Intensitäten getrennt von den höheren auf ein besonderes Blatt aufzutragen.

Will man sich eine Tabelle herstellen, deren Strahlen bestimmte Intensitäten haben und nach bestimmten Intervallen abnehmen sollen, so setzt man in Gleichung 6 statt der x-Werte die gewünschten i-Werte ein und bestimmt hieraus  $t_x$ . Dann trägt man sich auf  $a-a'$  die Längen  $t_x$  ab. Durch Verbindung dieser Punkte mit O erhält man wieder die Intensitätsstrahlen zwischen  $a-a'$  und  $b-b'$ .

Sollen z. B. die Intensitätsstrahlen von 400 bis 200 sl mit Intervallen von 50 sl, von 200 bis 100 sl mit 25 sl sich abstufen, so berechnet man aus der Gleichung  $t_x = \frac{166,67 \cdot h}{i_x}$  das  $t_x$  zunächst für  $i=100$  sl.

Für  $i=400$  sl erhält man offenbar  $\frac{1}{4}$  von diesem  $t_x$ , für  $i=200$  die Hälfte usw. Man braucht auf  $a-a'$  also das für  $i_x = 100$  gefundene  $t_x$  nur in die entsprechende Anzahl Teile zu verlegen, sodann diese Punkte mit O zu verbinden und über  $a-a'$  hinaus bis  $b-b'$  die entsprechenden Strahlen zu ziehen.

### 3. Die Beurteilung der registrierten Regenkurve und ihre Auswertung.

Der Kanalisationsingenieur hat bei der Auswertung der Regenbeobachtungen von anderen Gesichtspunkten auszugehen als der Meteorologe. Ersteren interessieren vor allem die stärkeren, das Kanalnetz besonders belastenden Regenfälle, während Regen mit geringer Intensität für ihn gewöhnlich ohne Bedeutung sind.

Regen unter einer gewissen Intensität können also von vornherein ausgeschieden werden, wodurch die Arbeit der Auswertung wesentlich eingeschränkt wird, weil die Häufigkeit der schwächeren Regen bedeutend grösser ist als die der Sturzregen.

Welche untere Grenze der Intensität bei der Auswertung zu wählen ist, hängt einerseits von den örtlichen meteorologischen Verhältnissen, andererseits von der Ausdehnung des Entwässerungsgebietes ab. Ist die Häufigkeit und Stärke der Sturzregen eine grosse, so wird die Grenze nach oben rücken; ebenso, wenn das Entwässerungsgebiet verhältnismässig klein ist, die Verzögerung also keine so grosse Rolle spielt und daher die kurz dauernden aber stärkeren Regen in Frage kommen. Umgekehrt kann bei sehr langgestreckten Sammlern, oder bei Orten, wo grössere Sturzregen nicht so häufig vorkommen, die Intensität der massgebenden Kanalberechnungsregen einen verhältnismässig niederen Wert erreichen, in welchem Falle die Auswertung sich auch auf Regen niederer Intensität zu erstrecken hätte.

Im allgemeinen werden Regen unter 30—40 l/ha selbst bei ausgedehnten Sammelgebieten nicht mehr für die Kanalberechnung in Betracht kommen, sodass man sich auf die Auswertung der über diese Intensität hinausgehenden Regenfälle beschränken können wird.

Die Bestimmung von  $i$  aus der registrierten Kurve bietet nun insofern gewisse Schwierigkeiten, als infolge der während des Regenfalles wechselnden Regenstärke auf dem Registrierstreifen ein unregelmässiger Linienzug entsteht, der sich zahlenmässig nicht ausdrücken lässt, sondern zu diesem Zwecke erst durch eine sich mög-

lichst eng an die Kurve anschmiegende Gerade ersetzt gedacht werden muss.

Solange die Intensitätsunterschiede nicht zu gross sind, kann die Regenkurve annähernd als eine Gerade betrachtet werden, deren beide Enden mit dem Anfangs- und Endpunkte der Kurve zusammenfallen. (Fig. 3 a und 3 b, Taf. III.) Die geringen Unregelmässigkeiten dieser Kurve in der Niederschlagsstärke sind nicht von Bedeutung und werden auch beim Abfluss auf dem Wege von der Niederschlagstelle bis zum Einlauf in den Kanal gegenseitig ausgeglichen werden. Es genügt also in diesem Falle, die Intensität  $i$  der Geraden a—b nach Formel 6

$$i = \frac{h}{t_r} \cdot 166,67 \text{ (in sl)}$$

zu bestimmen. Den tatsächlichen Regenfall, dargestellt durch die Kurve a—b, ersetzt man also durch einen ideellen Regen von der Regendauer  $t_r$  und von konstantem  $i$ , repräsentiert durch die Gerade a—b.

Treten in der Kurve aber grosse Intensitätsunterschiede auf, so darf nicht ohne weiteres mit diesem Mittelwert gerechnet werden, wenn sich nicht ein von der Wirklichkeit zu sehr abweichender Regen ergeben soll, der in seiner Wirkung auf die Belastung des Kanalnetzes grundverschieden ist von dem tatsächlichen Regen. In diesem Falle ist die Kurve genauer daraufhin zu untersuchen, welchen Einfluss der Regen in seinen einzelnen Phasen auf die Belastung des Kanals ausüben wird. Daraus wird sich ergeben, welche Regenkurve von konstantem  $i$  als für den Abfluss annähernd gleichwertig mit der registrierten Regenkurve gesetzt werden kann.

Besonders häufig tritt der Fall der Figur 4 (Tafel III) ein, wonach der eigentliche Sturzregen einen mehr oder weniger lange dauernden Schwachregen als Vor- oder Nachläufer oder als beides zugleich hat.

Die Regenabschnitte a—b und c—d mit ihren sehr geringen Intensitäten sind offenbar ziemlich bedeutungslos für den Abfluss im Kanal, umsomehr, als nur ein Bruchteil davon entsprechend dem Versickerungskoeffizienten

$\psi$  abfließt. Es wird sogar häufig der Fall eintreten, dass der Regen  $a-b$  auf ganz trockenen, warmen Boden fällt und gänzlich versickert und verdunstet. Unter allen Umständen wäre es fehlerhaft, wenn man eine der gestrichelten Linien mit dem Regen  $a-b-c-d$  identifizieren wollte. Eine solche Annahme würde nicht im Entferntesten dem wirklichen Verlaufe des Regens entsprechen. Viel richtiger wäre es nach dem Gesagten, die beiden Äste  $a-b$  und  $c-d$  ganz unbeachtet zu lassen und nur den Sturzregen  $b-c$  zu verzeichnen. Der Fehler, der dadurch begangen würde, wäre offenbar viel geringer, als wenn man den Regen nach  $a-d$  auswerten würde.

Um zu entscheiden, ob anstelle von  $b-c$  nicht ein der tatsächlichen Kanalbelastung noch näher kommender  $i$ -Wert bestimmt werden kann, seien die im Kanal sich abspielenden Abflussvorgänge näher betrachtet.

Es sei zunächst der Fall untersucht, dass die Regenkurve die Form  $a-b-c$  (also ohne  $c-d$ ) habe.

Bei genügend langer Dauer hat der Vorläufer  $a-b$ , falls er nicht eine allzu geringe Intensität besitzt, das Kanalnetz schwach gefüllt. Nun folgt die Flutwelle (unter Flutwelle ist immer der Abfluss  $Q_{\max}$  des betreffenden Regenabschnittes zu verstehen) des Sturzregens  $b-c$ , die — da sie die Kanäle stärker belastet — im Kanal sich rascher fortbewegt als die das Kanalnetz nur wenig beanspruchende langgestreckte Welle des vorangegangenen Niederschlags  $a-b$ .

Die Welle  $a-b$  kann daher an manchen Stellen von  $b-c$  eingeholt werden; in den meisten Fällen wird aber wenigstens der Fall eintreten, dass, wenn auch nicht gerade die Flutwelle von  $a-b$ , so doch ein Teil der Wassermengen von  $a-b$  mit der Flutwelle von  $b-c$  zusammentrifft. Das kann sowohl in den oberen wie in den unteren Strecken der Sammelkanäle der Fall sein.

Es lässt sich nun garnicht im vorherein beurteilen, welchen Anteil der Regen  $a-b$  an der Belastung der Kanäle gemeinsam mit  $b-c$  nimmt, und wo diese Belastung am grössten ist. Das hängt von der Anordnung des Kanalnetzes, vom Verzögerungseinfluss, von der



Dauer der beiden Regenabschnitte u. a. m. ab. Es ist daher auch garnicht möglich, einen ideellen Regen  $i_x$   $t_x$  zu bestimmen, der in seiner Wirkung auf die Kanalbelastung genau gleich ist dem Regen a—b—c. Nur soviel lässt sich sagen, dass

1. a—b—c nicht gleichwertig ist mit einem Regen a—c (gestrichelt in Fig. 4, Taf. III), und
2. auch b—c allein in seiner Wirkung dem tatsächlichen Regen nicht genau gleichkommt;
3. dass der Regenabschnitt b—c allein das Kanalnetz nicht so stark belastet wie der tatsächliche Regen a—b—c, der noch den Vorläufer a—b hat.

Dem durch a—b—c hervorgerufenen Abflussvorgange kommt offenbar ein Regen von der Dauer  $t_r$  des Abschnittes b—c und von der Intensität  $i_2$  am nächsten, wozu noch ein Zuschlag  $i_z$  zu  $i_2$  zu geben ist, um den Einfluss von a—b einigermaßen zu berücksichtigen. Über die Grösse von  $i_z$  lässt sich gar nichts Positives angeben. Wir wissen nur soviel, dass  $i_z$  abhängig ist nicht allein von der Dauer und Intensität von a—b, sondern auch von dem Verzögerungseinfluss, der für jeden Kanalpunkt verschieden sein kann.

Jedenfalls genügt es, nicht den vollen Wert  $i_1$  von a—b, sondern einen Bruchteil davon zu  $i_2$  zu addieren. Es wird deshalb vorgeschlagen als  $i_z$  die Hälfte der Regenstärke von a—b, also  $\frac{i_1}{2}$  zu wählen. Der Regen von Fig. 4 Taf. III würde also einem Regen von

$$t_r = t_2 \text{ und } i_r = i_2 + \frac{i_1}{2} \text{ gleichzusetzen sein.}$$

Ist der Sturzregen nach dem Linienzug b—c—d verlaufen, so gestalten sich die Abflussvorgänge etwas anders.

Nach dem Aufhören von b—c wird dessen Flutwelle rasch nach unten eilen, und die Abflüsse des Nachläufers b—c werden meist nur noch teilweise gefüllte Kanäle antreffen und daher von diesen ohne Schwierigkeit aufgenommen werden können. Nur in den

weit abwärts gelegenen Sammlerstrecken kann es vorkommen, dass die aus den dortselbst einmündenden Seitenkanälen zuströmenden, von c—d herrührenden Abflüsse teilweise noch mit Flutwelle b—c zusammentreffen. Es ist also anzunehmen, dass b—c—d eine ähnliche Wirkung auf die unteren Kanalstrecken ausüben wird wie ein Regenfall von der Dauer  $t_r$  des Starkregens b—c und der Intensität  $i_2+i_z$ . Auch hier dürfte die Grösse  $i_z$  zweckmässig gleich der Hälfte des kleinen Regens c—d, also gleich  $\frac{i_3}{2}$  gesetzt werden, so dass sich für Regen b—c—d als Resultat der Auswertung ergibt:

$$t_r = t_2, \quad i_r = i_2 + \frac{i_3}{2}.$$

Hat der Sturzregen einen Vor- und einen Nachläufer (Regen a—b—c—d, Fig. 4 Taf. III), so ist allerdings der Fall nicht unmöglich, aber doch wohl nur äusserst selten, dass in den unteren Strecken an einzelnen Stellen alle 3 Wellen zusammentreffen. Tritt aber wirklich einmal dieser ungünstigste Fall ein, so wird es sich nur um die letzten Reste von a—b und umgekehrt um die ersten Anfänge von c—d handeln, welche mit der Flutwelle b—c zusammenfliessen. Es genügt deshalb, als Intensität die Summe von  $i_2 + \frac{i_1}{2}$  oder  $i_2 + \frac{i_3}{2}$  in Ansatz zu bringen und als  $t_r$  wieder  $t_2$  zu wählen. Ob  $i_1$  oder  $i_3$  zu wählen ist, wird in erster Linie von  $t_1$  bzw.  $t_3$  abhängen. Man wird die grössere der beiden Intensitäten annehmen, wenn deren Dauer im Verhältnis zur Dauer von b—c nicht verhältnismässig klein ist. Denn ein  $i_1=10$  sl von der Dauer  $t_1=2$  Minuten wird ersichtlich meist nicht so stark belastend auf das Kanalnetz wirken wie etwa  $i_3$  von nur 6 sl aber 10 Minuten Dauer.

Die in Fig. 4 Taf. III dargestellte Regenkurve würde, da

$i_1=10$ sl,	$t_1=5$ Minuten,	
$i_2=167$ sl,	$t_2=5$ „	
$i_3=5$ sl,	$t_3=10$ „	ist, als annähernd

gleichwertig mit einem Regen von  $t_r = t_2 = 5'$  und

$$i_r = i_2 + i_z = 167 + \frac{10}{2} = 172 \text{ sl zu betrachten sein.}$$

Die Dauer von  $i_1$  mit 5 Minuten ist hinreichend gross im Verhältnis zu  $t_2$ , und die Wahl von  $i_2 = \frac{i_1}{2}$  zu rechtfertigen, wenn auch  $i_3$  noch um 5 Minuten länger gedauert hat.

Ist ein Regen a—b—c (also ohne c—d) gefallen, so ergibt sich ebenfalls  $i_r = 172$  sl und  $t_r = 5'$ .

In Figur 5 A—J (Taf. III) ist eine Reihe von Regenkurven dargestellt, deren Vorkommen nicht selten ist, und die für die Auswertung ebenfalls Schwierigkeiten bieten. Es handelt sich hier um den Fall, dass zuerst ein Sturzregen niedergeht, der dann eine Zeitlang ganz aufhört oder von einem schwachen Regen unterbrochen wird, um dann von neuem wieder loszubrechen. Die Beantwortung der Frage, ob a—b—c—d als ein zusammenhängender Regenfall von bestimmter Intensität und Dauer oder als 2 selbständige Sturzregen zu betrachten ist, hängt in erster Linie von der Beziehung zwischen der Dauer  $t_2$  des Abschnittes b—c und der Fließzeit  $T$  des Wassers vom obersten bis zum untersten Kanalende des Entwässerungsgebietes ab.

Ist  $t_1 + t_2 \geq T$ , so trifft die Flutwelle des zweiten Sturzregens an keinem Punkt des Kanalnetzes früher ein als bis die Flutwelle von a—b bereits abgeflossen ist. Der Beweis ergibt sich aus Fig. 1 und 2, Taf. I, wenn wir der Einfachheit halber wieder ein rechteckiges Gebiet betrachten. Die Abflusskurve für Punkt A' bei einem Regen von der Dauer  $t_r$  (in unserem Fall gleich der Dauer  $t_1$  des ersten Sturzregens) hat die Form von Fig. 2 Taf. I. Das Ende der Flutwelle  $Q_1 \max$  tritt ein nach der Zeit

$$t_1 + \frac{b}{2} \cdot \frac{1}{v} + \frac{1 - vt_1 - \frac{b}{2}}{v} = \frac{1}{v} = T$$

Folgt nun nach der Zeit  $t_1 + t_2 = T$  der zweite Starkregen  $i_3 t_3$ , so fällt der Anfangspunkt A' seiner Abflusskurve zusammen mit den Ende C der Flutwelle  $Q_1 \max$ , wie in Fig. 6 a Taf. III dargestellt. (Es ist angenommen, dass bei beiden Flutwellen die Fließgeschwindigkeit im Kanal die gleiche ist.) Beide Flutwellen werden also, wenn  $t_1 + t_2 \geq T$  ist, niemals zusammentreffen,

wenn auch nach Fig. 6 b (Punkt B') ein gewisses Anwachsen der Grösstabflussmenge über den Wert  $Q_1 \max$  oder  $Q_3 \max$  noch möglich ist. Letzteres wird aber allenfalls nur im untersten Ende des Sammlers eintreten und kann unbedenklich unberücksichtigt bleiben; denn bei den weiter nach oben liegenden Sammlerstrecken wird der Punkt C der Abflusskurve (da mit abnehmenden  $l$  auch  $\frac{l}{v}$  kleiner wird) mehr und mehr nach links rücken, während A' seinen Abstand  $t_1 + t_2$  von A beibehält.

Ist  $t_1 + t_2$  kleiner als T, so rückt die Abflusskurve des Regens  $i_3 t_3$  mehr und mehr mit Punkt A' nach links von C weg, und es entsteht die grösste Flutwelle  $Q_1 \max + Q_3 \max$ , sobald B' über oder links von C liegt.<sup>1)</sup>

Wenn auch die Abflussvorgänge bei den unregelmässig gestalteten Gebieten sich nicht so einfach verfolgen lassen wie beim Rechteck, so hat doch im allgemeinen das vom Rechteck bezüglich des Verhältnisses von  $t_1 + t_2$  und T Gesagte auch hier annähernd seine Giltigkeit. Hat sonach die Regenkurve die Gestalt von Fig. 5 A—H, so kann als Regel gelten:

1. a—b und c—d sind als zwei selbständige Regenzu betrachten, wenn die Dauer  $t_1 + t_2$  grösser oder ebensogross ist wie die Fliesszeit T durch das ganze Gebiet;
2. die Abschnitte a—b und c—d sind als ein Regen zu behandeln, wenn  $t_1 + t_2$  kleiner wie T ist.

Die Fliesszeit T lässt sich meist ohne Schwierigkeit annähernd feststellen. Ist diese bekannt, so ist sofort zu ersehen, ob Fall 1 oder 2 anzuwenden ist. Ist aber T noch nicht bekannt, so wird man vorerst die Regen nach 1 und 2 auswerten und nachträglich, nachdem T bestimmt ist, die entsprechende Wahl treffen.

Es ist nun noch anzugeben, wie in beiden Fällen die Intensität zu bestimmen ist.

<sup>1)</sup> Das ist beim Rechteck der Fall, wenn

$$t_1 + t_2 < \frac{l}{v} - \left( t_3 + \frac{b}{v} \cdot \frac{l}{v} \right) \text{ oder auch } t_1 t_2 < B'C' \text{ (Fig. 6a) ist.}$$

Liegt Fall 1 vor, so wird einfach unter Ausserachtlassung von b—c die Intensität und Dauer von a—b für sich bestimmt.

Ist a—b—c—d— als ein Sturzregen zu betrachten (Fall 2), so wäre es offenbar wieder unrichtig, das i der Geraden a—d als Intensität anzunehmen. Da  $Q_1 \max$  und  $Q_2 \max$  in diesem Falle zusammenfallen können, so muss zur Sicherheit b—c ganz weggelassen und a—b und c—d über einander gesetzt und die beiden Abschnitte also als unmittelbar zusammenhängend gedacht werden (Fig. 5A, Kurve a—b—d'). Die Intensität der Geraden a—d' von der Dauer  $t_1 + t_3$  gibt dann den gesuchten Regen.<sup>1)</sup>

Es sollen noch an einigen auf Tafel IV dargestellten Beispielen die aus den Figuren 4 und 5, Taf. III entwickelten Regeln der Auswertung angewendet werden. Die horizontalen Linien des Registrierstreifens (von einem Hellmann'schen Regenschreiber) geben die Regenhöhe in Zehntel Millimeter an, die Vertikalstriche sind in Abständen von 10 Minuten gezogen.

Beispiel I (Fig. 1, Taf. IV).

Es wäre falsch, einen Regen nach der Geraden a—e von 33' Dauer und 32,5 sl/ha Stärke anzunehmen. Die bedeutungslosen Abschnitte a—b und d—e sind abzutrennen (kann auf dem Registrierstreifen durch Querstriche in Blei geschehen). Bezüglich c—d kann man im Zweifel sein. Der Unterschied zwischen b—c (136 sl) und c—d (11 sl) ist aber doch noch so gross, dass auch die Abtrennung von c—d gerechtfertigt ist. Als Intensität ergibt sich dann:

$$136 (=b-c) + \frac{5,2}{2} (=c-e) = \text{rund } 139 \text{ sl/ha, und}$$

$$t_r = \text{Dauer von } b-c = 7'.$$

Beispiel II (Fig. 2, Taf. IV).

Abtrennung von a—b und e—f; d—e ist nicht abzutrennen, da es im Verhältnis zu c—d hinreichend

<sup>1)</sup> Einen etwaigen Vor- oder Nachläufer bei a bzw. d wird man in diesem Falle natürlich nicht auch noch hinzurechnen, da ohnehin durch Unberücksichtiglassen von b—c eine Sicherheit gegeben ist.

gross erscheint. Die Grösstintensität  $b-c$  gleich 225 sl hat nur 2 Minuten gedauert, spielt also keine so grosse Rolle, um die Abtrennung von  $d-e$  zu rechtfertigen. Daher:

$$i_r = 72 (=b-c) + \frac{4,2}{2} (=e-f) = 74 \text{ sl.}$$

$$t_r = 13' (=b-e)$$

Beispiel III (Fig. 3, Taf. IV).

Es ist zunächst die Fliesszeit  $T$  vom obersten bis zum untersten Punkte des gesamten Entwässerungsgebietes annähernd zu bestimmen. Dieselbe betrage 40'. Da die Unterbrechung des Sturzregens durch einen Schwachregen von 1,9 sl und  $t_2$  gleich 15' Dauer erfolgt, da  $t_1 = 3'$  (Ast  $b-c$ ) und also  $t_1 + t_2 < T$  ist, so ist zur Sicherheit  $c-d$  ganz zu eliminieren und der Ast  $d-e$  an  $c$  anzufügen. Da  $b-c = 2,5$  mm

$$d-e = 2,2 \text{ mm, so ist}$$

$$b-c \text{ u. } d-e = 4,7 \text{ mm zus., und}$$

$$i_r \text{ von } b-c-d-e = 166,67 \cdot \frac{4,7}{(3+4)} = 112 \text{ sl/ha.}$$

$$t_r = 3' (=b-c) + 4' (=d-e) = 7'.$$

Der Abschnitt  $e-f-g$  kann in Fällen wie bei Beispiel III ganz ausser Acht gelassen werden, da die Annahme, dass keine Unterbrechung durch  $c-d$  stattgefunden habe, ohnehin schon einen verhältnismässig hohen Wert von  $i_r$  und  $t_r$  ergibt.

Beispiel IV A und B (Fig. 4 und 5, Taf. IV).

Im Falle A tritt zuerst ein Sturzregen von 10' Dauer ein, worauf noch ein schwächerer Regen von 9 sl und 36' folgt. Bei B ist die Reihenfolge eine umgekehrte. Es wäre offensichtlich wieder unrichtig, einen Regen  $a-c$  von 44' Dauer und 25 sl Intensität, der für die Kanalbelastung völlig harmlos verlaufen würde, anzunehmen, und dadurch den eigentlichen Sturzregen  $a-b$  (bei A) bzw.  $b-c$  (bei B) von 140 sl/ha unberücksichtigt zu lassen.

Viel richtiger wäre das umgekehrte Verfahren, nämlich den Schwachregen ganz ausser Ansatz zu lassen. Man wird aber auch hier zur Sicherheit analog dem

Beispiel I die Intensität mit  $140 + \frac{9}{2} = \text{rd. } 145 \text{ sl}$  annehmen, da auch der Abfluss des ziemlich lange dauernden Schwachregens von 9 sl an vielen Stellen mit der Sturzregenwelle zusammentreffen wird, besonders im Falle B.

Die in Vorstehendem behandelten Fälle kommen am häufigsten vor, wenn auch in den verschiedensten Kombinationen, deren sinngemässe Auswertung für die Zwecke der Kanalberechnung aber bei Beachtung der vorstehenden Regeln sich ohne Schwierigkeit vornehmen lässt.

Bestimmte Grenzen für die Anwendung dieser Regeln lassen sich natürlich nicht festsetzen, sondern es muss in zweifelhaften Fällen die richtige Auswertung dem eigenen Urteil überlassen bleiben. Die bisher vielfach übliche, rein mechanische Auswertung muss aber unter allen Umständen vermieden werden, wenn nicht mit der Wirklichkeit wenig oder garnicht übereinstimmende Resultate sich ergeben sollen.

Der Aufwand an Arbeit, den die Auswertung der Sturzregen erfordert, ist keineswegs gross; denn von der grossen Anzahl Regenfälle scheidet von vornherein der weitaus grösste Teil — als für die Kanalberechnung gar nicht in Frage kommend — aus, sodass nur noch eine geringe Zahl auszuwerten bleibt.

Fassen wir das in diesem Kapitel Gesagte nochmals kurz zusammen, so sind folgende Hauptregeln zu beachten:

1. Weist die Regenkurve keine grösseren Intensitätsunterschiede auf, so ist die Intensität und Dauer aus der gesamten Regenhöhe und Dauer der Regenkurve zu bestimmen (Fig. 3 a und b, Taf. III).
2. Dem Starkregen unmittelbar vorangehende oder folgende Niederschläge geringer Intensität müssen auf der Regenkurve abgetrennt werden. Es ist also nicht die durchschnittliche Intensität aus Gesamtdauer und Gesamthöhe, sondern die grösste anhaltende Intensität und die Dauer des eigentlichen Starkregens massgebend und zunächst zu bestimmen. Hierzu wird noch der halbe  $i$ -Wert des Vorläufers oder

Nachläufers nach den im Vorstehenden gegebenen Regeln addiert. (Fig. 4, Taf. III.)

3. Sind zwei auf einander folgende Starkregen  $i_1 t_1$  und  $i_3 t_3$  durch einen Schwachregen  $i_2 t_2$  unterbrochen, so sind,

a) wenn  $t_1 + t_2$  grösser oder ebenso gross wie die Fliesszeit  $T$  durch das ganze Entwässerungsgebiet ist, die zwei Sturzregenäste getrennt zu behandeln;

b) wenn  $t_1 + t_2 < T$  ist, der Sicherheit wegen die beiden Abschnitte als ein zusammenhängender Sturzregen zu betrachten. In diesem Falle ist

$$i_r = 166,67 \cdot \frac{(h_1 + h_3)}{t_1 + t_3} \text{ und}$$

$t_r = t_1 + t_3$  der gesuchte Regen. Ein etwaiger Vorläufer von  $i_1 t_1$  oder ein Nachläufer von  $i_3 t_3$  ist hierbei ganz abzutrennen und ausser acht zu lassen, da durch die Summierung von  $h_1$  und  $h_3$  ohnehin schon reichlich gerechnet ist.

Es ist nicht zu verkennen, dass die oben angegebenen Regeln keinen Anspruch darauf machen können, dass mit ihnen eine vollkommen zutreffende Auswertung der registrierten Regenfälle erreicht wird. Das ist überhaupt nicht möglich, sondern wir müssen uns auf eine annähernd richtige Auswertung beschränken, wozu die obigen Ausführungen beitragen sollen. Sie sollen insbesondere auch davor warnen, eine rein mechanische Auswertung der Registrierungen vorzunehmen, und uns lehren, die Regenaufzeichnungen mit dem Auge des Kanalisationsingenieurs kritisch zu betrachten und in richtiger Weise für dessen Zwecke zu beurteilen und auszuwerten.

#### 4. Die Zerlegung des registrierten Starkregens in eine Regenreihe.

An früherer Stelle ist bereits eingehend begründet worden, warum die Dimensionierung eines grösseren Kanalnetzes nicht nur mit einem, sondern mit mehreren Berechnungsregen, mit einer Regenreihe, vorzunehmen ist, welche aus der Menge der beobachteten Starkregen nach



dem gleichen wirtschaftlichen Gesichtspunkte — das Kanalnetz darf an allen Punkten durchschnittlich jährlich nicht über eine bestimmte Häufigkeit<sup>1)</sup> hinaus überlastet werden — ermittelt werden muss. Diese Reihe kann, wenn man die Unterschiede in der Zeitdauer entsprechend klein wählt, eine grosse, ja sogar eine beliebig grosse Anzahl solcher Berechnungsregen gleicher Überlastungshäufigkeit enthalten, und es wird in einem der folgenden Kapitel gezeigt werden, dass auch die Kanalberechnung mit jeder beliebigen Anzahl solcher Regen durchführbar ist.

Um aber diese Regen finden zu können, müssen wir erst eine beschränkte Anzahl von Berechnungsregen bestimmen, mit deren Hilfe dann auf graphischem Wege die weiteren Regen erhalten werden. Man ermittelt also zunächst eine Reihe von Regen, deren Dauer man zweckmässig zu  $t_I = 5'$ ,  $t_{II} = 10'$ ,  $t_{III} = 15'$  etc. wählt.

Über die Wahl der Abstufungen  $t_I$ ,  $t_{II}$  . . . muss man sich nun vor Beginn der Auswertungsarbeit schlüssig sein. Denn es ist jeder registrierte Starkregen nicht bloß als Ganzes auszuwerten, sondern auch entsprechend diesen Anstufungen in einzelne Abschnitte von der Dauer  $t_I$ ,  $t_{II}$ ,  $t_{III}$  . . . zu zerlegen, und zwar aus folgenden Gründen:

Angenommen, es sei für eine Strecke A eines Sammelkanales aus der Reihe der ermittelten Berechnungsregen  $t_I$   $i_I$ ,  $t_{II}$   $i_{II}$ ,  $t_{III}$   $i_{III}$  . . . . . der Regen  $t_{II} = 10'$ ,  $i_{II} = 120$  sl der am ungünstigsten wirkende und daher der Dimensionierung des Sammlers bei A zugrunde zu legen. Für eine andere Strecke B sei  $t_{III} = 15'$  und  $i_{III} = 80$  sl der massgebende Regenfall. Tritt nun ein Starkregen ein von  $t_r = t_{III}$ , dessen  $i_r$  gleich  $i_{III}$ , gleichzeitig aber auch kleiner als  $i_{II}$  ist, so wird auf alle Fälle B überlastet werden. Das gleiche wird aber auch bei A der Fall sein, wenn der Starkregen  $t_r$   $i_r$  in seinem Verlaufe einen Regenabschnitt von  $t_{II} = 10'$  aufweist, dessen Intensität grösser als  $i_{II}$ , also grösser wie 120 sl ist. Das wird aber sehr oft vorkommen.

<sup>1)</sup> oder Häufigkeit und Stärke. Siehe II, Kap. 1.

Denn es ist bereits in einem früheren Kapitel erwähnt worden, dass die registrierte Regenkurve in ihrem Verlaufe selten eine konstante Intensität aufweist und dass wir gezwungen sind, für  $i_r$  einen Mittelwert auszuwählen, wenn die Intensitätsunterschiede nicht allzu gross sind. Die Regenkurve kann sonach sehr wohl eine Anzahl von Regenabschnitten enthalten, deren Intensität grösser ist als die erwähnte mittlere Intensität des ganzen Regens. Enthält letzterer also einen Abschnitt von  $t_{II} = 10'$ , dessen  $i$  grösser als  $i_{II} = 120$  ist, so stellt dieser Abschnitt auch einen Überlastungsregen für A dar, der berücksichtigt werden muss.

Aus diesem Grunde muss, wenn die Bestimmung der Berechnungsregen richtige Ergebnisse liefern soll, jeder auszuwertende Starkregen, dessen Dauer  $t_r$  (nach Abtrennung der schwachen Vor- und Nachläufer a—b und b—c, siehe vor. Kap.) grösser als die unterste Stufe  $t_I$  der gesuchten Regenreihe ist, in eine Anzahl Abschnitte von der Dauer  $t_I, t_{II}, t_{III}, \dots$  zerlegt werden, wobei für jede Stufe die der betreffenden Dauer entsprechende Grösstintensität auf der Kurve herauszusuchen ist.

Die Maxima  $i_I, i_{II}, i_{III}, \dots$  lassen sich auf der Regenkurve rasch auffinden, wenn man beachtet, dass nach Fig. 3, Tafel VI das Maximum eines Regenabschnittes von der Dauer  $t_I$  auf der Kurve sich da befindet, wo zwischen zwei Vertikalen mit dem Abstand  $t_I$  die Länge des abgeschnittenen Kurvenstückes am grössten ist. Diese grösste Kurvenlänge ist nun leicht, ohne dass man sich zunächst mit der Ablesung der Intensität selbst abzugeben braucht, mit Hilfe einer Anzahl durchsichtiger Papierstreifen aufzufinden, auf welchen wir uns je ein paar Vertikallinien vom Abstand  $t_I$  bzw.  $t_{II}$  etc. entsprechend dem Masstab des Registrierstreifens gezogen haben. Wird das Maximum für  $t_I = 5'$  gesucht, so bewegt man den Papierstreifen, auf welchem das Linienpaar für  $t_I = 5'$  aufgetragen ist, auf der Kurve in horizontaler Richtung so lange, bis die beiden Vertikalen den grössten Kurvenabschnitt einschliessen. Dieser Abschnitt ist dann auf der Kurve durch kleine Querlinien in Blei zu markieren (Fig. 1

und 2, Tafel VI); ebenso verfährt man beim Aufsuchen von  $i_{II\max}$ ,  $i_{III\max}$  usw. Nachdem so die Lage der verschiedenen Maxima gefunden ist, lässt sich deren Intensität mit Hilfe der im Kap. 2 beschriebenen graphischen Intensitätstabelle bestimmen. Es ist hierbei zur Kontrolle zu beachten, dass stets  $i_I > i_{II} > i_{III}$  usw. sein muss, wenn die Zeitabstufungen  $t_I < t_{II} < t_{III} \dots$  gewählt worden sind.

Um die Handhabung des Papierstreifens noch zu vereinfachen, und sich zu sparen, dass man zum Markieren der Maxima jedesmal den Papierstreifen wegnehmen muss, kann man diesen auch so herstellen, dass man den Streifen zwischen den beiden Vertikalen mit der Schere herausschneidet. Man kann dann jedesmal unmittelbar, ohne das Papier abheben zu müssen, in dem im Papier angebrachten Schlitz die Maxima mit dem Bleistift festlegen. Die Ränder des Schlitzes wird man zweckmässig mit scharfen schwarzen Linien versehen. Statt des nicht sehr haltbaren Pauspapieres kann man sich auch diese Schablone aus Blech herstellen, in welchem man die Schlitze von der Breite  $t_I$ ,  $t_{II}$ ,  $t_{III}$  usw. anbringt.

Hinsichtlich der so ermittelten Werte  $i_I$ ,  $i_{II} \dots$  ist aber noch zu berücksichtigen, dass die Wirkung dieser Regenabschnitte auf die Kanalbelastung eine wesentlich ungünstigere sein muss, als wenn es sich um ganz selbständige Regen von der gleichen Intensität und Dauer handeln würde. Denn jeder dieser Regenabschnitte  $i_I$ ,  $i_{II} \dots$  hat noch einen häufig recht starken Vor- und Nachläufer, oder beide zugleich, die sich eben aus der Abtrennung der Maxima von der Regenkurve ergeben (Fig. 4, Tafel VI), und die eigentliche Flutwelle von  $i_I$  trifft daher das Kanalnetz bereits teilweise gefüllt an. Der Wirkung auf die Kanalbelastung zufolge dürfen wir also nicht blos einen Regen  $t_I$   $i_{II}$  bzw.  $t_{II}$   $i_{II}$  verzeichnen, sondern wir müssen das im vorigen Kapitel Gesagte beachten und zu den ermittelten Maxima noch einen Intensitätszuschlag rechnen, wenn wir der Wirklichkeit der Belastung näher kommen und vor allem keine zu niedrigen  $i$ -Werte erhalten wollen.

Bei der Wahl des Zuschlages  $i_z$  ist mit Überlegung

zu Werke zu gehen, weil es sich hier um recht bedeutende Werte handeln kann. Man hat sich vor allem die Dauer von  $i_z$  näher anzusehen, weil hiervon sein Einfluss auf die Kanalbelastung wesentlich abhängt. Ist nur ein Vorläufer oder nur ein Nachläufer zu verzeichnen, so ist die Wahl nicht schwierig, wenn die Dauer von  $i_z$  nicht sehr klein ist im Verhältnis zur Dauer des Regenabschnittes. Im letzteren Falle kann man am besten von einem Zuschlag ganz absehen. Denn es wäre offenbar zu weit gegangen, wenn man z. B. zu dem  $i_{III}=80$  sl eines Regenabschnittes von  $t_{III}=15'$  einen Zuschlag  $i_z$  von vielleicht 30 sl rechnen wollte, dessen Dauer vielleicht nur 1 oder 2 Minuten betrug. Hat man zwischen 2  $i_z$  = Werten zu entscheiden, so wird man das grössere  $i_z$  wählen, wenn dessen Dauer genügend gross im Verhältnis zum  $t$  des Regenabschnittes ist; im andern Falle aber ist es richtiger, den kleineren Wert von  $i_z$  zugrunde zu legen.

Die Frage, welcher Bruchteil der Intensität des Vor- oder Nachläufers als Zuschlag zu wählen ist, kann auch hier ebensowenig wie in Kap. 3 befriedigend beantwortet werden. Nur soviel wissen wir, dass es zu weit gegangen wäre, den vollen Betrag von  $i_z$  zu nehmen. Denn betrachten wir z. B. den Regen von Fig. 5, Tafel VI, der zufällig eine nahezu gleiche Intensität von Anfang bis Ende haben möge, so würden wir als Zuschlag zu  $i_I, i_{II}, i_{III}=i_r$  die Intensitäten von  $c_1-c$  bzw.  $c_2-c$  bzw.  $c_3-c$  erhalten. Da aber  $i_I = i_{II} = i_{III} = i_{c1-c} = i_{c2-c} = i_{c3-c}$  ist, so würde sich als Zuschlag zu den Werten  $i_I$  bis  $i_{III}$  ergeben:

$$\begin{aligned} i_{zI} &= i_I = i_{II} = i_{III} = i_r \\ i_{zII} &= \text{''} \quad \text{''} \quad \text{''} \quad \text{''} \\ i_{zIII} &= \text{''} \quad \text{''} \quad \text{''} \quad \text{''} \end{aligned}$$

Demnach würden wir erhalten:

Bei Stufe I	eine Intensität von	2	$i_I$
''	''	II	''
''	''	III	''

Diese Werte sind aber augenscheinlich viel zu hoch und beweisen, dass wir den vollen Wert von  $i_I$  nicht in Ansatz bringen dürfen.

Wir müssen uns daher auch hier damit begnügen, eine Annahme zu machen und wählen ebenso wie in Kap. 3 als  $i_z$  die Hälfte der Intensität des vorangehenden oder folgenden Regenabschnittes.

Es mag ohne weiteres zugegeben werden, dass diese Annahme wieder eine willkürliche ist. Denn wir setzen ganz allgemein einen Regenfall z. B. von der Dauer  $t_{II} = 10'$  und  $i_{II} = 70$  sl, der noch den Vorläufer  $a-b_2$  von 20 sl und 21 Minuten und den Nachläufer  $c_2-d$  von 9 sl und 13 Minuten hat (siehe Fig. 1, Tafel VI), in seiner Wirkung auf die nach einem Berechnungsregen von  $t_{II} = 10$  Minuten dimensionierten Punkte eines Kanalnetzes gleich einem Regen von  $i_{II} + \frac{1}{2} i_{a-b_2} = 70 + \frac{20}{2} = 80$  sl Stärke und  $10'$  Dauer.

Ob diese beiden Regen ihrer Wirkung nach tatsächlich einander gleich kommen, hängt, wie schon früher erwähnt, von so viel unbestimmten Faktoren ab, insbesondere von der Grösse, der Anordnung, den Gefällsverhältnissen des Kanalnetzes, von der Dauer und Intensität des Vor- und Nachläufers und des Sturzregens selbst u. a. m., dass dies in den seltensten Fällen zutreffen wird.

Gleichwohl darf aber andererseits der Einfluss dieser Regenabschnitte nicht vernachlässigt werden. Denn es wäre bedenklich und zu zu niedrigen Ergebnissen führend, wenn man lediglich die Intensitäten  $i_I, i_{II} \dots$  ohne jegliche Rücksicht auf den vorhergegangenen oder nachfolgenden, oft sehr starken Regen verzeichnen wollte.

Da wir den Einfluss der oben genannten Faktoren auf die Kanalbelastung im vornherein absolut nicht bestimmen können, schon weil sie für jeden Kanalpunkt eines und desselben Kanalnetzes stets anders sein werden, so bleibt uns eben nichts anderes übrig, als eine Annahme zu machen, die wenigstens einigermaßen der durch die Regenabschnitte  $i_z$  bewirkten stärkeren Belastung des Kanalnetzes Rechnung trägt.

Die Arbeit der Auswertung ist nun durchaus nicht so umständlich, als dies nach den vorstehenden

Ausführungen den Anschein hat. Mit der graphischen Intensitätstabelle und dem vorbeschriebenen Hilfsmittel zur Aufsuchung des Maxima lässt sich die Auswertung flott bewerkstelligen, wie aus einigen Beispielen gezeigt werden soll.

Auf Tafel VI, Fig. 1 und 2 sind zwei Beispiele angeführt, die das im Vorstehenden Gesagte noch erläutern sollen.

I. Beispiel: Regen Fig. 1.

Zunächst Abtrennung der bedeutungslosen Aeste a—b und c—d. Alsdann ergibt sich zunächst für b—c:

$$t_r = 29', i_r = 40 \text{ sl/ha.}$$

Soll die Reihe der Berechnungsregen für die Stufen  $t_I = 5'$ ,  $t_{II} = 10'$ ,  $t_{III} = 15'$ ,  $t_{IV} = 20'$ ,  $t_V = 25'$  bestimmt werden, so erhält man aus der Kurve b—c folgende Maxima:

$$i_I = 115 \text{ sl}$$

$$i_{II} = 70 \text{ „}$$

$$i_{III} = 60 \text{ „}$$

$$i_{IV} = 48 \text{ „}$$

$$i_V = 43 \text{ „}$$

Hierzu sind noch die Zuschläge zu rechnen, die sich wie folgt ergeben:

Zuschlag zu  $i_r$ : Da das  $i$  sowohl wie das  $t$  von a—b<sub>1</sub> grösser ist wie von c<sub>1</sub>—d, so ist  $i_z = \frac{1}{2}$  von a—b<sub>1</sub>  
 $= \frac{25}{2} = \text{rd. } 13 \text{ sl.}$

$$\text{Mithin } i_I + i_z = 115 + 13 = 128 \text{ sl.}$$

Zuschlag zu  $i_{II}$ : a—b<sub>2</sub> > c<sub>2</sub>—d, sowohl hinsichtlich der Intensität wie der Dauer; daher

$$i_{II} + i_z = 70 + \frac{20}{2} = 80 \text{ sl.}$$

Zuschlag zu  $i_{III}$ : a—b<sub>3</sub> > c<sub>3</sub>—d, mithin

$$i_{III} + i_z = 60 + \frac{18}{2} = 69 \text{ sl.}$$

Zuschlag zu  $i_{IV}$ : a—b<sub>4</sub> > c—d, also

$$i_{IV} + i_z = 48 + \frac{16}{2} = 56 \text{ sl.}$$

Zuschlag zu  $i_v$ :  $a-b_5 > c-d$ , also

$$i_v + i_z = 43 + \frac{13}{2} = 50 \text{ sl.}$$

Zuschlag zu  $i_r$ :  $a-b > c-d$

$$i_r + i_z = 40 + \frac{7}{2} = 44 \text{ sl.}$$

Das Gesamtergebnis der Auswertung ist sonach:

$$t_I = 5', \quad i_I = 128 \text{ sl}$$

$$t_{II} = 10', \quad i_{II} = 80 \text{ „}$$

$$t_{III} = 15', \quad i_{III} = 69 \text{ „}$$

$$t_{IV} = 20', \quad i_{IV} = 56 \text{ „}$$

$$t_v = 25', \quad i_v = 50 \text{ „}$$

$$t_r = 29', \quad i_r = 44 \text{ „}$$

II. Beispiel: Fig. 2, Tafel VI.

Es sind  $a-b$  und  $c-d$  abzutrennen, um  $t_r$ ,  $i_r$  zu erhalten:

$$t_r = 17', \quad i_r = 114 \text{ sl.}$$

Es sind die Intensitätsmaxima für  $t_I = 5'$ ,  $t_{II} = 10'$ ,  $t_{III} = 15'$  etc. aufzusuchen und durch kleine Querstriche in Blei und entsprechende Bezeichnung kenntlich zu machen. Es ergibt sich zunächst:

$$i_I = 200 \text{ sl.}$$

$$i_{II} = 133 \text{ sl.}$$

$$i_{III} = 114 \text{ sl.}$$

$$i_{IV} = 114 \text{ sl.}$$

Weiter sind auf Tafel VI die Intensitäten der nach Abtrennung der Maxima übrig bleibenden Abschnitte angegeben.

Es ist zu entscheiden, ob zu  $i_I$  der  $i$ -Wert von  $a-b_1$  oder  $c_1-d$  zu addieren ist:

$$a-b_1 \text{ mit } 57 \text{ sl. dauert } 6',$$

$$c_1-d \text{ mit } 40 \text{ sl. „ } 16'.$$

Es ist offenbar auch die Dauer von  $a-b_1$  im Verhältnis zu  $t_I$  gross genug, so dass die Wahl von  $a-b_1$  gerechtfertigt ist. Daher

$$i_I + i_z = 200 + \frac{57}{2} = 229 \text{ sl.}$$

Zuschlag zu  $i_{II}$ :  $a-b_2$  dauert  $4\frac{1}{2}'$ ,  $c_2-d$   $16'$ ; letzteres ist also massgebend, und es ergibt sich:

$$i_{II} + i_z = 133 + \frac{40}{2} = 153 \text{ sl.}$$

Bei  $i_{III}$  fällt die Wahl nicht schwer. Denn  $a-b_3$  hat nur 3',  $c_3-d$  dagegen 8' gedauert. Die Dauer von  $a-b_3$  ist also gegen  $t_{III}=15'$  verhältnismässig klein, und es wird

$$i_{III} + i_z = 114 + \frac{8}{2} = 118 \text{ sl.}$$

Endlich ist noch der Zuschlag zu  $i_r$  zu bestimmen. Es ist zu entscheiden, ob  $a-b=17$  sl bei 2' Dauer, oder  $c-d=8$  sl bei 8' Dauer zu wählen ist.

Ein Regen von 2' Minuten Dauer macht sich kaum bemerkbar auf die Belastung des Kanalnetzes, da der weitaus grösste Teil, besonders wenn es sich um einen Vorläufer handelt, versickert und verdunstet. Deshalb ist

$$i_r + i_z = 114 + \frac{8}{2} = 118 \text{ sl.}$$

Es ist zu beachten, dass stets  $i_I \geq i_{II} \geq i_{III}$  usw. sein muss, womit zugleich eine gewisse Kontrolle, ob bei der Auswertung Fehler gemacht wurden, gegeben ist.

Jeder der auf diese Weise ausgewerteten Regenfälle ist in einer Zusammenstellung aller Sturzregen so zu registrieren, dass die Zugehörigkeit der Regenabschnitte  $i_I t_I$ ,  $i_{II} t_{II}$  etc. zu ihrem Regen  $t_r$   $i_r$  sofort erkennbar ist (durch Nummerierung, indem jede Regengruppe mit der gleichen Nummer versehen wird). Denn es ist zu beachten, dass bei der Bestimmung eines jeden Berechnungsregens wohl jeder Regenfall — ob als Ganzes  $t_r$   $i_r$  oder als Teil  $i_I t_I$ ,  $i_{II} t_{II}$  . . . . . — mitgezählt werden muss, aber stets nur einmal und nicht etwa bei ein und demselben Berechnungsregen gleichzeitig mehrmals. Im letzteren Falle hätten wir sonst den Fehler begangen, ein und denselben Überlastungsregen bei der Ermittlung eines bestimmten Berechnungsregens nicht als einen Regenfall, sondern als mehrere selbständige Regen behandelt zu haben, wodurch sich ein falsches Bild ergeben würde.

Im folgenden Kapitel wird das Gesagte noch verständlicher werden, weshalb an dieser Stelle von weiteren Ausführungen abgesehen werden soll.



## 5. Die Aufstellung der Regentabelle. Die Kurve der Berechnungsregen.

Heyd (3) bestimmt die grundlegenden Berechnungsregen mit Hilfe einer Tabelle, in welcher die beobachteten Starkregen in Abstufungen von 5 Minuten Dauer und 0,1 mm pro Minute (= 16,6 sl/ha Stärke) zusammengestellt sind. Hieraus wird sodann eine zweite Tabelle aufgestellt, in welcher zahlenmässig angegeben ist, wie oft ein einer bestimmten Stufe angehöriger Regen jährlich erreicht oder übertroffen wird.

So liegen für die Station Heinrichstrasse, Darmstadt auf Grund der Beobachtungen von 1902 bis 1906 folgende 2 Tabellen vor:

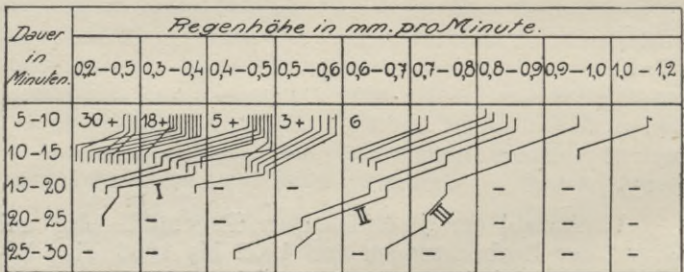
### I. Anzahl der Regenfälle von 1902 bis 1906.

Dauer in Minuten	Regenhöhe in mm. pro Minute.								
	0,2-0,3	0,3-0,4	0,4-0,5	0,5-0,6	0,6-0,7	0,7-0,8	0,8-0,9	0,9-1,0	1,0-1,2
5-10	30	18+	5+	3+	6	1+			
10-15	10+	5+	2+		2+				
15-20	1+	1							
20-25									
25-30			1						

II. Anzahl der jährlichen Regenfälle, die auf Grund der Beobachtungen von 1902 bis 1906 eine bestimmte Heftigkeit und Dauer erreichen oder übertreffen.

Dauer Minuten	Heftigkeit mehr als mm pro Minute								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
über 5	19 <sup>2</sup> / <sub>5</sub>	11	5 <sup>4</sup> / <sub>5</sub>	3 <sup>4</sup> / <sub>5</sub>	2 <sup>4</sup> / <sub>5</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>5</sub>	3 <sup>1</sup> / <sub>5</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>5</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>5</sub>
" 10	6 <sup>3</sup> / <sub>5</sub>	4 <sup>1</sup> / <sub>5</sub>	2 <sup>2</sup> / <sub>5</sub>	1 <sup>2</sup> / <sub>5</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>5</sub>	2 <sup>2</sup> / <sub>5</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>5</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>5</sub>	—
" 15	1 <sup>3</sup> / <sub>5</sub>	4 <sup>4</sup> / <sub>5</sub>	3 <sup>3</sup> / <sub>5</sub>	2 <sup>2</sup> / <sub>5</sub>	2 <sup>2</sup> / <sub>5</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>5</sub>	—	—	—
" 20	1	3 <sup>3</sup> / <sub>5</sub>	3 <sup>3</sup> / <sub>5</sub>	2 <sup>2</sup> / <sub>5</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>5</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>5</sub>	—	—	—
" 25	4 <sup>4</sup> / <sub>5</sub>	3 <sup>3</sup> / <sub>5</sub>	3 <sup>3</sup> / <sub>5</sub>	2 <sup>2</sup> / <sub>5</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>5</sub>	—	—	—	—

Die in Tabelle I mit einander verbundenen senkrechten Striche sollen andeuten, dass sie Teile eines und desselben Regenfalles sind und sonach beim Abzählen jedesmal nur einmal mitgezählt werden dürfen. Hier fällt zunächst auf, dass nur für einige Regen die nach den Erläuterungen im vorigen Kapitel unbedingt erforderliche Zerlegung in die Regenmaxima  $i_I, i_{II} \dots$  — entsprechend den gewählten Abstufungen in der Dauer — vorgenommen worden ist, während für eine ganze Anzahl anderer Regen dies offenbar doch auch hätte geschehen müssen. Unter anderem hätten z. B. die Regen von 15 bis 20' in der ersten und zweiten Vertikalreihe in die Teilmaxima für  $t_I = 5'$  und  $t_{II} = 10'$  zerlegt werden müssen. Auch die Zerlegung der Regen I und II ist nicht vollständig. Es fehlt bei I der Teil für die Dauer von 10 bis 15', bei II für 10 bis 15', wie auch für 20 bis 25'. Regen III musste noch in Stufen von 15—20, 10—15, 5—10 Minuten Dauer zerlegt werden. Es ist dabei gleichgültig, ob der Regenfall in seiner Intensität wechselt oder, was selten vorkommen wird, konstant ist.



Die Tabelle I würde bei richtiger Auswertung der Regenfälle ungefähr das vorstehende Bild zeigen. Die Zahl der jährlichen Regenfälle ist gegenüber der Tabelle II stellenweise nicht unbeträchtlich gestiegen, wie die Zahlen in der folgenden Tabelle erkennen lassen.

Dauer Minuten	Heftigkeit mehr als mm pro Minute								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
über 5	$19\frac{4}{5}$	$12\frac{1}{5}$	$6\frac{4}{5}$	$4\frac{2}{5}$	$2\frac{4}{5}$	$1\frac{3}{5}$	$1\frac{1}{5}$	$\frac{2}{5}$	$\frac{1}{5}$
" 10	$6\frac{2}{5}$	$4\frac{1}{5}$	$2\frac{3}{5}$	$2\frac{3}{5}$	$1\frac{3}{5}$	$\frac{4}{5}$	$\frac{2}{5}$	$\frac{1}{5}$	—
" 15	$1\frac{2}{5}$	$\frac{4}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{1}{5}$	—	—	—
" 20	$\frac{4}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{5}$	—	—	—
" 25	$\frac{3}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{1}{5}$	—	—	—	—

Die Zusammenstellung der Regenfälle in der Form der Tabelle I und die Bestimmung der Regenhäufigkeit nach Tabelle II hat mancherlei Nachteile, die wegfallen, wenn statt dessen die Regen in einer graphischen Tabelle zusammengestellt werden: Es wird jeder Regen nach dem Koordinatensystem als Punkt aufgetragen, wobei die Abscissen die Dauer in Minuten, die Ordinate die Intensität in sl/ha angeben.

Bei der graphischen Tabelle fällt fort, dass die Regenfälle in einzelne Zeitgruppen zusammengefasst werden müssen, wodurch Ungenauigkeiten entstehen, sobald die Zeitintervalle (wie in Tab. I) verhältnismässig gross genommen werden. Wählt man aber die Zeitintervalle bei Tab. I kleiner, so wird diese Tabelle wegen der Zerlegung der Regenfälle in Abschnitte immer unübersichtlicher, besonders wenn eine grössere Anzahl von Beobachtungsjahren vorliegt. In der graphischen Tabelle aber kann jeder Regen übersichtlich mit seinen einzelnen Teilen genau nach Dauer und Intensität aufgetragen werden, sodass die Individualität eines jeden Regenfalles erhalten bleibt und jederzeit daraus erkennbar ist. Die Zusammengehörigkeit der Abschnitte eines und desselben Regenfalles wird durch eine gemeinsame Nummer kenntlich gemacht, die neben die einzelnen Regenpunkte gesetzt wird. Die Rechenarbeit der Tabelle II mit den unbequemen gebrochenen Zahlen fällt ganz fort. Der Hauptvorteil des graphischen Verfahrens ist aber der, dass die gleichwertigen Regen für jede Zeitdauer und für jede Überlastungshäufigkeit rasch bestimmt und durch Kurven dargestellt werden können.

Zur Ermittlung dieser Kurven muss zunächst die Reihe jener gleichwertigen Regen von der Dauer  $t_I$ ,  $t_{II}$ ,  $t_{III}$  . . . . bestimmt werden, nach welcher die Zerlegung der Regen in die Intensitätsmaxima  $i_I$ ,  $i_{II}$ ,  $i_{III}$  . . . . vorgenommen worden ist.

Soll diese Reihe für die  $a$ -mal jährlich übertraffenen Regen gesucht werden, und erstrecken sich die meteorologischen Beobachtungen der Tabelle auf  $n$  Jahre, so muss jeder dieser Regen in dieser Zeit  $a \cdot n$ -mal übertraffen worden sein. Jeder der  $a \cdot n$ -mal übertraffenen Regen von der Dauer  $t_I$ ,  $t_{II}$ ,  $t_{III}$ , . . . .  $t_n$  liegt also unter dem  $a \times n$ -ten Regenpunkte der graphischen Tabelle, wobei jene Punkte von oben nach unten jedesmal abgezählt werden, welche auf und rechts von der im Abstand  $x = t_I$  bzw.  $t_{II}$  etc. befindlichen Vertikalen liegen. (Es wird hierbei nochmals darauf aufmerksam gemacht, dass bei jeder Abzählung eines jeden Berechnungsregens alle Regenpunkte, die die gleiche Nummer haben, jedesmal nur als ein Regen gezählt werden dürfen.)

Hat man auf den Vertikalen  $t_I$ ,  $t_{II}$ ,  $t_{III}$  etc. die Stellen markiert, welche zwischen dem  $a \times n$ -ten und  $(a \times n + 1)$ -ten Regen liegen, so ist damit die Reihe der gleichwertigen Regen bestimmt. Verbindet man diese Reihe durch eine Kurve, so erhalten wir die Kurve der gleichwertigen Regen. Die Punkte I, II, III einer jeden Regenreihe werden sich meist zu einer stetig verlaufenden Kurve vereinigen lassen, da ein gewisser Spielraum dadurch gegeben ist, dass die Punkte in vertikaler Richtung nach Bedarf innerhalb der Strecken zwischen dem  $a \cdot n$ -ten und  $(a \times n + 1)$ -ten Punkte beliebig verschoben werden können. (So kann z. B. für Punkt I der Kurve B (Siehe Taf. VIII) jede beliebige Intensität zwischen 242 sl (Punkt 7) und 228 sl (Punkt 3) gewählt werden; bei Regen II ist ein Spielraum von 3 sl vorhanden, usw.).

Mit der Regenkurve ist also der geometrische Ort jener Regenpunkte gefunden, die die gleichwertigen Regenfälle für jede beliebige Dauer zwischen  $t_I$  und  $t_n$  darstellen; denn es ist klar, dass die Zerlegung der Regenfälle auch für beliebig kleine Zeitintervalle, z. B.

von Minute zu Minute, hätte erfolgen können. Dann hätte sich auch eine entsprechend grössere Anzahl von Berechnungsregen ergeben, deren Intensitäten mit geringen Abweichungen im allgemeinen gerade so gross sein würden, dass sie mit den entsprechenden Punkten der eben erwähnten Kurve zusammenfallen würden.

Die Tafeln VII und VIII sollen zur besseren Erläuterung des eben Gesagten dienen. Tafel VII enthält eine Zusammenstellung von nach den früher gegebenen Regeln ausgewerteten Regenfällen, die sich auf 7<sup>1)</sup> Beobachtungsjahre erstrecken. Als Zeitintervalle für die Zerlegung der Regen im Teilmaxima wurden die Abstufungen  $t_I = 5'$ ,  $t_{II} = 10'$ ,  $t_{III} = 15'$  usw. gewählt. Jeder Regen wurde also in soviel Teile zerlegt, als die Zahl 5 in der Dauer  $t_r$  enthalten ist, und ausserdem als Ganzes mit seiner Gesamtdauer  $t_r$  verzeichnet. Bei der Auswertung waren die im vorigen Kapitel angegebenen Regeln zu beachten.

In der Tab. Tafel VIII sind Regen unter einer gewissen Dauer und Intensität gar nicht aufgetragen, damit die Tab. nicht zu überladen wird. So konnten alle in der Zusammenstellung Tafel VII nicht mit Nummern, sondern mit Buchstaben versehenen Regen in Taf. VIII weggelassen werden, weil sie im vorliegenden Falle ihrer geringen Bedeutung wegen bei der Bestimmung der Kurven der Berechnungsregen doch nicht mitgezählt hätten. Die graphische Tabelle enthält also nur die nummerierten Regen der Zusammenstellung von Taf. VII. Die zusammengehörigen Regenpunkte sind durch ihre gemeinsame Nummer und durch die Richtung der Verbindungsstriche leicht aufzufinden.

In Tafel VIII ist eine Anzahl Kurven aufgetragen und zwar für die jährliche Regenhäufigkeit  $a=0,5, 1, 2, 3$  und 4. Ebenso ist die Kurve der Grösstintensität dargestellt, wobei jedoch der abnorme Regen 51 unberücksichtigt bleiben musste, wenn die Kurve nicht einen zu unwahrscheinlichen Verlauf nehmen sollte.

Die Kurven auf Taf. VIII reichen nach links nur

<sup>1)</sup> Eine Beobachtungszeit von 7 Jahren ist noch verhältnismässig gering. Man sollte tunlichst mindest 10 Jahre nehmen.

bis zur Abszisse  $t_I = 5'$ . Es hat wenig Zweck, die Kurve der Berechnungsregen nach links noch weiter zu verfolgen, weil man bei der Kanalberechnung aus praktischen Gründen mit Berechnungsregen unter  $5'$  Dauer überhaupt nicht mehr dimensionieren wird. Denn mit der Abnahme der Regendauer wächst die Intensität, wie die Regenkurven auf Taf. VIII erkennen lassen, sehr rasch an, und die grosse Menge der Seitenkanäle, für welche die kurzdauernden Berechnungsregen in erster Linie in Frage kommen, würde infolgedessen unverhältnissmässig grosse Abmessungen erhalten, wodurch die Anlagekosten sich erheblich verteuern würden.

Es wäre aber auch falsch, wenn wir mit solchen Regen rechnen würden. Denn die Abflussvorgänge werden von verschiedenen Faktoren beeinflusst, die wohl bei den langen Regen vernachlässigt werden dürfen, mit der Abnahme der Regendauer aber mehr und mehr zur Geltung kommen und bei sehr kurzen Regen nicht mehr ausser acht bleiben dürfen. Es ist dies vor allem die Oberflächenverzögerung und das Aufspeicherungsvermögen der Kanäle.

Dass die Verzögerung im allgemeinen und die Oberflächenverzögerung im besonderen bei den Abflussvorgängen in den Nebenkanälen bei kurzem Sturzregen keine unbeträchtliche Rolle spielt, lässt sich leicht verstehen, denn der Nebenkanal ist im Grunde das Gleiche im kleinen, was der Sammler im grossen ist. Dem Kanal fliesst das Niederschlagswasser nicht unmittelbar zu, sondern ein grosser Teil sammelt sich zunächst auf der Oberfläche des Niederschlagsgebiets, wird teils von den Pflanzen, teils in grösseren oder kleineren Bodenvertiefungen zurückgehalten und erleidet durch die Rauigkeit der Oberfläche eine Verzögerung, die natürlich bei kurz dauernden Regen verhältnissmässig bedeutend sein wird. Auch von der Einfallstelle bis zum Strassenkanal wird der Abfluss je nach Länge und Gefälle der Grundstücksleitungen eine gewisse Verzögerung erfahren.

Bei kurz dauernden Berechnungsregen müsste also der Einfluss dieser Verzögerung berücksichtigt werden. Das ist aber nicht möglich, weil die Abflussvor-

gänge, die sich oberirdisch abspielen, sich auch nicht annähernd verfolgen lassen. Würden wir aber ohne Rücksicht auf diese Verzögerung mit solchen kurzen Regen rechnen, so würden wir Abflussmengen erhalten, die weit über die Wirklichkeit hinausgehen und überflüssig grosse Abmessungen der Kanäle bedingen würden. Wir würden hier einen ähnlichen Fehler begehen, als wenn wir die unterirdische Verzögerung bei Sammelkanälen ausser acht lassen wollten.

Auch das Aufspeicherungsvermögen der Kanäle oder die Zeit, die bis zu ihrer vollen Füllung verfliesst, ist nicht zu unterschätzen, wenn es sich um kurze Sturzregen handelt. Ein Kanal von z. B. 100 m Länge und 300 m/m Durchmesser hat schon ein Fassungsvermögen von rund 7 cbm. Angenommen zunächst, der Kanal sei an seinem unteren Ende abgesperrt und habe zu beiden Seiten der Strasse einen Streifen von 50 m Breite zu entwässern, und es sei der Versickerungskoeffizient des Entwässerungsgebietes 0,4 und der Sturzregen bei 4 Minuten Dauer 230 sl/ha stark, so kommt, wenn wir die vorerwähnte Oberflächenverzögerung zunächst ganz unberücksichtigt lassen, pro Minute eine Wassermenge von 5,5 cbm in den Kanal. Bis der unten abgesperrte Kanal gefüllt ist, vergehen also mindestens  $1\frac{1}{4}$  Minuten. Da der Kanal aber in Wirklichkeit nach unten zu geöffnet ist und sich entleeren kann, so wird bis zu seiner vollen Füllung eine wesentlich grössere Spanne Zeit vergehen. Nun kommt aber noch der günstigste Einfluss der Verzögerung selbst dazu, sodass bis zur vollen Füllung des Kanals wahrscheinlich die doppelte oder eine noch längere Zeit vergehen wird.

Würden wir also eine Kanalstrecke auf Grund eines sehr kurzen Sturzregens dimensionieren, so würde die angenommene zulässige Überlastungshäufigkeit bei weitem nicht erreicht werden oder der Kanal unter Umständen überhaupt nie voll ausgenutzt werden, weil wir die beiden oben erwähnten, bei kurzen Regen wichtigen Faktoren nicht berücksichtigt haben.

Sturzregen von zu kurzer Dauer können also für die Kanalberechnung nicht in Frage kommen. Welche Mindestdauer noch zulässig ist, lässt sich allerdings

nicht angeben, jedoch darf angenommen werden, dass Regen bis zu 5 Minuten Dauer ganz ausgeschaltet werden müssen. Wenn es sich um weiträumige Bebauung handelt, wird man sogar noch weiter gehen dürfen.

Aus dem Gesagten lässt sich auch noch folgern, dass jene Kanäle, für welche die Berechnungsregen geringerer Dauer auf Grund des Verzögerungseinflusses grundlegend sind, mit grösserer Sicherheit gerechnet sind als Kanalstrecken, für welche die länger dauernden Berechnungsregen in Frage kommen. Wir können daher bei den erstgenannten Kanälen zweifellos, wenn die ermittelten Abflussmengen zwischen der Leistungsfähigkeit zweier Profile liegen und die Wahl zwischen beiden lassen, das kleinere der beiden Profile wählen.

Was nun die Ausdehnung der Regenkurven nach der rechten Seite hin betrifft, so findet sie offenbar, soweit die Kurve nicht schon früher die niederste Intensität (in Tab. VIII 40 sl) erreicht, mit jenem Kurvenpunkt der zuerst bestimmten Regenreihe ihr Ende, von wo ab die Zahl der Regenpunkte kleiner als  $a \cdot n$  wird.

Es wird noch darauf aufmerksam gemacht, dass der Masstab für die Regentabelle (Taf. VIII) möglichst gross zu wählen ist, damit die auf den Fünf-Minuten-Ordinaten im grosser Anzahl nahe beieinander liegenden Regenpunkte noch bequem und übersichtlich aufgetragen werden können. Fällt trotzdem eine Anzahl Punkte zusammen, so kann man sich dadurch helfen, dass man die Intensität einzelner Punkte um einige Sekundenliter ändert oder die Dauer um  $\frac{1}{2}'$  vergrössert. Die dadurch begangenen Fehler sind so unwesentlich, dass sie das Resultat nicht beeinflussen können.

## 6. Schlussbetrachtung.

Mit der Ermittlung der gleichwertigen Berechnungsregen<sup>1)</sup> ist die Grundlage geschaffen, die allein die einwandfreie und richtige Dimensionierung der Kanalisationsanlagen ermöglicht, wenn Hand in Hand damit

---

<sup>1)</sup> Besser ist die Bezeichnung „gleichhäufig übertroffene“ Regen, aus Gründen, die auf Seite 64 angeführt sind.



die richtige Bestimmung der Verzögerung des Abflusses geht. Eine Berechnung, die ohne diese wichtigen Unterlagen durchgeführt wird, kann niemals eine Sicherheit dafür bieten, dass später nicht unerwartet häufige schädliche Kanalüberstauungen auftreten, während an anderen Stellen der Kanal niemals voll beansprucht wird. Das Eine ist aber schliesslich ebenso unwirtschaftlich wie das Andere. Im ersteren Falle müssen vorzeitig kostspielige Umbauten vorgenommen werden, im anderen Falle aber ist unnötiger Weise für einen Kanal mehr aufgewendet worden, als notwendig war. Einer solchen Berechnung haftet auch sonst etwas Ungewisses, Unsicheres an; denn wir wissen über die tatsächlich zu erwartende Stärke und Häufigkeit der Beanspruchung solcher Kanäle soviel wie nichts und können darüber nicht einmal Vermutungen aussprechen. Von einem Kanalnetz dagegen, das auf Grund von Berechnungsregen, deren Häufigkeit ihres Eintretens und Übertroffenwerdens wir kennen, berechnet worden ist, wissen wir von vornherein mit hinreichender Wahrscheinlichkeit, wie oft dessen Überlastung zu erwarten ist, weil wir die Grösse der Kanäle dementsprechend bemessen haben. Voraussetzung ist natürlich, dass die Zahl der Beobachtungsjahre, aus welchen die Berechnungsregen bestimmt wurden, nicht zu klein ist, damit gute Durchschnittswerte gewonnen werden.

## Zweiter Teil.

### Die graphische Bestimmung der Regenabflussmengen in den Kanälen.

#### 1. Die zulässige Häufigkeit der Überlastung.

Die Beantwortung dieser Frage hängt von wirtschaftlichen Gesichtspunkten ab, deren Abwägung auf Grund einer vergleichenden Rentabilitätsberechnung in den meisten Fällen gewisse Schwierigkeiten bieten wird. Der Schaden, den eine Kanalüberstauung anrichtet, ist zahlenmässig schwer anzugeben; besonders dann, wenn es sich um das Projekt einer Neukanalisation handelt. In dem betreffenden Ort bestehen noch keine unterirdische Entwässerungsanlagen, Überstauungen sind noch nicht vorgekommen, und ein brauchbarer Masstab für die Berechnung solcher Schäden ist sonach nicht vorhanden.

Dagegen wird eine Rentabilitätsberechnung eher möglich sein und allenfalls brauchbare Ergebnisse liefern können, wenn es sich darum handelt, eine solche vergleichende Berechnung für schon bestehende Kanäle anzustellen, deren Umbau wegen mehrfach vorgenommener Überlastungen ins Auge gefasst werden muss. Hier kann allenfalls die Höhe der durch die Überstauung verursachten Schäden annähernd festgestellt und mit den Kosten eines Um- und Neubaus verglichen werden.

Im allgemeinen wird man aber darauf angewiesen sein, die Zahl der zulässigen Überstauungen unter Verzicht auf eine mangels der nötigen Unterlagen meist doch unsichere Rentabilitätsberechnung so zu wählen, wie sie unter eingehender Würdigung der sonstigen örtlichen Verhältnisse eben verantwortet werden kann.

In Orten, wo die Ausnutzung von Grund und Boden nicht so intensiv ist, wo die Entwässerung unter

Strassenniveau liegender Räume weniger in Frage kommt und nur auf Gefahr des Grundeigentümers gestattet wird, oder da, wo die Tiefenlage der Kellerräume nur eine geringe (etwa wegen hohen Grundwasserstandes) oder die Tiefenlage der Kanäle selbst gross ist, kann man eine häufigere und stärkere Überlastung zulassen. In Städten dagegen, wo gewerbliche oder wirtschaftliche Betriebe, Warenlager, Kellerwohnungen, Waschküchen in unterirdischen Räumen untergebracht sind, oder wo die Kanäle keine genügende Tiefenlage haben, und keine Rückstauverschlüsse eingebaut werden, muss die Überlastungshäufigkeit entsprechend eingeschränkt werden. Man kann auch Unterschiede zwischen den verschiedenen Stadtteilen machen und untersuchen, ob man sie mit Rücksicht auf deren verschiedenen wirtschaftlichen Charakter hinsichtlich der Häufigkeit der Überlastung verschieden behandeln kann.

Vor allem aber hat man auch zu unterscheiden, ob die Entwässerung nach dem Misch- oder nach dem Trennsystem durchgeführt wird. Den Regenwasserkanälen des Trennsystems kann man unbedenklich mehr Überlastungen zumuten, als den Mischwasserkanälen, weil mit ersteren keine eigentlichen Hausentwässerungsleitungen in Verbindung stehen, sodass Überstauungen der Strassenkanäle für die Grundstücke nicht schädlich wirken können wie bei den Mischwasserkanälen.

Der Kanalisationsingenieur, der das Projekt zu bearbeiten hat, wird alle diese Fragen aufs eingehendste zu prüfen haben, die Entscheidung im Einvernehmen mit der betreffenden Gemeindevertretung treffen und im Erläuterungsbericht ausdrücklich auf diese wichtige Frage hinweisen, damit ihn später kein Vorwurf treffen kann.

Es kann auch zwecks einer vergleichenden Berechnung der Anlagekosten notwendig werden, mehrere Varianten mit verschieden gewählten Regenhäufigkeiten durchzuarbeiten.

Sodann wird es sich empfehlen, an der Hand der Regentabelle (Taf. VIII) zu prüfen, wie oft auf Grund der bisherigen Regenbeobachtungen je nach Wahl der zulässigen Überlastungshäufigkeit starke Überstauun-

gen, wie oft schwächere, weniger schädliche Überlastungen zu erwarten sind. Die graphische Regentabelle gibt uns hierüber recht interessante Aufschlüsse. Die von der gewählten Regenkurve weiter abliegenden Regenpunkte stellen offenbar die stark überlastenden, die in nächster Nähe der Kurve befindlichen Punkte dagegen, die weniger gefährlichen Regenfälle dar.

Ist z. B. ein Kanalnetz auf grund der Regenkurve A (Taf. VIII) berechnet worden, so würden als stark überlastende Regen in Frage kommen: 51, 66 und 67. Wir sehen aber sofort, dass die Regen 66 und 67 nach rechts hin von Kurve A divergieren, während die nach links hin sich mehr und mehr der Kurve A nähern. Das besagt nichts anderes, als dass diese Regenfälle jene Teile des Kanalnetzes sehr stark belasten, für welche die lange dauernden Regen der Kurve A die massgebenden Beobachtungsregen waren. Das ist also bei den unteren Strecken der Sammelkanäle der Fall, während die oberen Kanalstrecken von 66 und 67 nur wenig oder garnicht überlastet werden. Von da ab, wo sich A mit dem Linienzug von 66 und 67 schneidet, wird die Überlastung gleich Null sein. Das wäre bei 66 für  $t = 5\frac{1}{2}$ , bei 67 für etwa  $t = 11\frac{1}{2}$  Minuten der Fall. Alle Kanalpunkte also, bei welche A=Regen von der Dauer  $t = 5\frac{1}{2}$  bzw.  $11\frac{1}{2}$  Minuten grundlegend für die Dimensionierung waren, werden von 66 bzw. 67 überlastet.

Alle übrigen Regen, also 7, 59, 48, 19 werden nirgends besonders bemerkenswerte Überfüllungen der Kanäle bewirken können.

Aus diesen Überlegungen ist zu folgern, dass ein nach Kurve A berechnetes Kanalnetz an allen Punkten zwar gleich oft, aber nicht gleich stark belastet wird. Vielmehr werden die unten liegenden Sammelstrecken zufolge Taf. VIII mit grösseren Überlastungen zu rechnen haben. Wenn wir also von „gleichwertigen“ Regen sprechen, so bezieht sich das nur auf die Häufigkeit, nicht aber auf die Stärke der Kanalüberstauung, die recht verschieden sein kann.<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Siehe Anmerkung auf Seite 60.

Nach diesen Betrachtungen können wir noch einen Schritt weiter gehen und die Regenkurve auch von einem anderen wirtschaftlichen Gesichtspunkte bestimmen.

Zeigt sich zum Beispiel, dass die Kurve der gleich häufig übertroffenen Regen nach der rechten Seite hin stärkere Überlastungsregen aufweist als nach der linken Seite, und wird aus gewissen Gründen (etwa weil die Sammler nur geringe Deckung haben oder einen tiefliegenden Stadtteil, wichtige Verkehrsstrassen durchschneiden etc.) besonderer Wert darauf gelegt, dass die unteren Sammlerstrecken vor zu starken Überlastungen geschützt wird, so können wir diesem Umstande durch entsprechende Änderung der Kurve Rechnung tragen. Wir brauchen die Kurve nämlich, so weit als es notwendig scheint, nach rechts hin nur entsprechend nach oben zu schwenken (siehe Ast A' auf Taf. VIII). Dann sind allerdings die nach Kurve A A' berechneten Kanäle nicht mehr gleichwertig in Bezug auf die Häufigkeit, sondern nur hinsichtlich der Stärke ihrer Überlastung.

Auf die Forderung der Gleichwertigkeit der Kanäle in Bezug auf die Zahl ihrer Überlastungen an sich ist unter Umständen auch weniger Gewicht zu legen, als auf ihre Gleichwertigkeit in Bezug auf die Anzahl der starken Überlastungen. Starkregen, die nicht zu weit oberhalb der Regenkurve liegen, werden im allgemeinen keine oder nur eine ganz unschädliche Überstauung bewirken können, wenn man beachtet, dass bei der Berechnung der Grösstabflussmengen verschiedene günstig einwirkende Umstände, wie die Oberflächenverzögerung, die Aufnahmefähigkeit des Kanalnetzes u. a. m. ganz unberücksichtigt bleiben. Es hat also eine gewisse Berechtigung, die nahe oberhalb der Kurve liegenden Regen gar nicht als Überlastungsregen mitzuzählen.

Ist beispielsweise aus der Regentabelle der Taf. VIII die Kurve der jährlich 0,5 mal stark übertroffenen Berechnungsregen gesucht, so fällt diese im vorliegenden Falle annähernd zusammen mit Kurve B, die also einerseits die Kurve der jährlich 0,5 mal stark und an-

dererseits die Kurve der jährlich 1 mal, ohne Unterschied der Stärke, übertroffenen Regen darstellt.

Den Masstab dafür, ob ein Regen als stark überlastend oder nicht anzusehen ist, kann nur das Verhältnis der Intensität dieses Regens zu dem gleich lange dauernden Berechnungsregen der Kurve abgeben, und nicht der blosse Unterschied in der Sekundenliter-Zahl der beiden mit einander zu vergleichenden Regen. Man kann nicht sagen, ein Regen  $i_x$  von der Dauer  $t_x$  müsse deshalb als stark überlastend angesehen werden, weil er etwa um  $\Delta i = 25$  sl stärker ist als der entsprechende Berechnungsregen  $i$  von der gleichen Dauer  $t_x$ . Denn das hängt doch vor allem von dem Verhältnis von  $i_x$  zu  $i$  ab. Ist ein Kanal nach dem Regen  $i=165$  sl und  $t=10'$  berechnet worden, so kann ihm auch ein Sturzregen von  $165 + \Delta i = 165 + 25 = 190$  sl nicht sehr viel schaden. Ist dagegen ein Berechnungsregen geringerer Intensität, z. B. von  $i=60$  sl und der Dauer  $t=25'$  massgebend für die Dimensionierung gewesen, so kann ein Sturzregen von  $i_x + \Delta i = 60 + 25 = 85$  sl schon wesentlich unangenehmere Kanalüberstauungen verursachen. Im ersten Falle betrug der Intensitätsunterschied nur  $\frac{\Delta i}{165} = \frac{1}{6}$  bis  $\frac{1}{7}$  oder höchstens 17% von  $i$ , im zweiten Falle aber 41%. Und dementsprechend wird auch im Falle 1 nur eine um 17% grössere Flutwelle als die der Berechnung zugrunde gelegte, im Falle 2 aber eine um etwa 41% stärkere grösste Abflusswelle den Kanal passieren, wenn wir annehmen, dass die Durchflussgeschwindigkeit und demnach die Verzögerung sich nicht ändert mit der stärkeren Belastung, was allerdings nicht genau, aber doch annähernd, zutrifft.

Der Überlastungsgrad eines Sturzregens  $i_x$  gegenüber dem zugehörigen, das heisst gleich lange dauernden Berechnungsregen  $i$  lässt sich am besten durch das Verhältnis  $i_x : i$  ausdrücken. Die Kurve A auf Taf. VIII hat z. B. Überlastungsregen, deren Überlastungsgrad sich für die zuerst bestimmte Reihe der Berechnungsregen  $i_I$  bis  $i_{VI}$  wie folgt ergibt:

1. Überlastungsregen von  $i_I$ ,  $t_I$  sind: 25, 3, 51, und Überlastungsgrade:

$$\frac{i_{25}}{i_I} = \frac{272}{266} = 1,02 \quad \frac{i_{51}}{i_I} = \frac{615}{266} = 2,31$$

$$\frac{i_3}{i_I} = \frac{300}{266} = 1,13.$$

2. Überlastungsregen von  $i_{II}$ ,  $t_{II}$  sind die gleich langen Regenabschnitte: 7, 66, 51.

$$\frac{i_7}{i_{II}} = \frac{168}{164} = 1,02; \quad \frac{i_{66}}{i_{II}} = \frac{190}{164} = 1,15; \quad \frac{i_{51}}{i_{II}} = \frac{300}{164} = 1,83.$$

3. Überlastungsregen von  $i_{III}$ ,  $t_{III}$  sind die Regenabschnitte von Regen 59, 67, 66 auf Ordinate  $t_{III} = 15'$ . Überlastungsgrad:

$$\frac{i_{59}}{i_{III}} = \frac{130}{121} = 1,07; \quad \frac{i_{67}}{i_{III}} = \frac{135}{121} = 1,11; \quad \frac{i_{66}}{i_{III}} = \frac{160}{121} = 1,32.$$

4. 59, 67, 66 von  $i_{IV}$ ,  $t_{IV}$

$$\frac{i_{59}}{i_{IV}} = \frac{104}{88} = 1,20; \quad \frac{i_{67}}{i_{IV}} = \frac{116}{88} = 1,32; \quad \frac{i_{66}}{i_{IV}} = \frac{138}{88} = 1,57.$$

5. Zu  $i_V$ ,  $t_V$  gehören: 48, 67, 66

$$\frac{i_{48}}{i_V} = \frac{69}{64} = 1,69; \quad \frac{i_{67}}{i_V} = \frac{100}{64} = 1,56; \quad \frac{i_{66}}{i_V} = \frac{116}{64} = 1,81.$$

6. Zu  $i_{VI}$ ,  $t_{VI}$  gehören: 10, 48, 66

$$\frac{i_{10}}{i_{VI}} = \frac{52}{48} = 1,08; \quad \frac{i_{48}}{i_{VI}} = \frac{61}{48} = 1,27; \quad \frac{i_{66}}{i_{VI}} = \frac{102}{48} = 2,13.$$

Wir sehen daraus, dass im vorliegenden Beispiel der Überlastungsgrad mit der Abnahme von  $i$  und der Zunahme der  $t$ -Werte der Kurve A stetig zunimmt.

Die Zahl  $\frac{i_x}{i}$  stellt also den Faktor dar, mit dem wir uns den Wert  $Q$  der nach dem Berechnungsregen  $i$ ,  $t$  für den betreffenden Kanalpunkt der Dimensionierung zugrunde gelegten Abflussmenge multipliziert denken können, um angenähert die durch den Überlastungsregen erzeugte Abflussmenge zu erhalten.

Ist demnach eine Kanalstrecke nach  $i_{IV}$   $t_{IV}$  berechnet worden, so ist die Fluttwelle  $Q_{IV}$  mit 1,57 zu multiplizieren, um ein ungefähres Bild von der Grösst-

abflussmenge bei Sturzregen 66 zu erhalten. Es ist hierbei noch zu beachten, dass wir es nur mit einem Abschnitt des Regens 66 zu tun haben, indem wir dessen Grösstintensität  $i_{\max}$  für  $t_x = t_{IV}$  mit dem Berechnungsregen  $i_{IV}$ ,  $t_{IV}$  vergleichen. Man könnte also das Bedenken haben, dass der untersuchte Sturzregenabschnitt  $i_x$  von der Dauer  $t_{IV}$  nicht als selbständiger Regen auftritt und tatsächlich noch eine grössere Belastung als berechnet bewirkt. Es ist aber daran zu erinnern, dass der Wert  $i_{\max}$  nach Teil I, Kap. 4 bereits einen entsprechenden Zuschlag enthält.

In ähnlicher Weise lassen sich auch die Überlastungsgrade für alle zwischen  $t_I$ ,  $t_{II}$  . . . . .  $t_{IV}$  liegenden Regen finden. Man braucht dann nur die Punkte des betr. Überlastungsregens durch einen Linienzug miteinander zu verbinden und dessen Schnittpunkt mit der betreffenden Ordinate aufzusuchen, der dann den gesuchten zugehörigen Überlastungsregen darstellt. Es sei z. B. für den 12-Minutenregen der Kurve A der zugehörige Abschnitt des Überlastungsregens 66 und der Überlastungsgrad gesucht:

Für  $t = 12'$  ist  $i_{66} = 180$

der  $i$ -Wert der Kurve A für  $t=12'$  ist gleich 147 sl.

$$\frac{i_{66}}{i} = \frac{180}{147} = 1,23 \text{ usw.}$$

Auch über die Grösse des Staus in der betreffenden Kanalstrecke können wir nach Bestimmung des Überlastungsgrades eine, wenn auch nur annähernd richtige Vorstellung gewinnen. Bezeichnen wir den Überlastungsgrad mit  $\eta$  und mit  $Q$  die Leistungsfähigkeit des Kanals, die meistens identisch ist mit der Flutwelle  $Q$  des massgebenden Berechnungsregens  $i$ ,  $t$ , so ist die infolge des Sturzregens  $i_x$   $t_x$ , für dessen Regenabschnitt  $t_x = t$  das  $i_{\max}$  nach Kapitel 4 I. Teil zu bestimmen ist, zum Abfluss kommende grösste Flutwelle gleich  $\eta \cdot Q$ . Es kann nun leicht aus jeder Kanalberechnungstabelle bestimmt werden, welches Wasserspiegelgefälle  $J_x$  sich im Kanal bilden muss, um die Wassermenge  $\eta \cdot Q$  abzuführen. Je nach der Steilheit der Wasserspiegellinie, die wir ins Längenprofil der



betr. Kanalstrecke einzeichnen, lässt sich die Grösse des durch die Flutwelle bewirkten Rückstauens beurteilen, wobei allerdings Voraussetzung ist, dass nicht schon kanalabwärts eine Überstauung eingetreten ist. Denn dann kann sich die Rückstaulinie noch wesentlich ungünstiger gestalten. In den meisten Fällen wird das aber nicht der Fall sein, weil die Flutwelle, die in der untersuchten, oberhalb liegenden Kanalstrecke die Überlastung verursacht, meist auch weiter kanalabwärts die Ursache der Überstauung sein wird und eben zum Teil schon abgeflacht ist, bis sie weiter nach unten kommt.

Die Wahl der Überlastungshäufigkeit, oder mit anderen Worten die Wahl der für die Kanalberechnung grundlegenden Regenkurven, kann also unter Umständen schwer fallen. Es darf aber trotzdem die Mühe nicht gescheut werden, diese für das Leistungsvermögen und die Brauchbarkeit des Kanalnetzes so wichtige Frage eingehend zu untersuchen und zu beantworten. Der gemachte Aufwand an Zeit und Arbeit, der nicht gross ist, lohnt sich.

## 2. Die graphische Bestimmung der Grösstabflussmengen.

### a) Anlaufkurve und Ablaufkurve.

Die neueren Methoden zur zeichnerischen Bestimmung der Grösstabflussmengen, wie sie von Vicari bezw. Hauff (4) angegeben wurden, ermöglichen es, die Abflussvorgänge in den Kanälen genauer zu untersuchen und insbesondere jene grösste Flutwelle zu bestimmen, welche bei einem oder mehreren gegebenen grundlegenden Berechnungsregen massgebend für die Dimensionierung der untersuchten Kanalstrecken ist.

Zum Verständnis der folgenden Ausführungen und der Vollständigkeit wegen muss das unseres Wissens von Hauff zuerst angewandte Verfahren zur Aufstellung des „Durchflussplanes“ und „Verzögerungsplanes“ in seinen Grundzügen kurz geschildert werden.

Der Abflussvorgang in Punkt A Fig. 1 (Taf. IX) eines vom Kanal A—B—C durchzogenen Gebietes

wird annähernd durch das Diagramm Fig. 2 veranschaulicht, wenn wir die Geschwindigkeit durchweg für volle Füllung des Kanals annehmen, die Oberflächenverzögerung, d. h. die Zeit, die jedes Wasserteilchen zur Zurücklegung des Weges, von seinem Ursprungsort bis zum Einlauf in den Kanal AC braucht, unberücksichtigt lassen und zunächst einen Regen betrachten, dessen Dauer  $t$  grösser ist, als die Fliesszeit von C bis A. Im Diagramm sind die Fliesszeiten als Abscissen, die Wassermengen als Ordinaten aufgetragen.

Nach der Zeit  $t_3$  fliesst vom Gebiet  $f_3$  offenbar die Wassermenge  $Q_3 = f_3 \cdot \psi \cdot i_r$  ab, die allmählich von Null bis  $Q_3$  angewachsen ist. Nach  $t_3$  Minuten werden dann die ersten Abflüsse aus Gebiet 2 eintreffen, die allmählich, bis nach weiteren  $t_2$  Minuten das Wasser vom obersten Punkt C ankommt, bis auf  $Q_2 = f_2 \cdot \psi \cdot i_r$  steigen. Nach  $t_3 + t_2$  Minuten ist also die durch A fließende Wassermenge auf  $Q_2 + Q_3$  angewachsen, die so lange konstant bleibt, als der Regen über die Zeit  $t_3 + t_2$  hinaus dauert.

Mündet bei B noch eine Kanalstrecke 1 ein (Fig. 3), zu deren Durchlaufen das Wasser von D nach B die Zeit  $t_1$  braucht, so beginnt der Durchfluss aus Gebiet 1 bei A zufolge Fig. 4 nach der Zeit  $t_3$  und nimmt ständig zu, bis  $t_3 + t_1$  Minuten verflossen sind.

Der Abfluss in Punkt A aus den Gebieten 1, 2, 3 zusammen wird durch Summierung der Ordinaten der beiden Diagramme von Fig. 2 und 4 erhalten, wenn wir uns diese so übereinander setzen, dass die Punkte  $A_{2+3}$  und  $A_1$  senkrecht übereinander liegen, und nun beide Diagramme zusammenschieben bis die Horizontale  $A_1 B_1$  auf die Horizontale C zu liegen kommt. Fig. 5 ist also der Durchflussplan für das Entwässerungsgebiet Fig. 3. Die Abflussmenge nach der Zeit  $t_x$  ergibt sich also für Punkt A zu  $a + b$ , usw.

In gleicher Weise kann der Durchflussplan auch für ein weiter verzweigtes Kanalnetz bestimmt werden.

Ist die Regendauer  $t_r$  eine begrenzte, so ändert sich das Bild des Durchflussplanes, indem nun die rechte, offene Seite desselben eine bestimmte Abgrenzung erhält.

Denn mit dem Aufhören des Regens, nach der Zeit

$t_r$ , beginnt offenbar in Punkt A der Zufluss aus dessen nächster Umgebung abzunehmen, und zwar in dem gleichen Masse, wie er zu Beginn des Regens zugenommen hat. Der Abflussvorgang für Gebiet 3 und 2 wird in diesem Falle durch die schraffierte Fläche Fig. 7, Taf. IX, für Gebiet 1 durch Fig. 6 veranschaulicht. Der linksseitige Linienzug  $A_{2+3} B_2 C$  bez.  $A_1 B_1 D$  wird in der Vicari'schen Abhandlung (4) als Anlaufkurve, der entsprechende rechtsseitige (gestrichelte) als Ablaufkurve bezeichnet. Beide Linienzüge sind vollständig kongruent und parallel zu einander und in horizontaler Richtung um  $t_r$  (Regendauer) von einander entfernt.

Solange  $t_r$  grösser wie die Fliesszeit des Wassers vom obersten (zeitlich entferntesten) Punkte (in unserem Falle D) ist, ist die durch A fliessende sekdl. Grösstabflussmenge gleich dem gesamten Entwässerungsgebiet  $(\Sigma f) \cdot (i_r \cdot \psi)$ ; eine Reduktion der Abflussmenge infolge Verzögerung tritt also nicht ein.

Sobald aber  $t_r$  kleiner wie diese Fliesszeit wird, dann schiebt sich die untere Spitze der Ablaufkurve unter das obere Ende der Anlaufkurve herein, und damit wird der Einfluss der Verzögerung wirksam. Als Grösstabflussmenge ergibt sich nicht mehr  $(\Sigma f) \cdot (i_r \cdot \psi)$ , sondern ein kleinerer Wert, der sich aus dem Verzögerungsplan, wie nun der Durchflussplan genannt werden soll, leicht finden lässt.

Fig. 8 ist der Verzögerungsplan zu Fig. 3, der einfach wie bei Fig. 4 durch entsprechende Aneinanderfügung der einzelnen Teile sich ergibt. Die Abflussmenge, die zu einer Zeit  $t_x$  den Punkt A passiert, ist gleich der Summe der Ordinatenabschnitte  $y$ , die im Abstand  $t_x$  vom Nullpunkt  $A_{2+3}$  innerhalb der schraffierten Fläche übereinander liegen. Der Grösstwert  $Q_{max}$  lässt sich ebenfalls ohne Schwierigkeit herausfinden durch Aufsuchen des Grösstwertes von  $\Sigma y$ . Noch anschaulicher wird der Abflussvorgang und der Zeitpunkt des Eintreffens von  $Q_{max}$ , wenn die Abflusskurve nach Fig. 9 aufgezeichnet wird, die nichts anders ist als die zeichnerische Summierung der übereinander liegenden Ordinatenabschnitte des Verzögerungsplanes.

Die Konstruktion der Anlaufkurve durch Auftragen der Fliesszeiten und Wassermengen von links nach rechts, wie es vorstehend geschehen ist, ist jedoch nur dann möglich, wenn Kanalprofil, Gefälle und Geschwindigkeit schon bekannt sind, wenn es sich also um die Untersuchung der Abflussvorgänge in einem schon bestehenden Kanalnetz handelt. Soll dagegen das Kanalnetz mit Hilfe des Verzögerungsplanes erst berechnet werden, so muss die Anlaufkurve in umgekehrter Reihenfolge aufgezeichnet werden. Es muss also mit der obersten Kanalstrecke begonnen werden, indem man mit dem Wasserlaufe abwärts geht bis zur Einmündung eines Seitenkanals. Dann sucht man das oberste Ende dieses Seitenkanals auf und geht wieder streckenweise mit dem Wasserlaufe abwärts. Dieses Verfahren wiederholt sich fortwährend, bis die ganze Anlaufkurve bis zum untersten Kanalende aufgetragen ist.

Um nun die Abscissen- und Ordinatenwerte zum Auftragen der Anlaufkurve zu erhalten, wird zunächst die zu jeder einzelnen Kanalstrecke gehörige Abflussmenge aus der Entwässerungsfläche bestimmt. Es ist also nach Fig. 3:

$$Q_1 = f_1 \cdot i_r \cdot \psi_1$$

$$Q_2 = f_2 \cdot i_r \cdot \psi_2$$

$$Q_3 = f_3 \cdot i_r \cdot \psi_3$$

Diese  $Q$ -Werte werden zunächst in einer Tabelle zusammengestellt. Dann beginnt man, von oben wieder anfangend, das Kanalprofil jeder Strecke zu bestimmen, das sich ohne weiteres aus dem bekannten Spiegelgefälle und der Wassermenge  $Q_1$ ,  $Q_1 + Q_2$  usw. ergibt, solange  $t_1$ ,  $t_1 + t_2$  usw. kleiner als  $t_r$  ist, also keine Wassermengen durch die Verzögerung ausscheiden.

Von der Stelle ab, wo die Summe der Fliesszeiten, von oben gerechnet, grösser wird als die Regendauer  $t_r$ , muss jedoch in anderer Weise vorgegangen werden. Würden wir hier ohne Rücksicht auf die durch Verzögerung ausscheidenden Wassermengen das Kanalprofil und hieraus die Geschwindigkeit und Fliesszeit aus der jeweiligen Gesamtwassermenge bestimmen, so würde man zunächst Kanalprofile und Fliesszeiten erhalten, die von den tatsächlichen Werten beträchtlich abweichen können.

Es würden sich für solche Kanalstrecken zu grosse Profile, demnach zu grosse Geschwindigkeiten und zu kleine Fliesszeiten ergeben.

Aus der so gefundenen Anlaufkurve müsste man dann, um genauere Werte zu erhalten, für jede Kanalstrecke die Abflussmenge suchen, welche unter Berücksichtigung der Verzögerung sich ergibt. Aus dieser Durchflussmenge, die auch nur annähernd richtig ist, weil die Fliesszeiten noch nicht berichtigt sind, müsste man sodann nochmals Kanalprofil und Fliesszeit ermitteln und die Anlaufkurve neu auftragen. Würde dieses Verfahren öfters wiederholt, so würden sich die so gewonnenen Werte immer mehr der Wirklichkeit nähern.

Eine solche wiederholte Auftragung der Anlaufkurve würde aber zu viel Zeit und Arbeit kosten, die gespart werden kann, wenn man sich eines anderen Verfahrens bedient. Zu dessen Verständnis ist es aber notwendig, zuvor noch Begriff und Zweck der Summenkurve und des Regendiagrammes kennen zu lernen, die Hauff bei seiner Methode der graphischen Bestimmung der Abflussmenge angewendet hat.

#### b) Summenkurve und Regendiagramm.

Aus der Anlaufkurve kann die Hauff'sche Summenkurve (siehe Vicari (4)) konstruiert werden, welche durch graphische Summierung aller Ordinatenstücke der schraffierten (nach links offenen) oder auch der unschraffierten (rechts von der Anlaufkurve liegenden) Fläche erhalten wird (siehe Taf. X, Fig. 1). Vicari empfiehlt, bei Anlaufkurven geringeren Umfangs die Addition der Ordinatenstücke so durchzuführen, dass durch jeden Brechpunkt der Anlaufkurve eine Vertikale gezogen und auf derselben die Addition vorgenommen wird; bei sich über grössere Gebiete erstreckenden Anlaufkurven wäre diese Methode jedoch zu zeitraubend, weshalb man sich in diesem Falle damit begnügen kann, in entsprechend bemessenen Abständen die Addition auszuführen. Die dadurch begangene Ungenauigkeit ist, wenn die Abstände nicht zu gross genommen werden (160—200 Sekunden) nicht von Belang für das Ergebnis der Berechnung.

Mit Hilfe dieser Summenkurve lässt sich für den Kanalpunkt, dem sie zugehört, die Durchflussmenge nach einer beliebigen Zeit  $t_x$  (verflossen seit Beginn des Regens) rasch bestimmen, wenn man sich des Hauff'schen „Regendiagrammes“ bedient, das auf durchsichtiges Pauspapier nach Fig. 2, Taf. X aufgetragen und mit der Summenkurve zur Deckung gebracht wird. Zur Herstellung dieses Diagrammes zieht man, wie bei der Anlaufkurve, ein rechtwinkliges Achsenkreuz, auf dessen Abscisse  $OA$  man im Massstab der Anlaufkurve die Regendauer  $t_r$  (im vorliegenden Falle gleich 300 Sek. angenommen) aufträgt, während man auf der Vertikalen über  $A$  die Durchflussmengen von 100 zu 100 sl, ebenfalls im Massstab der Anlaufkurve, aufträgt. Wird dieses Diagramm auf die Summenkurve so gelegt, dass dessen  $O$ -Punkt mit einem beliebigen Punkt der genannten Kurve sich deckt, so stellt die Ordinate  $AX^1)$  (Fig. 1) des Regendiagramms die Abflussmenge dar, welche am unteren Ende der Kanalstrecke 12 nach der seit dem Regenbeginn verflossenen Zeit  $t_x$  zum Durchfluss kommt.

Nach Figur 1 muss also sein:

$$AX = f + a + b + c.$$

Der Beweis ergibt sich nach Vicari wie folgt:

Es ist

$$AX + A'A = (f + a + b + c) + (d + e) \dots \dots 1)$$

Wegen der Parallelität der Anlaufkurve mit der Ablaufkurve, und da  $O'O'' \parallel A'A''$  ist, muss

$$d = d' \text{ und } e = e' \text{ und } \dots \dots \dots 2)$$

$$d + e = d' + e' \text{ sein } \dots \dots \dots 2 a)$$

Es ist aber, da die Summenkurve nichts als die Summierung der Ordinatenabschnitte der rechts von der Anlaufkurve liegenden Fläche ist:

$$d' + e' = OO' \text{ und infolgedessen auch}$$

$$d + e = OO' \dots \dots \dots 3)$$

$$OO' = AA' \dots \dots \dots 3 a)$$

---

<sup>1)</sup> Abschnitt von  $AA'$  zwischen  $A$  und dem Schnitt mit Anlaufkurve.

Sonach:

$$d + e = A A' \dots\dots\dots 4)$$

Setzen wir den Wert in Gleichung 1) ein, so erhält man

$$A X + (d + e) = (f + a + b + c) + (d + e).$$

( $d + e$ ) fällt auf beiden Seiten heraus, und es verbleibt:

$$A X = f + a + b + c, \text{ was zu beweisen war.}$$

Mit Hilfe der Summenkurve und des Regendiagramms können wir also, ohne die Ablaufkurve zeichnen zu müssen, nicht nur die Durchflussmenge für jede beliebige Zeit nach Beginn des Regens, sondern auch das Durchflussmaximum selbst finden. Zu letzterem Zwecke fährt man mit dem Nullpunkt des Diagramms auf der Summenkurve entlang (wobei  $OA$  stets horizontal zu halten ist) unter Beobachtung der sich ständig ändernden Werte  $A X = Q$ . Bei einiger Übung findet man rasch das Maximum von  $A X$ , wenn man beachtet, dass  $A X$  da am grössten wird, wo die Summenkurve am steilsten ist.

c) Das Auftragen der Anlaufkurve unter Zuhilfenahme von Summenkurve und Regendiagramm.

Es ist am Ende des Kap. 2a dieses Abschnittes bereits angedeutet worden, dass es möglich ist, die Anlaufkurve unmittelbar, ohne wiederholtes Aufzeichnen aufzutragen. Das Mittel hierzu bietet uns die Summenkurve in Verbindung mit dem Regendiagramme. Mit Hilfe von Summenkurve und Regendiagramm finden wir nicht allein das  $Q_{\max}$  für die im Verzögerungsbereich liegenden Kanalstrecken, sondern sie bietet uns auch eine bequeme Handhabe, gleich die richtigen Fliesszeiten für diese Kanalstrecken zu bestimmen und demnach die Anlaufkurve gleich richtig aufzutragen.

Ein Beispiel macht am besten den Gang der Berechnung klar, und es sei für das auf Tafel XI dargestellte Kanalnetz die Anlaufkurve zu bestimmen. Als Berechnungsregen sei massgebend:  $i_r = 130$  sl,  $t_r = 10$  Min. Gegeben ist ferner der Versickerungskoeffizient  $\psi = 0,38$ , der aber auch, ohne dass dadurch die Rechnung erschwert würde, beliebig oft wechseln könnte (auch ein grosser Vorteil des graphischen Verfahrens!).

In einer weiteren Tabelle (Taf. XII) haben wir uns bereits die Einzelabflussmengen

$$\begin{aligned} Q_1 &= f_1 \cdot i_r \cdot \psi_1 \\ Q_2 &= f_2 \cdot i_r \cdot \psi_2 \\ Q_3 &= f_3 \cdot i_r \cdot \psi_3 \\ &\dots \dots \dots \dots \dots \dots \\ Q_n &= f_n \cdot i_r \cdot \psi_n \end{aligned}$$

zusammengestellt. Ferner ist bereits ermittelt worden, oder es kann, fortschreitend mit der Berechnung bestimmt werden: das Gefälle  $J$  jeder Kanalstrecke.

Es wird mit der obersten Strecke  $l$  begonnen und dann fortlaufend abwärts aus dem Gefälle und der Wassermenge das Kanalprofil und hieraus die Fliesszeit bestimmt (immer volle Füllung angenommen), bis wir an die Stelle kommen, wo die Summe der Fliesszeiten, vom obersten Punkte an gerechnet, grösser wird als die Regendauer  $t_r = 10$  Minuten = 600 Sekunden. Das wäre in vorliegendem Falle bei Strecke 31 des Hauptsammlers das erstemal der Fall.

Wir wollen aber hier von der Berücksichtigung der Verzögerung noch absehen, weil — wie wir beim Auflegen des Regendiagramms sehen können — Strecke 31 zufällig nur im alleruntersten Stück über die Fliesszeit  $t_r = 600$  Sekunden hinausragt und daher noch als ausserhalb des Verzögerungsbereichs liegend betrachtet werden kann. Wir können daher in der Konstruktion der Anlaufkurve fortfahren, bis wir zur Sammlerstrecke 47 kommen. Für 47 ist zwar die vom Einzelgebiet 47 selbst zum Abfluss gelangende Wassermenge bekannt, nicht aber die Flutwelle  $Q_{max}$ , die massgebend für die Bestimmung des Kanalprofils und der Fliesszeit ist. Hier leistet uns nun die Summenkurve und das Regendiagramm sofort gute Dienste. Wir können nämlich die Summenkurve für den obersten Punkt von 47 sofort zeichnen. Dieselbe hat den Verlauf  $bcd$  (siehe Fig. 2, Taf. XI). Suchen wir mittels des Regendiagramms auf der Summenkurve  $bcd$  den Wert  $Q'_{max}$ , so erhalten wir damit die grösste Flutwelle für den obersten Teil der Strecke 47. Diese Flutwelle  $Q'_{max}$  wird sich nur wenig unterscheiden von der Welle  $Q_{max}$  im unteren Ende von 47, und es kann somit das Profil von



47 und damit auch die Fliesszeit bestimmt werden, die in der Anlaufkurve aufgetragen wird. Damit haben wir aber die Anlaufkurve von 47 selbst gefunden. Es kann nun zur Kontrolle nochmals das  $Q_{\max}$  auf Grund der Anlaufkurve  $abcd$  für den unteren Teil von 47 aufgesucht werden. Aus der Tabelle Taf. XI ist zu ersehen, dass die Summenkurve  $bcd$  für den obersten Punkt von Strecke 47 ein  $Q'_{\max} = 1380$  sl ergibt. Zur Ableitung dieser Wassermenge ist beim Gefälle 1:194 ein Eiprofil 120/80 nötig. Die Geschwindigkeit für volle Füllung ist gleich 2,00 m, also die Fliesszeit der 200 m langen Strecke  $\frac{200}{2} = 100$  Sek. Damit können wir in der

Anlaufkurve die Strecke 47 zeichnen, weil die Abscisse (100 Sek.) und die Ordinate ( $1,90 \times 49 = 93$  sl) nun bekannt sind. Suchen wir nun, nachdem jetzt die Summenkurve  $abcd$  für den untersten Punkt von Strecke 47 gefunden ist, den Wert  $Q_{\max}$  selbst, so finden wir mit Hilfe des Regendiagramms 1400 sl, also nur 20 sl mehr als das  $Q'_{\max}$  aus der Summenkurve  $bcd$ . Dieser geringe Unterschied ändert aber an der Rechnung nichts mehr.

In der gleichen Weise wird beim Aufsuchen von  $Q'_{\max}$  bzw.  $Q_{\max}$  für die übrigen Sammlerstrecken 49, 51, 68, 70, 84, 87 und 89 verfahren. Es ergibt sich hierbei, dass durchweg  $Q'_{\max} = Q_{\max}$  ist, d. h. dass die aus dem Gebiet der betr. Sammlerstrecke selbst noch hinzukommende Wassermenge auf die Grösse der Flutwelle gar nicht mehr von Einfluss ist.

Der Einfachheit der Rechnung wegen wurde in Taf. XII durchweg die Abflussgeschwindigkeit für volle Füllung der Rohre angenommen, trotzdem einzelne — die oberen — Rohrstrecken vielfach nur teilweise gefüllt sind. Es bietet aber auch keine Schwierigkeiten, die Geschwindigkeiten und Fliesszeiten entsprechend dem wirklichen Füllungsgrad des Kanals zu bestimmen, wenn man sich dieser Mehrarbeit unterziehen will. Aus Tafel XII ist aus den Rubriken 8, 9 und 14 zu ersehen, welche Kanäle nicht voll beansprucht sind. So ist dies z. B. Kanalstrecke 1, 2, 3, 5, 12, 13, 14, 15, 16, 17 usw.

Es ist aber zu beachten, dass

1. bei den Kreiskanälen die Geschwindigkeiten bei halber und bei ganzer Füllung die gleichen sind und nur bei Füllhöhen, die kleiner sind als  $\frac{d}{2}$  wesentliche Unterschiede gegenüber den v-Werten der vollen Füllung aufweisen,
2. dass bei den normalen Eiprofilen (die hier zu Grunde gelegt worden sind und deren Höhe sich zur Breite verhält wie 3 : 2) die Geschwindigkeiten sich wenig ändern bei Füllhöhen über  $\frac{2}{3} h$ .

Hieraus folgt wiederum, dass es keinen Zweck hat, die Geschwindigkeiten nochmals für die Teilfüllung zu berechnen, wenn

1. bei den Kreiskanälen die berechnete Abflussmenge nicht kleiner ist wie die Leistung bei halber Füllung,
2. bei den normalen Eiprofilen die berechnete Abflussmenge nicht geringer ist als das 0,7 fache der Leistung des vollen Profils (es verhält sich annähernd:  $Q_n : Q_{\frac{2}{3} h} = 10 : 7$ ).

Auch bei den anderen Profilen liegen die Verhältnisse ähnlich.

Berücksichtigen wir das eben Gesagte, so ergibt sich, dass von den oben angeführten Kanalstrecken es sich allenfalls bei 1, 2, 3, 5, 13, 14, 15 und 17 lohnen würde, Geschwindigkeit und Fliesszeit richtig zu stellen, aber ersichtlich auch nur dann, wenn es sich um grosse Kanallängen und starke Gefälle handelt.

Letzteres ist der Fall bei 1, 2, 3, 5, 13 und 15, deren v-Werte und Fliesszeiten sich wie folgt ändern würden:

Strecke:	Geschwindigkeit:	Fliesszeit:
1	1,50 m statt 2,00	53 statt 40 Sek.
2	1,55 " " 2,00	58 " 45 "
3	1,32 " " 1,87	60 " 43 "
5	1,30 " " 1,87	65 " 45 "
13	1,71 " " 1,80	58 " 55 "
15	0,85 " " 1,43	78 " 46 "

Viel kommt, wie ersichtlich, bei dieser genaueren Berechnung nicht heraus, da es sich immer nur um einzelne Strecken handelt und offenbar Anlaufkurve und

Summenkurve sich nur wenig ändern. Im übrigen liefert ja, wie bekannt, auch das an sich zwar für die Kanalberechnung hinreichend genaue graphische Verfahren doch immer nur gute Annäherungswerte, mit denen wir uns zufrieden geben müssen und können, und die bei der obigen genaueren Berechnung der Fliesszeit kaum beeinflusst werden. Der geringe Fehler, den wir bei Zugrundlegung von  $v$  für volle Füllung machen, erhöht ausserdem ja nur den Sicherheitsgrad der Berechnung, weil sich dadurch nur grössere und nicht kleinere Abflussmengen ergeben können.

#### d) Die Rechnung mit einer Regenreihe.

Die Gründe, warum bei einem grösseren Kanalnetz mit langgestreckten Sammlern die Rechnung mit nur einem Regenfall nicht genügt, sind bereits früher ausführlich behandelt worden.

Mit Hilfe des Regendiagramms lässt sich nun ohne Schwierigkeit auch für eine Reihe von Berechnungsregen das Abflussmaximum auffinden.

Es liege z. B. auf Grund der Regenauswertungen eine Reihe von 4 Berechnungsregen vor und zwar

Regen I: Dauer  $t_I = 10''$  Intensität  $i_I = 180$  sl.

„ II: „  $t_{II} = 15''$  „  $i_{II} = 120$  „

„ III: „  $t_{III} = 20''$  „  $i_{III} = 80$  „

„ IV: „  $t_{IV} = 25''$  „  $i_{IV} = 40$  „

welche als gleichwertig<sup>1)</sup> bestimmt wurden und der Kanalberechnung zugrunde gelegt werden sollen.

Es wird nun so verfahren, dass zunächst nach Taf. XII für den stärksten Regen, also für  $i_I t_I$ , die Abflussmengen, hieraus Kanalprofil, Geschwindigkeit und Fliesszeit bestimmt und tabellarisch zusammengetragen werden. Auch hier muss dann wieder in der im vorigen Kapitel beschriebenen Weise mit dem Auftragen der Anlaufkurve so vorgegangen werden, dass für jede im Verzögerungsbereiche liegende Kanalstrecke sofort fortlaufend die Summenkurve konstruiert wird, um hieraus gleich wieder das massgebende Kanalprofil und die diesem entsprechende Geschwindigkeit zu erhalten und

<sup>1)</sup> In Bezug auf die Häufigkeit, mit der sie übertroffen werden.

die richtige Fliesszeit in der Anlaufkurve auftragen zu können. Es muss also wieder während des Auftragens der Anlaufkurve das Regendiagramm mitbenutzt werden.

Da man aber hier nicht blos mit einem, sondern mit mehreren Berechnungsregen zu arbeiten hat, so muss jede Summenkurve mit ebensoviel Regendiagrammen untersucht werden. Würde zu diesem Zwecke ein im Masstab der Anlaufkurve aufgetragenes Diagramm nach Fig. 3, Taf. X benutzt werden, so müssten die an den Vertikalen II, III, IV gemachten Ablesungen  $Q_{II}$ ,  $Q_{III}$ ,  $Q_{IV}$  im Verhältnis  $\frac{i_{II}}{i_I}$  bezw.  $\frac{i_{III}}{i_I}$  bezw.  $\frac{i_{IV}}{i_I}$  reduziert werden, während nur  $Q_I$  unmittelbar die richtige Abflussmenge ergibt, weil die Ordinaten des Regendiagramms den gleichen Masstab haben wie jene der Anlaufkurve, die für die Abflussmengen von Regen I aufgetragen ist. Diese jedesmalige Reduktion würde umständlich und zeitraubend sein und das Auffinden von  $Q_{max}$  sehr erschweren. Sie kann erspart werden, wenn der Masstab der Ordinatenwerte der Vertikalen II, III, IV entsprechend reduziert wird; dann ergibt sich unmittelbar die richtige Ablesung.

Ist z. B. die Anlaufkurve für Regen I nach dem Masstabe 1 cm = 200 sl aufgetragen, so muss der Masstab sein:

$$\begin{aligned} \text{Bei Diagramm II: } 1 \text{ cm} &= 200 \frac{i_{II}}{i_I} = 200 \frac{120}{180} = 133,33 \text{ sl} \\ \text{„ „ III: } 1 \text{ „} &= 200 \frac{i_{III}}{i_I} = 200 \frac{80}{180} = 88,88 \text{ „} \\ \text{„ „ IV: } 1 \text{ „} &= 200 \frac{i_{IV}}{i_I} = 200 \frac{40}{180} = 44,44 \text{ „} \end{aligned}$$

In diesen Masstäben werden nun auf den Vertikalen I, II, III, IV die Wassermengen aufgetragen und die gleichwertigen Punkte miteinander verbunden. Statt einer Schar von Geraden wie bei Fig. 3 entsteht hierdurch eine Schar nach rechts hin divergierender Kurven (Fig. 4, Taf. X). Mit diesen Regendiagrammen lässt sich ohne grosse Mühe das absolute Abflussmaximum auffinden, das für die Dimensionierung der einzelnen Sammlerstrecken massgebend ist. Im übrigen

ist der Rechnungsvorgang genau derselbe wie bei Annahme eines Berechnungsregens (siehe vor. Kap.).

Dadurch, dass bei dieser Berechnungsmethode für alle Berechnungsregen die gleiche Fliessgeschwindigkeit angenommen werden muss, begehen wir eine Ungenauigkeit. Denn wir nehmen an, dass z. B. einer Sammlerstrecke, die auf Grund der Summenkurve nach Regen II dimensioniert wurde, die Regenabflüsse innerhalb der gleichen Zeit  $t_x$  zufließen als bei Sturzregen I. Das ist aber tatsächlich nicht genau zutreffend, denn alle oberhalb dieser Sammlerstrecken liegenden, meist nach Regen I für volle Füllung gerechneten Kanäle sind während Regen II nur teilweise gefüllt und führen die Abflüsse daher langsamer ab, in der Zeit  $t_x + \Delta t$ . Ebenso verhält es sich mit den nach Regen III und IV bemessenen Sammlerstrecken, wo die Unterschiede noch etwas grösser werden. In Wirklichkeit ist aber der Fehler nicht so gross, weil die Anlauf- und Summenkurve für den stärksten Regen  $i_1$  aufgetragen worden ist. Der weitaus grösste Teil der Kanäle wird ohnehin nach diesem Regen zu dimensionieren sein (insbesondere alle ausserhalb des Verzögerungsbereichs liegenden Kanäle), ist also richtig berechnet. Nur für einen kleineren Teil des Kanalnetzes (die Sammler) wird der zweite Regen, für einen noch kleineren Teil, oder überhaupt nicht, werden die weiteren Regen grundlegend sein. Nur für die Kanalstrecken, wo einer der Regen II, III, IV die grösste Flutwelle bringt, ist also eine gewisse Ungenauigkeit begangen und die Geschwindigkeit  $v$  zu gross, die Fliesszeit daher zu niedrig angenommen worden. Es ist aber zu beachten, was bereits im vorigen Kapitel gesagt wurde, dass die Geschwindigkeit in den Kreiskanälen bei halber und ganzer Füllung gleich gross ist und dazwischen sich wenig ändert, und dass bei anderen Profilformen die Verhältnisse ähnlich liegen. Infolgedessen wird zumindest bei Regen I und II in den Fliesszeiten kaum ein grösserer Unterschied bestehen und der Fehler höchstens bei den nach Regen III und IV berechneten grösser werden. Diese Regen werden aber, wie schon erwähnt, selbst bei grösseren Kanalnetzen eine grössere Flutwelle bringen als I

und II und daher nur vereinzelt massgebend für die Dimensionierung sein. Ausserdem ist zu erwähnen, dass der so gemachte Fehler nur den Sicherheitsgrad der Berechnungen erhöhen, aber nie herabsetzen kann, weil durch die zu grossen  $v$ -Werte sich zu kleine Fliesszeiten ergeben und daher die Anlauf- und Summenkurve in diesem Falle etwas zu grosse Abflussmengen liefert.

e) Die Rechnung mit beliebig vielen Berechnungsregen.

Es kann nun noch Schritt weitergegangen werden und statt mit einer Regenreihe mit beliebig viel Regen gerechnet werden. In Teil I Kapitel 5 wurde gezeigt, wie man aus der graphischen Tabelle die Reihe, und aus dieser die Kurve der Berechnungsregens erhält, welche unendlich viele gleichwertige Berechnungsregen für jede beliebige Dauer  $t_x$  innerhalb der Grenzen  $t_1$  bis  $t_n$  enthält. Die Rechnung mit der Regenkurve ist fast die gleiche wie mit der Regenreihe, da wir uns erstere auch als eine Regenreihe denken können, deren aufeinanderfolgende Regenpunkte unendlich nahe beisammen liegen. Auch das Regendiagramm unterscheidet sich nur wenig von dem im vorhergehenden Kapitel beschriebene. Es kann auf folgende Weise konstruiert werden:

Man zerlegt zunächst die Regenkurve — es sei als Beispiel die Kurve A auf Taf. VIII gewählt — durch eine Anzahl gleicher Abscissenabschnitte in eine grössere Reihe von Regen, deren  $i$ -Werte auf den Schnittpunkten der in den Abscissenpunkten errichteten Senkrechten mit der Kurve liegen. Wählt man Zeitabstände von  $2\frac{1}{2}$  Min., so erhält man auf Kurve A folgende Schnittpunkte:

Für $t =$	5'	$i_1 = 261$ sl
	$7\frac{1}{2}'$	$i_2 = 200$ sl
	10'	$i_3 = 165$ sl
	$12\frac{1}{2}'$	$i_4 = 142$ sl
	15'	$i_5 = 120$ sl
	$17\frac{1}{2}'$	$i_6 = 102$ sl

20'	$i_7 = 87$ sl
$22\frac{1}{2}'$	$i_8 = 74$ sl
25'	$i_9 = 64$ sl
$27\frac{1}{2}'$	$i_{10} = 55$ sl
30'	$i_{11} = 48$ sl

Ist die Anlaufkurve für den  $7\frac{1}{2}$  Min.-Regen aufgetragen worden, (Regen von zu geringer Dauer sollten aus den in Teil I, Kapitel 4 angeführten Gründen unberücksichtigt bleiben, weshalb der 5'-Regen weggelassen ist), so müssen zunächst wieder die Masstäbe für die Regen von 10—30 Min. Dauer bestimmt werden, um das Regendiagramm zeichnen zu können.

Sind die Ordinaten der Anlaufkurve im Masstabe  $m_2 = 1 \text{ cm} = 200$  sl aufgetragen, so ergibt sich für die übrigen Regen:

Masstab	$m_3 : 1 \text{ cm} = 200$	$\frac{165}{200} = 165$ sl (od. 200 sl = 1,21 cm)
„	$m_4 : 1 \text{ cm} = 200$	$\frac{142}{200} = 142$ sl ( „ 200 sl = 1,41 cm)
„	$m_5 : 1 \text{ cm} = 200$	$\frac{120}{200} = 120$ sl ( „ 200 sl = 1,67 cm)
„	$m_6 : 1 \text{ cm} = 200$	$\frac{102}{200} = 102$ sl ( „ 200 sl = 2,00 cm)
„	$m_7 : 1 \text{ cm} = 200$	$\frac{87}{200} = 87$ sl (u. s. f.)
„	$m_8 : 1 \text{ cm} = 200$	$\frac{74}{200} = 74$ sl „
„	$m_9 : 1 \text{ cm} = 200$	$\frac{64}{200} = 64$ sl „
„	$m_{10} : 1 \text{ cm} = 200$	$\frac{55}{200} = 55$ sl „
„	$m_{11} : 1 \text{ cm} = 200$	$\frac{48}{200} = 48$ sl „

Diesen Masstäben entsprechend erfolgt die Aufzeichnung des Diagramms, indem wieder die gleichwertigen Punkte zu je einer Kurve zusammengesetzt werden. Die Vertikalen, die in Abständen von  $2\frac{1}{2}'$  auf-

getragen wurden, können, nachdem die Kurvenschar gezeichnet ist, ganz wegbleiben.

Damit ist das Regendiagramm für unendlich viele Berechnungsregen gefunden, mit dem aus der Summenkurve die Flutwelle jenes Regens aufgesucht werden kann, der die grösste Belastung bewirkt. Die Dauer und Stärke dieses Regens zu wissen, hat meist nur theoretisches Interesse, und deshalb können, wie schon erwähnt, diese Angaben im Diagramme ganz fortbleiben.

#### f) Schlussbemerkung.

Die im Vorstehenden eingehend beschriebene Berechnung der Grösstabflussmengen mittels Anlaufkurve, Summenkurve und Regendiagramm ist natürlich nur dann möglich, wenn zuvor an der Hand des vorliegenden meteorologischen Materials die Reihe oder Kurve der Berechnungsregen bestimmt werden konnte. Fehlt es an solchen meteorologischen Unterlagen — und das wird häufig genug vorkommen —, so muss versucht werden, solche von einem benachbarten Orte zu bekommen. Selbst wenn dieses Material mangelhaft sein sollte, wird es wohl möglich sein, wenigstens 1 oder 2 Regen nach Intensität und Dauer zu bestimmen, die benutzt werden können. Bei kleineren Kanalnetzen wird auch fast immer ein Berechnungsregen von  $7\frac{1}{2}$  bis 10 Minuten für die Dimensionierung ausreichen, da länger dauernde Regen, deren Dauer grösser ist als die grösste Fliesszeit, nicht mehr in Frage kommen werden, ebensowenig kürzere Sturzregen aus den schon früher angeführten Gründen.

Fehlen meteorologische Aufzeichnungen ganz und gar, so muss man sich gezwungen mit einer mehr oder weniger willkürlichen Regenannahme begnügen. Aber auch in diesem Falle gebührt immer noch der graphischen Berechnungsmethode der Vorzug. Freilich kennen wir die wirtschaftliche Wertigkeit dieses Regens und demnach die voraussichtliche Überlastungshäufigkeit der danach dimensionierten Kanäle nicht; wir wissen aber wenigstens, dass für alle Kanalpunkte diese Überlastungshäufigkeit die gleiche ist, und nicht eine verschiedene wie bei der alten Berechnungsmethode.



Mit der alten Rechnungsweise muss endlich einmal gebrochen werden, da deren Resultat unter Umständen falscher ist, als wenn wir die durch Verzögerung auscheidenden Wassermengen je nach Form, Kanallänge und Gefällverhältnissen schätzungsweise bestimmen.

Wer sich einmal der graphischen Methode bedient hat, wird dieselbe schätzen gelernt haben, und sich kaum mehr dazu entschliessen können, zur alten, wenn auch wesentlich bequemeren Rechnung mit dem Koeffizienten zurückzukehren.

Die Gegner der graphischen Methode werden vielleicht dieser entgegenhalten, dass sie ebenfalls keinen Anspruch auf Genauigkeit machen könne, da selbst bei noch so gewissenhafter Auswertung der Regenbeobachtungen Umstände mitsprechen, die immer wieder Ungenauigkeiten mit sich bringen und als eine Quelle von Fehlern zum Ausdruck kommen. Dem ist entgegenzuhalten, dass es schon im Wesen der Ingenieurwissenschaften und ganz besonders auch der Kanalisationsberechnung liegt, dass man sich mit Annäherungswerten begnügen muss. Es ist aber zweifelsohne feststehend, dass man in der graphischen Methode unter allen Umständen die einzige Möglichkeit hat, diese Annäherungswerte so genau, als es eben das Wesen dieser auf einer Reihe von Beobachtungen und Annahmen aufgebauten Wahrscheinlichkeitsrechnung zulässt, festzustellen. Und es ist Pflicht eines jeden Kanalisationsingenieurs, sich bei Wahl verschiedener Rechnungsarten eben derjenigen zu bedienen, die logisch richtig ist und ihm die besten Ergebnisse liefert, selbst wenn dieselbe umständlicher, zeitraubender und mühevoller ist. Beim Ingenieur muss Gründlichkeit und Gewissenhaftigkeit der oberste Grundsatz sein und dieser Grundsatz muss ihn von selbst dazu führen, bei der Berechnung von Kanalisationsanlagen sich der vorbeschriebenen Methode zu bedienen. Die blosse Annahme von Regen nach dem Gefühl und die Anwendung eines der allerdings recht bequemen Verzögerungskoeffizienten sollte heute seitens der Behörden, denen die Prüfung von Kanalisationsprojekten obliegt, nicht mehr geduldet werden.

Es wäre noch zu erwähnen, das natürlich Hand in Hand mit der vorbeschriebenen Bestimmung der Berechnungsregen und der Abflussverzögerung auch der sogenannte Abfluss- (auch Versickerungs-) Koeffizient auf gewissenhafteste festzustellen ist, da hiervon nicht zum unwesentlichen die Richtigkeit der ganzen Kanalberechnung abhängig ist. Auch hier darf man sich nicht mit blossen Annahmen begnügen, sondern muss überall da, wo dies möglich ist, durch örtliche Aufnahme des Bebauungscharakters einer Anzahl von Baublocks bestimmen, welcher Flächenanteil auf die verschiedenen Befestigungsarten des bebauten oder zu bebauenden Gebietes entfällt. Es wäre also zu untersuchen, welchen Anteil die gepflasterten, die chaussierten und die unbefestigten Bodenflächen an der Gesamtfläche haben, woraus dann der durchschnittliche Abflusskoeffizient sich feststellen lässt; dabei ist noch zu erwägen, ob bei künftig zu bebauenden Gebieten nicht eine Änderung der Bebauungsdichte und der Art der Bodenbefestigung zu erwarten ist, in welchem Falle der Koeffizient entsprechend zu ändern ist. Bei grösseren Städten, wo die Bebauungsdichte in den verschiedenen Stadtteilen eine verschiedene ist, muss das ganze Entwässerungsgebiet zunächst in einzelne Zonen eingeteilt werden, deren jede in der oben angegebenen Weise ihren besonderen Versickerungskoeffizienten erhalten wird. Gartenflächen, Parkanlagen und dergleichen können bei dem graphischen Verfahren besonders berücksichtigt werden, was, wie schon früher darauf hingewiesen, als ein besonderer Vorteil desselben zu bezeichnen ist.

## Literatur-Verzeichnis.

---

1. Fröhling, A. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Teil 3, Bd. IV.: Die Entwässerung der Städte. III. Auflage 1893, IV. Auflage 1903.
  2. Hecker Beitrag zur Berechnung von Kanalisationsleitungen. Gesundheitsingenieur 1901 Nr. 23.
  3. Heyd, Th. Die Wirtschaftlichkeit bei den Städteentwässerungsverfahren. Mannheim 1908.
  4. Vicari, M. Die graphische Berechnung städt. Kanalnetze nach Ingenieur Hauff, Mainz, Gesundheitsingenieur 1909 Nr. 34.
  5. Weyrauch, R. Unterlagen zur Dimensionierung städtischer Kanalnetze. Stuttgart und Berlin 1904.
  6. Bürkli. Grösste Abflussmengen bei städtischen Abzugkanälen. Zürich 1880.
-

Fig. 1

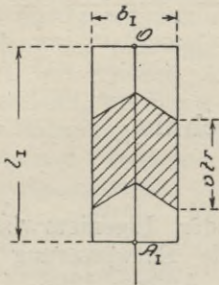


Fig. 1a

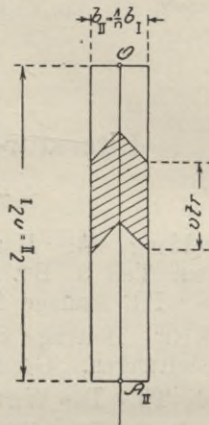


Fig. 2

Abflußkurve für  $A_1$  (in Fig. 1)

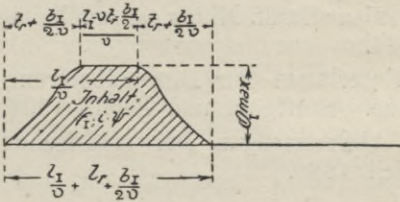


Fig. 2a

Abflußkurve für  $A_{II}$  (in Fig. 1a)

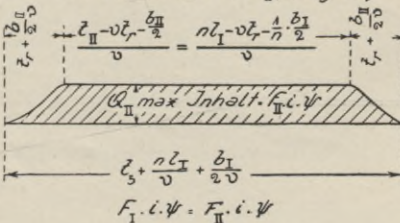


Fig. 3

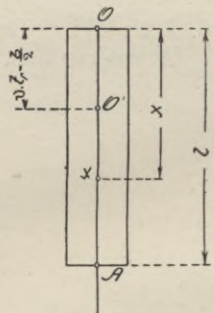
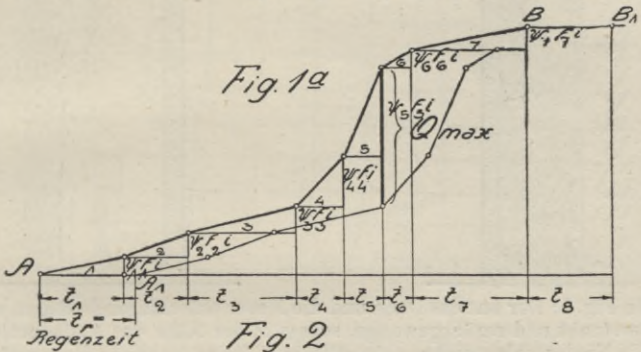


Fig. 1

Abflußkoeffizient	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi_3$	$\psi_4$	$\psi_5$	$\psi_6$	$\psi_7$
A	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$	$f_7$
	$l_1$	$l_2$	$l_3$	$l_4$	$l_5$	$l_6$	$l_7$
Fließgeschwindigkeit	$v_1$	$v_2$	$v_3$	$v_4$	$v_5$	$v_6$	$v_7$



Abflußkoeffizient	$\psi_1$	$\psi_3$	$\psi_3$	$\psi_7$	$\psi_2$	$\psi_4$	$\psi_6$
A	$f_1$	$f_2$	$f_3$	$f_4$	$f_5$	$f_6$	$f_7$
	$l_1$	$l_2$	$l_3$	$l_4$	$l_5$	$l_6$	$l_7$
Fließgeschwindigkeit	$v_1$	$v_2$	$v_3$	$v_4$	$v_5$	$v_6$	$v_7$

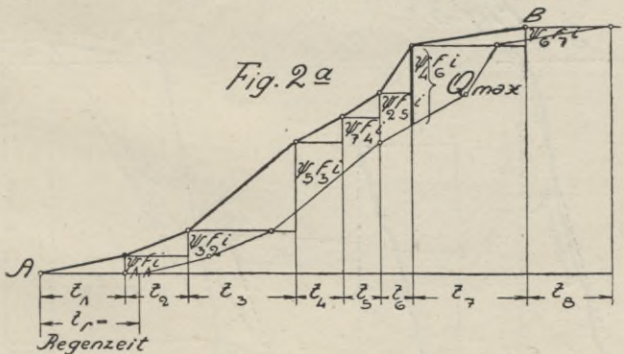


Fig. 1

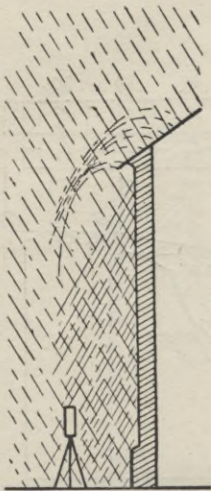
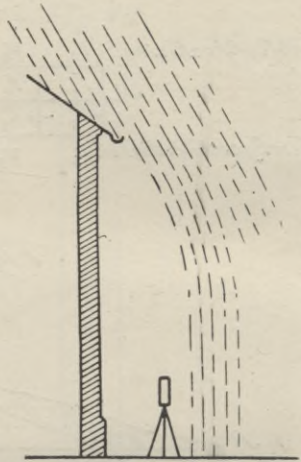


Fig. 2



Zu Fig. 1: Der auf das Dach und die Mauer aufschlagende Regen wird zerstaubt und zurückgeworfen, sodass in der Nähe des Auffanggefässes die Niederschlagsdichte grösser ist als die tatsächliche Regenstärke.

Zu Fig. 2: Bei schräg einfallenden Regen wird der Wassertropfen zum grossen Teil vom Dach aufgefangen.

Fig. 3

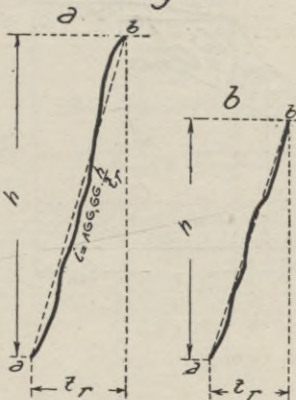


Fig. 4

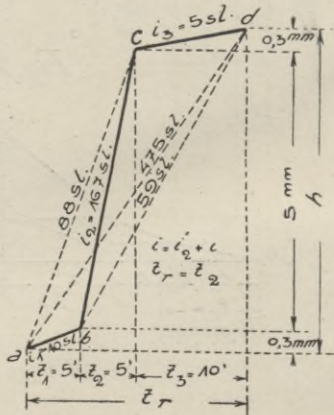


Fig. 5

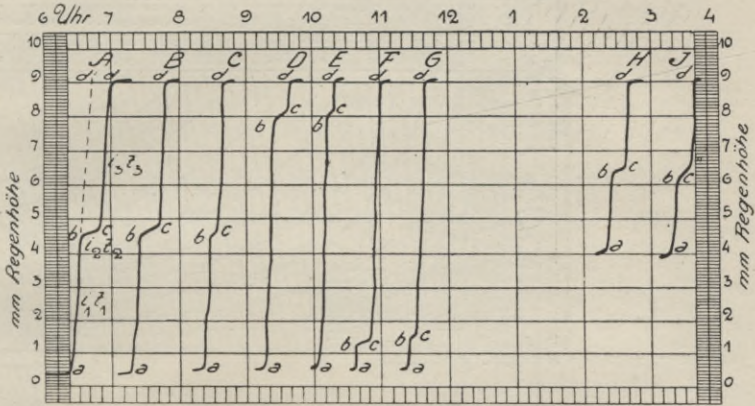
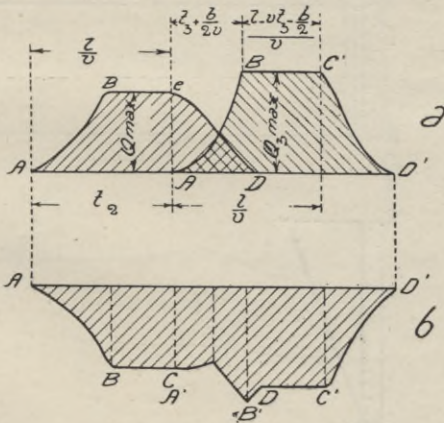


Fig. 6



(Tafel IV folgt hinter Tafel V.)

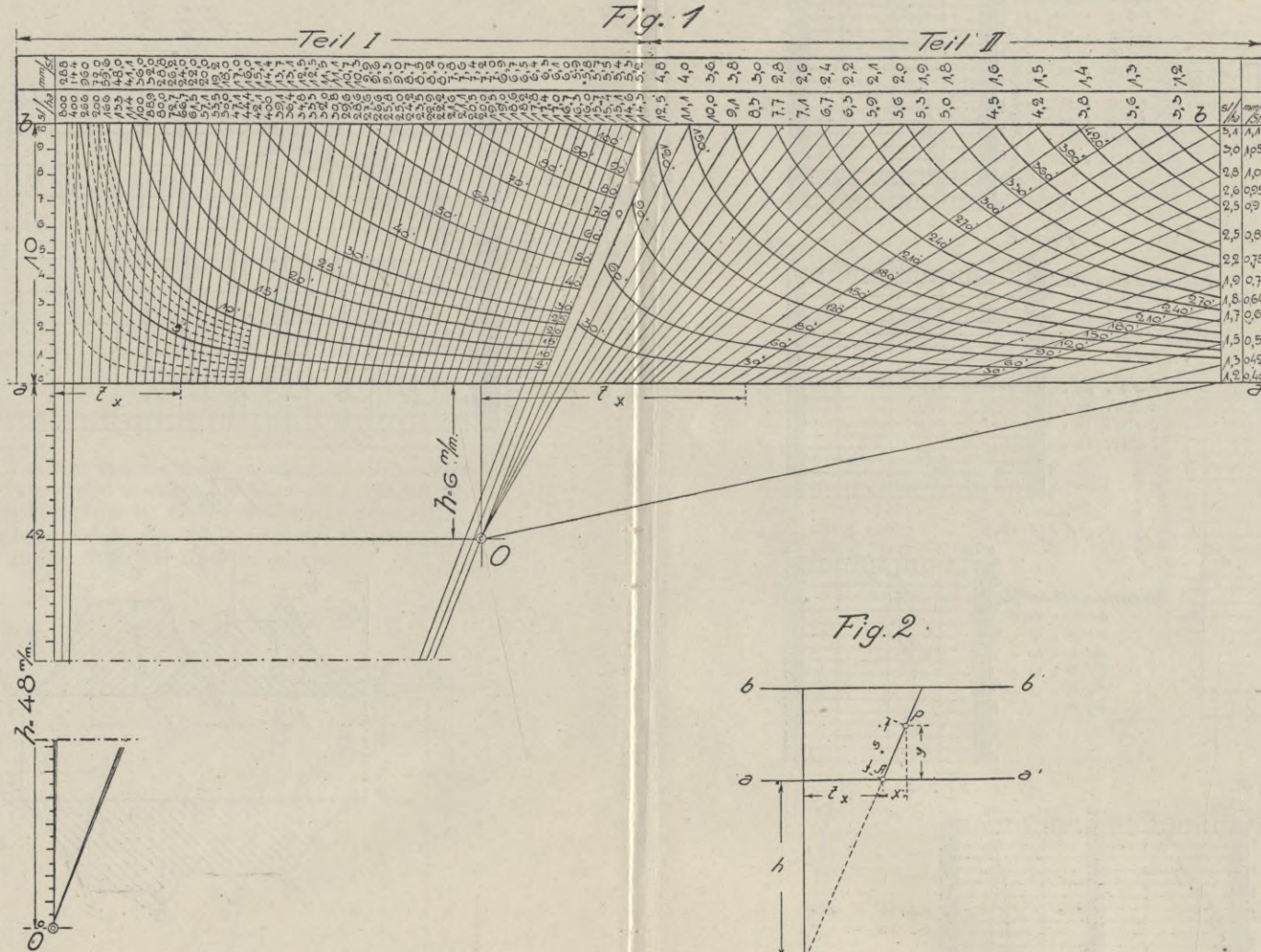




Fig. 7

Abschnitt a-b: 10 Min. 22 s/ha

- b-c: 7 • 156 •
- c-d: 4 • 11 •
- d-e: 12 • 2 •
- c-e: 16 • 52 •
- a-e: 17 • 58 •
- a-d: 21 • 50 •
- b-d: 11 • 92 •
- a-e: 23 • 325 •

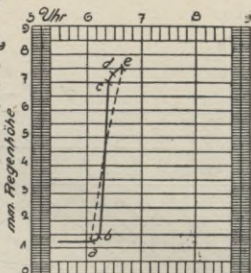


Fig. 7

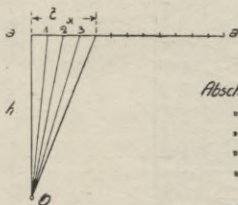


Fig. 2

Abschnitt a-b: 8 Min. 4 s/ha

- b-c: 2 • 295 •
- c-d: 6 • 67 •
- d-e: 5 • 17 •
- e-f: 20 • 42 •
- b-d: 8 • 106 •
- b-e: 13 • 72 •
- b-f: 23 • 33 •
- c-e: 11 • 43 •

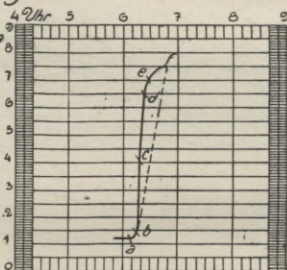


Fig. 6

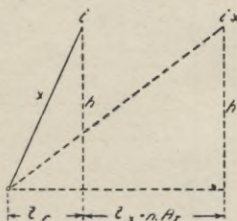


Fig. 3

Abschnitt a-b: 11 Min. 40 s/ha

- b-c: 3 • 180 •
- c-d: 15 • 19 •
- d-e: 4 • 80 •
- e-f: 8 • 7,8 •
- f-g: 12 • 1,1 •
- e-g: 20 •

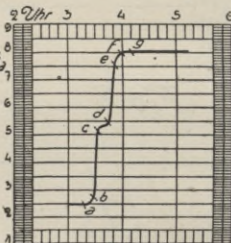
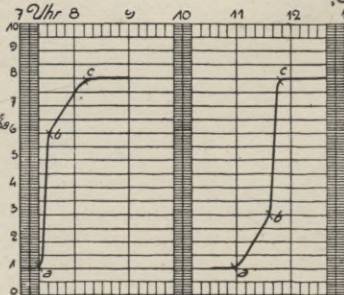


Fig. 4

Fig. 5

Abschn. a-b: 10' 140 s/ha

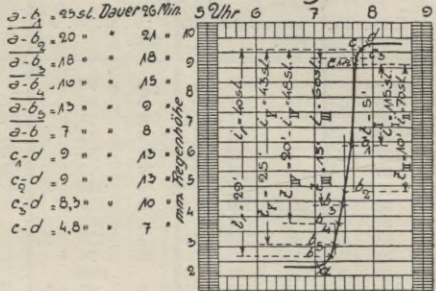
- b-c: 36' 9 •
- a-c: 44' 25 •



- a-b: 36' 9 s/ha
- b-c: 10' 140 •
- a-c: 44' 25 •

$z_1 = 5 \text{ Min. } l_1 = 115 \text{ sl.}$   
 $z_2 = 10 \text{ " } l_2 = 70 \text{ "}$   
 $z_3 = 15 \text{ " } l_3 = 60 \text{ "}$   
 $z_4 = 20 \text{ " } l_4 = 40 \text{ "}$   
 $z_5 = 25 \text{ " } l_5 = 40 \text{ "}$   
 $z_6 = 29 \text{ " } l_6 = 40 \text{ "}$

$l_1 \cdot l_{21} = 115 \cdot \frac{215}{3} = 127 \text{ sl.}$   
 $l_2 \cdot l_{22} = 70 \cdot \frac{210}{3} = 80 \text{ "}$   
 $l_3 \cdot l_{23} = 60 \cdot \frac{205}{3} = 69 \text{ "}$   
 $l_4 \cdot l_{24} = 40 \cdot \frac{195}{3} = 56 \text{ "}$   
 $l_5 \cdot l_{25} = 40 \cdot \frac{185}{3} = 50 \text{ "}$   
 $l_6 \cdot l_{26} = 40 \cdot \frac{175}{3} = 44 \text{ "}$



$z_1 = 3 \text{ Min. } l_1 = 200 \text{ sl.}$   
 $z_2 = 10 \text{ " } l_2 = 133 \text{ "}$   
 $z_3 = 15 \text{ " } l_3 = 114 \text{ "}$   
 $z_4 = 17 \text{ " } l_4 = 114 \text{ "}$

$l_1 \cdot l_{21} = 200 \cdot \frac{57}{3} = 229 \text{ sl.}$   
 $l_2 \cdot l_{22} = 133 \cdot \frac{40}{3} = 153 \text{ "}$   
 $l_3 \cdot l_{23} = 114 \cdot \frac{30}{3} = 118 \text{ "}$   
 $l_4 \cdot l_{24} = 114 \cdot \frac{20}{3} = 118 \text{ "}$

$a-b = 57 \text{ sl. Dauer } 5 \text{ Min.}$

$a-b_1 = 47 \text{ "}$	$4 \frac{1}{2} = 4$
$a-b_2 = 40 \text{ "}$	$3 = 3$
$a-b_3 = 17 \text{ "}$	$2 = 2$
$c_1-d = 40 \text{ "}$	$16 = 16$
$c_2-d = 40 \text{ "}$	$16 = 16$
$c_3-d = 8 \text{ "}$	$8 = 8$
$c-d = 8 \text{ "}$	$8 = 8$

mm. Regenhöhe

Fig. 3

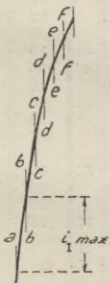


Fig. 4

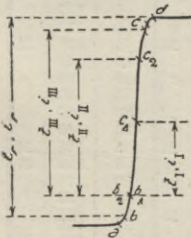
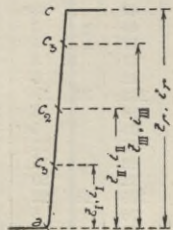


Fig. 5



Tafel VII.

Dauer in Min.	sl./ha.	Nr.	Dauer in Min.	sl./ha.	Nr.	Dauer in Min.	sl./ha.	Nr.	Dauer in Min.	sl./ha.	Nr.	Dauer in Min.	sl./ha.	Nr.
1903			5	67	k	4	92	s	5	84	39	10	122	
5	50	1	8	47		5	60		10	64		15	94	
7	36		2	92	12	6	47		12	44		17	86	
2	92	a	5	70		5	72	t	5	122	40	5	180	54
10	130	2	8	47		10	48		10	89		10	136	
15	86		5	63	l	14	40		12	78		14	114	
20	67		9	47		5	145	27	1907			5	126	55
5	50	b	1	150	13	10	122		5	65	v	7	103	
7	42		1	67		15	103		8	42		5	120	56
5	65	c	5	160	14	5	115	28	5	100	41	10	95	
10	42		10	74		10	70		5	158	42	15	53	
3	80	3	15	55		1906			8	113		20	48	
5	300		1	267	15	5	87	29	5	110	43	25	45	
9	228		5	85	16	10	62		10	72		30	43	
5	60	d	10	50		13	42		15	47		32	42	
5	90	4	11	42		5	58	u	20	42		5	180	57
10	80		4	42	m	10	46		21	40		10	117	
11	69		1	83	n	12	42		5	108	44	15	82	
5	85	5	5	40		5	87	30	10	85		20	72	
10	58		1	150	17	10	62		15	68		1909		
12	45		5	72		15	55		20	52		5	153	58
3	47	e	10	50		20	47		25	48		9	114	
5	45	5	11	47		23	44		30	46		5	180	59
5	75	6	1905			5	146	31	32	44		10	158	
10	50		1	83	o	10	125		5	140	45	15	130	
15	45		1	67		15	97		10	80		20	104	
18	40		5	69	18	20	73		15	64		5	77	y
5	242	7	10	61		22	69		19	47		9	53	
10	178		15	53		5	114	32	1	600	w	5	182	60
13	139		20	40		10	78		5	188		10	145	
5	60	f	5	84	19	15	65		10	80	46	11	136	
9	40		10	44		20	58		15	53		5	122	61
5	110	8	5	42	20	25	51		16	53		6	100	
10	70		10	41		30	43		5	155	47	5	105	62
14	47		15	40		33	40		10	110		10	98	
5	88	9	20	40		5	110	33	15	84		13	92	
10	50		22	40		10	80		20	71		5	220	63
15	45		5	67	p	15	64		22	64		7	200	
19	40		9	47		20	54		5	130	48	5	135	64
1904			5	150	21	24	42		10	110		7	119	
5	46		10	105		1	500	34	15	90		5	100	65
8	40		13	67		5	135		20	78		10	82	
4	46	g	3	72	q	6	114		25	69		12	69	
5	77	h	5	150	22	5	210	35	30	61		5	262	66
10	47		8	121		10	140		5	133	49	10	190	
14	42		5	80	r	15	78		5	75	x	15	160	
5	242	10	10	47		5	40		9	47		20	137	
10	114		3	200	23	10	40		5	250	50	25	115	
15	95		5	180		15	40		10	165		30	102	
20	75		10	120	24	5	143	36	15	111		33	97	
25	62		15	95		5	110	37	1908			5	205	67
30	52		20	69		10	74		5	615	51	10	158	
5	180	11	22	62		15	52		10	300		15	135	
10	76		5	273	25	19	42		12	202		20	115	
11	69		10	139		5	127	38	5	92	52	25	100	
5	60	i	5	105	26	10	74		9	58				
7	47		7	80		11	69		5	137	53			

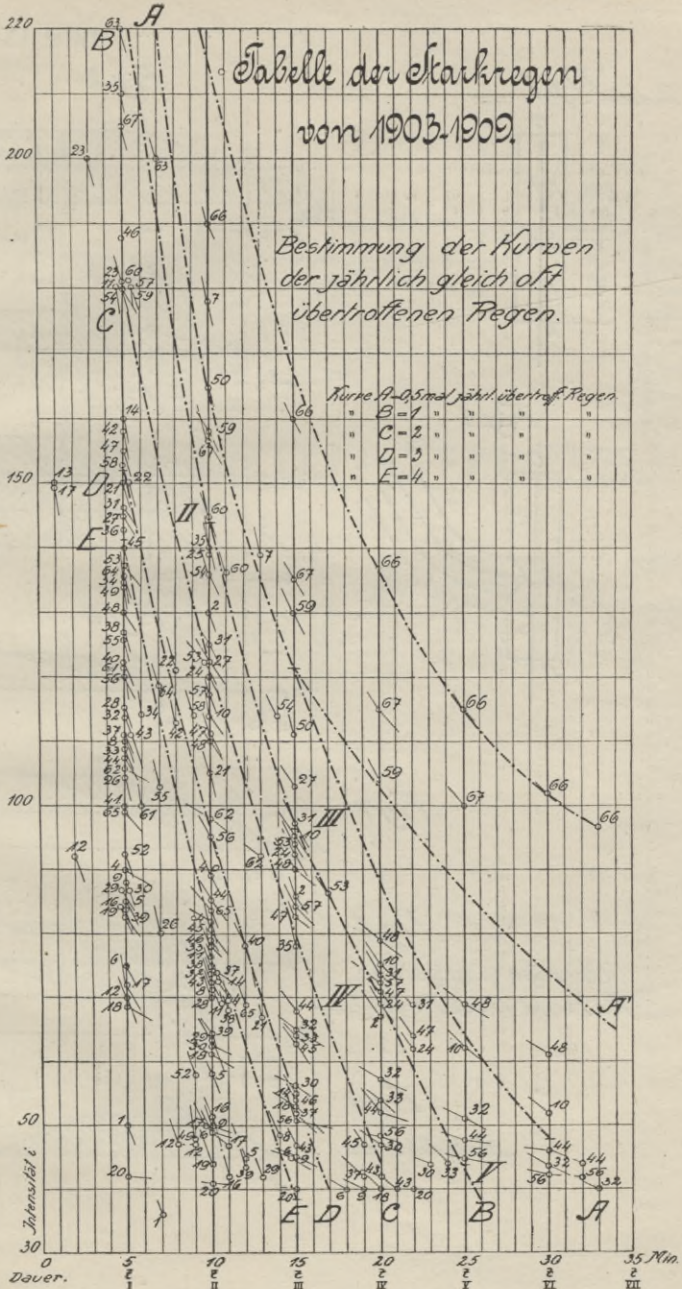


Fig. 1

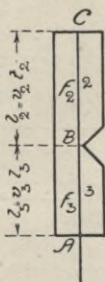


Fig. 2

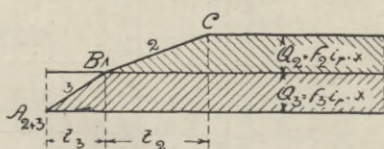


Fig. 4

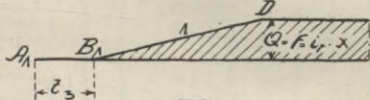


Fig. 3

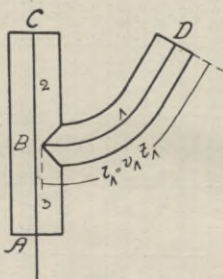


Fig. 5

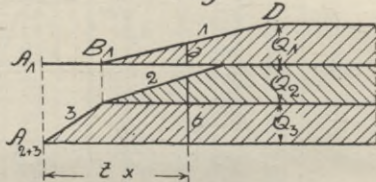


Fig. 6

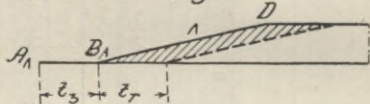


Fig. 7

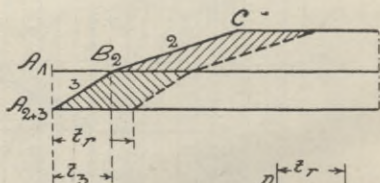
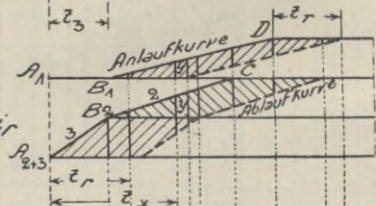


Fig. 8



Verzögerungsplan  
für Punkt A bei Regen  $A_1, r$

Fig. 9

Abflußkurve.

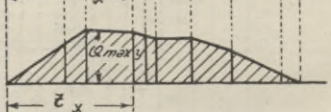


Fig. 1

An-, Ablauf- und Summenkurve.

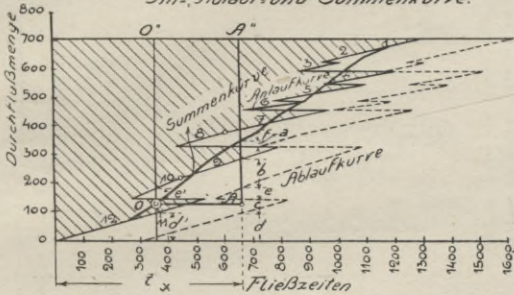


Fig. 2

Regendiagramm

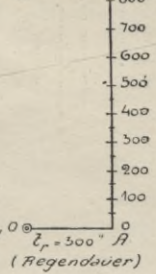
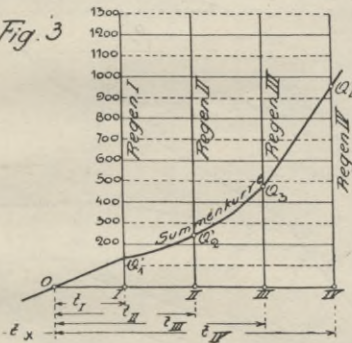


Fig. 3

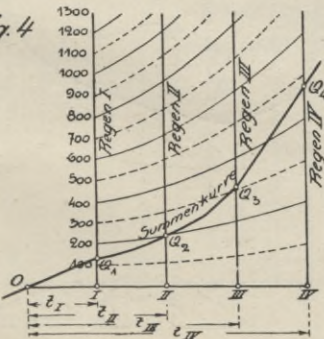


Regendiagramm bei welchem die abgelesenen Werte

$Q_1$  bis  $Q_4$  zu multiplizieren sind mit  $\frac{I}{I}$  bzw.  $\frac{II}{I}$ ,  $\frac{III}{I}$ ,  $\frac{IV}{I}$

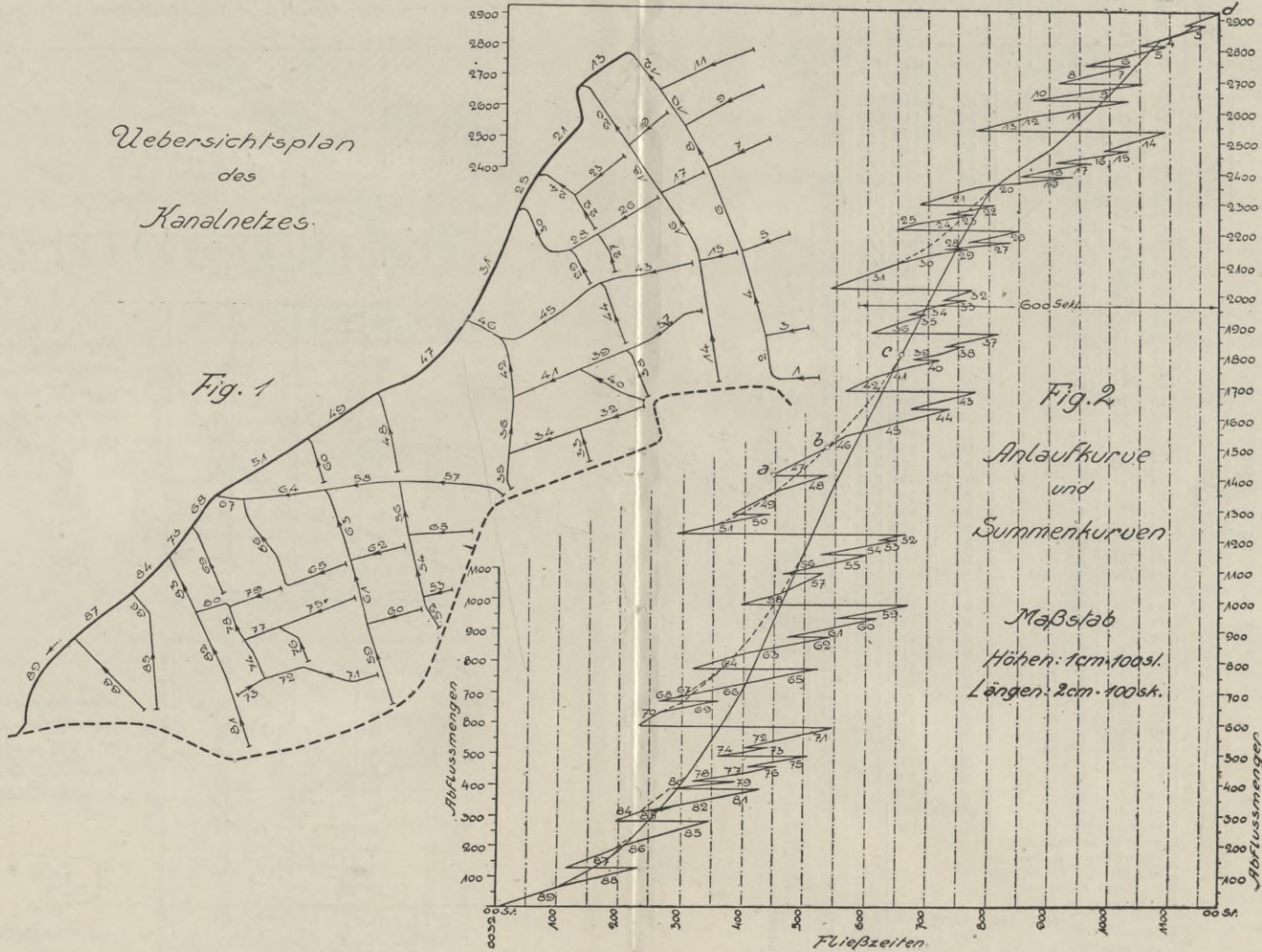
$$Q_1 = Q'_1 \cdot \frac{I}{I}, Q_2 = Q'_2 \cdot \frac{II}{I} \text{ usw.}$$

Fig. 4



Regendiagramm, das die unmittelbare Ableseung von  $Q_1$  bis  $Q_4$  gestattet, weil die Reduktion im Maßstab bereits zum Ausdruck gebracht ist.

Übersichtsplan  
des  
Kanalnetzes.







1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Kanalstrecke Nr.	Länge	Entwässerungsgebiet			Regenstärke	Versickerungskoeffizient	Wassermenge ohne Verzögerung		Sohlengefälle	Grosse Flutwelle Q max	Wasserspiegelgefälle	Querprofil	Leistungsfähigkeit	Geschwindigkeit	Fliesszeit	
		im Einzelnen	des Nebensammlers	des Hauptsammlers			im Einzelnen	im Ganzen							im Einzelnen	im Ganzen
m	ha	ha	ha	sl./ha		sl.	s.l	1:	sl.	1:	cm	sl.	m <sup>1</sup> /sec	sek.	sek.	
50	86	0,35					17		66			30	91	1,28	46	
51	180	0,85		34,52			42	1691	194							
							Grösste Abflussmenge am obersten Punkte von Strecke 51 zufolge Regendiagramm Q' max. = 1440 sl.									
									1440	194		120/80	1469	2,00	90	896
52	60	0,40					20		87			30	91	1,28	46	
53	50	0,10					5		46			30	125	1,76	27	
54	125	0,84	1,34				41	66	87			30	91	1,28	97	143
55	137	0,77					38		49			30	121	1,72	79	
56	88	0,49	2,60				24	127	87			35	140	1,46	60	203
57	132	1,25					61		40			30	134	1,90	69	
58	120	0,76	4,61				37	226	70			40	225	1,79	66	269
59	149	0,86					42		88			30	91	1,27	117	
60	105	0,50					24		66			30	104	1,48	71	
61	114	0,72	2,08				35	102	88			35	139	1,44	79	
62	104	0,50					24		69			30	103	1,44	72	
63	117	0,66	3,24				32	158	88			40	200	1,59	74	
64	136	0,98	8,83				48	432	70			50	417	2,12	64	333
65	115	0,70					34		80			30	95	1,34	85	
66	160	0,94	1,64				46	80	80			30	95	1,34	120	
67	50	0,20	10,67				10	522	70			105/70	1691	2,74	18	351
68	43	0,18	9	45,37			9	2222	45							
										1830	455	150/100	1790	1,52	28	924
												150/100	1790	1,52	28	924
69	150	0,85					42		68			30	104	1,45	103	
70	60	0,80		47,02			39	2303	459							
										1830	440	150/100	1800	1,52	40	964
71	126	0,78					39		85			30	92	1,30	97	
72	72	0,57	1,35				28	66	85			30	92	1,30	55	152
73	57	0,28					14		98			30	86	1,21	44	
74	72	0,30	1,93				15	95	50			30	120	1,69	42	194
75	129	0,64					31		87			30	91	1,28	100	
76	86	0,40					20		55			30	115	1,62	53	
77	61	0,26	1,30				13	64	87			30	91	1,28	47	147
78	62	0,26	3,49				13	171	101			40	188	1,50	41	235
79	87	0,45					22		110			30	81	1,14	76	
80	53	0,14	4,08				7	200	101			40	188	1,50	36	271
81	95	0,42					21		53			30	116	1,64	58	
82	150	0,82	1,24				40	61	53			30	116	1,64	91	
83	94	0,42	5,74				21	282	101			50	348	1,77	53	324
84	55	0,44		53,20			21	2606	459							
										2100		165/110	2280	1,63	34	998
85	129	0,99					48		68			30	103	1,45	89	
86	92	0,60	1,59				78		68			30	103	1,45	63	152
87	132	1,30		56,09			64	2749	459							
										Q max = 2150 sl.		165/110	2280	1,63	81	1079
88	188	1,13					56		58			30	112	1,57	120	
89	176	1,36		58,58			67	2871	459			165/110	2280	1,63	108	1187
										Q' max. = 2180 sl.						

Anmerkung: Als kleinstes Profil für die kreisrunden Rohre wurde 300 mm Durchmesser gewählt. Kreisprofile wurden nur bis zu 500 mm Durchmesser gewählt; von da ab kommen gemauerte Kanäle zur Anwendung und zwar als kleinstes Profil das Eiprofil 105/70.

---

Druck von W. Hoppe, Borsdorf-Leipzig.

---

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW**

S. 61

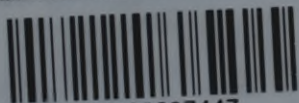
2-22

MINISTERIA INŻYNIERIA  
KRAKÓW

8-96



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297447