

Probleme der Wasserfiltration

mit Berücksichtigung einiger Hilfsverfahren
in wirtschaftlicher Beleuchtung

Von der
Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich
zur Erlangung der Würde eines Doktors
der technischen Wissenschaften
genehmigte
Promotionsarbeit

Vorgelegt von
Hans Peter, Dipl. Ingenieur
aus Zürich

Mit 4 Textfiguren, 24 Tabellen und 3 Plänen

No. 334

Referent: Herr Prof. E. Meyer-Peter
Korreferent: Herr Prof. Dr. W. v. Gonzenbach

1924

Fachschriften-Verlag & Buchdruckerei A.-G., Zürich.

**Meinem lieben Vater
und dem Andenken meiner Mutter
gewidmet.**

Englische und amerikanische Masse und Gewichte.

a) Längenmasse.

1 mile	=	1760 yards	=	1609,34 m
1 yard	=	3 feet	=	0,9144 m
1 foot	=	12 inches	=	0,3048 m
1 inch	=	12 lines	=	0,0254 m

b) Flächenmasse.

1 square mile	=	640 acres	=	2,589 km ²
1 acre	=	2840 square yards	=	4047 m ²
1 square yard	=	0,836 m ²		
1 square foot	=	0,0929 m ²		

c) Kubikmasse.

1 cubic yard	=	0,76451 m ³
1 cubic foot	=	0,02832 m ³

d) Hohlmasse.

1 gallon (englisch)	=	4,5435 l
1 gallon (amerikanisch)	=	3,785 l

e) Gewichte.

1 long ton	=	2240 pounds	=	1016,0475 kg
1 short ton (Schiffstonne)	=	2000 pounds	=	907,183 kg
1 pound (lb)	=	16 ounces	=	453,59 g
1 ounce (oz)	=	28,35 g		

Münz- und Apothekergewichte:

1 troy pound	=	12 ounces	=	96 draws	=	288 scruples	=	5760 grains	=	373 g
1 troy ounce	=	480 grains	=	31,104 g						
1 pennyweight	=	24 grains	=	1,555 g						
1 grain	=	0,0648 g								

f) Pressungen.

1 lbs/sq. in.	=	0,070307 kg/cm ²
1 lbs/sq. ft.	=	4,8824 kg/m ²

g) Filtergeschwindigkeiten.

1 gallon per square foot per hour (englisch)	=	1,173 m/Tag
1 million gallons per acre daily (amerikanisch)	=	0,935 m/Tag

h) Thermometerskalen.

32° Fahrenheit (F)	=	0° Celsius (C)
212° Fahrenheit (F)	=	100° Celsius (C)
(C = $\frac{5}{9}$ [F - 32°])		F = 32° + $\frac{9}{5}$ C)

Inhalt.	Seite
I. Einleitung	5
II. Typische Beispiele von Oberflächenwasser-Filtrationsanlagen in Europa und Amerika	9
1. London	9
2. Paris	10
3. Zürich	11
4. Cleveland	12
III. Die Wirkungsweise der Ablagerungs-, Niederschlags- (Koagulierungs-), Filtrations- und Desinfektionsanlagen	14
1. Ablagerungsbecken und Speichieranlagen	14
2. Niederschlags- (Koagulierungs-) Becken	17
3. Schnell- und Vorfilter	19
Rechnungsbeispiel	23
4. Langsamfilter	24
5. Desinfektion	28
a) Allgemeines	28
b) Desinfektion mit Chlor	29
c) Der Geruch und Geschmack von gechlortem Wasser	34
IV. Ueber den Einfluss der Filtergeschwindigkeit auf die Wirkungsweise der Filter	36
1. Schnell- und Vorfilter	36
2. Langsamfilter	37
V. Wirtschaftliche Gesichtspunkte	39
Vorbemerkung	39
1. Ablagerungsbecken und Speichieranlagen	39
2. Niederschlags- (Koagulierungs-) Becken	41
3. Schnell- und Vorfilter	42
Zahlenbeispiel	44
4. Langsamfilter	45
Zahlenbeispiel	49
5. Desinfektion	49
VI. Kostenformeln für die europäische, amerikanische und kombinierte Filtrationsmethode	50
1. Europäische Methode	50
2. Amerikanische Methode	52
3. Kombinierte Methode	53
VII. Schlussfolgerungen	54

Anhang.

Rechnungsbeispiel:

Seewasserversorgung von 10000 m³ Tagesleistung. Mit 3 Plänen.

Motto:

«Tales sunt aquae, qualis
terra, per quam fluunt.»

Plinius.

Probleme der Wasserfiltration mit Berücksichtigung einiger Hilfsverfahren in wirtschaftlicher Beleuchtung.

I. Einleitung.

Filteranlagen für Oberflächenwasser (Fluss-, Talsperren- und Seewasser) sind eine technische Errungenschaft des letzten Jahrhunderts, die ihren Ursprung in der Erfindung des Sandfilters im Jahre 1829 durch den Engländer *James Simpson* hatte, und deren Idee von der Natur, die in unterirdischen Sand- und Kiesschichten Quell- und Grundwasser natürlich filtriert, vorgezeichnet war.

Vor diesem Zeitpunkte waren auch die grösseren Städte nur mit Quell- und Grundwasser versorgt, oder verteilten dann unfiltriertes Oberflächenwasser, wobei jedoch zu beachten ist, dass vor der Einführung von Schwemmkanalisationen die Verunreinigung der öffentlichen Gewässer bei weitem nicht so stark war, wie heute. So war z. B. London bis zum Jahre 1839, um welche Zeit mit dem Bau von Filteranlagen begonnen wurde, grösstenteils mit unfiltriertem Themse- und Leeflusswasser versorgt. Als Beweis, wie schwer sich technische Neuerungen oftmals durchsetzen, mag auf das Beispiel von Hamburg hingewiesen werden, welche Stadt erst durch die Choleraepidemie des Jahres 1892, die in

einem einzigen Monat 8000 Opfer forderte¹⁾, veranlasst wurde, mit der Abgabe von unfiltriertem Elbewasser aufzuhören und in grösster Eile Filteranlagen zu bauen. Hamburg hatte damals eine Choleraerkrankungsziffer von 31,4 Promille, während Altona, das bei sonst ganz gleichen Boden- und Wohnverhältnissen seit 1859 sein ebenfalls der Elbe entnommenes Wasser filtriert, nur eine solche von 4,5 Promille zu verzeichnen hatte, ein sprechender Beweis für den *massgebenden hygienischen Wert eines guten Trinkwassers*²⁾, wobei noch berücksichtigt werden muss, dass die Mehrzahl der Choleraerkranken in Altona vor der Erkrankung in Hamburg beschäftigt und dort der Infektionsgefahr ausgesetzt waren. Immerhin waren im späteren Verlauf der Epidemie auch die Resultate der offenen Filteranlagen von Altona unter dem Einfluss der Kälte nicht befriedigend. In Marseille wird sogar noch heute unfiltriertes, nur kurze Zeit sedimentiertes Flusswasser aus der Durance verteilt,

¹⁾ *Hazen*, The Filtration of Public Water Supplies, 1895, S. 2.

²⁾ *Roth*, Die Bakterien des Trinkwassers, 1893, S. 30.

das als Trinkwasser auch nach der Behandlung in Hausfiltern beanstandet werden muss. Eine prinzipielle Verurteilung des unfiltrierten Wassers ist trotzdem nicht berechtigt; so ist z. B. Genf seit über 200 Jahren mit unfiltriertem Seewasser versorgt, ohne dass sich die Bevölkerung über Nachteile beklagt hätte. Ob die Typhusepidemie von 1881 damit zusammenhängt, ist nicht erwiesen. Dieses gute Ergebnis führte früher zu dem inzwischen aufgegebenen Projekte, die über 400 km entfernte Stadt Paris ebenfalls mit Genferseewasser zu versorgen.

Die *Oberflächenwasser-Versorgungen* haben besonders in Amerika eine sehr ausgedehnte Anwendung gefunden, nachdem vorher in Europa viele bemerkenswerte Anlagen entstanden waren. Es sind verschiedene Gründe, welche je länger je mehr dazu führten, Fluss-, Talsperren- und Seewasser für Wasserversorgungszwecke zu benutzen. Die Beschaffung der für grosse Städte erforderlichen Wassermengen aus Quellen- oder Grundwassergebieten ist in seltenen Fällen möglich; die quantitativen Ansprüche der Bevölkerung, die in Amerika bis auf nahezu tausend Liter pro Kopf und Tag gehen, sind schwer zu befriedigen. Dazu kommt, dass das meist weichere Oberflächenwasser für technische Zwecke, namentlich zur Kessel-speisung, zum Kochen und Waschen, besser geeignet ist als Grund- und Quellwasser. Die Nachteile höherer Sommer-temperaturen von Flusswasser gegenüber Grundwasser spielen nur für den kleinen Teil des zum Trinken benutzten Wassers eine Rolle; sie werden meist aufgewogen durch bedeutend billigere Gestehungskosten und die Sicherheit bezüglich der benötigten Menge. Das

Zutrauen zu den neuen Wasserreinigungsmethoden hat sich durch günstige Erfahrungen in Fachkreisen bereits so erweitert, dass in sehr vielen Fällen die am nächsten liegende Wasserquelle gewählt wird.

Oberflächenwasser müssen meistens geklärt und gereinigt werden, bevor sie dem Verbräuche zugeführt werden können, Quell- und Grundwasser dagegen nur ganz ausnahmsweise. So besitzt z. B. die Stadt Zürich Quellwasserfilter auf der Rehalp, im Dolder und in Leimbach³⁾, und Stuttgart hat eine Filteranlage für Quellwasser aus der Heidenklinge⁴⁾, die jedoch nur zeitweise bei Trübung des Wassers in Betrieb steht. Vom bakteriologischen Standpunkte aus muss im Prinzip dem Quell- und Grundwasser der Vorzug eingeräumt werden⁵⁾; doch sind manchmal filtrierte Oberflächenwasser dem Quell- und Grundwasser auch in dieser Beziehung überlegen. Die Pariser Filteranlagen Choisy-le-Roi, Neuilly und Nogent lieferten z. B. im Jahre 1912 ein Filtrat mit einem durchschnittlichen Keimgehalt von 95—565 Kolonien pro Kubikzentimeter, während die der Stadt zugeleiteten Quellwasser (Vanne, Loing, Dhuis und Avre) im Mittel der drei Jahre 1910—1912 durchschnittlich 487 bis 2044 Kolonien pro Kubikzentimeter aufwiesen⁶⁾.

Die bisherige *Entwicklung der Filtrationsmethoden* zeigt in den grossen Linien grundlegende Systemunterschiede

³⁾ Geschäftsbericht des Stadtrates von Zürich (Wasserversorgung) 1919, S. 260.

⁴⁾ Lueger-Weyrauch, Die Wasserversorgung der Städte, 1916, II. Bd., S. 60.

⁵⁾ Roth, Die Bakterien des Trinkwassers, 1893, S. 31.

⁶⁾ Compagnie Générale des Eaux à Paris, Epuration et filtration des eaux d'alimentation de la banlieue de Paris, 1914, S. 8 f.

zwischen Europa und Amerika. Die älteren europäischen und amerikanischen Anlagen (London, Liverpool, Sheffield - Nottingham und Derby Corporation, Glasgow, Chester, Zürich, St. Gallen, Berlin, Breslau, Magdeburg, Altona, Stettin, Bremen, Stuttgart, Braunschweig, Philadelphia, Montreal, Pittsburgh, Toronto) besitzen meist nur *Langsamfilter*, in London in Verbindung mit grossen Speichieranlagen für das Rohwasser (Storage-Reservoirs), während in Amerika seit 1885, wo der erste Schnellfilter in Sommerville (New Jersey) dem Betrieb übergeben worden ist⁷⁾, fast allgemein *Schnellfilter* erstellt worden sind, wobei das Wasser vorher meistens in Niederschlagsbecken mit einem Fällmittel, gewöhnlich Aluminiumsulfat, behandelt (Koagulierung) und nach der Filtration noch desinfiziert wird (Chlor), während in europäischen Verhältnissen Fällmittel nur an wenigen Orten verwendet werden (Hamburg bis 1914, Bremen, Plauen, Triest). In neuerer Zeit (Zürich, Wien, Königsberg, Magdeburg, Altona, Philadelphia, Birmingham, Chester, London im Bau) wurde in Europa und ausnahmsweise auch in Amerika eine *Kombination der beiden Filtersysteme* zur Ausführung gebracht, indem nach dem Beispiel von Zürich⁸⁾ (Einbau von Vorfiltern in den alten Filteranlagen im Industriequartier 1899/1900) die Langsamfilter durch Vorfilter entlastet wurden. Die gröberen mechanischen Verunreinigungen (Plankton) werden dabei grösstenteils von den Schnellfiltern zurückgehalten, die Bakterien hauptsächlich in den Reinformen. Ueberdies wurde seit einigen Jahren an andern Orten vor oder nach der Lang-

samfiltration auch noch zur Desinfektion (meistens Chlorung) geschritten (London, Paris, Stuttgart, Hamburg, Wasserwerke im Ruhrgebiet).

Zusammenfassend ist zu sagen, dass sich die heutige Technik hauptsächlich folgender Mittel zur Umwandlung von Oberflächenwasser in brauchbares Trinkwasser bedient:

1. Ablagerung,
2. Koagulierung,
3. Schnellfilter,
4. Langsamfilter,
5. Desinfektion.

Eine zweckmässige Kombination dieser technischen Mittel ermöglicht die Erzielung eines einwandfreien Trinkwassers auch aus ungünstigem Oberflächenwasser⁹⁾, das infiziert, verfärbt und verschmutzt ist, wenn es nur keinen nennenswerten *Salzgehalt* aufweist. Immerhin ist zu beachten, dass die Filtration auf die chemische Zusammensetzung und die organische Substanz des Rohwassers keinen erheblichen Einfluss hat.

Das Problem der Umwandlung von salzhaltigem Wasser in brauchbares Trinkwasser ist praktisch noch nicht gelöst. Die einzig bis jetzt bekannte physikalisch-chemische Methode, Salz aus Wasser auszuschneiden, nämlich die Destillation, ist für grössere Anlagen wegen den damit verbundenen, unverhältnismässig hohen Kosten nicht anwendbar, ganz abgesehen davon, dass sich destilliertes Wasser zu Trinkzwecken nicht eignet.

Der *Kochsalzgehalt* (NaCl) des Meerwassers beträgt etwa 15 000 mg pro Liter, während nach den Erfahrungen von Magdeburg und Amsterdam für

⁷⁾ Ziegler, Schnellfilter, ihr Bau und Betrieb, 1918, S. 8.

⁸⁾ Lueger-Weyrauch, Die Wasserversorgung der Städte, 1916, II. Bd., S. 66.

⁹⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Fifteenth Annual Report on the results of the Chemical and Bacteriological Examination etc., 1921, S. 36.

Trinkwasser höchstens 400—500 und nach Dr. Imbeaux sogar nur 200 mg pro Liter zulässig sind. Auch das *Chlormagnesium* ($MgCl_2$), welches sich in der Endlauge der Kaliwerke vorfindet, macht sich in manchen Wasserwerksbetrieben unangenehm bemerkbar.

Diese Tatsachen sind von Bedeutung für die Wasserversorgungen von Küstenstädten, die auf Flusswasser angewiesen sind, bei denen dann die Wassergewinnungsstelle so weit oberhalb der Flussmündung gesucht werden muss, dass während der Ebbezeit sicher Süßwasser und kein Gemisch mit Meerwasser vorhanden ist.

Nach persönlichen Erhebungen des Verfassers musste z. B. die Stadt London, die für ihre Filteranlagen bei Barnes ursprünglich Wasser in der dortigen Gegend aus der vorbeifliessenden Themse entnehmen wollte, aus den angeführten Gründen auf diesen Plan verzichten und die projektierte Fassung nach Hampton verlegen. Ähnliche Verhältnisse machten ihren Einfluss auch bei den Wasserversorgungen von New York, Philadelphia, Hamburg und Altona, sowie in manchen Salzgebieten (Artern und Strausfurt in Thüringen, Paderborn im westfälischen Becken, Ried an der Unstruth in Sachsen) geltend. Auch Dünenwasserversorgungen mit Grundwasserfassungen (Amsterdam, Haag, Haarlem, Alkmaar, Leiden, Noordwijk aan Zee) bleiben von den Belästigungen durch den Kochsalzgehalt des Meerwassers nicht verschont; so besitzt z. B. das Amsterdamer Wasser einen Salzgehalt von 30 bis 40 mg pro Liter. Besonders viele Unannehmlichkeiten verursacht der Stadt Magdeburg die Versalzung der Elbe. Die dortigen Bergwerksbetriebe spülen Kochsalz aus (im Sommer 1904 z. B. 420 bis 1153 mg pro Liter); dazu kommt noch

Chlormagnesium von der Endlauge der Kaliwerke (1917—19 z. B. 82,1—144,6 mg pro Liter), welche Ziffern an der äussersten Grenze des Zulässigen stehen. Im weitern kann hier auch auf die Erfahrungen der Stadt Hamburg bezüglich der Versalzung und Verhärtung des Elbewassers hingewiesen werden, woselbst die Kaliindustrie, die Gruben der Mansfelder Kupferschiefer bauenden Gewerkschaft Eisleben (Chlor) und die Abwässer der Sodaindustrie (Kalziumchlorid) besonders bemerkbar sind¹⁰⁾.

Leider wird der Vergleich des Wertes der verschiedenen Filtrationsmethoden in den einzelnen Ländern dadurch erschwert, dass einheitliche internationale *Wasseruntersuchungsmethoden*, wodurch Gegenüberstellungen ermöglicht würden, noch nicht existieren. *Trotz allen Unterschieden in den Wasserqualitäten führt ein eingehendes Studium der gegenwärtigen europäischen und amerikanischen Systeme dennoch zur Ueberzeugung, dass sich zwei Extreme gegenüberstehen, und dass eine neuere Beleuchtung der Wasserfiltrationsprobleme zu einer Kombination derselben führen könnte, mit dem Ziele, den Endzweck auf wirtschaftlichere Weise als bisher zu erreichen. Dies wäre möglich, wenn von den Langsamfiltern nicht mehr die vollständige bakterielle Reinigung des Wassers verlangt würde, sondern nur die Klärung, und wenn die eigentliche Desinfektion der Chlorbehandlung des Wassers überlassen bliebe. In diesem Falle wird eine bedeutende Steigerung der Filtrationsgeschwindigkeit in den Sandfiltern zulässig, womit grosse Ersparnisse verbunden sind. Der Zweck könnte mit Schnellfiltern allein nicht erreicht wer-*

¹⁰⁾ Dunbar, Die Versalzung und Verhärtung des Elbewassers; Gesundheitsingenieur 1921, S. 81 ff.

den, weil diese kein vollständig klares Wasser-zu liefern vermögen.

Die nachfolgenden Untersuchungen, welche diesen Beweis zu erbringen suchen, beschränken sich darauf, die wichtigsten *allgemeinen Probleme* der Filtration von Oberflächenwasser für Wasserversorgungszwecke zu behandeln. Die Methoden der Reinigung von Brauch- und Industrierässern, sowie Wasserkläranlagen für spezielle Zwecke unter besonderen Verhältnissen, wie z. B. Enteisungs- und Entmanganungsanlagen bei Grundwasserversorgungen, Enthärtungsprozesse wie das Kalk-Soda- und das Kalk-Baryt-Verfahren, die Wasserreinigung mit Permutiten, die Entsäuerung des Wassers und andere chemische Verfahren, sind deshalb nicht weiter beleuchtet. Auch Belüftungsanlagen, Bodenfiltration und die Filtration und Desinfektion in Druckleitungen sind weggelassen. Ebenso sind die Desinfektion des Wassers mit Ozon und ultravioletten Lichtstrahlen, deren Betriebssicherheit zudem von Zufällen abhängig ist (Ausbleiben des elektrischen Stromes), sowie die gleichzeitige Enthärtung und Desinfektion mit Kalk nach der sog. «Excess-Lime-Methode» wie das Sieden und die Destillation nicht weiter erörtert, da

sich diese Verfahren als zu unwirtschaftlich erwiesen haben und deshalb bereits heute wieder aufgegeben worden sind. Auch die konstruktive Durchbildung der Filteranlagen und die Doppelfiltration (Bremen) blieben unberücksichtigt, da solche Untersuchungen an den prinzipiellen Resultaten der vorliegenden Abhandlung nichts ändern können. Auch die Frage, ob nicht überstaute Filter (*filtres à sable non submergé*), auf die in den letzten Jahren von den französischen Autoren Miguel, Mouchet und Gaultier hingewiesen worden ist¹¹⁾, den überstauten Filtern vorzuziehen seien, musste offen gelassen werden, da ein sicheres Urteil über diese Methode erst nach wiederholten Ausführungen in grösseren Verhältnissen gefällt werden kann. Aus den gleichen Gründen wurde auch das neue Wasserreinigungsverfahren von H. W. Clack vom Massachusetts Department of Health in Boston¹²⁾ (Durchsetzung des Filtersandes mit Fällmitteln) nicht näher erörtert.

¹¹⁾ L. Gaultier, *Filtres à sable non submergé*, 1908.

¹²⁾ Vgl. *Engineering News Record*, vol. 89, No. 13, S. 514, und *Gesundheitsingenieur* 1922, No. 50, S. 626.

II. Typische Beispiele von Oberflächenwasser-Filtrationsanlagen in Europa und Amerika.

1. London.

*Flusswasserversorgung*¹³⁾:
Speicheranlagen (Storage-Reservoirs),
Desinfektion mit Chlorkalk,
Langsamfilter.

London ist grösstenteils mit *Flusswasser* versorgt. Die Themse lieferte in dem am 31. März 1921 zu Ende gehen-

¹³⁾ Eighteenth Annual Report of the Metropolitan Water Board London for the year ending 1911, S. 212 ff.

den Geschäftsjahre 59,3 % und der Fluss Lee 23,3 % des Gesamtverbrauchs. Der Rest (17,4 %) war Quell- und Grundwasser.

Die Wassermenge der *Themse* ist sehr grossen Schwankungen unterworfen. Am 18. November 1894 (Uberschwemmung) wurde ein Maximum von 1060 m³/sec, am 3. September 1906 ein Minimum von 8,2 m³/sec beobachtet.

Die Entnahme für die Wasserversor-

gung geht bei niederem Wasserstand zeitweise bis auf ca. 70% des Zuflusses. Der Rest ist für die Speisung des unterhalb der Entnahmestellen bei Hampton und Bell-Weir abzweigenden Schifffahrtskanals notwendig. Da der Verbrauch der versorgten Distrikte während den Trockenperioden oft grösser ist als der Zufluss aus der Themse, so war die Erstellung grosser Speichieranlagen (Storage-Reservoirs), die zugleich als Ablagerungsbecken dienen, unumgänglich notwendig. Diese sind so gross, dass sie auch für einen Ausgleich von nassen und trockenen Jahren genügen und zeitweise auf die Entnahme aus der Themse während den Wintermonaten, wo die Wasserqualität am meisten zu wünschen übrig lässt, verzichten lassen. (Der grösste Gehalt des rohen Themsewassers an festen Bestandteilen betrug z. B. in der Woche vom 3. bis 9. Januar 1921. 62,6 g pro Kubikmeter, gegenüber 4,8 g pro Kubikmeter in der Woche vom 22. bis 28. November 1920.)¹⁴⁾

Laut Geschäftsbericht 1920/21 führte die Themse eine mittlere tägliche Wassermenge von 6 662 000 m³, davon sind 759 000 m³ für die Wasserversorgung Londons verwendet worden.

Der Fluss Lee wies im gleichen Jahre einen mittleren täglichen Abfluss von 437 000 m³ auf, von denen 296 000 m³ für das Wasserwerk beansprucht wurden.

Während fünf Tagen fiel die tägliche Wassermenge des Lee-Flusses unter 182 000 m³, und während 163 Tagen war sie unter 227 000 m³. Der höchste beobachtete tägliche Abfluss war 1 816 000 Kubikmeter. Diese Verhältnisse erfordern ebenfalls die Anlage grosser Speicher.

¹⁴⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Fifteenth Annual Report on the results of the Chemical and Bacteriological Examination etc., 1921, S. 13.

Das ganze Londoner Versorgungsgebiet zählte im erwähnten Berichtsjahre 48 Speicher für Rohwasser (Themse 31, Lee 17) mit einer Gesamtoberfläche von 1198 ha und einem Totalinhalt von 58 600 000 m³. Die durchschnittliche Aufenthaltsdauer des Rohwassers in diesen Becken war 47 Tage.

Die *Chlorzusatzstellen* befinden sich vor den Filtern.

Die Anzahl der *Langsamfilter* betrug 172 mit einer Gesamtoberfläche von 69 Hektar. Die Filtrationsgeschwindigkeit schwankte zwischen 1,1 und 3,4 m pro Tag, das Mittel war annähernd 2 m.

Zu diesen Anlagen kommen noch 16 *Reinwasserreservoirs* mit einem Gesamteinhalt von 1 407 000 m³, was reichlich einem Tagesbedarf entspricht.

Sämtliche Reinwasserreservoirs sind mit zwei Ausnahmen (Hanger Hill und Ealing) überdeckt; die Speicher und Filter sind dagegen durchgehend offen.

2. Paris.

*Flusswasserversorgung*¹⁵⁾
mit getrennten Rohrnetzen für Trink- und Brauchwasser:
Grobfilter, Vorfilter, Reinformfilter,
Desinfektion mit Chlorkalk.

Die Stadt Paris bildet ein sprechendes Beispiel dafür, mit welchen gewaltigen Schwierigkeiten grosse Städte oft zu kämpfen haben, um sich die nötigen Trink- und Brauchwassermengen zu verschaffen. Da es praktisch nicht möglich war, Quell- und Grundwasser in genügender Menge für die rasch wachsende Grossstadt zu finden, so behalf man sich damit, *zwei Verteilungsnetze* zu erstellen, ein erstes für *Trinkwasser* (Service privé), welches mit Quellwas-

¹⁵⁾ Préfecture du Département de la Seine, Notes à l'appui du compte des recettes et des dépenses de l'exercice 1912, S. 267—314.

ser, dem bei Knappheit in neuerer Zeit filtrierte Flusswasser zugesetzt wird, und ein zweites Netz nur für *Gebrauchswasser* (Service public), das hauptsächlich mit unfiltriertem Flusswasser beschickt wird.

Das Pariser Doppelsystem genügt strengen hygienischen Anforderungen nicht vollständig, weil der Genuss von infiziertem Brauchwasser und damit Krankheitsübertragungen nicht ausgeschlossen sind; auch wirtschaftlich befriedigt dasselbe nicht wegen der grossen Kosten der zwei Rohrnetze.

Im Jahre 1912 (letzter erhältlich Geschäftsbericht) betrug der Totalkonsum an Trinkwasser 102 579 800 m³ Quellwasser und 4 622 200 m³ filtrierte Flusswasser, im ganzen somit 107 202 000 Kubikmeter. Die Brauchwasserversorgung zeigt einen Totalverbrauch von 235 911 900 m³, wovon 228 900 050 m³ unfiltriertes Flusswasser, 4 399 300 m³ Quellwasser und 2 612 550 m³ aus artesischen Brunnen und alten Quellwasserversorgungsanlagen. Der Gesamtverbrauch der Stadt im ganzen Jahre belief sich somit auf 343 113 900 m³.

Die *Filteranlagen*¹⁶⁾ befinden sich bei St-Maur (Marne) und Ivry (Seine).

Die Filter von St-Maur wurden 1896 erbaut und 1912 erweitert. Sie sind für eine maximale Tagesleistung von 110 000 Kubikmeter eingerichtet und bestehen aus zwölf Vorfiltern von zusammen 3000 m² und zwölf Reifiltern von 16 000 Quadratmetern Grundfläche.

Die Filter von Ivry sind 1899 erbaut und 1906 vergrössert worden. Die maximale Tagesleistung beträgt 120 000 m³. Sie bestehen aus zwölf Grobfiltern von zusammen 2953 m², zwölf Vorfiltern

¹⁶⁾ Préfecture de la Seine, Notice sur les procédés d'épuration des eaux de rivière employés par la ville de Paris à l'Usine d'Ivry, 1912.

von zusammen 3417 m² und zwölf Reifiltern von 29 112 m² Grundfläche.

Die Bassins sind offen. Sie frieren im Winter häufig zu, und im Sommer bildet sich eine lästige grüne Algendecke, die den Betrieb stark erschwert.

Das Filtrat wird nach dem Verlassen der Filter mit *Chlorkalk* desinfiziert, da die bakteriologische Reinigung in den Filtern ungenügend ist.

3. Zürich.

*Seewasserversorgung*¹⁷⁾:

Vorfilter, Langsamfilter.

Der Verbrauch der ca. 200 000 Einwohner zählenden Stadt Zürich beträgt im Mittel pro Tag 46 000 m³, im Maximum 68 000 m³, d. h. 230—340 Liter pro Kopf der Bevölkerung, den öffentlichen und gewerblichen Verbrauch inbegriffen, aber ohne die laufenden Brunnen. Von diesem Bedarf werden ca. 25 000 m³ durch *Quellwasser* aus dem Sihl- und Lorzetal gedeckt; der Rest, 21 000 bis 43 000 m³, ist *filtriertes Seewasser*.

Die Erfahrungen der Stadt Zürich mit Seewasser seit 1885 sind durchaus sehr gute; die Bevölkerung zieht für alle Haushaltungs- und technischen Zwecke das weiche Seewasser dem härteren Quellwasser vor, wobei sie ihren Trinkwasserbedarf bei den in grosser Zahl errichteten öffentlichen Brunnen, die reines Quellwasser führen, leicht befriedigen kann; doch wird auch sehr viel Seewasser getrunken.

Das erste Seewasserwerk wurde im Jahre 1884/85 erbaut. Die Entnahmestelle war im untern Seebecken, die Filter im Industriequartier. Das neue Seewasserwerk wurde im Jahre 1914 dem Betrieb übergeben. Das Gesamt-

¹⁷⁾ H. Peter, Das neue Seewasserwerk der Stadt Zürich; Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1914, No. 16, S. 375—378.

projekt sieht die Gewinnung einer täglichen Wassermenge von 106 000 m³ vor, davon die Hälfte im ersten Ausbau. Mit der zur Verfügung stehenden Quellwassermenge von 25 000 m³ stehen so täglich 78 000 m³ zur Verfügung, bei späterem Vollausbau 131 000 m³, womit 400 000 Einwohner reichlich versorgt werden können.

Zur Auffindung der günstigsten *Fassungsstelle* sind sehr eingehende Untersuchungen gemacht worden. Gewählt wurde eine Stelle im Horn-Wollishofen, wo der See 53 m tief ist; das Wasser wird dabei in einer Tiefe von 30 m unter der Oberfläche entnommen. Die Wassertemperaturen in dieser Tiefe schwanken im Verlaufe des Jahres nur zwischen 4 und 7 ° C; eine Revision der Seeleitung ist noch ohne Gefahr durch Taucher möglich. Die *Fassungsleitung* hat eine Länge von 465 m und einen Durchmesser von 1,20 m. Sie ruht längs des Ufers auf einem Pfahlrost und weiter aussen auf acht schmiedeeisernen Jochen von 60 cm Durchmesser, die nach der Methode des Brunnenbaues versenkt worden sind.

Die *Filteranlagen*, in welche das Wasser durch das Pumpwerk im Horn gehoben werden muss, befinden sich im Moos-Wollishofen. Nach den mit Zürichseewasser an den alten Filtern im Industriequartier gemachten günstigen Erfahrungen wurden auch beim neuen Werke die Langsamfilter wieder durch *Vortilter* entlastet. Im ersten Ausbau wurden acht Bassins von je 150 m² effektiver Filterfläche ausgeführt, was einer Filtergeschwindigkeit von ca. 44 m pro Tag entspricht. Die nutzbare Sandoberfläche jeder Abteilung ist 25 m lang und 6 m breit. Gleichzeitig wurden 15 *Langsamfilter* zu je 1172 m² Sandoberfläche, von denen je fünf zu einer Gruppe ver-

einigt sind, erstellt. Die Filtrationsgeschwindigkeit beträgt im Maximum 3 m pro Tag.

Um Unregelmässigkeiten im Wasserbedarfe der Stadt nicht plötzlich, sondern nur allmählich durch Aenderung der Filtergeschwindigkeit auszugleichen, ist den Reinformern ferner noch ein *Reinwasserreservoir* von 3000 m³ Inhalt nachgeschaltet worden.

4. Cleveland.

*Seewasserversorgung*¹⁸⁾:

Koagulierungshaus, Mischkammern, Niederschlagsbecken, Schnellfilter, Desinfektion mit Chlorgas.

Cleveland mit einer Bevölkerungszahl von rund 800 000 Einwohnern hat z. Zt. die modernste amerikanische Schnellfilteranlage. Die städtische Wasserversorgung liefert auch das Wasser für 22 Aussengemeinden; die grösste Entfernung beträgt dabei 35 km.

Die *Wassergewinnung* erfolgt aus dem Erie-See mittels zweier unter dem Seeboden liegender Tunnels. Die Wassertiefe ist 16,5 m, die Entnahmetiefe 15 m. Beide Tunnels zusammen haben eine tägliche Leistungsfähigkeit von 1 200 000 Kubikmetern.

Die Wasserhebung geschieht durch die beiden Pumpwerke « Division Avenue » (östlich) und « Kirtland Avenue » (westlich). Das östliche Werk mit zugehöriger Schnellfilteranlage wurde erst 1918 vollendet; es ist für eine tägliche Leistung von 570 000 m³ eingerichtet. Das Wasser wird in diesem Werk auf die Höhe der Mischkammern gepumpt, durchfliesst dieselben sowie die Niederschlagsbecken und Schnellfilter mit natürlichem Ge-

¹⁸⁾ H. Peter, Bericht über die Studienreise nach Nordamerika Mai-Juli 1920, S. 76—84. (Unveröffentlicht, mit Genehmigung des Verfassers.)

fälle und gelangt nachher zum Reinwasserreservoir, von wo es wiederum auf die Höhe der Stadtbehälter gefördert wird. Im westlichen Werke wird das Wasser lediglich gepumpt und gechlort; doch ist ein neues Filterwerk von 285 000 m³ Tagesleistung im Bau.

Die Filteranlage ist durch folgende Verhältnisse charakterisiert. Das Wasser, dessen Menge durch Venturimesser festgestellt wird, gelangt von den Niederdruckpumpen zuerst zum *Koagulierhaus*, wo die entsprechenden Chemikalien zuteilt werden. Dieses Gebäude hat eine Grundfläche von ca. 36 × 10,8 m bei 23 m Höhe. Es enthält drei grosse Silos in Eisenbeton für Kalk (1500 t), Eisensulfat (700 t) und Aluminiumsulfat (400 t), darunter die Zerkleinerungsmaschinen, Apparate zum Auflösen im Wasser und zur Einführung der Chemikalien in das Rohwasser. Das Gebäude hat Geleiseanschluss und Ausladeeinrichtungen. Von hier wird das Wasser in die *Mischkammern* geleitet, woselbst es ca. eine halbe Stunde Aufenthalt hat, während welcher Zeit die Chemikalien einwirken. Die vier Kammern sind je 39,3 m lang und 21,3 m breit und mit Eisenbetonwänden derart in viele Abteilungen zerlegt, dass das Wasser einen langen Weg vom Einlauf bis zum Auslauf zurücklegen muss. Das Wasser kommt hierauf in die *Niederschlagsbecken*, die für eine Aufenthaltsdauer von 3½ Stunden berechnet sind. Die sechs Bassins nehmen den ganzen Raum zwischen den Mischkammern und den Filtern ein. Jedes derselben ist 75 m lang, 42 m breit und 5 m tief. Der Gesamtinhalt beträgt 84 000 m³. Die *Schnellfilter* sind in zwei Gruppen von je 18 Bassins angeordnet und in einem Ge-

bäude untergebracht, das im ganzen 222 m lang und 18 m breit ist. Die Filter liegen in zwei Reihen an einer 7,2 m breiten Galerie, die den Zugang zu den sehr zweckmässig angeordneten Apparaten bildet. Jedes Filterbassin ist 15 m lang und 2 × 4,6 m breit, entsprechend einer Oberfläche von 138 m². Die Tagesleistung eines Filters beträgt 15 800 m³ bei einer Durchflussgeschwindigkeit von 115 m pro Tag; alle Filter zusammen liefern 570 000 m³. Die Filter sind mit 55 cm Kies und 68 cm Sand eingefüllt. Unter dem Kies liegt ein System von gusseisernen Röhren, durch welche das Spülwasser mit ca. 1 Atmosphäre Druck eingepresst wird. Die Schieber für die Bedienung der Filter und deren Auswaschung werden hydraulisch betätigt; alle Manipulationen erfolgen vom Operationstisch aus, der auch die Kontrollapparate enthält. Das *Reinwasserreservoir*, vor welchem das filtrierte Wasser mit Chlorgas desinfiziert wird, hat einen Inhalt von 95 000 m³. Das *Laboratorium* befindet sich im Administrationsgebäude, welches im Zentrum der ganzen Anlage liegt.

Im Jahre 1919¹⁹⁾ wurden 473 Millionen Kubikmeter Wasser oder 68% des Gesamtverbrauches filtrierte; davon wurden 1,44% für das Auswaschen der Filter verbraucht (durchschnittliche Dauer einer Auswaschung 3,05 Minuten). Die mittlere Tagesleistung war 325 000 m³; die durchschnittliche Dauer der Filterperioden zwischen den Reinigungen betrug 28,02 Stunden (minimales Monatsmittel 12,25 Stunden).

¹⁹⁾ Annual Report of the Division of Water (Department of Public Utilities) of the City of Cleveland for the year ending December 31st 1919, S. 87—88 und 95—96.

III. Die Wirkungsweise der Ablagerungs-, Niederschlags-(Koagulierungs-), Filtrations- und Desinfektionsanlagen.

1. Ablagerungsbecken und Speicheranlagen.

Wo das Rohwasser nicht grossen natürlichen oder künstlichen Seen entnommen werden kann, die durch Sedimentation und biologische Vorgänge in ziemlich weitgehendem Masse eine Reinigung des Wassers durchführen, werden künstliche Ablagerungsbecken errichtet, welche diesem Zwecke dienen. Es ist dies insbesondere notwendig bei Gebrauch von Flusswasser, das zeitweise stark getrübt ist. Nur selten findet sich bei grossen Strömen mit kleiner Wassergeschwindigkeit ein Wasser, welches dieses Mittels nicht bedarf. (Oder bei Stettin, Newa bei Petersburg.)²⁰⁾

Durch die in Ablagerungsbecken und Speicheranlagen erzielte mechanische Vorreinigung des Wassers findet eine erhebliche Entlastung des Filters von Schmutzstoffen statt, die den Betrieb derselben in vielen Fällen erst ermöglicht²¹⁾ (Elbe bei Hamburg und Altona, Ohio bei Pittsburgh und Cincinnati, Delaware bei Philadelphia). Es muss jedoch andererseits auch beachtet werden, dass bei flachen Becken durch Erhöhung der Wassertemperatur und Algenbildung eine gewisse Verschlechterung des Rohwassers eintreten kann.

In den *Ablagerungsbecken* spielen sich mechanische, thermische, chemische und biologische Vorgänge ab. Die mechanische Klärung tritt verhältnismässig rasch innert einigen Stunden ein; der biologische Prozess verlangt mehr Zeit und erfordert eher Tage und Wochen²²⁾.

²⁰⁾ *Frühling*, Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, 1893, S. 271.

²¹⁾ *Ziegler*, Schnellfilter, ihr Bau und Betrieb, 1919, S. 3.

²²⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Seventh Report on Research Work, 1921, S. 37.

Ein grosser Vorteil der Ablagerungsbecken liegt auch darin, dass solche Anlagen die gelegentliche Verwendung von Fällmitteln gestatten, wenn die gleichzeitige Erstellung von Koagulierungsbecken nicht angezeigt erscheint.

Marchadier²³⁾ erhielt bei Absatzversuchen mit getrübttem Flusswasser folgende Ergebnisse:

Absatzversuche von Marchadier. Tabelle 1

1. Hochwasser ohne tonige Trübungen:			
Zeit	Temperatur	Durchsichtigkeitszunahme	
		Nach 1 Tag	Nach 2 Tagen
März 1909	8,5°C	42 %	71 %
2. Hochwasser mit ausgespr. tonigen Trübungen:			
Jan. 1910	2,5°C	22 %	33 %

Interessante Versuche wurden ferner im Jahre 1910 von der Londoner Wasserversorgung²⁴⁾ durchgeführt, deren Ergebnisse aus den nachstehenden Tabellen 2, 3 und 4 ersichtlich sind.

Die Experimente zeigen die günstige Wirkung solcher Bassins bezüglich Bakterien, Ammoniak, albuminoidem Ammoniak und organischer Substanz; lediglich gering ist die Wirkung auf die Reduktion der Verfärbung.

Die Sedimentierung des Wassers vermindert dessen Neigung zur Algenentwicklung.

Die Ablagerungsbecken bewirken ferner eine bedeutende Ersparnis an Fällmitteln in nachgeschalteten Koagulierungsbecken. Versuche, die von der Lon-

²³⁾ *Marchadier*, Effets de la sédimentation sur la limpidité et le titre bactérien des eaux de rivière; La Technique Sanitaire et Municipale 1911, S. 212 ff.

²⁴⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Seventh Report on Research Work, 1911, S. 35 f.

I. Periode: Sedimentierung von Hornsey-(New River) Rohwasser.

Zeit: März-Mai 1910.

Aufenthaltsdauer des Rohwassers im Sedimentierbecken (Totalinhalt ca. 32000 m³):
15—16 Stunden.

Tabelle 2

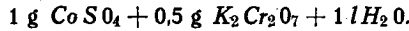
Gegenstand	Bakterienzahl pro cm ³ (Agar 37° C, 20—24 Std.)	Teile per 100 000				Farbe (mm in 61 mm Tubus) ⁴⁾
		Ammoniak	Albumi- noides Ammoniak ¹⁾	Oxydier- barkeit ²⁾	Turbidität ³⁾	
Rohwasser	92,2	0,0030	0,0093	0,0750	1,33	34
Sedimentiertes Wasser	56,0	0,0024	0,0089	0,0708	1,04	33
Reduktion	39,2 %	20,0 %	4,3 %	5,6 %	21,8 %	2,9 %

¹⁾ Das albuminoide Ammoniak ist eine Funktion der im Wasser suspendierten Lebewesen.

²⁾ Da eine direkte Bestimmung der organischen Substanzen im Wasser wegen der Unkenntnis ihrer Natur und Zusammensetzung nicht möglich ist, benutzt man bekanntlich zur Ermittlung ihrer Menge als Gradmesser die Menge Sauerstoff, welche zu ihrer Oxydation notwendig ist.²⁵⁾

³⁾ Trübung, hervorgerufen durch ungelöste Stoffe, hauptsächlich Eisenkarbonate.

⁴⁾ Vergleich mit einer Standardlösung, die nach folgendem Rezept hergestellt wird:



II. Periode: Sedimentierung von Hornsey-(New River) Rohwasser.

Zeit: Oktober-Dezember 1910.

Aufenthaltsdauer des Rohwassers im Sedimentierbecken (Totalinhalt ca. 32000 m³):
15—16 Stunden.

Tabelle 3

Gegenstand	Bakterienzahl pro cm ³ (Agar 37° C, 20—24 Std.)	Teile per 100 000				Farbe (mm in 61 mm Tubus)
		Ammoniak	Albumi- noides Ammoniak	Oxydier- barkeit	Turbidität	
Rohwasser	188	0,0038	0,0068	0,0718	2,17	47
Sedimentiertes Wasser	108	0,0036	0,0062	0,0631	1,55	39
Reduktion	42,5 %	5,26 %	8,82 %	12,12 %	28,75 %	17,02 %

III. Periode: Sedimentierung von Sunbury-(Themse) Rohwasser.

Zeit: März-Mai 1910.

Aufenthaltsdauer des Rohwassers im Sedimentierbecken (Totalinhalt ca. 23000 m³):
15 Stunden.

Tabelle 4

Gegenstand	Bakterienzahl pro cm ³ (Agar 37° C, 20—24 Std.)	Teile per 100 000				Farbe (mm in 61 mm Tubus)
		Ammoniak	Albumi- noides Ammoniak	Oxydier- barkeit	Turbidität	
Rohwasser	155	0,0026	0,0130	0,1304	1,54	43
Sedimentiertes Wasser	111	0,0021	0,0126	0,1246	1,42	41
Reduktion	28,4 %	19,2 %	3,08 %	4,45 %	7,8 %	4,65 %

doner Wasserversorgung im Jahre 1910 in dieser Richtung angestellt wurden, zeigten die in Tabelle 5 niedergelegten Ergebnisse.

Ablagerungsbecken können in ganz einfacher Bauweise erstellt werden; auch ihre Reinigung ist leicht zu bewerkstelligen. Die mechanische und schnelle Wirkung ist in jedem Falle vollständig sicher; dabei ist erfahrungs-

²⁵⁾ Gärtner, Die Hygiene des Wassers, 1915, S. 825.

Eisensulfat als Fällmittel für rohes Themsewasser.²⁶⁾

Dosis: 80 Gramm pro m³.

- A: Alleinige Behandlung im Koagulierungsbecken, Zeitdauer 17 Stunden.
- B: Zuerst Sedimentation, Zeitdauer 17 Stunden, nachher Koagulierung, Zeitdauer 7 Stunden.

Reduktionen in %. Tabelle 5

Gegenstand	Bakterienzahl pro cm ³ (Agar 37° C, 20—24 Std.)	Farbe (mm in 61 mm Tubus)	Oxydierbarkeit	Turbidität
A	62	50	38	56
B	72	71	44	66

gemäss die kontinuierliche Beschickung der intermittierenden vorzuziehen²⁷⁾.

Eine praktisch vollständige *Sterilisation* des Rohwassers, d. h. Reduktion der Bakterienzahl im Verhältnis von etwa 100 000 : 3, kann nach Londoner Laboratoriumsversuchen²⁸⁾ durch blosser Ablagerung in folgenden Zeiträumen erzielt werden:

5 Wochen bei einer Temperatur von 0 ° C	
4 — — — — — 4 ° C	
3 — — — — — 8 ° C	
2 — — — — — 14 ° C	

Grösser, als für blosser Sedimentierung üblich, sind die Londoner « Storage-Reservoirs » angelegt. Diese dienen nicht allein der Wasserklärung, sondern, wie bereits erwähnt, auch zur Aufspeicherung über die Niederwasserperioden, zu welchem Zwecke ihr Gesamtinhalt dem Wasserverbrauche von annähernd zwei Monaten entspricht.

Die Londoner *Speicheranlagen* sind bezüglich ihrer Wirkung mit grossen Staubecken zu vergleichen, die durch Talsperren erzeugt werden. Die Erfahrung

²⁶⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Seventh Report on Research Work, 1911, S. 76.

²⁷⁾ Lueger-Weyrauch, Die Wasserversorgung der Städte, 1916, II. Bd., S. 9.

²⁸⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Fifteenth Annual Report on the results of the Chemical and Bacteriological Examination etc., 1921, S. 17.

lehrt, dass in besonders günstigen Verhältnissen Talsperrenwasser in seinen Eigenschaften dem Wasser natürlicher Seen gleichkommen kann. Hierzu gehört vor allem ein sehr grosser Stauraum und ein rein gehaltenes Einzugsgebiet; so müssen z. B. das Loch-Katrine-Wasser (Glasgow) und das Thirlmere-Wasser (Manchester) nicht filtriert werden. Andere englische Talsperren-Wasserversorgungen, z. B. Liverpool (Vyrnwy in Wales), Sheffield - Nottingham und Derby Corporation (Peak of Derbyshire) und Glasgow (Gorbals) besitzen dagegen Reinfiler, Birmingham (Ellan Valley in Wales) Vor- und Reinfiler, die sich besonders bewährt haben.

Der Aufenthalt des Rohwassers in den Londoner Speicheranlagen betrug in den letzten Jahren im Durchschnitt etwa 30 Tage. Versuche, die früher in den Jahren 1907/08 durchgeführt worden waren, zeigten im Mittel folgende Reduktionen bei einer durchschnittlichen Sedimentierzeit von 15 Tagen²⁹⁾:

Ammoniak	63,4
Albuminoides Ammoniak	29,4
Oxydierbarkeit	27,8
Turbidität	84,9
Farbe	45,8
Bakterien (Gelatine 20—22 ° C, 3 Tage)	95,3
(Reduktion pro cm ³ von 4465 auf 208)	
Bakterien (Agar 37 ° C, 20—24 Stunden)	84,3
(Reduktion pro cm ³ von 280 auf 44)	
Bakterien (Neutralrotagar 37 ° C, 20—24 Stunden) :	87,8
(Reduktion pro cm ³ von 41 auf 5)	

Ueber die bakteriologischen Ergebnisse der Londoner Speicher im Jahre 1920/21 gibt nachstehende Tabelle Aufschluss.

²⁹⁾ Houston, Rivers as Sources of Water Supply, 1917, S. 42 f.

Bakteriologische Ergebnisse der Londoner „Storage“ Reservoirs im Jahre 1920/21.³⁰⁾
 Mittlere Anzahl von Bakterien per cm³ (Neutralrotagar 37° C, 20 — 24 Stunden).

Tabelle 6

Rohwasser	Sedimentiertes Wasser		Reduktion in %
Themse 49,0	Walton	1,6	96,7
Lee 38,0	Lee (East London Aquädukt)	1,5	96,1
New River 7,7	West Middlesex (1)	4,7	90,4
	" " (2)	4,1	91,6
	" " (4)	5,1	89,6
	" " (6)	3,5	92,9
	Lambeth (Island Barn)	3,9	92,0
	Sunbury	6,3	87,1
	New-River (Clerkenwell)	4,0	48,1
	" (Hornsey)	3,6	53,2
	" (Stoke Newington)	2,4	68,8
	Grand Junction (Hampton)	2,4	95,1
" " (Kew)	5,2	89,4	
Chelsea	3,0	93,9	

Es geht aus diesen bemerkenswerten Resultaten hervor, dass das sedimentierte Wasser in London auch bakteriologisch gegenüber dem Rohwasser bedeutend verbessert ist.

2. Niederschlags- (Koagulierungs-) Becken.

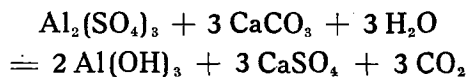
Der Behandlung von Oberflächenwasser durch *Schnellfilter* geht in der Regel eine *Ausfällung mit Anwendung von Chemikalien* voraus. Die verwendeten Fällmittel befördern einerseits die Sedimentation des Wassers, und andererseits ermöglichen ihre kolloidalen Zersetzungsprodukte die rasche *Bildung einer Schmutzschicht* im Filtersande, die bei der Filterung die noch vorhandenen Schwebstoffe und Bakterien grösstenteils zurückhält³¹⁾.

Auch bei gewöhnlichen Langsamfiltern ist bei *Verfärbungen des Rohwassers* durch Huminstoffe, die durch Vermoderung eiweissarmer, aber zellulosereicher

Pflanzensubstanzen entstehen³²⁾, bei tonigen Trübungen und hoher Turbidität die Ausfällung nicht zu umgehen³³⁾.

Als Fällmittel werden meist Aluminiumverbindungen, wie Aluminiumsulfat, auch als schwefelsaure Tonerde oder Alaun bezeichnet; chemische Formel: $Al_2(SO_4)_3$, und künstlicher Alaun mit mindestens 15 % Al_2O_3 , neben Eisensulfat, Kalk und Permanganat verwendet

Die Aluminiumverbindungen müssen frei von Arsen, Mangan und Eisen sein. Sie zersetzen sich mit dem im Wasser enthaltenen kohlen-sauren Kalk zu Gips und Aluminiumhydroxyd, welches letzteres als koaguliertes Kolloid in Flocken zu Boden sinkt, wobei es die feinsten Verunreinigungen, wie Plankton, Färbungen und Bakterien, mit sich reisst. Diese Vorgänge lassen sich durch folgende chemische Gleichung darstellen³⁴⁾:



³⁰⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Fifteenth Annual Report on the results of the Chemical and Bacteriological Examination etc., 1921, S. 26.

³¹⁾ Ziegler, Schnellfilter, ihr Bau und Betrieb, 1919, S. 94 f.

³²⁾ Fischer, Vorlesungen über Bakterien, 1897, S. 98.

³³⁾ Lueger-Weyrauch, Die Wasserversorgung der Städte, 1916, II. Bd., S. 3 f.

³⁴⁾ Ziegler, Schnellfilter, ihr Bau und Betrieb, 1919, S. 21 f.

Nach moderner hygienischer Auffassung ist die Verwendung von Fällmitteln in kleinen Dosen unschädlich; ihre verhältnismässig hohen Kosten fallen dagegen nachteilig ins Gewicht.

Die Wirkung der Fällmittel ist abhängig von der Einwirkungszeit und der zugesetzten Dosis. Londoner Laboratoriumsversuche ergaben z. B. folgende Ergebnisse bei der Verwendung von Eisensulfat als Fällmittel:

besonders *Aluminiumsulfat* bewährt. So ist z. B. die Stadt Cleveland³⁶⁾ im Jahre 1919 von der früheren Verwendung von Eisensulfat (13 g pro m³) und Kalk (11 g pro m³) abgekommen und wendet in neuerer Zeit nur noch Aluminiumsulfat (12,8 g pro m³) an, weil Eisensulfat und Kalk Inkrustation des Filtersandes bewirkten. Die fünf Sedimentierbecken, die eine Ablagerungsperiode von im Mittel 5 Stunden ergaben, re-

Eisensulfat als Fällmittel: Fällzeit 20 Stunden.³⁵⁾

Tabelle 7

Gegenstand	Bakterien per cm ³ (Agar 37° C, 20—24 Stunden)	Reduktion %	Farbe (mm in 61 mm Tubus)	Reduktion %	Turbidität: Teile per 100 000	Reduktion %
Rohes Themsewasser	1390		217		8,9	
Sedimentiertes Themsewasser .	1050	22,3	211	2,8	6,2	30,3
Koaguliertes Themsewasser . .						
Dosis 2/100 000: d. h. 20 gr/cm ³	972	30,1	203	6,5	6,0	32,6
" 4/100 000: " 40 "	769	44,7	175	19,4	5,7	36,0
" 8/100 000: " 80 "	318	77,1	119	45,2	3,5	60,7
" 16/100 000: " 160 "	40	97,1	31	85,7	0,75	91,6
" 32/100 000: " 320 "	10	99,3	13	91,7	0,50	94,4

Der grosse Einfluss der Fällmittel auf die Bakterienzahl im Wasser ist neben der Reduktion der Farbe und der Turbidität besonders bemerkenswert. Im übrigen geht aus diesen Versuchen deutlich hervor, dass, abgesehen von den Kosten, jeder gewünschte Reinigungseffekt auch bei sehr schlechtem Rohwasser erreicht werden kann. Immerhin scheint für jede Wasserqualität und Fällzeit eine kritische Dosis zu bestehen, bei deren Ueberschreitung der gesteigerte Wirkungsgrad in keinem richtigen Verhältnis zu den Mehrkosten steht. Ein grosser Vorteil der Fällung liegt auch darin, dass koaguliertes Wasser nicht mehr stark zur Algenbildung neigt.

Als Fällmittel hat sich in Amerika ganz

duzierten die suspendierten Stoffe von 24 auf 6 mg im Liter. Die Ausräumung der Ablagerungen in den Becken war nur einmal während des ganzen Jahres notwendig.

Besonders gut haben sich in Cleveland die *Mischkammern* bewährt, welche den Koagulierungsbecken vorgeschaltet sind. Die Aufenthaltsdauer beträgt eine halbe Stunde. In Hamburg, wo solche Mischkammern fehlen, waren im Minimum 40 g schwefelsaure Tonerde pro m³ erforderlich³⁷⁾.

³⁵⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Seventh Report on Research Work, 1911, S. 75 f.

³⁶⁾ Annual Report of the Division of Water (Department of Public utilities) of the City of Cleveland for the year ending December 31st 1919, S. 87 — 90.

³⁷⁾ Schröder, Erfahrungen mit der Verwendung von schwefelsaurer Tonerde für Vorklärungs-zwecke im Betriebe des Hamburger Wasserwerkes; Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1913, No. 36/37, S. 883.

3. Schnell- und Vorfilter.

Während sich bei den *Langsamfiltern* der Reinigungsprozess in Form von biologischen Vorgängen an der Sandoberfläche abwickelt, vollzieht er sich in den *Schnellfiltern* in mechanischer Weise in den durch Schmutzablagerung etwas verdichteten oberen Schichten des Filtermaterials. Diesen Wirkungen entsprechend wird die Stärke der Filterschichten in den Langsamfiltern erheblich geringer gewählt (ca. 0,8—1 m) als in den Schnellfiltern (ca. 1,2—2 m). Im neuen Seewasserwerk der Stadt Zürich wurde beispielsweise die filtrierende Sandschicht durchschnittlich 90 cm mächtig geschüttet; davon sollen bis 30 cm, also bis auf eine Mindestdicke der Filtersandschicht von 60 cm, bei den Abschlämmungen abgehen. Den Uebergang zwischen dem Filtersand und den auf dem Filterboden verlegten Filtersteinen bilden von oben nach unten größer werdende Sand- und Kiesschichten von 20—40 cm Stärke³⁹⁾.

Die *Filtrationsgeschwindigkeit* oder der Ertrag der Flächeneinheit in der Zeiteinheit geht bei den Schnellfiltern bis auf 180 m in 24 Stunden, während die Dimensionierung der Reinfilter so angeordnet wird, dass in der Regel nicht mehr als 3 m³ Wasser pro m² Filterfläche im Tage durchfliessen.

Grundsätzlich verschieden ist die Art der *Reinigung*. Langsamfilter werden, wenn sie verschlammte sind und daher ihre Ergiebigkeit zurückgegangen ist, durch Abheben der ca. 1—1½ cm starken verschmutzten obersten Sandschicht gereinigt; Schnellfilter, deren oberste Schicht gewöhnlich aus grobem Sand von 1—3 mm Korngrösse besteht, dagegen durch intensive Auswaschung der gan-

³⁹⁾ H. Peter, Bericht über die Erstellung des neuen Seewasserwerkes, 1917, S. 17 f.

zen Einfüllung. Diese Reinigung wird auf mechanischem Wege vollzogen, entweder durch Rückspülung mit filtriertem Wasser unter Druck (Wassermenge ca. 0,8 l/m²/sec) oder durch Auswaschung unter Bewegung des Materials durch eingepresste Druckluft. Die erforderliche Luftmenge bei dieser häufig angewandten Reinigungsart beträgt etwa 10 l pro Quadratmeter der Filteroberfläche und pro Sekunde.

Das *Filtrat der Schnellfilter* befriedigt in bakterieller Beziehung nur in seltenen Fällen. Meist ist entweder noch nachfolgende Langsamfiltration oder Desinfektion notwendig, um den Anforderungen an Trinkwasser zu genügen. Das filtrierte Wasser in Cleveland wies z. B. im Jahre 1919 im Mittel 29 Pilzkeime, das desinfizierte nur noch 7 Pilzkeime pro cm³ auf³⁹⁾ (Agar 37° C, 24 Stunden), und 1920 waren im vorfiltrierten Wasser des neuen Seewasserwerkes der Stadt Zürich 279, im filtrierten Wasser nur noch 3—4 Pilzkeime pro cm³ nachweisbar⁴⁰⁾. (Gelatine 20—22°C, 3 Tage.)

Die Schnellfilter haben gegenüber den Langsamfiltern folgende Vorteile:

1. Kleiner Raumbedarf.
2. Billigere Gesamtgestehungskosten.

Nach Ziegler⁴¹⁾ haben die Schnellfilter kleinere Erstellungs- und grössere Betriebskosten. Die Totalkosten für 1000 Tageskubikmeter betragen nach dem gleichen Autor:

Langsamfilteranlage	Fr. 9.65
Schnellfilteranlage	Fr. 7.54.

(Vorkriegspreise.)

3. Geringerer Einfluss der Kälteperiode.
(Gilt nur bei offenem Langsamfilter.)

³⁹⁾ Annual Report of the Division of Water (Department of Public utilities) of the City of Cleveland for the year ending December 31st 1919, S. 102.

⁴⁰⁾ Geschäftsbericht des Stadtrates von Zürich (Wasserversorgung) 1920, S. 231.

⁴¹⁾ Ziegler, Schnellfilter, ihr Bau und Betrieb, 1919, S. 8.

4. Bessere Resultate mit verfärbtem Rohwasser infolge der Koagulierung.
5. Keine Algenbildung.

Langsamfilter sind dagegen durch folgende Vorzüge ausgezeichnet:

1. Das Filtrat muss nicht desinfiziert werden.
2. Kleinere Filtrationsdruckverluste.

Bei Schnellfiltern fallen besonders die Kosten für die notwendigen Chemikalien und der Aufwand für Triebkraft, bei Langsamfiltern die Ausgaben für Arbeitslöhne (Reinigung der Filterbeete) in Betracht. Beim Betriebe der Schnellfilter werden deshalb die Dosen der Chemikalien möglichst dem Rohwasser angepasst, um Ersparnisse zu erzielen.

Der grösste *Nachteil der Schnellfilter* liegt darin, dass mit ihnen ein vollständig klares Filtrat, wenn sie ohne vorgeschaltetes Koagulierbecken arbeiten, nicht erzielt werden kann ⁴²⁾. Solche Anlagen sind überhaupt in den meisten Fällen unvollständig. Die Langsamfilter haben sich in dieser Beziehung besser bewährt; auch ihre bakteriologischen Ergebnisse sind zuverlässig.

Die Resultate der Schnellfilter sind auch bei ganz kleinen Filtrationsgeschwindigkeiten, die sich denen der Langsamfilter nähern, und die praktisch nicht anwendbar sind, in bezug auf die Ausscheidung der feinen Schwebestoffe unbefriedigend, da bei Schnellfiltern die Bildung der die Reinigung des Wassers hauptsächlich bewirkenden Filterhaut nicht abgewartet wird ⁴³⁾. Es ist auch zwecklos, Fällmittel in den Schnellfiltern selbst zuzusetzen, um die Erstellung von Koagulierbecken zu umgehen. Die grösseren Verunreinigungen werden von den Schnellfiltern ohnehin

⁴²⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Thirteenth Research Report, 1920, S. 17.

⁴³⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Thirteenth Research Report, 1920, S. 10.

zurückgehalten, und ein Einfluss dieses Verfahrens auf die feineren Schwebestoffe ist ganz unbedeutend. Diesbezügliche Londoner Versuche mit einem kleinen Probe-Schnellfilter zeigten folgende Ergebnisse:

Wirkungsweise eines Londoner Probe-schnellfilters ⁴⁴⁾.

Sedimentiertes Wasser.
Filtrationsgeschwindigkeit 235 m pro Tag.
Reduktionen in %.

Tabelle 8

Gegenstand	I. Periode (ohne Fällmittel)	II. Periode ¹⁾ (mit Fällmittel)
Ammoniak	79,2	68,7
Albuminoides Ammoniak	31,3	19,3
Oxydierbarkeit	15,5	22,0
Farbe	25,9	45,8

¹⁾ Als Fällmittel wurde Aluminiumsulfat in der verhältnismässig hohen Dosis von 220 Gramm pro m³ verwendet.

Die günstigen Filtrationsergebnisse dieser Versuche führten im Jahre 1920 zur Inangriffnahme einer Schnellfilteranlage, die den Reinformern von Barnes vorgeschaltet werden soll. Die vorgesehene Filtrationsgeschwindigkeit von ca. 6,5 m pro Stunde entspricht etwa dem Mittel der in England üblichen Geschwindigkeiten in Schnellfilteranlagen, die meistens zwischen 5 und 7,5 m pro Stunde betragen.

In Amerika werden heute auch für Wasserversorgungszwecke fast ausschliesslich Schnellfilter verwendet, während sich in Europa dieses System noch kaum eingebürgert hat. Eine grössere Anlage, die an amerikanische Vorbilder erinnert (Klärung mit Aluminiumsulfat, Schnellfilter nach Jewell und Ozonisierung) besitzt Petersburg ⁴⁵⁾. In Stuttgart

⁴⁴⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Thirteenth Research Report, 1920, S. 15.

⁴⁵⁾ H. Peter, Sterilisierungsmethoden für grössere Wassermengen, ihre technische und wirtschaftliche Anwendbarkeit; Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1912, No. 27, S. 647.

wurde im Jahre 1922 mit dem Bau einer amerikanischen Schnellfilteranlage begonnen (Niederschlagsbecken, Jewell-Filter und Desinfektion mit Chlorgas).

In den letzten Jahren hat dagegen, wie bereits in der Einleitung erwähnt, eine *Kombination von Schnell- und Langsamfiltern* Anwendung gefunden. Die *Vorfilter* sind in ihrer Bauart ähnlich, aber nicht vollkommen gleich wie die Schnellfilter. Ihre Aufgabe besteht darin, den grössten Teil der mechani-

schieht mechanisch mittels Druckluft und Rückspülung von filtriertem Wasser. Im Mittel werden etwa 80 % der mechanischen Verunreinigungen und ca. 50 % der Bakterien in den Vorfiltern zurückgehalten⁴⁶⁾, wodurch nach Inbetriebsetzung der Vorfilteranlagen die mittlere Filterperiode der Reinformfilter von 16 Tagen (Mittel 1894—1898) auf 98 Tage (Mittel 1901—1913) erhöht wurde. Gleichzeitig wurde die mittlere filtrierte Wassermenge pro Periode von 55 402

*Betriebsergebnisse der alten Filteranlage der Stadt Zürich im Industriequartier 1894—1898.*⁴⁷⁾
(Ohne Vorfilter.)

1894—1895 7 Filterkammern von je 670 m² Grundfläche. Totale Filterfläche 4690 m².
1896—1898 10 Filterkammern von je 670 m² Grundfläche. Totale Filterfläche 6700 m².

Tabelle 9

Jahr	Gesamt- jahresleistung m ³	Mittlere Filtrations- geschwindigkeit (Reinformfilter) pro Tag ¹⁾ m	Mittlere Reinformfilter- Betriebsperiode Tage	Mittlere filtrierte Wassermenge pro Reinformfilter- betriebsperiode m ³	Mittlere filtrierte Wassermenge pro m ² Filterfläche und pro Reinformfilterbetriebs- periode m ³
1894	8 590 000	5,02	21	87 660	130,8
1895	9 344 526	5,46	13 ¹ / ₂	58 040	86,6
1896	9 159 800	3,74	17	50 600	75,5
1897	9 424 700	3,85	17	44 040	65,7
1898 ²⁾	10 341 000	4,23	12	36 670	54,6
Mittel	9 372 005	4,46	16	55 402	82,6

¹⁾ Die Verminderung der vorhandenen Filterfläche durch Abschlammungen, Reinigungen und andere Betriebsunterbrechungen ist bei der Berechnung der mittleren Filtergeschwindigkeiten unberücksichtigt geblieben.
²⁾ Die Jahre 1899/1900 sind in dieser Zusammenstellung unberücksichtigt geblieben, da der normale Betrieb durch den Einbau von 10 Vorfiltern in die Reinformfilter gestört wurde.

schen Verunreinigungen zurückzuhalten, um dadurch die Filterbetriebsperiode der Reinformfilter zu verlängern.

Der wesentliche Unterschied gegenüber den Schnellfiltern besteht in der Anwendung einer schwächeren Filterschicht (ca. 0,6—1 m), wodurch der Druckverlust herabgesetzt und erhebliche Kraftersparnis erzielt wird (Druckverlust maximal 0,5—1 m, gegenüber 2,5—5 m im Schnellfilter).

Die mittlere Filtrationsgeschwindigkeit der Vorfilter beträgt in Zürich 40 bis 70 m pro Tag. Die Reinigung ge-

auf 182 155 m³ gesteigert. Neben der Wiederherstellung eines geordneten Filterbetriebes wurden auch noch bedeutende Kostenersparnisse erzielt; mindestens ebenso wichtig wie der materielle Nutzen ist der indirekte Gewinn, der in der Sicherheit für ein tadelloses Filtrat besteht (vgl. Rechnungsbeispiel S. 23/24).

Ueber die genauen diesbezüglichen Betriebsverhältnisse geben die Tabellen 9 und 10 Aufschluss.

⁴⁶⁾ *Lueger-Weyrauch*, Die Wasserversorgung der Städte, 1916, II. Bd., S. 66.

⁴⁷⁾ Geschäftsberichte des Stadtrates von Zürich (Wasserversorgung) 1894—1900.

*Betriebsergebnisse der alten Filteranlagen der Stadt Zürich im Industriequartier 1901—1913.*⁴⁸⁾
(Mit Vorfiltern.)

1901—1913 10 Filterkammern von je 670 m² Grundfläche. Totale Filterfläche 6700 m².
10 Vorfilterkammern von je 70 m² Grundfläche. Totale Filterfläche 700 m².

Tabelle 10

Jahr.	Gesamt- jahresleistung m ³	Mittlere Filtrations- geschwindigkeit per Tag ¹⁾		Mittlere Reinfilter- betriebs- periode Tage	Mittlere filtrierte Wassermenge pro Reinfilterbetriebs- periode m ³	Mittlere filtrierte Wassermenge pro m ² Filterfläche und pro Reinfilter- betriebsperiode m ³
		Vorfilter m	Reinfilter m			
1901	11 641 980	45,56	4,76	70	228 254	340,7
1902	8 314 884 ²⁾	32,54	3,40	93	213 200	318,2
1903	5 410 000	21,15	2,21	222	330 000	492,5
1904	6 800 000	26,51	2,77	94	205 000	306,0
1905	5 766 300	22,59	2,36	92	186 000	277,6
1906	5 708 574	22,30	2,33	159	248 200	370,4
1907	6 221 541	24,31	2,54	118	200 954	299,9
1908	6 030 285	23,55	2,46	75	123 750	184,6
1909	6 384 933	24,98	2,61	60	112 000	167,2
1910	5 396 955	21,15	2,21	89	131 800	196,7
1911	7 633 332	29,86	3,12	61	127 222	189,9
1912	7 210 740	28,14	2,94	73	144 215	215,2
1913 ³⁾	6 693 000	26,23	2,74	64	117 420	175,2
Mittel	6 862 486	26,80	2,80	98	182 155	271,9

¹⁾ Die Verminderung der vorhandenen Filterfläche durch Abschlämungen, Reinigungen und andere Betriebsunterbrechungen ist bei der Berechnung der mittleren Filtergeschwindigkeiten unberücksichtigt geblieben.
²⁾ Die gegenüber dem Vorjahre auffallende Konsumsverminderung ist auf den Einfluss der Quellwasserversorgungen aus dem Sihl- und Lorzetal zurückzuführen.
³⁾ Das Jahr 1914 ist bei dieser Zusammenstellung unberücksichtigt geblieben, weil in diesem Jahre der Uebergang zum Betrieb des neuen Seewasserwerkes erfolgte.

Ein ebenso günstiger Einfluss der Vorfilter auf die Betriebsdauer und Leistungsfähigkeit der Reinfilter zeigte sich auch beim neuen Seewasserwerk der Stadt Zürich, dessen Betriebsergebnisse in den Jahren 1915—1920 in Tabelle 11 wiedergegeben sind.

Mit der Dimensionierung der Vorfilter (Wahl der Durchflussgeschwindigkeit) hängt die Dauer der Filterbetriebsperiode, d. h. die Zahl der erforderlichen Reinigungen, zusammen, wobei die Qualität des Rohwassers und die Art der Filtereinfüllung von bestimmendem Einfluss sind. Die Filtergeschwindigkeiten sind ziemlich verschieden; sie betragen in

Choisy-le-Roi 10—15 m pro Tag
Suresnes 20—30 m " "
Ivry 25—30 m " "
St-Maur 30—35 m " "

In die Kategorie der Vorfilter gehören auch die *Stufenschnellfilter*, System Puech & Chabal, die zur Behandlung stark verunreinigter Flusswasser in den letzten Jahren in grösserer Zahl erstellt worden sind (Magdeburg, Suresnes, Cherbourg). Das interessanteste Beispiel befindet sich in Magdeburg⁴⁹⁾. Die dortige Anlage ist für eine Tagesleistung von 45 000 m³ angelegt und be-

⁴⁸⁾ Geschäftsberichte des Stadtrates von Zürich (Wasserversorgung) 1901—1914.

⁴⁹⁾ Dieckmann, Die Wasserversorgung Magdeburgs; Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1909, No. 44, S. 953 f.

Betriebsergebnisse des neuen Seewasserwerkes der Stadt Zürich 1915—1920.⁵⁰⁾

8 Vorfilterkammern von je 150 m² Grundfläche. Totale Vorfilterfläche 1200 m².
(In Betrieb 1915—1919 7 und 1920 8 Kammern.)

15 Reinfiterkammern von je 1172 m² Grundfläche. Totale Filterfläche 17753 m².

Tabelle 11

Jahr	Gesamt- jahresleistung m ³	Mittlere Filtergeschwindigkeit pro Tag ¹⁾		Mittlere Reinfiter- betriebsperiode Tage	Mittl. filtrierte Was- sermenge pro Rein- fiterbetriebsperiode m ³	Mittlere filtrierte Wassermenge pro m ² Filterfläche und pro Reinfiter- betriebsperiode m ³
		Vorfilter m	Reinfiter m			
1915	7412886	19,34	1,20	{Max. 316 {Min. 159	ca. 456 000 ca. 212 000	ca. 389,1 ca. 180,9
1916	7378789	19,20	1,15	{Max. 433 {Min. 241	ca. 600 000 ca. 357 000	ca. 551,9 ca. 304,6
1917	8045389	20,99	1,265	{Max. 473 {Mittl. 403 {Min. 191	Max. 642 000 Mittl. 546 000 Min. 238 000	Max. 547,8 Mittl. 465,9 Min. 203,1
1918	8294379	21,64	1,325	{Max. 423 {Mittl. 266 {Min. 94	Max. 636 656 Mittl. 403 270 Min. 142 093	Max. 543,2 Mittl. 344,1 Min. 122,0
1919	8697486	22,69	1,38	{Max. 441 {Mittl. 272 {Min. 115	Max. 556 000 Mittl. 422 000 Min. 231 150	Max. 474,4 Mittl. 360,1 Min. 197,7
1920 ²⁾	8530612	22,20	1,32	238	{Max. 433 000 {Mittl. 395 000 {Min. 322 000	Max. 369,5 Mittl. 337,0 Min. 274,7
Mittel	8391966	21,88	1,32	295	441 567	376,8

¹⁾ Die Verminderung der vorhandenen Filterflächen durch Abschlämungen, Reinigungen und andere Betriebsunterbrechungen ist bei der Berechnung der mittleren Filtrationsgeschwindigkeiten unberücksichtigt geblieben.

²⁾ Bei den nicht zur Abschlämung gelangten 4 Filterkammern zeigten sich am Jahresende bedeutend günstigere Verhältnisse, indem die Betriebsdauer bis auf 589 Tage mit bis 970 000 m³ Leistung angewachsen war und das Mittel 432 Betriebstage mit 690 000 m³ Leistung ausmachte. Der Umbau der Vorfilter im Jahre 1919 ist offensichtlich von günstigem Einfluss gewesen.

sitzt vier hintereinander geschaltete Grobfilter ($v = 281, 160, 88$ und 38 m pro Tag), eine Vorfilteranlage mit Schnellsandfiltern ($v = 11$ m pro Tag) und Langsamfiltern ($v = 2,4$ m pro Tag).

Stufenschnellfilter erzielen annähernd dieselbe Wirkung wie amerikanische Schnellfilter; sie genügen jedoch bei verfärbtem Rohwasser, welches Koagulierer erfordert, nicht für sich allein. Eine Sedimentierung im Absatzbecken ist dagegen nicht erforderlich.

Die Stufenschnellfilter arbeiten mit hohen Gefällsverlusten (ca. 6 m) und relativ grossen Anlagekosten, so dass ihre Wirtschaftlichkeit in Frage steht. Bei beschränktem Platz können sie dagegen

⁵⁰⁾ Geschäftsberichte des Stadtrates von Zürich (Wasserversorgung) 1915—1920.

zur Umgehung von Ablagerungsbecken in besondern Fällen gute Dienste leisten.

Rechnungsbeispiel.

Alte Filteranlagen der Stadt Zürich im Industriequartier:

Einfluss des Einbaues der Vorfilter auf die Filtrationskosten (Vorkriegspreise).

Wir bezeichnen mit:

n_1 = Anzahl der jährlichen Abschlämungen der Reinfiter vor Einführung des Vorfilterbetriebes.

n_2 = Anzahl der jährlichen Abschlämungen der Reinfiter nach Einführung des Vorfilterbetriebes.

$n = n_1 - n_2$ = Anzahl der ersparten Abschlämungen pro Jahr nach Einführung des Vorfilterbetriebes.

b = Kosten einer einmaligen Abschlam-
mung pro m^2 inkl. Anteil an der
Erneuerung.

F = Reinformfilterfläche in m^2 .

k = Kapitalisierungskoeffizient.

$K_1 = n b F k$ = Kapitalisierter Wert der
ersparten Abschclamungen.

K_2 = Anlagekosten der Vorfilter.

k_3 = Jährlicher Aufwand für Amorti-
sation und Erneuerung der Vor-
filter in Prozenten der Anlage-
kosten.

$K_2' = \frac{k k_3 K_2}{100}$ = Kapitalisierter Aufwand
für Amortisation und Erneuerung
der Vorfilter.

K_3 = Kapitalisierte jährliche Betriebs-
kosten für den Kraftaufwand (Pum-
pen des Wassers in die Vorfilter).

K_4 = Kapitalisierte Betriebskosten der
Vorfilter.

$K = K_1 - K_2 - K_2' - K_3 - K_4$ = Ideelle
Gesamtersparnis (Kapital) infolge
Einführung der Vorfilter.

Zahlenwerte:

$$n_1 = \frac{365}{16} = 22,8$$

Mittel 1894 — 1898: Periode 16 Tage
(vergl. Tabelle 9, Seite 21.)

$$n_2 = \frac{365}{98} = 3,7$$

Mittel 1901 — 1913: Periode 98 Tage
(vergl. Tabelle 10, Seite 22.)

$$n = n_1 - n_2 = 22,8 - 3,7 = 19,1$$

$$b = 0,15 \text{ Fr./m}^2$$

$$F = 6700 \text{ m}^2$$

$$k = 20$$

Der kapitalisierte Wert der ersparten
Abschlammungen beträgt:

$$K_1 = 19,1 \cdot 0,15 \cdot 6700 \cdot 20 = \text{Fr. } 383\,910.-$$

Die Anlagekosten der Vorfilter be-
tragen:

$$K_2 = \text{Fr. } 86\,203.-$$

Der kapitalisierte Aufwand für die
Amortisation und Erneuerung der Vor-
filter ergibt sich für $k_3 = 1,5$ zu

$$K_2 = \frac{1,5}{100} \cdot 20 \cdot 86\,203 = \text{Fr. } 25\,861.-$$

$$K_3 = \text{Fr. } 20\,606.-$$

Die kapitalisierten Betriebskosten der
Vorfilter bei einer jährlichen Anzahl von
300 Spülungen, einem Kostenbetrag von
0,032 Franken pro m^2 Filterfläche und
einmalige Spülung inkl. Anteil an der
Erneuerung und einer Filterfläche von
670 m^2 ergeben sich zu:

$$K_4 = 300 \cdot 0,032 \cdot 670 \cdot 20 = \text{Fr. } 128\,640.-$$

Die Nettoersparnis beträgt somit für die
ganze Anlage von 10 Kammern:

$$\begin{aligned} K &= K_1 - K_2 - K_2' - K_3 - K_4 = 383\,910 \\ &\quad - 86\,203 - 25\,861 - 20\,606 - 128\,640 \\ &= \text{Fr. } 122\,600.- \end{aligned}$$

oder die Verminderung der jährlichen
Auslagen:

$$K_J = \frac{K}{k} = \frac{122\,600}{20} = \text{Fr. } 6130.-$$

Die mittlere Gesamtjahresleistung der
Jahre 1901 — 1913 ergibt sich aus den
Tabelle 10 (Seite 22) zu $6 \cdot 862\,486 \text{ m}^3$.

Die *Gestehungskosten* pro m^3 filtriertes
Wasser wurden somit durch den Einbau
der Vorfilter um

$$x = \frac{6130 \cdot 100}{6\,862\,486} = 0,089 \text{ Rp./m}^3$$

vermindert.

4. Langsamfilter.

Die ersten amtlichen «*Grundsätze für
die Reinigung von Oberflächenwasser
durch Sandfiltration*» wurden im Jahre
1894 vom deutschen Reichsgesundheits-
amt aufgestellt und 1898 unter Mitwir-
kung hervorragender Hygieniker und In-

genieure einer erneuten Prüfung unterzogen. Nach denselben darf ein befriedigendes Filtrat beim Verlassen des Filters in der Regel nicht mehr als ungefähr 100 Keime in 1 cm³ enthalten (Gelatine 20 ° C, 48 Stunden)⁵¹⁾.

Unter der Voraussetzung, dass das Wasser zu verschiedenen Jahreszeiten und Witterungsverhältnissen beobachtet und eine Reihe von Analysen gemacht werden, und unter dem Vorbehalte, dass eine einmalige Untersuchung nur über die betreffende Wasserprobe Aufschluss erteilt, stellt der *Verein schweiz. analytischer Chemiker*⁵²⁾ folgende Anforderungen an ein zum regelmässigen Genuss für Menschen bestimmtes Wasser aus laufenden Brunnen, Pumpbrunnen, filtriertes und unfiltriertes Seewasser usw.:

1. Es soll geruchlos, geschmacklos, angenehm kühlend, klar und farblos sein.
2. Es soll geformte Bestandteile belebter und unbelebter Natur nicht in erheblicher Menge enthalten, insbesondere dürfen solche nicht dem menschlichen Haushalte entstammen.
3. Es soll bei den einzelnen Bestimmungen der chemischen Untersuchung die folgenden Grenzwerte nicht überschreiten:

	mg im Liter
Trockenrückstand	500
Glührückstand	450
Oxydierbarkeit als KM _n O ₄	6
Organische Stoffe	30
Ammoniak, direkt bestimmt	0
Freies Ammoniak, durch Destillation bestimmt	0,02
Albuminoides Ammoniak	0,05
Nitrite, berechnet als NO ₂	0
Nitrate, berechnet als NO ₃	20
Chlor (Cl)	20

⁵¹⁾ Gärtner, Die Hygiene des Wassers, 1915, S. 613 f.

⁵²⁾ Schweiz. Lebensmittelbuch, 3. Aufl., 1917, S. 176.

4. Es soll keine grössere Menge von entwicklungsfähigen Keimen enthalten.

Bei langer Leitung oder längerem Verweilen in einem Reservoir kann indessen auch in gutem Quellwasser eine höhere Keimzahl gefunden werden.

5. Es sollen die vorhandenen Keime nur wenigen Arten angehören und bei verschiedenen Witterungsverhältnissen keine grossen Schwankungen weder in der Keimzahl überhaupt, noch in der Artenzahl vorkommen.
6. Coli-Bakterien sollen in grösserer Zahl nicht vorhanden sein⁵³⁾. Wenn ein Wasser Bakterien enthält, die von Coli nicht zu unterscheiden sind, so kann zwar nicht mit voller Sicherheit eine Verunreinigung mit Fäkalien angenommen werden; dagegen erscheint eine solche als wahrscheinlich, wenn zahlreiche Coli-Bakterien vorhanden sind. Ergeben aber wiederholte Untersuchungen die andauernde Anwesenheit von Coli, so darf der bestimmte Schluss gezogen werden, dass das Wasser durch Fäkalien verunreinigt ist.

Die Sandfilter enthalten eine Schicht feinen, gewaschenen Sand von $\frac{1}{3}$ bis 1 mm Korngrösse, die von Stüttschichten getragen wird. Die an der Reinigung des Wassers hauptsächlich beteiligte Filterschicht entsteht erst im Laufe des Betriebes, indem sich zwischen den Poren des Sandes, hauptsächlich in den obersten 1—2 cm, feine Schwebestoffe (Plankton) ablagern. Bevor sich diese *Filterhaut* gebildet hat, ist das Filtrat nicht brauchbar. So waren z. B. beim neuen Seewasserwerk der Stadt Zürich, welches im Jahre 1914 fertig geworden

⁵³⁾ Besser wären hier genaue quantitative Angaben (B. coli Index), da allgemeine Bestimmungen wie «grössere Menge» z. B. für gerichtliche Entscheide unbrauchbar sind.

ist, zur Inbetriebsetzung der einzelnen Kammern im Minimum 27 Tage und im Maximum 76 Tage erforderlich, wobei 1 229 824 m³ Wasser verbraucht wurden⁵⁴⁾.

Die Einfüllung der Sandfilter mit filtriertem Wasser ist sorgfältig von unten her vorzunehmen, zwecks Verdrängung der in den Sandporen vorhandenen Luft. Die gute Wirkung erfordert eine gleichmässige Durchflussgeschwindigkeit; diese wird durch Filterregulatoren eingestellt, welche im Prinzip so gebaut werden müssen, dass sie von den wechselnden Wasserständen unbeeinflusst bleiben (Schwimmer), auch darf keine Reibung vorkommen, da der Regulator sonst vorder nachläuft.

Der *Druckverlust* in Langsamfiltern soll 40—70 cm nicht übersteigen. Hat er dieses Mass erreicht, so sinkt die Ergiebigkeit sehr schnell, und es muss die Abschlämmung vorgenommen werden.

Das Filtrat eines abgeschlammten Filters kann erst nach 1—2 Tagen benutzt werden, weil es anfangs zu viele Keime enthält. Die Filterhaut bildet sich rascher als bei der ersten Inbetriebnahme, weil die oberste Sandschicht in gewissem Sinne vorbereitet ist. Bei nachfolgender

⁵⁴⁾ Geschäftsbericht des Stadtrates von Zürich (Wasserversorgung) 1914, S. 251 f.

Desinfektion des Wassers wird diese Betriebsmassnahme gar nicht, oder nur für ganz kurze Zeit beobachtet (Paris).

Die Langsamfilter haben sich seit der Mitte des letzten Jahrhunderts bestens bewährt. Bei *Filtrationsgeschwindigkeiten* von 1—3 m pro Tag und sorgfältiger Ueberwachung kann mit Sicherheit ein gutes Filtrat erzielt werden.

Im Jahre 1909 durchgeführte Versuche der Londoner Wasserversorgung mit der Filtration von sedimentiertem Wasser in den Southwark- und Vauxhall-Langsamfiltern ergaben folgende Resultate:

*Wirkungsweise der Southwark- und Vauxhall-Langsamfilter*⁵⁵⁾.

Sedimentiertes Wasser.
Filtrationsgeschwindigkeit: ca. 2 m pro Tag.

Reduktionen in %.

(Vergl. Tabelle 8, Seite 20.) Tabelle 12

Gegenstand	I. Periode (ohne Fällmittel)	II. Periode (mit Fällmittel) ¹⁾
Ammoniak	88,7	85,9
Albuminoides Ammoniak	66,1	50,4
Oxydierbarkeit	47,6	41,4
Farbe	48,1	54,2

¹⁾ Als Fällmittel wurde ebenfalls Aluminiumsulfat in einer Dosis von 220 Gramm pro m³ verwendet.

Die Verwendung von Fällmitteln, die beim Einfluss des Wassers in den Filter

⁵⁵⁾ Metropolitan Water Board London, Thirteenth Research Report, 1920, S. 15.

*Londoner Wasserversorgung: Langsamfiltration von Themswasser 1908—1918.*⁵⁶⁾

(Ohne Chlorbehandlung.)

Tabelle 13

Gegenstand	Teile per 100 000				Bakterien (Gelatine 20—22° C, 3 Tage)
	Ammoniak	Albuminoides Ammoniak	Oxydierbarkeit	Farbe	
Rohes Themswasser	0,007	0,0152	0,2081	74	7300
Sedimentiertes Wasser:					
Staines	0,0044	0,0173	0,1500	38	547
Chelsea	0,0029	0,0103	0,1477	42	644
Lambeth	0,0046	0,0149	0,1650	44	797
Filtriertes Wasser	0,0004	0,0059	0,0847	21	65 ¹⁾

¹⁾ Mittel 1906—1916, da vom April 1916 an die Chlorung eingeführt wurde.

⁵⁶⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Thirteenth Research Report, 1920, S. 6—8.

zugesezt werden, erwies sich als nutzlos. Im übrigen zeigt eine Vergleichung dieser Zusammenstellung mit Tabelle 8, dass die Langsamfilter bedeutend besser gearbeitet haben als die Schnellfilter.

In der zehnjährigen Periode vom April 1908 bis März 1918 erzielte die Londoner Wasserversorgung mit der Langsamfiltration die in Tabelle 13 zusammengestellten Ergebnisse.

Die verbesserten Resultate der bakteriologischen Untersuchung der Londoner Langsamfilter nach Einführung der Chlorung des Rohwassers kommen durch nachfolgende Tabelle zum Ausdruck.

Bakteriologische Ergebnisse der Londoner Wasserversorgung 1920/21⁵⁷⁾.
(Mit Chlorbehandlung.) Tabelle 14

Gegenstand	Mittl. Anzahl Bakterien pro cm ³ (Gelatine 20—22° C, 3 Tage)
Rohwasser:	
Themse	1801 (1919/20: 3506)
Lee	2305 (1919/20: 4395)
New River	858 (1919/20: 1457)
Filtriertes Wasser:	
Rye Common	16,2
New River	17,9
East London (Lee)	49,3
Kempton Park	21,2
East London (Thames)	12,9
Chelsea	11,3
Grand Junction	20,6
West Middlesex	13,9
Southwark-Vauxhall	12,2
Lambeth	15,6
	Mittel für ganz London aus 5532 Proben: 16,6

Folgende Tabelle 15 zeigt die bakteriologischen Resultate des filtrierten Wassers der Wasserversorgung Zürich in den Jahren 1915—1920.

⁵⁷⁾ Metropolitan Water Board London, Hous-
ton, Fifteenth Annual Report on the results of
the Chemical and Bacteriological Examination
etc., 1921, S. 59—60.

Bakteriologische Untersuchungen des filtrierten Wassers der Wasserversorgung Zürich 1915—1920⁵⁸⁾. Tabelle-15

Jahr	Anzahl der Proben	Mittlere Bakterienzahl pro cm ³ (Gelatine 20—22° C, 3 Tage)
1915 ¹⁾	730	17—18
1916 ²⁾	779	8
1917 ³⁾	753	4
1918 ⁴⁾	784	4—5
1919 ⁵⁾	764	5
1920 ⁶⁾	808	3—4

Geschäftsberichte des Stadtrates von Zürich (Wasserversorgung):

- 1) 1915, Seite 240 f. 4) 1918, Seite 266 f.
2) 1916, Seite 253 f. 5) 1919, Seite 256 f.
3) 1917, Seite 218 f. 6) 1920, Seite 230 f.

Während die meisten Filteranlagen für Geschwindigkeiten von 1—3 m pro Tag eingerichtet sind, machen sich seit einiger Zeit Tendenzen bemerkbar, die Filter stärker zu belasten. So wurde schon am Ende des vorigen Jahrhunderts die alte Filteranlage der Stadt Zürich im Industriequartier zeitweise mit Geschwindigkeiten von über 5 m pro Tag betrieben (vgl. Tabelle 9, S. 21), und in den letzten Jahren arbeiten auch die Reifilter von Paris und Umgebung in gleicher Weise. Da bei diesen Anlagen eine vollständige bakteriologische Reinheit nicht mehr erreicht wird, so wird das Filtrat nachher noch mit Chlor desinfiziert.

Die Filter in Suresnes an der Seine wiesen am 15. Juli 1921 bei einer Maximalbelastung von 50 000 m³ pro Tag und einer Filterfläche von 12 600 m² eine maximale Geschwindigkeit von 3,97 m pro Tag auf. Die Bakterienzahl im filtrierten Wasser (Gelatine 20—22° C, 48 Stunden) war dabei in keinem der 18 Filterbeete grösser als 18 pro cm³ und betrug im desinfizierten Wasser nur noch 8 pro cm³. Kolonbakterien (*B. coli*) waren an diesem Tage im Filtrat aller Reifilter in Proben von 100 cm³ nicht nach-

⁵⁸⁾ Geschäftsberichte des Stadtrates von Zürich (Wasserversorgung) 1915—1920.

weisbar. (Am 18. Februar 1922 waren dagegen bei einer Filtrationsgeschwindigkeit von nur 2,54 m pro Tag Kolonbakterien in allen 100 cm³ Proben von filtriertem, aber noch nicht desinfiziertem Wasser vorhanden.) Die Filteranlagen in Choisy-le-Roi liefen am 19./20. Januar 1922 mit einer Filtrationsgeschwindigkeit von 5 m pro Tag und diejenigen in Ivry vom 1.—13. August 1921 mit 4,2 m pro Tag. Die Reinfilter von St-Maur wurden vom 26. September bis zum 2. Oktober 1921 mit einer Geschwindigkeit von 6,88 m pro Tag betrieben.

In bezug auf die Bauausführung unterscheidet man *offene* und *überdeckte Filter*. In der Wirkung beider Filterarten lässt sich weder durch chemische noch durch bakteriologische Untersuchungen ein Unterschied nachweisen⁵⁹⁾. Offene Filter, die bedeutend billiger sind, wurden in gemäßigten Klimas sehr häufig ausgeführt; so sind z. B. alle englischen und französischen Filter offen, während in Deutschland und der Schweiz die neueren Anlagen überdeckt sind (Berlin, Stuttgart, Magdeburg, Zürich). Der Betrieb offener Filter wird im Sommer durch Algenbildung und im Winter durch Eis, welches die Abschlämmung ausserordentlich schwierig gestaltet, sehr häufig gestört, oft fast verunmöglicht. In Zürich mussten z. B. im Jahre 1887 die offenen Filter durchschnittlich alle 48 Tage, die überdeckten Filter nur alle 77 Tage abgeschlammt werden⁶⁰⁾. Es muss ferner beachtet werden, dass offene Filter durch Exkremente von Fischen und Vögeln leicht

⁵⁹⁾ Bertschinger, Untersuchungen über die Wirkung der Sandfilter des städtischen Wasserwerkes in Zürich, 1889, S. 73.

⁶⁰⁾ Bertschinger, Untersuchungen über die Wirkung der Sandfilter des städtischen Wasserwerkes in Zürich, 1889, S. 5.

infiziert werden können, wogegen auch Chlorung des Rohwassers keinen sichern Schutz gewähren kann, da die Einwirkungszeit begrenzt ist⁶¹⁾.

Algenwucherungen auf Filtern können mit Kupfersulfat⁶²⁾ oder Chlorkalk vermindert werden. Kupfersulfat eignet sich auch als Präventivmittel; die notwendige Dosis beträgt etwa 0,5—3 g pro m³, je nach der Algenart⁶³⁾. Die stärkere Dosis wirkt auf Fische tödlich⁶⁴⁾.

Der unangenehme Geschmack des Wassers nach Rizinusöl oder verdorbenen Fischen, der infolge Algenbildung häufig auftritt, kann durch Zusatz von Kaliumpermanganat in einer Dosis von etwa 1 g pro m³ beseitigt werden⁶⁵⁾.

Bei überdeckten Filteranlagen ist schädliche Algenbildung oder Eisbelästigung nicht zu befürchten.

5. Desinfektion.

a) Allgemeines.

Während im Laboratorium eine vollständige Abtötung aller Bakterien (Sterilisation) verhältnismässig leicht möglich ist, kommt es für die Praxis der Wasserhygiene lediglich darauf an, die Krankheitsbakterien zu zerstören, was unter dem Begriffe der Desinfektion zusammengefasst wird. Da es sich hierbei durchweg um nicht sporenbildende Keime handelt, so ist die Aufgabe ihrer

⁶¹⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Fifteenth Annual Report on the results of the Chemical and Bacteriological Examination etc., 1921, S. 5.

⁶²⁾ Bétant, Essais de traitement du Plancton par le sulfate de cuivre, 1919.

⁶³⁾ Gärtner, Die Hygiene des Wassers, 1915, S. 34 u. 413 f.

⁶⁴⁾ Houston, Rivers as Sources of Water Supply, 1917, S. 63—64.

⁶⁵⁾ Houston, Rivers as Sources of Water Supply, 1917, S. 65.

Vernichtung wesentlich einfacher zu lösen⁶⁶⁾.

Bei verhältnismässig reinem Rohwasser braucht die Desinfektion nicht unbedingt mit der Klärung verbunden zu sein. Jena chlorierte z. B. seit 1917 das Wasser der Mühletalquelle zuerst mit Chlorkalk und von 1922 an mit Chlorgas, ohne dasselbe filtrieren zu müssen. Bei Reinigungsanlagen für Trinkwasser wird durch Desinfektion die Betriebssicherheit erhöht, das Wasser verliert in praktisch erreichbaren Grenzen die Fähigkeit zu Krankheitsübertragungen⁶⁷⁾.

Die Desinfektion des Trinkwassers wird in der Praxis hauptsächlich durch Chlor, Brom, Ozon (Wiesbaden, Schierstein, Paderborn, Hermannstadt, Chemnitz, Brüx, St. Petersburg, Paris-Saint-Maur), ultraviolette Strahlen, Kalk (Excess-Lime-Methode) und Sieden bewirkt. Das Chlor wird am häufigsten in folgenden Formen angewandt: Chlorkalk, Chlorgas, Kalziumhypochlorit und Natriumhypochlorit oder Eau de Javelle.

Gewisse Desinfektionsmittel, wie z. B. ultraviolette Strahlen und Ozon, vermögen nur klares Wasser in ausreichender Weise zu entkeimen.

Es ist bemerkenswert, dass bei infiziertem Wasser Desinfektion sicherer wirkt als die Langsamfiltration⁶⁸⁾. Andererseits ist die Filtration der Desinfektion darin überlegen, dass durch sie die «Klumpchen» mit den ihnen anhaftenden Bakterien zurückgehalten werden,

⁶⁶⁾ *Houston, Rivers as Sources of Water Supply, 1917, S. 78.*

⁶⁷⁾ *Dr. Ing. Imhoff und Charles Saville, Die Desinfektion von Trinkwasser mit Chlorkalk in Nordamerika; Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1910, No. 47, S. 1121.*

⁶⁸⁾ *Metropolitan Water Board London, Houston, Fifteenth Annual Report on the results of the Chemical and Bacteriological Examination etc., 1921, S. 44.*

während gerade diese bei der Desinfektion am wenigsten getroffen werden⁶⁹⁾.

Von allen Desinfektionsverfahren hat sich die Chlorung als die billigste und einfachste Methode erwiesen, weshalb in den beiden folgenden Abschnitten näher auf sie eingegangen werden soll.

b) Desinfektion mit Chlor.

Bereits in den Jahren 1905—11 wurde in England das Wasser der 50 000 Einwohner zählenden Stadt Lincoln mit Natriumhypochlorit desinfiziert. Die bakteriologischen Ergebnisse waren vorzüglich; einmal waren während zehn Monaten in 62 Proben von je 100 cm³ Darmbakterien (*B. coli*) nicht nachweisbar. Von 1908 an wurde das Bubbly-Creek-Wasser in Chicago mit Chlorkalk von 33% effektivem Chlorgehalt behandelt⁷⁰⁾. Das Verfahren hat sich darauf in den letzten Jahren im grössten Massstabe in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, sowie in London, Paris, Stuttgart, Hamburg und im Ruhrgebiet bewährt. An verschiedenen Orten ist es gelungen, durch Chlorung des Wassers Typhusepidemien zum Erlöschen zu bringen (Pola, Maidstone, Lincoln, Montreal, Minneapolis, Erie, Ruhrgebiet)⁷¹⁾, so dass die Zuverlässigkeit dieser Desinfektionsmethode heute als sicher angenommen werden kann.

Einer allgemeinen Einführung stand anfangs entgegen, dass das gechlorte Wasser einen unangenehmen Geschmack bekam. In der Folge ist es gelungen, diesen Nachteil zu beseitigen. Die Befürchtung, dass Verdauungsbeschwerden auftreten, haben sich nicht erfüllt, nach-

⁶⁹⁾ *Gärtner, Die Hygiene des Wassers, 1915, S. 578.*

⁷⁰⁾ *Houston, Rivers as Sources of Water Supply, 1917, S. 83 f.*

⁷¹⁾ *Gärtner, Die Hygiene des Wassers, 1915, S. 572 f.*

dem erkannt wurde, dass es sich nur darum handelt, dem Chlor eine genügende Zeit zur Einwirkung einzuräumen, bevor das damit behandelte Wasser an die Verbrauchsstellen gelangt. Auch Fische leiden nur in frisch gechlortem Wasser ⁷²⁾. Im übrigen muss das Verfahren selbstverständlich genau überwacht und kontrolliert werden.

Die Frage, ob die *Chlorung vor oder nach der Filtration* vorzunehmen sei, kann nicht allgemein beantwortet werden.

In London wird die Chlorung vor der Filtration vorgenommen; es bewirkt dies während der Sommermonate eine verminderte Algenbildung in den offenen Reinfiltren, wodurch die Zahl der Abschlämmungen der Filterbeete gegenüber dem Zustande vor Einführung der Chlorung um 20% vermindert wurde (1914/15: 747 Abschlämmungen, 1920/21: 599 Abschlämmungen) ⁷³⁾. Man kann aus dieser Beobachtung den Schluss ziehen, dass es bei offenen Filtren angezeigt sein kann, das Wasser vor der Filtration zu chloren, obwohl dadurch eine Regulierung dieser chemischen Behandlung je nach den Filtrationsergebnissen sehr erschwert wird.

Versuche von Schwarz und Nachtigall ergaben, dass der Geschmack von gechlortem Wasser in vielen Fällen durch einfache Filtration beseitigt werden kann ⁷⁴⁾. Nach den gleichen Autoren ist andererseits desto weniger Chlor zur Erzielung des gleichen Effektes erforderlich, je weitgehender das Wasser vor der Chlorung gereinigt worden ist, doch

⁷²⁾ Houston, Rivers as Sources of Water Supply, 1917, S. 85.

⁷³⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Thirteenth Research Report, 1920, S. 28.

⁷⁴⁾ Schwarz und Nachtigall, Ueber die Behandlung des Trinkwassers mit Chlorkalk; Gesundheitsingenieur 1912, No. 13, S. 263.

ist die Ersparnis nicht so erheblich, als dass man den Zusatz von Chlor nach dem Passieren der Sandfilter allgemein empfehlen könnte. Der Zusatz an dieser Stelle ist besonders dann bedenklich, wenn der Weg, den das Wasser von der Chlorzusatzstelle bis zu den Verbrauchsstellen zurückzulegen hat, nur kurz ist.

Für die Chlorung vor der Filtration spricht auch der Umstand, dass ein etwa auftretender Geschmack leichter in unfiltriertem Wasser durch Kaliumpermanganat beseitigt werden kann ⁷⁵⁾. Für die Chlorung nach der Filtration spricht andererseits die Erwägung, dass dadurch die biologischen Vorgänge in den Filtren nicht durch Chemikalien gestört werden.

Nach Zürcher Versuchen ist Desinfektion der Filter durch starke Chlordosen schädlich; die Filterwirkung kann auf längere Zeit gänzlich versagen.

Die Nachbehandlung des Filtrates mit Chlor dürfte besonders zu Epidemienzeiten als prophylaktische Massnahme in Frage kommen.

Die *Stelle des Chlorzusatzes* ist so zu wählen, dass eine genügende Zeit für die Einwirkung desselben zur Verfügung steht, da dies von grossem Einfluss auf das Resultat des ganzen Prozesses ist. Häufig kann das Chlor zweckmässig im Reinwasserreservoir zugesetzt werden, welches zum Ausgleich der Unregelmässigkeiten im Wasserbedarf den Filtren nachgeschaltet wird. Die Desinfektion wird durch Wärme und Licht befördert. Wasser in der Nähe des Gefrierpunktes verlangt oft einen Kontakt von über 24 Stunden, in welchem Falle man sich mit verstärkten Dosen und nachfolgender *Entchlorung* ⁷⁶⁾ zu helfen suchen muss, die oft vorteilhaft im

⁷⁵⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Thirteenth Research Report, 1920, S. 38.

⁷⁶⁾ Houston, Rivers as Sources of Water Supply, 1917, S. 89.

Brauchreservoir der betreffenden Wasserversorgung angeordnet werden kann.

Es ist zu beachten, dass schon häufig Einwirkungen von Chlorgasen auf die Rohrleitungen vorgekommen sind; doch können sie durch geeignete Einführungs- vorrichtungen vermieden werden.

Der im Handel erhältliche *Chlorkalk* ist ein weissliches hygroskopisches Pulver, dessen chemische Formel noch nicht ganz klar ist. Es ist gewonnen durch Ueberleiten von Chlorgas über Kalziumhydrat. Sein Wert wird durch seinen Gehalt an wirksamem Chlor bestimmt, der meistens 33—38% oder ca. $\frac{1}{3}$ seines Gewichtes ausmacht⁷⁷⁾. Die eigentliche keimtötende Kraft liegt im frei werden- den Sauerstoff bei seiner Entstehung (Status nascendi).

Da Chlorkalk nicht leicht löslich ist, so wird er mit Wasser angerieben; die Lösung bleibt einige Zeit stehen und wird dann dem zu desinfizierenden Wasser in genau bestimmter Menge zugesetzt.

Interessante Laboratoriumsversuche in London über den Einfluss von Chlorkalk auf die Desinfektion von sedimentiertem Themsewasser in den Jahren 1918/1919 sind in Tabelle 16 niedergelegt⁷⁸⁾.

Es ist klar, dass diese vorzüglichen Laboratoriumsergebnisse nicht ohne weiteres ins Grosse übertragen werden können. Immerhin dürfte nach diesen Versuchen der Schluss erlaubt sein, dass eine Dosis von etwa 1 Teil Chlor (effektiver Chlorgehalt) auf 3 Millionen Teile Wasser (0,33 g pro m³) bei einer Kontaktdauer von 5 Stunden in den meisten Fällen eine sichere Desinfektion gewährleistet (Houston).

⁷⁷⁾ Gärtner, Die Hygiene des Wassers, 1915, S. 572 f.

⁷⁸⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Thirteenth Research Report, 1920, S. 8 f.

Desinfektion von sedimentiertem Themsewasser mit Chlorkalk. Tabelle 16

I. Serie.					
Kontaktdauer: 5 Stunden.					
Temperatur: 3,5° C.					
Zeit: Dezember 1918 bis März 1919.					
Dosis (effektiver Chlorgehalt):					
1 in 1,5	1 in 2	1 in 2,5	1 in 3	1 in 4	1 in 4 Mill.
Darmbakterien (B. coli) waren in Proben von 100 cm ³ in folgenden prozentualen Fällen vollständig zerstört:					
100%	86,3%	64,5%	23,9%	0%	0%
II. Serie.					
Kontaktdauer: 5 Stunden.					
Temperatur: 9,5 bis 21,5° C.					
Zeit: August bis Oktober 1919.					
Dosis (effektiver Chlorgehalt):					
1 in 1,5	1 in 2	1 in 2,5	1 in 3	1 in 3,5	1 in 4 Mill.
Darmbakterien (B. coli) waren in Proben von 100 cm ³ in folgenden prozentualen Fällen vollständig zerstört:					
100%	100%	100%	95%	72%	55%

Besonders interessant ist die in den letzten Jahren im grössten Massstabe durchgeführte Desinfektion des Themsewassers der *Londoner Wasserversorgung* mit Chlorkalk, über die hier nähere Angaben gemacht werden sollen.

Die Chlorung des Themsewassers seit April 1916 war ursprünglich eine Kriegsmassnahme, die sich jedoch so gut bewährte, dass sie dauernd beibehalten wurde. Die alte Filtrationsmethode der Londoner Wasserversorgung bestand darin, das Rohwasser 2—3 Wochen in Speichieranlagen zu sedimentieren (Storage), bevor es auf die Reinfilter geleitet wurde. Dieses Verfahren war teilweise mit grossen Betriebskosten verbunden. Der Themse wurden bei Bell Weir täglich etwa 318 000—363 000 m³ Wasser entnommen. Dasselbe fliesst durch einen Aquädukt zu dem Staines-Pumpwerk, von wo es früher in die Speicher (Staines Storage-Reservoirs) gepumpt werden musste, um darauf über den untern Teil des Aquäduktes den Filteranlagen von Sunbury, Kempton-Park, Grand Junction und West-Middle-

sex zugeführt zu werden. Zwecks Ersparnis der Betriebskosten dieses Pumpwerkes, die wegen der Steigerung der Kohlenpreise während des Krieges immer höher wurden, ging man dazu über, das Themse-Rohwasser zu chlören und es dann direkt auf die Filterbeete zu leiten, unter Umgehung der Speicher, welche von diesem Zeitpunkte an nur noch als Reserve für Trockenperioden benutzt wurden. Das Ziel der neuen Chlorbehandlung war die Erzielung

Die bakteriologischen Resultate der Chlorung sind in Tabelle 18 zusammengestellt⁸⁰⁾.

Die Tabelle zeigt, dass das rohe Themsewasser durch das Absitzen in den Speichern bakteriologisch stark verbessert wird; sie beweist andererseits auch die grosse Ueberlegenheit der Chlorung gegenüber der Ablagerung.

Aehnliche günstige Ergebnisse wurden in London auch mit der Chlorung von New-River-Wasser erzielt. Das Verfah-

Chlorung des Themsewassers 1920/21.⁷⁹⁾

Tabelle 17

Station	Behandeltes Rohwasser m ³	Verbrauchter Chlorkalk kg	Dosis Chlorkalk Gramm pro m ³	Dosis effektives Chlor Gramm pro m ³	Effektiver Chlorgehalt des Chlorkalkes %
Staines ¹⁾ . .	76 406 482	89 643	1,256	0,420	33,42
Hampton . .	43 880 462	55 413	1,262	0,424	33,57
Total	120 286 944 ²⁾	145 056	1,259	0,422	33,49

¹⁾ Die Hampton-Wasserfassung unterhalb der Staines-Wasserfassung tritt bei niederem Wasserstande in Verbindung mit der oberen Wasserfassung in Tätigkeit.
²⁾ Während des Berichtsjahres wurden 88,04% des der Themse entzogenen Wassers gechlort und 11,96% in den Staines-Speichern sedimentiert.

eines Wassers, welches einem etwa 30 Tage lang sedimentierten Rohwasser in bakteriologischer Beziehung mindestens ebenbürtig sein sollte. Das gechlorte Wasser musste ferner unschädlich und geschmacklos sein.

Während des Krieges wurden im Mittel täglich 345 000 m³ Rohwasser gechlort, was bei einem durchschnittlichen Konsum von 172 l pro Kopf und Tag einer versorgten Bevölkerung von rund 2 Millionen entspricht. Es ist bemerkenswert, dass seit Mai 1916 keine einzige Klage über *Chlorgeschmack* einlief. Auch das finanzielle Ergebnis der Desinfektion war sehr befriedigend, indem die bezüglichen Betriebskosten um rund 90% reduziert wurden.

Im Geschäftsjahr 1920/21 wurde die Chlorung des Themsewassers nach Tabelle 17 durchgeführt.

ren wurde im Jahre 1920/21 auf Teile der Monate Dezember, Januar und April beschränkt (Flutperioden), im ganzen auf 78 Tage. Die mittlere Dosis (effektiver Chlorgehalt) war 0,29 g pro m³. An 13½ Tagen musste Permanganat (KM_nO₄) zur Beseitigung des auftretenden Geschmacks verwendet werden; die durchschnittliche Dosis betrug 0,1 g pro m³⁸¹⁾.

In *Cleveland* wurde die Chlorung des filtrierten Wassers im Jahre 1919 mit einer Dosis von 0,12 g effektives Chlor

⁷⁹⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Fifteenth Annual Report on the results of the Chemical and Bacteriological Examination etc., 1921, S. 3.

⁸⁰⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Thirteenth Research Report, 1920, S. 26.

⁸¹⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Fifteenth Annual Report on the results of the Chemical and Bacteriological Examination etc., 1921, S. 11.

Bakteriologische Ergebnisse der Themsewasser-Chlorung 1920/21.

Tabelle 18

Gegenstand	Darm-Bakterien (B. coli)				Anzahl der Bakterien 10 cm ³ Kulturen (Neutralrotagar 37° C, 20—24 Std.)
	100 cm ³ Kulturen		10 cm ³ Kulturen		
	% pos. ¹⁾	% neg.	% pos.	% neg.	
In den Speicheranlagen (Storage-Reservoirs) gelagertes Themsewasser. Mittel der acht Jahre 1908—1916	79,8	20,1	41,1	58,7	52
Gechlortes Wasser (Staines-Fassung). Mittel 1920/21	63,9	36,1	31,5	68,5	25
Gechlortes Wasser (Hampton-Fassung). Mittel 1920/21	40,0	60,0	14,7	85,3	16
Total Mittel 1920/21	51,7	48,3	22,9	77,1	21
	1 cm ³ Kulturen		0,1 cm ³ Kulturen		
	% pos.	% neg.	% pos.	% neg.	
Rohes Themsewasser. Mittel der acht Jahre 1908 bis 1916	89,0	11,9	52,3	47,6	440 ²⁾

¹⁾ B. coli in 100 cm³ Kulturen pos. resp. neg. bedeutet, dass B. coli in Proben von 100 cm³ vorhanden resp. nicht vorhanden sind.

²⁾ Das Londoner Abwasser wies in den letzten Jahren im Mittel 1066650 Bakterien pro cm³ auf. ⁸²⁾

pro m³ durchgeführt ⁸³⁾. Kurze Zeit war dadurch ein unangenehmer Geschmack im Wasser bemerkbar ⁸⁴⁾. Die mittlere Zahl der Bakterien im Rohwasser betrug 278 pro cm³, im filtrierten Wasser 29 pro cm³ und im desinfizierten Wasser nur noch 7 pro cm³, d. h. es wurde insgesamt eine Reduktion von 97,5 % erzielt (Agar 37° C, 24 Stunden). Der mittlere durchschnittliche B. coli-Index für Rohwasser war 1,666 pro cm³, im Endprodukt dagegen nur noch 0,009 pro cm³, was einer Reduktion von 99,46 Prozent entspricht ⁸⁵⁾.

Im gleichen Jahre wurden ferner 56 Millionen Kubikmeter Rohwasser oder

⁸²⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Fifteenth Annual Report on the results of the Chemical and Bacteriological Examination etc., 1921, S. 20.

⁸³⁾ Annual Report of the Division of Water (Department of Public utilities) of the City of Cleveland 1919, S. 88.

⁸⁴⁾ Annual Report of the Division of Water (Department of Public utilities) of the City of Cleveland 1919, S. 90.

⁸⁵⁾ Annual Report of the Division of Water (Department of Public utilities) of the City of Cleveland 1919, S. 103.

32 % des Gesamtverbrauches nur gechlort. Im Mittel sind dabei 0,31 g effektives Chlor pro m³ verbraucht worden. Die Bakterien wurden um 82,6 % reduziert. Der B. coli-Index für Rohwasser war 233 pro 100 cm³, im desinfizierten Wasser 6,2 pro 100 cm³, entsprechend einer Verminderung von 97,3 Prozent ⁸⁶⁾.

Die Zahl der *Typhustodesfälle* sank seit der Chlorung von 0,174 Promille der Bevölkerung im Jahre 1911 auf 0,025 Promille im Jahre 1919 ⁸⁷⁾.

Die Haupt-Anwendungsformen des Chlors sind Chlorkalk und Chlorgas.

Ein grosser Nachteil des Chlorkalkes gegenüber dem Chlorgas ist das unsaubere Arbeiten, welches seine Ursache im Kalkschlamm hat. Das Chlorgas, welches einer Stahlflasche komprimierten und verflüssigten Chlors ent-

⁸⁶⁾ Annual Report of the Division of Water (Department of Public utilities) of the City of Cleveland 1919, S. 87.

⁸⁷⁾ Annual Report of the Division of Water (Department of Public utilities) of the City of Cleveland 1919, S. 119.

strömt, wird deshalb dem Chlorkalk mehr und mehr vorgezogen.

Man unterscheidet das direkte und das indirekte Chlorgasverfahren. Beim indirekten Verfahren wird das Chlorgas in Wasser gelöst; diese Chlorlösung wird dem zu entkeimenden Wasser zugeführt. Beim direkten Chlorgasverfahren wird das Chlor gewöhnlich durch Diffuser verteilt.

chlortem Wasser, der unangenehmer ist als Chlorgeschmack, muss gewöhnlich als « Jodoform »-Geschmack bezeichnet werden.

Folgende Tabelle zeigt, dass in Wasser ohne « Jodoform »-Geschmack kein Chlorgeschmack auftritt, bis das verbleibende Chlor 0,27—0,9 Teile pro 1 000 000 Teile Wasser (0,27—0,9 g pro m³) ausmacht und ein Chlorgeschmack

Chlorgeschmack bei verschiedenen Dosen nach Einwirkung von einer Stunde. Tabelle 19

Ursprüngliche Chlordosis 1 in 1 000 000 (1 in 1 Mill.)	Ursprüngliche Chlordosis 1 in 500 000 (2 in 1 Mill.)	Ursprüngliche Chlordosis 1 in 250 000 (4 in 1 Mill.)
<p>Verbleibender Chlorgehalt: + 0,27 Teile per 1 Mill.</p> <p>Geschmack: Kein Geschmack in 100 % der Proben.</p>	<p>Verbleibender Chlorgehalt: + 0,9 Teile per 1 Mill.</p> <p>Geschmack: Kein Geschmack in 20 % der Proben, leichter Geschmack in 60 % der Proben (nur durch Fach- mann bestimmbar), zweifelhafter Chlorgeschmack in 10 % der Proben, deutlicher Chlorgeschmack in 10 % der Proben.</p>	<p>Verbleibender Chlorgehalt: + 2,27 Teile per 1 Mill.</p> <p>Geschmack: Deutlicher Chlorgeschmack in 90 % der Proben, leichter Chlorgeschmack in 10 % der Proben.</p>

c) Der Geruch und Geschmack von gechlortem Wasser.

Eingehende Untersuchungen über den Geschmack von gechlortem Wasser wurden in den letzten Jahren von der Londoner Wasserversorgung mit folgenden Ergebnissen durchgeführt⁸⁸⁾:

Die Leichtigkeit, mit der gechlortes Wasser einen « Chlorgeschmack » annimmt, hängt nach diesen Experimenten stark von der Wasserqualität ab. Je reiner das behandelte Wasser ist, um so grösser ist auch die Gefahr des Auftretens von Geschmack. Die überwiegende Mehrzahl der Personen würde dabei den Geschmack von gechlortem Wasser als « chlorig » bezeichnen. In den meisten Fällen ist dies jedoch ein Irrtum. Der wirkliche Geschmack von ge-

nur dann deutlich wahrnehmbar ist, wenn diese Dosis 0,9 Teile (0,9 g pro m³) überschreitet.

Nach Versuchen von Houston in London kann der Geschmack des gechlorten Wassers beseitigt oder schon vorher am Auftreten verhindert werden, wenn entweder die Chlordosis genügend erhöht, oder indem Kaliumpermanganat zugesetzt wird, welches zudem ebenfalls desinfizierend wirkt. Im erstern Falle kann Entchlorung des desinfizierten Wassers nötig werden, die z. B. mit einem « Antichlor », Natriumthiosulfat, Natriumhypochlorit oder Natriumsulfid⁸⁹⁾ bewirkt werden kann, und in letzterem Falle ist die Entfernung des rötlichen Manganoxides hier und da wünschenswert (Filtration). Sehr starke Chlordosen (80 g pro m³),

⁸⁸⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Thirteenth Research Report, 1920, S: 35—39.

⁸⁹⁾ Vgl. Gärtner, Die Hygiene des Wassers, 1915, S. 598 f.

welche sicher jeden auftretenden Geschmack beseitigen würden, können stets nur bei nachfolgender Entchlorung angewendet werden. Einfache Entchlorung ist dagegen zwecklos, wenn bereits « Jodoform »-Geschmack vorhanden ist.

Nachstehende Tabelle von Houston gibt einen Ueberblick über die *Beseiti-*

doch die nachher notwendig werdende Entchlorung. Wird die Ueberdosierung mit Chlor in einem offenen Kanal durchgeführt, so muss damit gerechnet werden, dass alle vorhandenen Fische getötet werden. Kaliumpermanganat besitzt den Vorteil, in kleinen Dosen ein Geschmacksbeseitiger zu sein, während

Beseitigung des „Jodoform“-Geschmackes durch Ueberdosierung mit Chlor oder Zufügen von Kaliumpermanganat.

Tabelle 20

Dosis: 1 Teil Chlor in 1 Million Teile Wasser						
+ Chlor (Kontaktdauer 5 Stunden)			+ Kaliumpermanganat (Kontaktdauer 5 Stunden)			
3 in 1 Mill.	1 in 1 Million	+ O	1 in 5 Mill.	2 in 5 Mill.	4 in 5 Mill.	8 in 5 Mill.
In 100 % der Proben kein Geschmack	In 90 % der Proben kein Geschmack, in 10 % der Proben deutlicher „Jodoform“-Geschmack	In 100% der Proben deutlicher „Jodoform“-Geschmack	In 70 % der Proben „Jodoform“-Geschmack, meistens schwach, hie und da jedoch bestimmt. In 30 % der Proben kein „Jodoform“-Geschmack, doch zeigten einzelne Proben einen undefinierbaren Geschmack (Brand)	In 40 % der Proben fast durchgehends schwacher „Jodoform“-Geschmack. In 60 % der Proben überhaupt kein Geschmack, doch zeigten einzelne Proben einen undefinierbaren Geschmack (Brand)	In 70 % der Proben kein „Jodoform“-Geschmack, doch zeigten einzelne Proben einen undefinierbaren Geschmack (Brand). In 30 % der Proben schwacher „Jodoform“-Geschmack	In 100 % der Proben kein „Jodoform“-Geschmack, doch zeigten einzelne Proben einen undefinierbaren Geschmack (Brand)
Bessere Resultate wären zweifellos bei längerer Kontaktdauer zu erzielen gewesen.						

gung des « Jodoform »-Geschmackes in verschiedenen Verhältnissen. Das für die Experimente verwendete Wasser gab stets einen « Jodoform »-Geschmack bei einer Dosis von 1 Teil Chlorkalk für 1 000 000 Teile Wasser (1 g pro m³), und es wurde entchlort, bevor die Proben untersucht wurden.

Bei diesen Versuchen erwies sich Ueberdosierung mit Chlor zur Beseitigung des Geschmackes wirksamer als das Zufügen von Kaliumpermanganat; nachteilig ist bei diesem Verfahren je-

stärkere Dosen ebenfalls zu Geschmacksbildungen Veranlassung geben (Bekämpfung durch Natriumsulfat).

Die Chlorung und das Zufügen von Kaliumpermanganat können auf folgende Arten durchgeführt werden:

Beide Substanzen können vor oder nach der Filtration zugefügt werden; doch ist die Beseitigung des « Jodoform »-Geschmackes mit Permanganat in filtriertem Wasser schwieriger als im Rohwasser. Es ist auch möglich, das Chlor vor und das Permanganat nach der Fil-

tration zusetzen. Die Behandlung mit Permanganat vor und mit Chlor nach der Filtration ist dagegen zur Geschmacksbekämpfung unwirksam.

Fassen wir diese Ausführungen und Versuche zusammen, so ergeben sich folgende Beziehungen zwischen Chlorung, Entchlorung, Permanganat - Behandlung und Geschmack:

1. Beziehungen zwischen Chlor und «Chlor»-Geschmack:
Ueberchlorung mit nachfolgender Entchlorung: kein Geschmack.
Chlordosen von 1 in 1 000 000 (1 g pro m³) und höhere Dosen, ohne Entchlorung: «Chlor»-Geschmack.
2. Beziehungen zwischen Chlor und «Jodoform»-Geschmack (wenn anwesend):
Nach Entchlorung: «Jodoform»-Geschmack bleibt.
Nach Ueberchlorung: kein «Jodoform» - Geschmack mehr, aber «Chlor»-Geschmack.
Nach Ueberchlorung und nachfolgender Entchlorung: kein Geschmack.
3. Beziehungen zwischen Permanganat und Geschmack:
In kleinen Dosen und ohne Sulfitzusatz: kein Geschmack.
In grossen Dosen und nach Sulfitzusatz: kein Geschmack.
4. Beziehungen zwischen Chlor, Permanganat und Filtration zu «Jodoform»-Geschmack, unter der Voraussetzung, dass ohne Zusatz von Per-

manganat «Jodoform» - Geschmack auftritt:

Zuerst Chlorung, dann Permanganat-Behandlung und zuletzt Filtration: kein «Jodoform»-Geschmack.

Zuerst Permanganat - Behandlung, dann Chlorung und zuletzt Filtration: kein «Jodoform» - Geschmack.

Gleichzeitige Chlorung und Permanganat-Behandlung vor der Filtration: kein «Jodoform»-Geschmack.

Zuerst Chlorung, dann Filtration und zuletzt Permanganat-Behandlung: kein «Jodoform»-Geschmack.

Zuerst Filtration, dann Chlorung und zuletzt Permanganat-Behandlung: kein «Jodoform»-Geschmack.

Zuerst Filtration, dann Permanganat-Behandlung und zuletzt Chlorung: kein «Jodoform»-Geschmack.

Zuerst Filtration, nachher gleichzeitige Chlorung und Permanganat-Behandlung: kein «Jodoform»-Geschmack.

Zuerst Permanganat - Behandlung, nachher Filtration und zuletzt Chlorung: «Jodoform»-Geschmack.

Nach neueren deutschen Untersuchungen wird «Jodoform»-Geschmack auch durch Phenol erzeugt. In Amerika hat sich bei der Catskill -Wasserversorgung bei hohem Gehalt an Mikroorganismen eine Kombination von Kupfersulfat- und Chlorbehandlung des Wassers zur Beseitigung von Geruch und Geschmack als geeignet erwiesen.

IV. Ueber den Einfluss der Filtergeschwindigkeit auf die Wirkung der Filter.

1. Schnell- und Vorfilter.

Interessante Untersuchungen über den Einfluss der Filtergeschwindigkeit auf die Wirkung der Schnellfilter wurden im Jahre 1919 in Cleveland durchgeführt.

Während neun Monaten sind vier Filterkammern mit den Geschwindigkeiten 117, 144, 170 und 187 m pro Tag betrieben worden; das Wasser wurde bakteriologisch untersucht und die Dauer

der Filtrationsperioden bestimmt. Die Ergebnisse sind zu vergleichen mit denjenigen der übrigen Filter, welche konstant mit einer Geschwindigkeit von 117 m pro Tag liefen ⁹⁰⁾.

Es zeigte sich, dass *gute Resultate auch mit höhern Durchflussgeschwindigkeiten erhalten werden können* und dass Durchflussgeschwindigkeiten von 170 m pro Tag noch zulässig sind. Die VersuchsfILTER waren mit einem ziemlich groben Sand eingefüllt (0,45 mm); mit einem feineren Sand wären bessere bakteriologische Resultate zu erwarten, auf Kosten der Dauer der Filterperioden und der Waschwassermengen.

Nachstehende Tabelle gibt einen Ueberblick über den Einfluss der Fil-

Auch nach den Erfahrungen der Wasserversorgung Zürich hat die Filtergeschwindigkeit keinen grossen Einfluss auf die Wirkung der *Vorfilter*.

2. Langsamfilter.

Sehr eingehende Untersuchungen über den Einfluss der Filtergeschwindigkeit auf die Wirkung der *Langsamfilter* wurden in den Jahren 1886—1888 bei der Wasserversorgung der Stadt Zürich durchgeführt ⁹²⁾. Die Resultate sind um so wichtiger, als es sich um Versuche im grossen mit Teilen der damaligen Filteranlage im Industriequartier handelt, die wertvoller sind als blosser Laboratoriumsergebnisse.

Cleveland: Filterperioden bei verschiedenen Filtrationsgeschwindigkeiten. ⁹¹⁾

Tabelle 21

Gegenstand	24.—30. April 7 Tage	1.—31. Mai 31 Tage	1.—30. Juni 30 Tage	1.—14. Juli 14 Tage	August	17.—30. Sept. 14 Tage	1.—15. Okt. 15 Tage
	Mittlere Filterperiode in Stunden						
Filteranlage: v = 117 m/Tag . . .	28,13	33,33	34,41	60,32	47,35	20,10	11,81
Filter Nr. 19: v = 117 m/Tag . . .	34,87	38,42	41,10	73,10	—	23,33	12,19
„ „ 21: v = 114 m/Tag . . .	41,97	43,76	44,00	68,40	—	19,17	11,82
„ „ 23: v = 170 m Tag . . .	29,89	30,72	33,11	61,86	—	22,27	11,59
„ „ 25: v = 187 m/Tag . . .	24,67	29,90	31,91	51,79	—	18,03	9,37

trationsgeschwindigkeiten auf die Dauer der Filterperioden.

Genaue mathematische Beziehungen zwischen Filtrationsgeschwindigkeit und Filterperiode lassen sich aus dieser Tabelle nicht ableiten. Die Filterperiode ist annähernd umgekehrt proportional der Filtergeschwindigkeit, für grössere Geschwindigkeiten eher etwas länger.

⁹⁰⁾ Annual Report of the Division of Water (Department of Public utilities) of the City of Cleveland 1919, S. 91.

⁹¹⁾ Annual Report of the Division of Water (Department of Public utilities) of the City of Cleveland 1919, S. 115.

Die Resultate der Forschungen sind in den beiden nachstehenden Tabellen 22 und 23 zusammengestellt.

Nach diesen Versuchen hat die *Filtrationsgeschwindigkeit, wenigstens zwischen 3 und 12 m pro Tag, keinen Einfluss auf die chemische und bakteriologische Qualität des filtrierte Wassers.*

Der Keimgehalt des Wassers nach der Filtration steht auch in keinem Verhältnis zu demjenigen vor der Filtration.

⁹²⁾ *Bertschinger*, Untersuchungen über die Wirkung der Sandfilter des städtischen Wasserwerkes in Zürich, 1889.

Wasserversorgung Zürich:
Mittlere Qualität des filtrierten Wassers bei verschiedenen Filtrationsgeschwindigkeiten nach den Untersuchungen im Winter 1886/87.⁹³⁾

Tabelle 22

Gegenstand	Organ. Substanz	Ammoniak	Albumin. Ammoniak	Bakterienzahl
<i>Bei weniger als 1 m Geschwindigkeit pro Tag:</i>				
Filter I	19,9	0,030	0,042	10
" II	—	—	—	—
" III	17,8	0,003	0,028	3
" IV	18,5	0,004	0,032	46
" V	17,9	0,004	0,036	5
Durchschnitt	18,5	0,010	0,034	19
<i>Bei 3,8—5,0 m Geschwindigkeit pro Tag:</i>				
Filter I	18,4	0,005	0,031	50
" II	17,4	0,004	0,035	55
" III	17,3	0,004	0,030	48
" IV	—	—	—	—
" V	—	—	—	—
Durchschnitt	17,7	0,004	0,032	51
<i>Bei 6,8—8,6 m Geschwindigkeit pro Tag:</i>				
Filter I	19,9	0,006	0,033	11
" II	18,7	0,004	0,032	17
" III	19,1	0,003	0,034	17
" IV	20,5	0,005	0,034	27
" V	20,5	0,004	0,032	45
Durchschnitt	19,7	0,004	0,033	23
<i>Bei 9,8—13,4 m Geschwindigkeit pro Tag:</i>				
Filter I	18,2	0,005	0,031	27
" II	17,9	0,004	0,030	17
" III	18,7	0,007	0,031	28
" IV	18,9	0,008	0,035	15
" V	20,1	0,004	0,032	4
Durchschnitt	18,8	0,006	0,032	18
<i>Bei mehr als 20 m Geschwindigkeit pro Tag:</i>				
Filter I	20,3	0,006	0,049	12
" II	20,1	0,006	0,035	25
" III	—	—	—	—
" IV	—	—	—	—
" V	—	—	—	—
Durchschnitt	20,2	0,006	0,037	18

⁹³⁾ Bertschinger, Untersuchungen über die Wirkung der Sandfilter des städtischen Gaswerkes in Zürich, 1889, S. 49 f.

Wasserversorgung Zürich:
Mittlere Qualität des filtrierten Wassers bei verschiedenen Filtrationsgeschwindigkeiten nach den Untersuchungen im Sommer 1888.⁹⁴⁾

Tabelle 23

Gegenstand	Organ. Substanz	Ammoniak	Albumin. Ammoniak	Bakterienzahl
<i>Bei 2,7—3,3 m Geschwindigkeit pro Tag:</i>				
Filter I	15,8	0,003	0,024	22
" II	13,2	0,003	0,020	39
" III	14,9	0,003	0,022	17
" IV	14,3	0,003	0,022	6
" V	—	—	—	—
Durchschnitt	14,5	0,003	0,022	21
<i>Bei 3,8—5,0 m Geschwindigkeit pro Tag:</i>				
Filter I	13,2	0,003	0,024	7
" II	14,8	0,004	0,021	18
" III	14,1	0,003	0,022	10
" IV	14,7	0,003	0,020	3
" V	13,9	0,003	0,021	18
Durchschnitt	14,2	0,003	0,022	11
<i>Bei 6,8—8,0 m Geschwindigkeit pro Tag:</i>				
Filter I	14,4	0,003	0,024	16
" II	14,4	0,003	0,021	29
" III	14,0	0,003	0,021	31
" IV	13,9	0,003	0,021	11
" V	14,6	0,003	0,022	25
Durchschnitt	14,3	0,003	0,022	22
<i>Bei 9,8—15,0 m Geschwindigkeit pro Tag:</i>				
Filter I	16,0	0,004	0,026	15
" II	14,7	0,003	0,023	13
" III	15,0	0,003	0,020	10
" IV	15,0	0,003	0,020	7
" V	15,1	0,003	0,020	15
Durchschnitt	15,2	0,003	0,022	12

Zur Erklärung dieser Erscheinung müssen wir annehmen, dass bei der Sandfiltration alle Mikroorganismen des zu filtrierenden Wassers zurückgehalten werden und dass die im filtrierten Wasser vorkommenden Pilzkeime sich

⁹⁴⁾ Bertschinger, Untersuchungen über die Wirkung der Sandfilter des städtischen Gaswerkes in Zürich, 1889, S. 50 f.

demselben nachträglich wieder beige-
misch haben⁹⁵⁾.

Etwas ungünstiger sind die Ergebnisse
der Filteranlagen in Magdeburg, wo
nach den Puech-Chabal-Vorfiltern den
Reinfiltern noch Schnellsandfilter vor-

geschaltet sind. Das Filtrat dieser
Schnellsandfilter wies im Oktober 1910
bei Filtergeschwindigkeiten von 6—12 m
pro Tag 28—350 Keime pro cm³ auf, im
Monatsdurchschnitt 52 Keime (Gela-
tine).

V. Wirtschaftliche Gesichtspunkte.

Vorbemerkung.

Die abgeleiteten Formeln gelten nur unter
bestimmten Verhältnissen, z. B. horizontale
Terrainoberfläche, Aushubtiefe = Beckentiefe,
Kosten für Mauerwerk überall gleich gross,
Kosten der Bauwerke proportional Grundfläche
usw. In besondern Fällen müssen Spezialunter-
suchungen und Vergleichsrechnungen durchge-
führt werden.

1. Ablagerungsbecken und Speicheranlagen.

Ablagerungsbecken haben den Zweck,
das Wasser von den gröberen Sink-
stoffen zu befreien und damit dessen
weitere Behandlung zu erleichtern.
Speicheranlagen sind notwendig, wo das
Wasser nicht immer in genügender
Menge kontinuierlich zufließt (London);
sie wirken gleichzeitig wie Ablagerungs-
becken.

In vielen Fällen ist es auch ohne das
Hilfsmittel der Sedimentation möglich,
ein verhältnismässig schlechtes Wasser
durch Filtration allein zu klären, und es
ist nur eine Frage der Wirtschaftlichkeit,
ob die Kombination von Ablagerungs-
becken und Filteranlagen Vorteile bietet.

Nach den Erfahrungen von Hamburg
und Altona ist bei stark verschmutztem
Rohwasser eine *Absitzdauer* von 12 bis
24 Stunden, bei Durchflussgeschwindig-
keiten von 1-2 mm pro Sekunde, zweck-
mässig. Vom Dezember 1912 bis Novem-
ber 1913 in Altona unternommene Unter-
suchungen⁹⁶⁾ zeigten nur eine geringe
Steigerung der Klärung während der

⁹⁵⁾ *Bertschinger*, Untersuchungen über die
Wirkung der Sandfilter des städtischen Wasser-
werkes in Zürich, 1889, S. 51 f.

verlängerten Sedimentationszeit. Der
Planktongehalt des Rohwassers vermin-
derte sich im Jahresmittel bei neun-
stündiger Sedimentation um 66 %.

Die *Dimensionierung* eines Klär-
raumes einfachster, d. h. prismatischer, Form
wird wie folgt vorgenommen:

Gegeben sind:

- Q = Wassermenge in m³/Stunde,
 v = Mittlere Fliessgeschwindigkeit in
m/Stunde,
 t_s = Aufenthaltsdauer (Sinkdauer) in
Stunden,
 t_w = Wassertiefe in m.

Gesucht werden:

- J = Inhalt in m³,
 F = Querschnitt in m²,
 l = Länge in m,
 v_s = Sinkgeschwindigkeit der obersten
Schicht in m/Stunde.

$$J = Q \cdot t_s \quad (1)$$

$$F = \frac{Q}{v} \quad (2)$$

$$l = \frac{J}{F} \quad (3)$$

$$v_s = \frac{t_w}{t_s} \quad (4)$$

Die *Form* der Becken ist grundsätzlich
so zu wählen, dass der Gesamtaufwand
bei einem gegebenen Volumen zu
einem Minimum wird. Für die *recht-*

⁹⁶⁾ *Jürgensen*, Die Schnellfilteranlage des
städtischen Wasserwerkes Altona; Journal für
Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1917,
No. 21, S. 283.

eckige Grundform ergeben sich aus dieser Bedingung folgende Beziehungen:

Sind

- x = Breite des Beckens in m,
- y = Länge des Beckens in m,
- t = Tiefe des Beckens in m,
- a = Kosten für 1 m Umfangsmauer oder Damm,
- b = Kosten für 1 m³ Aushub,
- c = Kosten für 1 m² Bodenbelag,

so betragen die Gesamtkosten:

$$K = (x + y) 2a + xytb + xyc \quad (5)$$

(vgl. Fig. 1).

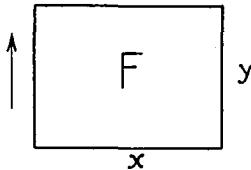


Fig. 1
Ablagerungsbecken.

Das Verhältnis von x und y , bei welchem dieser Ausdruck bei gegebener Oberfläche $F = xy$ zu einem Minimum wird, berechnet sich nach den Gesetzen der Differential- und Integralrechnung wie folgt:

$$y = \frac{F}{x} \quad (6)$$

$$K = \left(x + \frac{F}{x}\right) 2a + F(tb + c) \quad (7)$$

$$\frac{dK}{dx} = \left(1 - \frac{F}{x^2}\right) 2a = 0$$

woraus

$$x = \sqrt{F} \quad (8)$$

und

$$y = \sqrt{F} \quad (9)$$

also

$$x = y \quad (10)$$

d. h. die wirtschaftlich günstigste Beckenform ist theoretisch das Quadrat⁹⁷⁾.

Meist wird aus betriebstechnischen Gründen die Anlage von zwei nebenein-

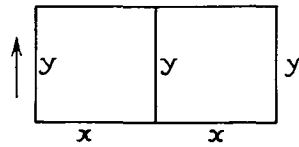


Fig. 2
Zur Einteilung der Ablagerungsbecken.

anderliegenden Becken gewählt. Hierfür lautet der Ausdruck für die Gesamtkosten (vgl. Fig. 2):

$$K = (4x + 3y)a + 2xy(tb + c) \quad (11)$$

$$y = \frac{F}{2x} \quad (\text{vergl. Gleichung 6})$$

$$K = \left(4x + \frac{3F}{2x}\right)a + F(tb + c)$$

$$\frac{dK}{dx} = \left(4 - \frac{3F}{2x^2}\right)a = 0$$

woraus $x = \sqrt{\frac{3}{8}F} \quad (12)$

und $y = \sqrt{\frac{2}{3}F} \quad (13)$

d. h. $x = \sqrt[3]{\frac{1}{4}y} \quad (14)$

Die Werte x und y werden aus den gegebenen Grössen Q , t_s und t wie folgt berechnet:

Der Inhalt der Becken beträgt:

$$2x \cdot y \cdot t = Q \cdot t_s \quad (15)$$

⁹⁷⁾ Die Erfahrung weist darauf hin, dass die rechteckige Beckenform dem Quadrat trotz grösseren Anlagekosten vorzuziehen ist. Lueger-Weyrauch schlagen z. B. vor, die Länge der Becken viermal so gross zu wählen wie ihre Breite, welche Praxis sich bei den Abwasserkläranlagen bewährt hat (vgl. *Lueger-Weyrauch*, Die Wasserversorgung der Städte, 1916, II. Bd., S. 10 f.).

und da ferner nach Gleichung (14)

$$y = \frac{4}{3} x$$

so folgt: $2 \cdot x \cdot \frac{4}{3} \cdot x \cdot t = Q t_s$

woraus $x = \sqrt{\frac{3 Q t_s}{8 t}}$ (16)

und $y = \frac{4}{3} \sqrt{\frac{3 Q t_s}{8 t}} = \sqrt{\frac{2 Q t_s}{3 t}}$ (17)

2. Niederschlags- (Koagulierungs-) Becken.

Für die wirtschaftlich günstigste Form der Becken gelten die gleichen wie im vorhergehenden Abschnitt über Ablagerungsbecken aufgestellten Beziehungen, d. h. für ein einfaches Becken ist das Quadrat am vorteilhaftesten und für ein Doppelbecken ist die Breite einer Kammer zu $\frac{3}{4}$ der Beckenlänge anzunehmen.

Der Verbrauch an Fällmitteln ist um so grösser, je kleiner der Inhalt des

Beckens gewählt wird. Derselbe muss deshalb so bestimmt werden, dass die Summe der Anlage-, kapitalisierten Betriebs- und Unterhaltskosten, inklusive Amortisation und Erneuerung, zu einem Minimum wird. Allgemeine Formeln lassen sich hierüber nicht aufstellen, da, wie bei jedem andern Wasserreinigungsproblem, die Qualität des zu behandelnden Wassers eine entscheidende Rolle spielt. Die wirtschaftlich günstigste Fällzeit, die der *Ausflockungszeit* entsprechen muss, worunter man die Zeit versteht vom Zumischen des Fällmittels an bis zu dem mit blossem Auge sichtbaren Auftreten von Flocken, das Fällmittel und die Chemikalien müssen in jedem einzelnen Falle durch besondere Experimente und Vergleichsrechnungen bestimmt werden; wobei zu beachten ist, dass die *Wasserqualität*, und damit auch die notwendige Chemikalien-

Ausflockungsversuche mit Neckarwasser in Stuttgart.

Zeit: 22. September 1921.

Temperatur des Wassers: 17,5° C.

Tabelle 24.

Fällungsmittel: Fe SO ₄ + 7 H ₂ O Ca O	1 30 mg pro l 60 mg pro l	2 45 mg pro l 60 mg pro l	3 60 mg pro l 60 mg pro l
8.45 Uhr, sofort	hellgelb, undurchsichtig	gelb, undurchsichtig	etwas dunkler wie 2
nach 10 Minuten	Farbe und Undurchsichtigkeit verstärkt sich noch etwas		
nach 20 Minuten			beginnende Flockung, Filtrat etwas gelb, fast klar
nach 30 Minuten		minimale Flockung, Filtrat trübe, weisslich	Flockung mit blossem Auge sichtbar, Filtrat farblos und klar
nach 45 Minuten			Flocken werden grösser
nach 60 Minuten		Flöckchen noch sehr klein, Filtrat sehr trübe	brauner Bodensatz, deutliche Aufhellung
nach 90 Minuten	Minimale Flockung, mit Lampe sichtbar, Filtrat trübe	Flöckchen etwas grösser, leichte Aufhellung, Filtrat leicht trübe	weitere Aufhellung
nach 105 Minuten die einzelnen Proben nach dem Grade des erzielten Ausflockungserfolges geordnet	3	2	1

menge, selbst innerhalb eines Tages sehr starken Schwankungen unterworfen sein kann (Lindleysche Kurven).

Die günstigste *Fällzeit* beträgt nach amerikanischen Erfahrungen 1½ bis 5 Stunden⁹⁸⁾.

In Tabelle 24 sind die Ergebnisse von Ausflockungsversuchen der Wasserversorgung Stuttgart wiedergegeben, die im Jahre 1921 mit Aluminiumsulfat und Kalk durchgeführt worden sind.

3. Schnell- und Vorfilter.

Die wirtschaftlich günstigste *Form* der mechanischen Filteranlagen kann in einfacher Weise nur durch Vergleichsrechnungen bestimmt werden.

Die *Betriebskosten* setzen sich zusammen aus Auslagen für Kraftaufwand und Ausgaben für Reinigung und Erneuerung. Letztere sind erfahrungsgemäss der filtrierte Wassermenge annähernd proportional und nicht abhängig von der Filtrationsgeschwindigkeit. Bei grösseren Filtrationsgeschwindigkeiten müssen die Filter zwar häufiger gereinigt werden, doch ist die zu reinigende Filterfläche entsprechend kleiner.

Mathematisch lässt sich diese Behauptung wie folgt nachweisen:

Wir bezeichnen mit:

Q = die zu filtrierende Wassermenge in m^3 pro Tag,

a = Baukosten eines Filters pro m^2 Grundfläche,

b = Kosten für die einmalige Reinigung von $1 m^2$ Filterfläche inkl. Anteil an der Erneuerung,

x = Filtrationsgeschwindigkeit in m pro Tag,

F = Filterfläche in m^2 ,

n_R = Anzahl der jährlichen Reinigungen,

k = Kapitalisierungskoeffizient.

⁹⁸⁾ Ziegler, Schnellfilter, ihr Bau und Betrieb, 1919, S. 24.

Die notwendige Filterfläche ergibt sich zu:

$$F = \frac{Q}{x} \quad (18)$$

Die Kosten für die einmalige Reinigung des Filters, inkl. Anteil an der Erneuerung, betragen:

$$k_R = bF = b \frac{Q}{x} \quad (19)$$

Die diesbezüglichen kapitalisierten Jahresbetriebskosten betragen:

$$K_R = n_R b \frac{Q}{x} k \quad (20)$$

Da die Anzahl der Reinigungen proportional zur spezifischen Beschickung und damit zur Filtrationsgeschwindigkeit steht, d. h.

$$n_R = m x \quad (21)$$

wo m einen Erfahrungswert bedeutet, erhalten wir aus Gleichung (20):

$$K_R = m b Q k \quad (22)$$

d. h. die *Kosten für Reinigung und Erneuerung sind für jede bestimmte Wassermenge konstant und unabhängig von der Filtergeschwindigkeit*. Für die Bestimmung der *wirtschaftlich günstigsten Filtrationsgeschwindigkeit* ist deshalb für das Kostenminimum von der Bedingung auszugehen, dass die Summe aus Anlagekosten inkl. Amortisation und Erneuerung und kapitalisierten Auslagen für den durch die auftretenden Druckverluste bedingten Kraftaufwand zu einem Minimum werde.

Beispiele für m .

1. Vorfilter Zürich 1920⁹⁹⁾:

$$n_R = 117 \quad x = 22,2 \text{ m/Tag} \quad m = \frac{117}{22,2} = 5,3.$$

⁹⁹⁾ Geschäftsbericht des Stadtrates von Zürich (Wasserversorgung) 1920, S. 223.

2. Schnellfilter Cleveland 1920¹⁰⁰⁾:

$$n_R = \frac{366 \cdot 24}{28,02} = 313 \quad x = 117 \text{ m/Tag}$$

$$m = \frac{313}{117} = 2,7.$$

Die durchschnittliche Dauer der Filtrationsperioden zwischen den Reinigungen betrug 28,02 Stunden.

Für die Berechnung der wirtschaftlich günstigsten Filtergeschwindigkeit werden folgende Bezeichnungen aufgestellt:

Q = die zu filtrierende Wassermenge in m^3 pro Tag,

x = die Filtrationsgeschwindigkeit in m pro Tag,

F = Filterfläche in m^2 ,

h = Filterhöhe in m,

d = Korngrösse des Filtersandes in m,

d_w = effektive (wirksame) Korngrösse des Filtersandes in m (effective size of grain) nach Hazen¹⁰¹⁾ 102),

H = mittlerer Druckverlust in m,

a = Anlagekosten pro m^2 Filterfläche,

¹⁰⁰⁾ Annual Report of the Division of Water (Department of Public utilities) of the City of Cleveland for the year ending December 31th 1919, S. 91 u. 96.

¹⁰¹⁾ Vgl. E. Prinz, Hydrologie, 1919, S. 131 f. Die « effektive » Sandgrösse wird durch jene Maschenweite dargestellt, welche 10 % des Sandgemisches durchfallen lässt und 90 % zurückhält, wenn alle Körner in Kugeln verwandelt werden. Die Grenzen, innerhalb welchen die wirksame Sandgrösse einen Massstab für die physikalischen Eigentümlichkeiten eines Sandgemisches bildet, legt Hazen durch den Begriff des sog. « Gleichförmigkeitsbeiwertes » fest. Um den Gleichförmigkeitsbeiwert zu erhalten, bestimmt Hazen jene Siebmaschenweite, die von dem zu untersuchenden Sande 60 % durchfallen lässt und den Rest zurückhält. Dieses Mass, dividiert durch die effektive Grösse, ergibt den Gleichförmigkeitsbeiwert. Hazen gibt an, dass, solange der Gleichförmigkeitsbeiwert den Wert 5 nicht übersteigt, die charakteristische Korngrösse durch die « effektive » ausgedrückt werden kann.

¹⁰²⁾ Forchheimer, Hydraulik, 1914, S. 422.

n = jährliche Betriebsdauer in Stunden = 8760 Stunden,

η = Nutzeffekt der Pumpenanlage,

b_e = Kosten für 1 kWh,

k = Kapitalisierungskoeffizient,

K_1 = Anlagekosten,

k_1 = jährlicher Aufwand für Amortisation und Erneuerung in Prozenten der Anlagekosten,

$K_1' = \frac{k k_1 K_1}{100}$ = kapitalisierter Aufwand für Amortisation und Erneuerung,

K_2 = kapitalisierte Kosten für den Kraftaufwand,

$K = K_1 + K_1' + K_2 = K_1 (1 + k k_1) + K_2$ = ideelle Gesamtkosten.

Nach Seelheim¹⁰³⁾ beträgt die mittlere Filtrationsgeschwindigkeit:

$$x = 37,6 d^2 \frac{H}{h} \text{ in cm/sec} \quad (23)$$

(Laminare Bewegung des Wassers).

Auf das gleiche Gesetz, d. h.

$$x = a d_w^2 \frac{H}{h} \text{ in cm/sec} \quad (24)$$

kam auch Hazen¹⁰⁴⁾ nach sorgfältigen Untersuchungen. Der Koeffizient a schwankt nach diesem Autor zwischen 60 und 150; er beträgt im Mittel etwa 116 (alle Masse in cm).

Beispiele für a .

1. Vorfilter Zürich:

$$\begin{aligned} x &= 40 \text{ m pro Tag} = 0,0463 \text{ cm/sec} \\ h &= 60 \text{ cm} \quad d_w = 0,05 \text{ cm (geschätzt)} \\ H_{\text{Anfang}} &= 20 \text{ cm} \quad H_{\text{Ende}} = 40 \text{ cm} \\ H_{\text{Mittel}} &= 30 \text{ cm} \\ a &= \frac{60 \cdot 0,0463}{30 \cdot 0,05^2} = 37 \end{aligned}$$

2. Schnellfilter Cleveland:

$$\begin{aligned} x &= 120 \text{ m pro Tag} = 0,1389 \text{ cm/sec} \\ h &= 123 \text{ cm} \quad d_w = 0,045 \text{ cm} \end{aligned}$$

¹⁰³⁾ Forchheimer, Hydraulik, 1914, S. 421.

¹⁰⁴⁾ Forchheimer, Hydraulik, 1914, S. 422.

$$H_{\text{Anfang}} = 40 \text{ cm}, \quad H_{\text{Ende}} = 200 \text{ cm},$$

$$H_{\text{Mittel}} = 120 \text{ cm},$$

$$a = \frac{123 \cdot 0,1389}{120 \cdot 0,045^2} = 70.$$

Aus Gleichung (24) folgt:
 $x = 8\,640\,000 a d_w^2 \frac{H}{h}$ in m pro Tag. (25)
 (alle Masse in m).

Der mittlere *Druckverlust* in einem Schnellfilter kann somit nach der Formel bestimmt werden:

$$H = \frac{h x}{8\,640\,000 a d_w^2} \quad (26)$$

Die notwendige Filterfläche beträgt:

$$F = \frac{Q}{x} \quad (\text{Gleichung 18})$$

Die Anlagekosten betragen:

$$K_1 = a F = a \frac{Q}{x} \quad (27)$$

Die Kosten für den Kraftaufwand ergeben sich wie folgt:

Aus der zu filtrierenden Wassermenge Q in m^3 pro Tag berechnet sich das pro Sekunde zu hebende Gewicht in kg aus der Formel:

$$G = \frac{Q}{86\,400} 1000 = \frac{Q}{86,4} \text{ in kg/sec.} \quad (28)$$

und für eine Druckhöhe H in m ergibt sich daraus der theoretische Kraftaufwand in PS zu:

$$k_1 = \frac{G H}{75} = \frac{Q H}{86,4 \cdot 75}$$

$$= \frac{Q h x}{86,4 \cdot 75 \cdot 8\,640\,000 a d_w^2} \quad (29)$$

oder bei einem Nutzeffekt η der Pumpenanlage und einer jährlichen Betriebsdauer von n Stunden in kWh zu:

$$k_2 = \frac{0,736 n Q h x}{\eta \cdot 86,4 \cdot 75 \cdot 8\,640\,000 \cdot a d_w^2}$$

$$= \frac{n Q h x}{76\,068\,000\,000 \eta a d_w^2} \quad (30)$$

Die kapitalisierten jährlichen Betriebskosten betragen:

$$K_2 = \frac{b_E k n Q h x}{76\,068\,000\,000 \eta a d_w^2} \quad (31)$$

Die massgebenden Gesamtkosten sind somit:

$$K = K_1 + K_1' + K_2 = a \frac{Q}{x} \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right) + \frac{b_E k n Q h x}{76\,068\,000\,000 \eta a d_w^2} \quad (32^*)$$

Dieser Ausdruck wird zu einem Minimum für

$$\frac{dK}{dx} = 0, \text{ d. h. } \frac{dK}{dx} = -a \frac{Q}{x^2} \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right) + \frac{b_E k n Q h}{76\,068\,000\,000 \eta a d_w^2} = 0$$

woraus

$$x = \sqrt{\frac{76\,068\,000\,000 \eta a d_w^2 a \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right)}{b_E k n h}}$$

oder

$$x = 275\,806 \sqrt{\frac{\eta a d_w^2 a \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right)}{b_E k n h}} \quad (33)$$

d. h. die wirtschaftlich günstigste Filtergeschwindigkeit ist von der Wassermenge unabhängig, unter der Voraussetzung, dass der Filter das ganze Jahr während n Stunden mit einer konstanten Wassermenge betrieben wird.

Zahlenbeispiel.

(Vorkriegspreise.)

$$a = 200 \text{ Fr./m}^2 \quad a = 73$$

$$b_E = 0,05 \text{ Fr./kWh} \quad \eta = 0,7$$

$$n = 8760 \text{ Stunden} \quad k = 20$$

$$h = 0,60 \text{ m} \quad k_1 = 1,5$$

$$d_w = 0,0005 \text{ m}$$

$$x = 275\,806 \cdot \sqrt{\frac{0,70 \cdot 37 \cdot 0,0005^2 \cdot 200 \left(1 + 20 \frac{1,5}{100}\right)}{0,05 \cdot 20 \cdot 8760 \cdot 0,60}}$$

$$= 156,1 \text{ m pro Tag.}$$

*) Die konstanten Kosten der Reinigung und Erneuerung sind hier weggelassen.

4. Langsamfilter.

Die zweckmässige Grösse der einzelnen Filterkammern¹⁰⁵⁾ wird durch die besonderen Verhältnisse und die Erfahrung bestimmt. Geht man in der Unterteilung zu weit, so erhöhen sich die Gesamtkosten; macht man aber die einzelnen Kammern zu gross, so bietet die Wasserverteilung und Sammlung Schwierigkeiten und es werden während den Reinigungen zu grosse Flächen ausser Tätigkeit gesetzt. Bei den alten Filteranlagen der Stadt Zürich im Industriequartier hatten z. B. die einzelnen Kammern Sandoberflächen von 670 Quadratmetern. Es zeigte sich, dass dort die Wasserverteilung eine sehr regelmässige und gute war, z. B. schwankte der unter der Sandoberfläche an sechs Stellen der Bassins durch Piezometer gemessene Druckverlust nie mehr als 5—8 mm. Beim neuen Seewasserwerk der Stadt Zürich wurde die Grösse der einzelnen Kammern dagegen mit gutem Erfolge auf 1172 m² erhöht.

Die notwendige Anzahl der *Reserveelemente*¹⁰⁶⁾, die jedoch häufig durch zweckmässige Betriebsführung vermieden werden können, berechnet sich wie folgt:

Es sei:

- T = eine bestimmte Periode in Tagen,
- n = Anzahl der Elemente im Betrieb, (nT = Elementenbetriebstage),
- x = Anzahl der tatsächlich notwendigen Elemente inkl. Reserveelemente,
- t_1 = Betriebsdauer eines Elementes,
- t_2 = Anzahl der Tage, welche der Betrieb eines Elementes infolge

¹⁰⁵⁾ H. Peter, Technischer Bericht über das Projekt für eine neue Seewassergewinnungsanlage, 1910, S. 16.

¹⁰⁶⁾ Lueger-Weyrauch, Die Wasserversorgung der Städte, 1916, S. 12.

Reinigung usw. unterbrochen werden muss.

($t_1 + t_2$ = Arbeitsperiode eines Elementes in Tagen.)

Die Anzahl der Arbeitsperioden eines Elementes in der Zeit T beträgt:

$$N = \frac{T}{t_1 + t_2} \tag{34}$$

und die Anzahl der Tage, an welchen das Element wirklich arbeitet, ist:

$$t_x = \frac{T}{t_1 + t_2} \cdot t_1 \tag{35}$$

Da man für die Zeit T im ganzen nT Elementenbetriebstage braucht, so berechnet sich die Gesamtzahl x der notwendigen Elemente zu:

$$x = \frac{nT}{t_x} = \frac{n(t_1 + t_2)}{t_1} \tag{36}$$

Beispiel:

$$n = 14 \qquad t_1 = 100 \qquad t_2 = 4$$

$$x = 14 \cdot \frac{104}{100} = 14,56$$

d. h. rund 15 Elemente (ein Reserveelement).

Bei der Grundrissanordnung der Filter wird das Kostenminimum annähernd dann erreicht, wenn die Gesamtlänge L aller Mauern bei gegebener Gesamtfläche F am kleinsten wird.

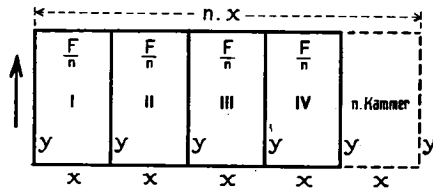


Fig. 3

Einteilung der Filterkammern.

Es sei (vgl. Fig. 3):

- n = Anzahl der Filterkammern,
- x = Breite einer Filterkammer,
- y = Länge einer Filterkammer,

so ist:

$$F = nxy \quad \text{oder} \quad y = \frac{F}{nx} \quad (37)$$

und

$$L = 2nx + (n+1)y$$

$$= 2nx + \frac{(n+1)F}{nx} \quad (38)$$

Dieser Ausdruck wird zu einem Minimum für:

$$\frac{dL}{dx} = 0, \text{ d.h. } 2n - \frac{(n+1)F}{nx^2} = 0 \quad (39)$$

oder

$$x^2 = \frac{(n+1)F}{2n^2} = \frac{(n+1)}{2n^2} nxy$$

und daraus

$$x = \frac{n+1}{2n} y^{107)} \quad (40)$$

Beispiele.

Für	$n = 2$	wird	$x = \frac{3}{4} y$
"	$n = 3$	"	$x = \frac{2}{3} y$
"	$n = 4$	"	$x = \frac{5}{8} y$
"	$n = 5$	"	$x = \frac{6}{10} y$

(Diese Dimensionierung wurde z. B. annähernd beim neuen Seewasserwerk der Stadt Zürich eingehalten. Je fünf Reinfliter sind in einer Gruppe angeordnet, die Breite einer einzelnen Kammer beträgt 25,8 m, ihre Länge 47,1 m.)

Bei Bestimmung der *wirtschaftlich günstigsten Filtrationsgeschwindigkeit* ist von der Ueberlegung auszugehen, dass die *Kosten für den Kraftaufwand zum Heben des Wassers auf die dem Druckverlust des Filters entsprechende Höhe für die Einheit der Wassermenge annähernd konstant sind*; sie entsprechen dem Höchstmass an Druckverlust von allen gleichzeitig im Betrieb befindlichen Kammern, das bei einer grösseren Zahl nahezu dem grössten zulässigen Druckverluste entspricht; denn der Wasser-

¹⁰⁷⁾ Vgl. A. Frühling, Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, 1893, S. 382, und Lueger-Weyrauch, Die Wasserversorgung der Städte, 1916, II. Bd., S. 353.

spiegel im Sammelbecken nach den Reinflitern muss so tief gelegt werden, dass genügend Druckhöhe auch für diejenigen Filter vorhanden ist, die kurz vor dem Abschlammen stehen.

In ganz neu eingefüllten Filtern sind nach Darcy¹⁰⁸⁾, Dupuit¹⁰⁹⁾ und andern Beobachtern die *Anfangsdruckverluste* genau proportional der Filtergeschwindigkeit.

Bezüglich der Dauer der Filterperioden ist kein enger Zusammenhang mit der Filtergeschwindigkeit zu erkennen. Vom zürcherischen Wasserwerk nachgeführte Tabellen weisen darauf hin, dass das Alter der Filter, die Art ihrer Einfüllung und die Qualität des Rohwassers mitbestimmend sind. Alles umfassende mathematische Gesetze lassen sich bei der Mannigfaltigkeit der Einflüsse nicht ableiten; nur ist ganz allgemein zu sagen, dass die Filterperiode durch Vergrösserung der Filtergeschwindigkeit und Verschlechterung des Rohwassers verkürzt wird.

Versuche über den *Einfluss der Filtergeschwindigkeit auf die Länge der Filterperiode* unter gleichen Verhältnissen fehlen noch; doch deuten viele Betriebserfahrungen darauf hin, dass diese rascher als umgekehrt proportional zur Filtergeschwindigkeit abnimmt¹¹⁰⁾. Man ist darauf angewiesen, eine *empirische Formel* auf Grund der Erfahrung aufzustellen, in ähnlicher Weise wie Smreker¹¹¹⁾ eine Gleichung aufgebaut hat für den Widerstand bei der Bewegung des

¹⁰⁸⁾ Lueger-Weyrauch, Die Wasserversorgung der Städte, 1916, S. 48.

¹⁰⁹⁾ Smreker, Das Grundwasser, seine Erscheinungsformen, Bewegungsgesetze und Mengenbestimmung, 1914, S. 29 f.

¹¹⁰⁾ Vgl. H. Erismann, Beiträge zur Bakterienfiltration, 1922, S. 30.

¹¹¹⁾ Smreker, Das Grundwasser, seine Erscheinungsformen, Bewegungsgesetze und Mengenbestimmung, 1914, S. 33.

Grundwassers, wo nach diesem Autor das Darcy-Dupuitsche Gesetz unbrauchbar ist. Anhand der Statistik des Zürcher Wasserwerkes kommt der Verfasser zu folgender Formel:

$$n = m x^{\frac{3}{2}} \quad (41)$$

In dieser Formel bedeuten n die Zahl der jährlichen Reinigungen, x die Filtrationsgeschwindigkeit in Metern pro Tag und m einen Erfahrungswert.

Beispiele für m .

1. Alte Filteranlagen der Stadt Zürich im Industriequartier 1901—1913 (vgl. Tabelle 10, S. 22):

$$\text{Mittel: } x = 2,80 \quad n = \frac{365}{98} = 3,72$$

$$m = \frac{n}{x^{1,5}} = \frac{3,72}{2,80^{1,5}} = 0,80$$

2. Neues Seewasserwerk der Stadt Zürich 1917—1920 (vgl. Tabelle 11, S. 23):

$$\text{Mittel: } x = 1,32 \quad n = \frac{365}{295} = 1,24$$

$$m = \frac{1,24}{1,32^{1,5}} = 0,82.$$

In Fig. 4 sind die Filtergeschwindigkeiten und die Dauer der Filterperioden in den alten Filteranlagen der Stadt Zürich im Industriequartier 1886—1913 und im neuen Seewasserwerk 1917 bis 1920 graphisch aufgetragen; ebenso ist die Kurve der auf Grund der Gleichung (41) berechneten Filterperioden eingezeichnet, woraus sich die gute Uebereinstimmung der aufgestellten empirischen Formel mit den tatsächlichen Verhältnissen ersehen lässt.

Zur Berechnung der wirtschaftlich günstigsten Filtergeschwindigkeit bei Langsamfiltern werden folgende Bezeichnungen eingeführt:

Q = die zu filtrierende Wassermenge in m^3 pro Tag,

a = Baukosten eines Filters pro m^2 Grundfläche,

F = Filterfläche in m^2 ,

x = Filtrationsgeschwindigkeit in m pro Tag,

b = Kosten für die einmalige Abschläm-
mung von $1 m^2$ Filterfläche inkl.
Anteil an der Erneuerung,

n = Anzahl der jährlichen Reinigungen,

k = Kapitalisierungskoeffizient,

m = Erfahrungswert,

K_1 = Anlagekosten,

k_1 = jährl. Aufwand für Amortisation
und Erneuerung in Prozenten der
Anlagekosten,

$K_1' = \frac{k k_1 K_1}{100}$ = kapitalisierter Aufwand
für Amortisation und Erneuerung,

K_2 = kapitalisierte Betriebskosten,

$K = K_1 + K_1' + K_2 = K_1 \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right) + K_2$
= ideelle Gesamtkosten.

Die notwendige Filterfläche ergibt sich zu:

$$F = \frac{Q}{x} \quad (42)$$

(vergl. Gleichung 18).

Die Anlagekosten betragen:

$$K_1 = a F = a \frac{Q}{x} \quad (43)$$

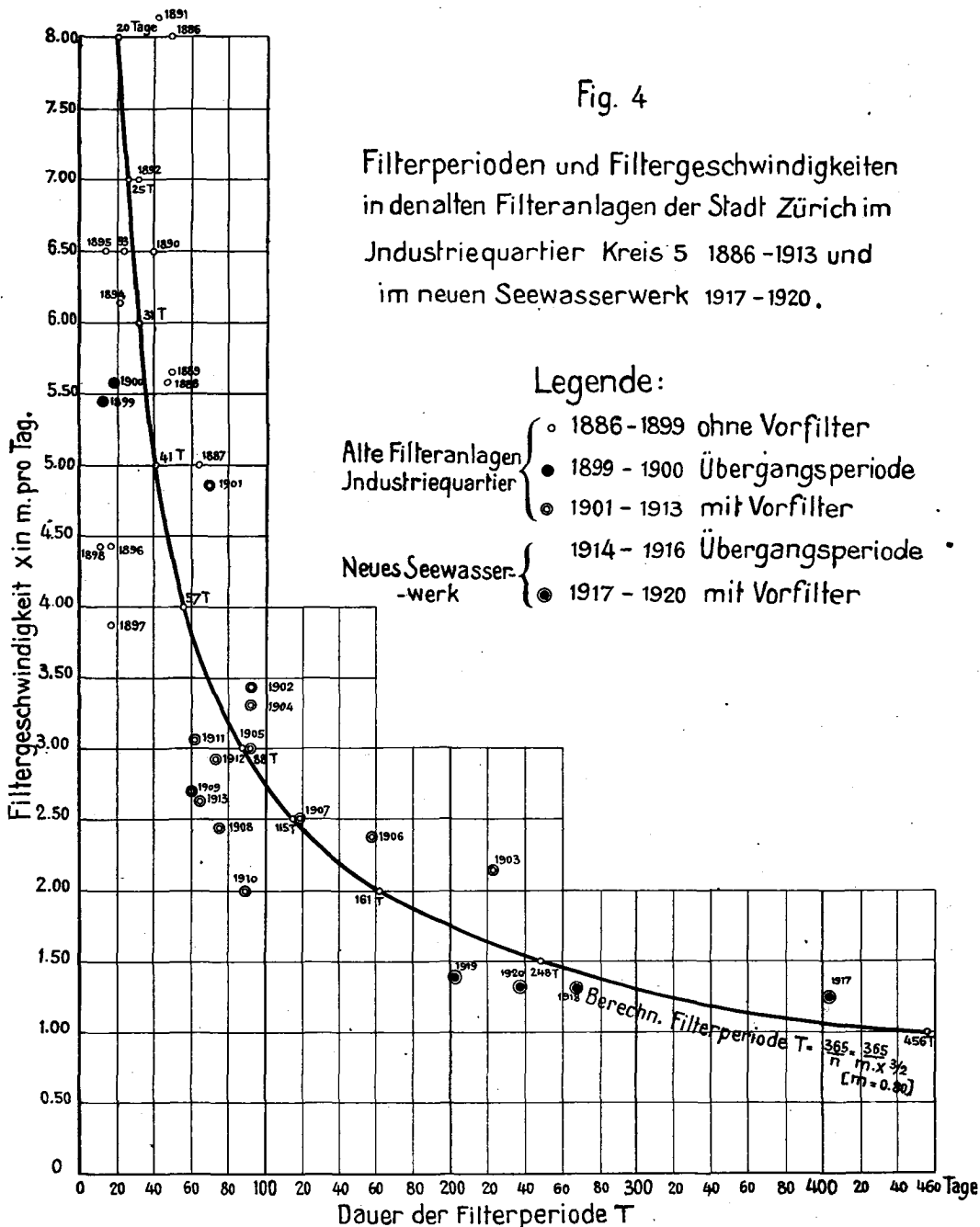
Die Kosten für die einmalige Abschläm-
mung des Filters inkl. Anteil an
der Erneuerung sind:

$$k_2 = b F = b \frac{Q}{x} \quad (44)$$

Die kapitalisierten Reinigungskosten
ergeben sich zu:

$$K_2 = n b \frac{Q}{x} k \quad (45)$$

Setzt man den Wert n aus Gleichung
(41) in Gleichung (45) ein, so erhält
man:



$$K_2 = m b Q k \sqrt{x} \quad (46)$$

und daraus die massgebenden Totalkosten zu:

$$K = K_1 + K_1' + K_2 = a \frac{Q}{x} \left(1 + \frac{k k_1}{100} \right) +$$

$$m b Q k \sqrt{x} \quad (47^*)$$

*) Die konstanten Kosten der Wasserhebung sind hier weggelassen.

Dieser Ausdruck wird zu einem Minimum für:

$$\frac{dK}{dx} = 0, \text{ d. h.}$$

$$\frac{dK}{dx} = -a \frac{Q}{x^2} \left(1 + \frac{k k_1}{100} \right) + \frac{m b Q k}{2 \sqrt{x}} = 0$$

woraus

$$x = \sqrt[3]{\frac{4 a^2 \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right)}{m^2 b^2 k^2}} \quad (48)$$

d. h. die wirtschaftlich günstigste Filtergeschwindigkeit ist von der Wassermenge unabhängig, unter der Voraussetzung, dass der Filter das ganze Jahr mit einer konstanten Wassermenge betrieben wird. Das Ergebnis stimmt in dieser Beziehung mit der Untersuchung der Schnellfilter überein (vgl. S. 44).

Zahlenbeispiel.

(Vorkriegspreise.)

$$a = 100 \text{ Fr./m}^2$$

$$b = 0,15 \text{ Fr./m}^2$$

$$k = 20$$

$$k_1 = 1,5$$

$$m = 0,80$$

$$x = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 100^2 \left(1 + \frac{20 \cdot 1,5}{100}\right)}{0,80^2 \cdot 0,15^2 \cdot 20^2}}$$

= 20,8 m pro Tag.

(Ob diese verhältnismässig hohe Filtrationsgeschwindigkeit tatsächlich für ein neues Werk gewählt würde, hängt davon ab, ob nicht ein Mehraufwand an Baukosten für Vergrösserung der Filterfläche übernommen wird zugunsten einer Erhöhung der Sicherheit des Betriebes durch verminderte Filtrationsgeschwindigkeit und Verlängerung der Filterbetriebsperioden. *Es wird in der Praxis aus den angeführten Gründen nur in Ausnahmefällen vorkommen, dass bei Langsamfiltern die wirtschaftlich günstigste Filtrationsgeschwindigkeit der Dimensionierung der Anlage zugrunde*

gelegt werden kann, in welcher Tatsache der Grund der Unwirtschaftlichkeit der Langsamfilter gegenüber den Schnellfiltern zu suchen ist.)

5. Desinfektion.

Direktor Peter¹¹²⁾ macht für zürcherische Verhältnisse im Jahre 1912 für die Gesteungskosten der Desinfektion pro 100 m³ Tagesleistung folgende Angaben:

1. Chlorkalkbehandlung ohne Klärung und ohne Filtration: Fr. 0,01—0,04.
2. Ultraviolettbestrahlung für sich allein, 37 Watt Stromverbrauch pro m³ Wasser: Fr. 0,63.
3. Ozonisierung des Wassers für sich allein: Fr. 0,74.

Nach Gärtner¹¹³⁾ kosteten vor dem Kriege 100 kg wirksames Chlor in Gehalt von:

Chlorkalk	Fr. 41.—
Kalziumhypochlorit	„ 56.—
Flüssiges Chlor (Chlorgas)	„ 74.—
Natriumhypochlorit	„ 148.—

Es geht aus diesen Angaben hervor, dass *die Desinfektion mit Chlor das billigste Verfahren darstellt.*

Die Kostenunterschiede zwischen den Verfahren mit Chlorkalk und Chlorgas sind unwesentlich.

¹¹²⁾ H. Peter, Neuere Sterilisierungsmethoden für grössere Wassermengen, ihre technische und wirtschaftliche Anwendbarkeit; Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1912, No. 27, S. 645 f.

¹¹³⁾ Lueger-Weyrauch, Die Wasserversorgung der Städte, 1916, S. 158.

VI. Kostenformeln für die europäische, amerikanische und kombinierte Filtrationsmethode.

1. Europäische Methode.

- a) Ablagerungsbecken (ev.): Kosten K_I
 b) Koagulierungsbecken (ev.): „ K_{II}
 c) Vorfilter : „ K_{III}
 d) Langsamfilter : „ K_{IV} } K_E Gesamtkosten

a) *Ablagerungsbecken* (zwei nebeneinanderliegende Becken, vgl. Fig. 2, S. 40).

Bezeichnungen:

- Q = Wassermenge in m^3 pro Tag,
 v = mittlere Fließgeschwindigkeit in m pro Tag,
 t_s = Aufenthaltsdauer (Sinkdauer) in Tagen,
 t = Tiefe des Ablagerungsbeckens in m,
 x = Breite eines Beckens in m,
 y = Länge der Becken in m,
 J = Inhalt der Becken in m^3 ,
 a = Kosten für 1 m Umfassungsmauer oder Damm,
 b = Kosten für 1 m^3 Aushub,
 c = Kosten für 1 m^2 Bodenbelag,
 d = Baukosten pro m^3 Beckeninhalte,
 K_I = Anlagekosten,
 k = Kapitalisierungskoeffizient,
 k_1 = jährlicher Aufwand für Amortisation und Erneuerung in Prozenten der Anlagekosten,
 $K_I' = \frac{k k_1 K_I}{100}$ = kapitalisierter Aufwand für Amortisation und Erneuerung.

Gegeben sind:

$$Q, v, t_s, t, a, b, c, d, k, k_1.$$

Berechnet werden:

$$x = \sqrt{\frac{3 Q t_s}{8 t}} \quad \text{Gleichung (16)}$$

$$y = \sqrt{\frac{2 Q t_s}{3 t}} \quad \text{Gleichung (17)}$$

$$J = Q t_s \quad \text{Gleichung (1)}$$

Die ideale Kostenformel lautet:

$$K_I = K_I + K_I' = \{(4x + 3y)a + 2xytb + 2xyc\} \left\{1 + \frac{k k_1}{100}\right\} \quad \text{Gleichung (11)}$$

oder

$$K_I = d J \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right) = d Q t_s \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right) \quad (11)$$

b) *Koagulierungsbecken* (zwei nebeneinanderliegende Becken, vgl. Fig. 2, S. 40).

Bezeichnungen:

- Q = Wassermenge in m^3 pro Tag,
 v = mittlere Fließgeschwindigkeit in m pro Tag,
 t_s = Aufenthaltsdauer (Sinkdauer) in Tagen,
 t = Tiefe des Koagulierungsbeckens in m,
 x = Breite eines Beckens in m,
 y = Länge der Becken in m,
 J = Inhalt der Becken in m^3 ,
 a = Kosten für 1 m Umfassungsmauer oder Damm,
 b = Kosten für 1 m^3 Aushub,
 c = Kosten für 1 m^2 Bodenbelag,
 d = Baukosten pro m^3 Beckeninhalte,
 e = Kosten f. Koagulierungsgebäude, Silos und Mischkammern pro m^3 Beckeninhalte,
 a_1 = Kosten für Fällmittel pro m^3 während t_1 Tagen im Jahr,
 a_2 = Kosten für Fällmittel pro m^3 während t_2 Tagen im Jahr,
 a_n = Kosten für Fällmittel pro m^3 während t_n Tagen im Jahr,
 (Die Dosis und damit die Kosten pro Einheit der zu behandelnden Wassermenge variieren mit der Qualität des Wassers.)
 k = Kapitalisierungskoeffizient,
 K_I = Anlagekosten der Koagulierungsbecken,

K_2 = Anlagekosten für Koagulierungsgebäude, Silos und Mischkammern,

k_{12} = jährlicher Aufwand für Amortisation und Erneuerung in Prozenten der Anlagekosten,

K_{12}' = kapitalisierter Aufwand für Amortisation und Erneuerung,

K_3 = Kapitalisierte Kosten für Fällmittel,

$K_{II} = K_1 + K_2 + K_{12}' + K_3$ = ideelle Totalkosten.

Gegeben sind:

$Q, v, t_s, t, a, b, c, d, e, a_1, t_1, a_2, t_2, a_n, t_n, k, k_{12}$.

Berechnet werden:

$$x = \sqrt{\frac{3 Q t_s}{8 t}} \quad \text{Gleichung (16)}$$

und

$$y = \sqrt{\frac{2 Q t_s}{3 t}} \quad \text{Gleichung (17)}$$

$$J = Q t_s. \quad \text{Gleichung (1)}$$

Die *ideelle Kostenformel* lautet:

$$\begin{aligned} K_{II} &= K_1 + K_2 + K_{12}' + K_3 \\ &= \{(4x + 3y) a + 2xyt b + 2xyc + e Q t_s\} \left\{ 1 + \frac{k k_{12}}{100} \right\} \\ &+ \sum_1^n a Q t k \end{aligned} \quad (50)$$

Gleichung (11)

oder

$$\begin{aligned} K_{II} &= (d Q t_s + e Q t_s) \left(1 + \frac{k k_{12}}{100} \right) \\ &+ \sum_1^n a Q t k \\ &= Q t_s (d + e) \left(1 + \frac{k k_{12}}{100} \right) \\ &+ \sum_1^n a Q t k \end{aligned} \quad (51)$$

c) *Vorfilter.*

Bezeichnungen:

Q = Wassermenge in m^3 pro Tag,
 x = Filtrationsgeschwindigkeit in m pro Tag,

H_M = mittlerer Druckverlust in m ,

h = Filterhöhe in m ,

d_w = wirksamer (effektiver) Sanddurchmesser in m ,

F = Filterfläche in m^2 ,

a = Baukosten pro m^2 Filterfläche,

b = Kosten für die einmalige Reinigung von $1 m^2$ Filterfläche inkl. Anteil an der Erneuerung,

n_R = Anzahl der jährl. Reinigungen,

n = jährl. Betriebsdauer in Stunden,

η = Nutzeffekt der Pumpenanlage,

b_E = Kosten für 1 kWh,

k = Kapitalisierungskoeffizient,

$\left\{ \begin{array}{l} a = 1. \text{ Erfahrungswert (nach Hazen 60 - 150),} \\ m = 2. \text{ Erfahrungswert (Vorfilter Zürich 1920 : 5,3),} \end{array} \right.$

K_1 = Anlagekosten,

k_1 = jährlicher Aufwand für Amortisation und Erneuerung in Prozenten der Anlagekosten,

$K_1' = k k_1 K_1$ = kapitalisierter Aufwand für Amortisation und Erneuerung,

K_2 = kapitalisierte Kosten für den Kraftaufwand,

K_3 = kapitalisierte Reinigungskosten,

$K_{III} = K_1 + K_1' + K_2 + K_3$ = ideelle Totalkosten.

Gegeben sind:

$Q, h, d_w, a, b, n, \eta, b_E, k, a, m, k_1$.

Berechnet werden:

$$x = 275\,806 \cdot \sqrt{\frac{\eta a d_w^2 a \left(1 + \frac{k k_1}{100} \right)}{b_E k n h}} \quad \text{(Gleichung 33)}$$

$$\left(H_M = \frac{h x}{8\,640\,000 a d_w^2} \right) \quad \text{(Gleichung 26)}$$

$$F = \frac{Q}{x} \quad \text{(Gleichung 18)}$$

$$(n_R = m x). \quad \text{(Gleichung 21)}$$

Die *ideelle Kostenformel* lautet:

$$K_{III} = K_1 + K_1' + K_2 + K_3$$

$$= a \frac{Q}{x} \left(1 + \frac{k k_1}{100} \right) + \frac{b_E k n Q h x}{76088000000 \cdot \eta a d_w^2}$$

$$+ m b Q k \quad (52)$$

(Gleichungen 27, 32 und 22)

d) Langsamfilter.

Bezeichnungen:

Q = Wassermenge in m^3 pro Tag,
 a = Baukosten pro m^2 Filterfläche,
 F = Filterfläche in m^2 ,
 x = Filtrationsgeschwindigkeit in m pro Tag,

b = Kosten für die einmalige Abschlammung von $1 m^2$ Filterfläche inkl. Anteil an der Erneuerung,

n = Anzahl d. jährlichen Reinigungen,

k = Kapitalisierungskoeffizient,

m = Erfahrungswert (Zürich 1901 — 1913 : 0,80),

H = Druckverlust in m,

n = jährl. Betriebsdauer in Stunden,

η = Nutzeffekt der Pumpenanlage,

b_E = Kosten für 1 kWh,

K_1 = Anlagekosten,

k_1 = jährlicher Aufwand für Amortisation und Erneuerung in Prozenten der Anlagekosten,

$K_1' = \frac{k k_1}{100} K_1$ = kapitalisierter Aufwand für Amortisation und Erneuerung,

K_2 = kapitalisierte Reinigungskosten,

K_3 = kapitalisierte Kosten für den Kraftaufwand,

$K_{IV} = K_1 + K_1' + K_2 + K_3$ = ideelle Totalkosten.

Gegeben sind:

$Q, a, b, k, m, H, n, \eta, b_E, k_1.$

Gewählt wird:

$x = 2 - 3$ m pro Tag.

Berechnet werden:

$$F = \frac{Q}{x} \text{ (Gleichung 41)}$$

$$n = m x^{\frac{3}{2}} \text{ (Gleichung 45)}$$

Die *ideelle Kostenformel* lautet:

$$K_{IV} = K_1 + K_1' + K_2 + K_3$$

$$= a \frac{Q}{x} \left(1 + \frac{k k_1}{100} \right) + m b Q k \sqrt{x}$$

$$+ \frac{Q H n b_E k}{6163} \quad (53)$$

(Gleichungen 47, 28 — 31)

Die *ideellen Gesamtkosten* K_E einer Filteranlage nach europäischer Methode ergeben sich zu

$$K_E = K_I + K_{II} + K_{III} + K_{IV}. \quad (54)$$

2. Amerikanische Methode.

- a) Ablagerungsbecken (ev.): Kosten K_I
 - b) Koagulierungsbecken : " K_{II}
 - c) Schnellfilter : " K_{III}
 - d) Desinfektion (Chlorung): " K_{IV}
- } Gesamtkosten K_A

a) Ablagerungsbecken.

Berechnung wie bei der europäischen Methode.

b) Koagulierungsbecken.

Berechnung wie bei der europäischen Methode.

c) Schnellfilter.

Die Berechnung ist im Prinzip gleich wie bei den europäischen Vorfiltern.

d) Desinfektion (Chlorung).

Bezeichnungen:

Q = Wassermenge in m^3 pro Tag,

a = Baukosten für die Desinfektionsanlage pro m^3 Tagesleistung,

K_1 = Anlagekosten für die Desinfektionsanlage,

k = Kapitalisierungskoeffizient,

k_1 = jährlicher Aufwand für Amortisation und Erneuerung in Prozenten der Anlagekosten,

$K_1' = \frac{k k_1}{100} K_1 =$ kapitalisierter Aufwand

für Amortisation und Erneuerung,

$a_1 =$ Kosten für das Chlor pro m^3 Tagesleistung während t_1 Tagen,

$a_2 =$ Kosten für das Chlor pro m^3 Tagesleistung während t_2 Tagen,

$a_n =$ Kosten für das Chlor pro m^3 Tagesleistung während t_n Tagen,

$\beta_1 =$ Kosten für Kaliumpermanganat pro m^3 Tagesleistung während T_1 Tagen,

$\beta_2 =$ Kosten für Kaliumpermanganat pro m^3 Tagesleistung während T_2 Tagen,

$\beta_n =$ Kosten für Kaliumpermanganat pro m^3 Tagesleistung während T_n Tagen,

$K_2 =$ kapitalisierte Kosten für Chlor und Kaliumpermanganat,

$$K_{IV} = K_1 + K_1' + K_2$$

$$= a Q \left(1 + \frac{k k_1}{100} \right) + \sum_1^n a Q t k$$

$$+ \sum_1^n \beta Q T k$$

$$= Q \left\{ a \left(1 + \frac{k k_1}{100} \right) + \sum_1^n a t k \right.$$

$$\left. + \sum_1^n \beta T k \right\} \quad (55)$$

Die *ideellen Gesamtkosten* K_A einer Filteranlage nach amerikanischer Methode ergeben sich zu:

$$K_A = K_I + K_{II} + K_{III} + K_{IV} \quad (56)$$

3. Kombinierte Methode.

- | | | | |
|-------------------------------|--------------|---|--------------------|
| a) Ablagerungsbecken (ev.): | Kosten K_I | } | Gesamtkosten K_A |
| b) Koagulierungsbecken (ev.): | " K_{II} | | |
| c) Vorfilter | " K_{III} | | |
| d) Reinformfilter | " K_{IV} | | |
| e) Desinfektion (Chlorung): | " K_V | | |

Die Bezeichnungen und Berechnungen erfolgen nach den gleichen Prinzipien wie bei den geschilderten europäischen und amerikanischen Methoden. Die Filtergeschwindigkeit in den Reinformfiltern wird dagegen nicht wie bei der europä-

ischen Methode gewählt, sondern berechnet sich aus der Formel:

$$x = \sqrt[3]{\frac{4 a^2 \left(1 + \frac{k k_1}{100} \right)}{m^2 b^2 k^2}} \quad (\text{Gleichung 48})$$

Die *ideellen Gesamtkosten* K_K einer Filteranlage nach der kombinierten Methode ergeben sich zu:

$$K_K = K_I + K_{II} + K_{III} + K_{IV} + K_V \quad (57)$$

Aus den abgeleiteten Formeln lassen sich die *Gestehungskosten pro Einheit der filtrierten Wassermenge* auf folgende einfache Weise berechnen:

Es bezeichnen:

$K^I =$ Anlagekosten,

$p =$ Verzinsung in Prozenten,

$k^I = \frac{p K^I}{100} =$ jährlicher Aufwand für

Verzinsung des Anlagekapitals,

$k_1 =$ jährlicher Aufwand für Amortisation und Erneuerung in Prozenten der Anlagekosten,

$k^{II} = \frac{k_1 K^I}{100} =$ jährl. Aufwand f. Amorti-

sation u. Erneuerung der Anlage,

$k^{III} =$ jährliche Betriebs- und Unterhaltungskosten,

$Q =$ Wassermenge in m^3 pro Tag,

$n =$ jährl. Betriebsdauer in Stunden,

Die behandelte Wassermenge pro Jahr beträgt:

$$Q_j = \frac{n Q}{24} \quad (58)$$

Die jährlichen Ausgaben für Verzinsung der Anlagekosten, Amortisation, Erneuerung, Betrieb und Unterhalt sind:

$$k_j = k^I + k^{II} + k^{III}. \quad (59)$$

Die Gestehungskosten pro Einheit der filtrierten Wassermenge (m^3) betragen somit:

$$k_E = \frac{k_j}{Q_j} = \frac{24 (k^I + k^{II} + k^{III})}{n Q}. \quad (60)$$

VII. Schlussfolgerungen.

Die an jedem Orte andern Eigenschaften des Rohwassers und die Mannigfaltigkeit der die Bau-, Betriebs- und Unterhaltskosten bestimmenden Verhältnisse verhindern, allgemein gültige Regeln für die Wasserreinigung aufzustellen; technische und wirtschaftliche Gründe bestimmen in jedem Falle die anzuwendende Methode. St. Gallen hat z. B. für seine Bodensee-Wasserversorgung Langsamfilter, die nur drei bis vier Abschlämmungen im Jahre erfordern; hier wären Vorfilter nicht gerechtfertigt, während dieselben für die Seewasserversorgung von Zürich sehr vorteilhaft sind. Die Zürcher Langsamfilter liefern ein ausgezeichnetes Filtrat, während das bakteriologisch unanfechtbare, aber stark verfärbte Wasser mancher englischer und amerikanischer Flüsse, die aus bewaldeten Moorgegenden kommen, am zweckmässigsten mit Schnellfiltern und vorgeschalteten Koagulierungsbecken geklärt wird¹¹⁴⁾. Ebenso erfordern die tonigen Trübungen mancher amerikanischer Flüsse die Anwendung von Niederschlagsbecken. Die nachfolgenden Ausführungen können aus diesen Gründen nur *allgemeine Richtlinien* geben.

Bei der Disposition von modernen Filteranlagen sind nach den vorhergehenden Untersuchungen folgende *Grundsätze* zu beachten:

1. *Salzhaltiges Wasser* ist für Wasserversorgungszwecke ungeeignet. (Grenze max. 500 mg pro Liter.)
2. Eine bedeutende Verbesserung der Rohwasserqualität kann bei einem Aufenthalt des Wassers von weniger als 24 Stunden in *Ablagerungsbecken* erzielt werden (Entschlam-

¹¹⁴⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Thirteenth Research Report, 1920, S. 3.

mung). Verhältnismässig unbefriedigend ist deren Einfluss auf die Entfärbung des Rohwassers. Die Sedimentierung bewirkt eine Ersparnis an (teuren) Fällmitteln in nachfolgenden Koagulierungsbecken. Die Fliessgeschwindigkeit in Ablagerungsbecken sollte 1—2 mm pro Sekunde nicht überschreiten.

3. *Verfärbtes Wasser* muss in *Koagulierungsbecken* behandelt werden. Die wirtschaftlich günstigste Aufenthaltsdauer schwankt je nach der Wasserqualität zwischen 1½ und 5 Stunden, die mittlere Fliessgeschwindigkeit ist zu 2—3 mm pro Sekunde anzunehmen. Als *Fällmittel* hat sich Aluminiumsulfat (Al_2SO_4) in Dosen von 10—40 g pro m^3 besonders bewährt. Wichtig ist die zweckmässige Anlage von *Mischkammern*, die den eigentlichen Koagulierungsbecken vorgeschaltet werden.
4. *Schnellfilter* ohne vorgeschaltete Koagulierungsbecken halten den grössten Teil der mineralischen Verunreinigungen und des Planktons zurück, sowie eine bedeutende Menge von Bakterien. Relativ unbefriedigende Ergebnisse in bezug auf die Entfernung von Ammoniak, von albuminoidem Ammoniak und der Oxydierbarkeit sind bei nachfolgender Desinfektion unbedenklich¹¹⁵⁾. Das physikalische Aussehen des Filtrates (Schwebestoffe) steht hinter der Längsamfiltration zurück, und die bakteriologischen Ergebnisse erfordern auch bei gleichzeitiger *Koagulation* stets nachfolgende Desinfektion mit meist verhältnismässig

¹¹⁵⁾ Metropolitan Water Board London, Houston, Thirteenth Research Report, 1920, S. 17.

hohen Dosen (in Amerika durchschnittlich 0,5-2 g Chlor pro m³)¹¹⁶⁾, bei denen häufig Geschmack auftritt. Dieser sollte durch besondere Vorkehrungen (Erhöhung der Chlorosis und nachfolgende Entchlorung, Zusatz von Kaliumpermanganat) bekämpft werden.

Die Filtergeschwindigkeit ist so zu wählen, dass die Gestehungskosten zu einem Minimum werden; doch sind Geschwindigkeiten über 150 m pro Tag nicht zu empfehlen, da sich sonst das Filtrat verschlechtert und die Filterperioden zu kurz werden.

5. Ein physikalisch einwandfreies Trinkwasser kann nur mit *Langsamfiltern* oder *Schnellfiltern* in Verbindung mit Koagulierungsanlagen erzielt werden; doch genügt zu diesem Zwecke in den Reinformern eine bedeutend höhere Filtergeschwindigkeit (10—12 m pro Tag), als zur sichern bakteriologischen Reinigung notwendig wäre (2—3 m pro Tag). Nach Pariser Erfahrungen kann langsam filtrierte Wasser mit schwachen Dosen, 0,2—0,5 g Chlor pro m³, desinfiziert werden. Die Gefahr des Auftretens von Geschmack bei dieser kleinen Chlorosis ist unerheblich. Die für die Desinfektion benötigte Chlormenge ist von der Filtergeschwindigkeit praktisch unabhängig.

Die wirtschaftlich günstigste Filtergeschwindigkeit ist für jeden einzelnen Fall besonders zu bestimmen; doch sind Geschwindigkeiten über 12 m pro Tag nicht empfehlenswert.

6. Die Filterperiode eines Langsam-

¹¹⁶⁾ Dr. Ing. Imhoff und Charles Saville, Die Desinfektion von Trinkwasser mit Chlorkalk in Nordamerika; Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1910, No. 49, S. 1119 f.

filters, d. h. die Zeit von einer Reinigung zu einer andern, hängt besonders von der Menge der amorphen suspendierten Stoffe und dem Plankton im Rohwasser ab. Diese Bestandteile können durch *Vorfilter* grösstenteils abgefangen werden, wodurch die Betriebsperioden der Reinformern erheblich verlängert werden.

Eine Erhöhung der Filtergeschwindigkeit der Langsamfilter und Desinfektion des Filtrates ohne die Anwendung von Vorfiltern ist in den meisten Fällen ausgeschlossen, da die Reinformern bei einem solchen Betriebe viel zu rasch verstopft würden.

7. Die *Desinfektion* ist der Langsamfiltration in bezug auf die bakteriologischen Ergebnisse eher überlegen. Bei infiziertem Wasser wirkt die Desinfektion sicherer als die Langsamfiltration. Besonders zu empfehlen ist die Desinfektion bei intermittierendem Filterbetriebe. Die Kosten der Desinfektion mit Chlor sind verhältnismässig gering; aus praktischen Gründen ist Chlorgas dem Chlorkalk vorzuziehen.

Die erwähnten Tatsachen führen zu folgender *kombinierter Filtrationsmethode* von Oberflächenwasser:

1. Ablagerung (ev.);
2. Koagulierung (ev.);
3. Vorfilter;
4. Reinformern mit bedeutend erhöhter Filtrationsgeschwindigkeit, 10—12 m pro Tag, statt der bei Langsamfiltern üblichen 2 bis 3 m (Schnellsandfilter);
5. Desinfektion (Chlorung).

Die erhöhte Filtergeschwindigkeit in den Reinformern bietet grosse ökonomische Vorteile, trotz den etwas

erhöhten Kosten für die Reinigung (proportionale Verminderung der Filterfläche); denn die Kosten der Desinfektion sind, wie bereits erwähnt, relativ niedrig. Die kombinierte Methode wird deshalb stets billiger sein als das bisherige europäische Verfahren; sie wird jedoch auch den amerikanischen Methoden in den meisten Fällen wirtschaftlich überlegen sein, da die teuren Fällmittel nur ausnahmsweise bei auftretender Verfärbung des Rohwassers zuzusetzen sind, bei den amerikanischen Anlagen dagegen das ganze Jahr, wenn auch nicht immer in den gleichen Dosen.

Der zahlenmäßige Nachweis der wirtschaftlich günstigsten Filtrationsmethode geschieht am einfachsten durch die früher abgeleiteten allgemeinen Kostenformeln. Die wirtschaftlich günstigsten Dimensionen für jedes einzelne Bauwerk sind dabei nach den vorhergehenden Angaben gesondert zu bestimmen.

Es ist klar, dass die geschilderte neue Methode je nach den örtlichen Verhältnissen und der *Wasserqualität*, die eine entscheidende Rolle spielt, sinngemäss angewendet werden muss. Bei vorzüglicher Qualität des Rohwassers wird es z. B. möglich sein, Ablagerung und Koagulierung zu umgehen. Es hängt ferner von dem verlangten Grade der Reinheit des Wassers ab, die in der Hauptsache vom Verwendungszwecke bestimmt wird, ob das Verfahren abgekürzt werden kann oder einzelne Teilprozesse weglassen werden dürfen. Nachfolgende Angaben über die Anwendung des geschilderten Verfahrens bei der Klärung, Reinigung und Desinfektion von Fluss-, Talsperren- und

Seewasser sind deshalb auch nur generell; immerhin können nach den Resultaten der vorliegenden Untersuchung meistens folgende Methoden vorgeschlagen werden:

a) Verfärbtes Flusswasser.

1. Ablagerungsbecken:
Zeit: 12—18 Stunden.
Wassergeschwindigkeit:
1 mm pro Sekunde.
2. Fäll- (Koagulierungs-) Becken:
Zeit: 1½—5 Stunden.
Wassergeschwindigkeit:
2 mm pro Sekunde.
3. Vorfilter:
Filtrationsgeschwindigkeit:
100 m pro Tag.
4. Reifilter:
Filtrationsgeschwindigkeit:
10 m pro Tag.
5. Desinfektion (Chlorung).

b) Unverfärbtes Fluss- und Talsperrenwasser.

1. Fäll- (Koagulierungs-) Becken:
Zeit: 1½—4 Stunden.
Wassergeschwindigkeit:
3 mm pro Sekunde.
(Fällmittel werden nur bei Bedarf zugesetzt; im übrigen aber wird das Koagulierungsbecken als Ablagerungsbecken verwendet.)
2. Vorfilter:
Filtrationsgeschwindigkeit:
110 m pro Tag.
3. Reifilter:
Filtrationsgeschwindigkeit:
11 m pro Tag.
4. Desinfektion (Chlorung).

c) *Seewasser.*

1. Vorfilter:
Filtrationsgeschwindigkeit:
120—150 m pro Tag.
2. Reinformfilter:
Filtrationsgeschwindigkeit:
12 m pro Tag.
3. Desinfektion (Chlorung).

(Ohne Reserveanlagen.)

Die *Kosten der Filteranlagen* machen einen erheblichen Teil der Gesamtkosten von Wasserversorgungsanlagen aus. Es

empfiehlt sich deshalb, bei der Wahl der Methode alle Möglichkeiten in Betracht zu ziehen, die zum Ziele, d. h. zur Beschaffung eines hygienisch einwandfreien Wassers, welches gern getrunken wird, führen. In besondern Fällen wird die Ausführung grösserer Versuche zur Feststellung der Eigenschaften des Rohwassers unerlässlich sein.

Die bisher üblichen Filtrationsmethoden haben sich zwar bewährt; beim gegenwärtigen Stande der Wissenschaft und bei den veränderten wirtschaftlichen Verhältnissen stellen sie aber in vielen Fällen nicht mehr die wirtschaftlich günstigsten Lösungen dar.

Anhang.

Rechnungsbeispiel: Seewasserversorgung von 10 000 m³ Tagesleistung.

(Nachkriegspreise.)

1. Europäische Methode.

- a) Vorfilter : Kosten K_1
b) Langsamfilter : Kosten K_2

a) *Vorfilter.*

Gegeben:

- $Q = 10\,000\text{ m}^3$ pro Tag
 $h = 0,60\text{ m}$
 $d_w = 0,0005\text{ m}$
 $a = 400\text{ Fr./m}^2$
 $b = 0,037\text{ Fr./m}^2$
 $\eta = 0,70$
 $n = 8760\text{ Stunden}$
 $b_E = 0,12\text{ Fr. pro kWh}$
 $k = 20$
 $k_1 = 1,5$
 $\alpha = 37$
 $m = 5,3$

Berechnet:

$$x = 275\,806 \sqrt{\frac{\eta a d_w^2 a \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right)}{b_E k n h}}$$

$$= 275\,806 \sqrt{\frac{0,70 \cdot 37 \cdot 0,0005^2 \cdot 400 \left(1 + 20 \cdot \frac{1,5}{100}\right)}{0,12 \cdot 20 \cdot 8760 \cdot 0,60}}$$

$$= 142,5\text{ m pro Tag.}$$

$$\left(H_M = \frac{h x}{8\,640\,000 \cdot a \cdot d_w^2}\right)$$

$$= \frac{0,60 \cdot 142,5}{8\,460\,000 \cdot 37 \cdot 0,0005^2} = 1,10\text{ m}$$

$$F = \frac{Q}{x} = \frac{10\,000}{142,5} = 70,2\text{ m}^2$$

$$(n_R = m x = 5,3 \cdot 142,5 = 755,25)$$

Kosten:

$$K_1 = a \frac{Q}{x} = 400 \cdot \frac{10\,000}{142,5} = \text{Fr. } 28\,080.-$$

$$K_1' = \frac{k k_1 K_1}{100} = 20 \frac{1,5}{100} 28\,080 = \text{Fr. } 8420.-$$

$$K_2 = \frac{b_E k n Q h x}{76\,068\,000\,000 \eta a d_w^2}$$

$$= \frac{0,12 \cdot 20 \cdot 8760 \cdot 10\,000 \cdot 0,60 \cdot 142,5}{76\,068\,000\,000 \cdot 0,70 \cdot 37 \cdot 0,0005^2}$$

$$= \text{Fr. } 36\,480.-$$

$$K_3 = m b Q k$$

$$= 5,3 \cdot 0,037 \cdot 10\,000 \cdot 20$$

$$= \text{Fr. } 39\,200.-$$

Totalkosten:

$$K_I = K_1 + K_1' + K_2 + K_3$$

$$= 28\,080 + 8\,420 + 36\,480 + 39\,200$$

$$= \text{Fr. } 112\,180.-$$

b) Langsamfilter.

Gegeben:

$$Q = 10\,000 \text{ m}^3 \text{ pro Tag}$$

$$a = 200 \text{ Fr./m}^2$$

$$b = 0,38 \text{ Fr./m}^2$$

$$k = 20$$

$$k_1 = 1,5$$

$$m = 0,80$$

$$H = 0,50 \text{ m}$$

$$\eta = 0,70$$

$$n = 8760 \text{ Stunden}$$

$$b_E = 0,12 \text{ Fr. pro kWh}$$

Gewählt:

$$x = 3 \text{ m pro Tag.}$$

Berechnet:

$$F = \frac{Q}{x} = \frac{10\,000}{3} = 3333 \text{ m}^2$$

$$n = m x^{3/2} = 0,80 \cdot 3^{3/2} = 4,2$$

Kosten:

$$K_1 = a \frac{Q}{x} = 200 \cdot \frac{10\,000}{3} = \text{Fr. } 666\,700.-$$

$$K_1' = \frac{k k_1 K_1}{100} = 20 \cdot \frac{1,5}{100} \cdot 666\,700$$

$$= \text{Fr. } 200\,010.-$$

$$K_2 = m b Q k \sqrt{x}$$

$$= 0,80 \cdot 0,38 \cdot 10\,000 \cdot 20 \cdot \sqrt{3}$$

$$= \text{Fr. } 105\,300.-$$

$$K_3 = \frac{Q H n_B b_E k}{6163}$$

$$= \frac{10\,000 \cdot 0,50 \cdot 8760 \cdot 0,12 \cdot 20}{6163}$$

$$= \text{Fr. } 17\,530.-$$

Totalkosten:

$$K_{II} = K_1 + K_1' + K_2 + K_3$$

$$= 666\,700 + 200\,010 + 105\,300 + 17\,530$$

$$= \text{Fr. } 989\,540.-$$

Gesamtkosten:

$$K_E = K_I + K_{II} = 112\,180 + 989\,540$$

$$= \text{Fr. } 1\,101\,720.-$$

Die *Gestehungskosten* pro Einheit der
filtrierten Wassermenge berechnen sich zu:

a) Vorfilter.

$$\text{Anlagekosten } K_1 = \text{Fr. } 28\,080.-$$

Jährlicher Aufwand für Verzinsung
des Anlagekapitals

$$k^I = \frac{5 \cdot 28\,080}{100} = \text{Fr. } 1\,404.-$$

Jährlicher Aufwand für Amorti-
sation und Erneuerung der Anlage

$$k^{II} = \frac{1,5 \cdot 28\,080}{100} = \text{Fr. } 421.-$$

Die jährlichen Kosten für Kraftauf-
wand und Reinigung betragen

$$k^{III} = 1824 + 1960 = \text{Fr. } 3\,784.-$$

b) Langsamfilter.

$$k^I = \frac{5 \cdot 666\,700}{100} = \text{Fr. } 33\,335.-$$

$$k^{II} = \frac{1,5 \cdot 666\,700}{100} = \text{Fr. } 10\,001.-$$

$$k^{III} = 5265 + 876 = \text{Fr. } 6\,141.-$$

Die behandelte Wassermenge pro
Jahr beträgt:

$$Q_1 = \frac{8760 \cdot 10\,000}{24} = 3\,650\,000 \text{ m}^3$$

Die jährlichen Ausgaben für Ver-
zinsung der Anlagekosten, Amorti-
sation, Erneuerung, Betrieb und
Unterhalt sind

$$k_j = 1404 + 421 + 3784$$

$$+ 33\,335 + 10\,001 + 6141$$

$$= \text{Fr. } 55\,086.-$$

Die Gesehungskosten pro Einheit der Wassermenge (m³) betragen:

$$k_E = \frac{k_1}{Q_1} = \frac{55\,086 \cdot 100}{3\,650\,000} = 1,5 \text{ Rp./m}^3.$$

2. Amerikanische Methode.

- a) Koagulierungsbecken : Kosten K_I
 b) Schnellfilter : Kosten K_{II}
 c) Desinfektion (Chlorung) : Kosten K_{III}

a) Koagulierungsbecken.

Gegeben:

- $Q = 10\,000 \text{ m}^3 \text{ pro Tag}$
 $t_s = 3 \text{ Stunden} = 0,125 \text{ Tage}$
 $d = 40 \text{ Fr. pro m}^3 \text{ Beckenininhalt}$
 $e = 30 \text{ Fr. pro m}^3 \text{ Beckenininhalt}$
 $a_1 = 0,005 \text{ Fr. pro m}^3 \text{ (Dosis 10 g Aluminiumsulfat pro m}^3 \text{, Kosten Fr. 500,— pro Tonne oder Fr. 0,005,— pro m}^3 \text{ Rohwasser)}$

$t_1 = 365 \text{ Tage}$

$k = 20$

$k_{12} = 1,5$

$K_I = K_1 + K_2 + K_{12}' + K_3$

$$= (d Q t_s + e Q t_s) \left(1 + \frac{k k_{12}}{100}\right) + a_1 Q t_1 k = (40 \cdot 10\,000 \cdot 0,125 + 30 \cdot 10\,000 \cdot 0,125) \left(1 + 20 \cdot \frac{1,5}{100}\right) + 0,005 \cdot 10\,000 \cdot 365 \cdot 20$$

$$= 87\,500 \cdot 1,30 + 365\,000 = 113\,750 + 365\,000 = \text{Fr. 478 750.—}$$

b) Schnellfilter.

Gegeben:

$Q = 10\,000 \text{ m}^3 \text{ pro Tag}$

$h = 1,23 \text{ m}$

$d_w = 0,0005 \text{ m}$

$a = 600 \text{ Fr. pro m}^2$

$b = 0,055 \text{ Fr. pro m}^2$

$\eta = 0,70$

$n = 8760 \text{ Stunden}$

$b_E = 0,12 \text{ Fr. pro kWh}$

$k = 20$

$k_1 = 1,5$

$a = 70$

$m = 2,6$

Berechnet:

$$x = 275\,806 \sqrt{\frac{\eta a d_w^2 a \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right)}{b_E k n h}}$$

$$= 275\,806 \sqrt{\frac{0,70 \cdot 70 \cdot 0,0005^2 \cdot 600 \left(1 + 20 \cdot \frac{1,5}{100}\right)}{0,12 \cdot 20 \cdot 8760 \cdot 1,23}} = 167,6 \text{ m pro Tag.}$$

$$\left(H_M = \frac{h x}{8\,640\,000 a d_w^2} = \frac{1,23 \cdot 167,6}{8\,640\,000 \cdot 70 \cdot 0,0005^2} = 1,37 \text{ m}\right)$$

$$F = \frac{Q}{x} = \frac{10\,000}{147} = 59,7 \text{ m}^2$$

$(n_R = m x = 2,6 \cdot 167,6 = 436)$

Kosten:

$K_1 = a \frac{Q}{x} = 600 \cdot \frac{10\,000}{167,6} = \text{Fr. 35 800.—}$

$K_1' = \frac{k k_1 K_1}{100} = 20 \cdot \frac{1,5}{100} \cdot 35\,800 = \text{Fr. 10 740.—}$

$K_2 = \frac{b_E k n Q h x}{76\,068\,000\,000 \eta a d_w^2} = \frac{0,12 \cdot 20 \cdot 8760 \cdot 10\,000 \cdot 1,23 \cdot 167,6}{76\,068\,000\,000 \cdot 0,70 \cdot 70 \cdot 0,0005^2} = \text{Fr. 46 520.—}$

$K_3 = m b Q k = 2,6 \cdot 0,055 \cdot 10\,000 \cdot 20 = \text{Fr. 28 600.—}$

Totalkosten:

$K_{II} = K_1 + K_1' + K_2 + K_3 = 35\,800 + 10\,740 + 46\,520 + 28\,600 = \text{Fr. 121 660.—}$

c) Desinfektion (Chlorung).

Gegeben:

$$Q = 10\,000 \text{ m}^3 \text{ pro Tag}$$

$$a = 2 \text{ Fr. pro m}^3 \text{ Tagesleistung}$$

$$a_1 = \text{Fr. } 0,0015 \text{ pro m}^3 \text{ (Dosis 1g Chlor [effektiver Chlorgehalt] pro m}^3, \text{ Kosten Fr. } 1,50 \text{ per kg oder Fr. } 0,0015 \text{ pro m}^3 \text{ Wasser)}$$

$$t_1 = 365 \text{ Tage}$$

$$\beta_1 = 0,004 \text{ Fr. pro m}^3 \text{ (Dosis 0,4 g Kaliumpermanganat¹¹⁷⁾ pro m}^3, \text{ Kosten Fr. } 10, \text{— pro kg oder Fr. } 0,004 \text{ pro m}^3 \text{ Wasser)}$$

$$T_1 = 70 \text{ Tage}$$

$$k = 20$$

$$k_1 = 1,5$$

$$\begin{aligned} K_{III} &= aQ \left(1 + \frac{k k_1}{100} \right) + a_1 Q t_1 k + \beta_1 Q T_1 k \\ &= 2 \cdot 10\,000 \left(1 + 20 \frac{1,5}{100} \right) + 0,0015 \cdot 10\,000 \\ &\quad \cdot 365 \cdot 20 + 0,004 \cdot 10\,000 \cdot 70 \cdot 20 \\ &= 26\,000 + 109\,500 + 56\,000 \\ &= \text{Fr. } 101\,500, \text{—} \end{aligned}$$

Gesamtkosten:

$$\begin{aligned} K_A &= K_I + K_{II} + K_{III} \\ &= 478\,750 + 121\,660 + 191\,500 \\ &= \text{Fr. } 791\,910, \text{—} \end{aligned}$$

Die *Gestehungskosten* pro Einheit der filtrierten Wassermenge sind:

a) Koagulierungsbecken:

$$\text{Anlagekosten: } K_1 = \text{Fr. } 87\,500, \text{—}$$

$$k^I = \frac{5 \cdot 87\,500}{100} = \text{Fr. } 4\,375, \text{—}$$

$$k^{II} = \frac{1,5 \cdot 87\,500}{100} = \text{Fr. } 1\,312, \text{—}$$

Der jährliche Aufwand für Fällmittel beträgt:

$$k^{III} = \text{Fr. } 18\,250, \text{—}$$

¹¹⁷⁾ Metropolitan Water Board London, Houston Thirteenth Research Report, 1920, S. 36.

b) Schnellfilter:

$$\text{Anlagekosten: } K_1 = \text{Fr. } 35\,800, \text{—}$$

$$k^I = \frac{5 \cdot 35\,800}{100} = \text{Fr. } 1\,790, \text{—}$$

$$k^{II} = \frac{1,5 \cdot 35\,800}{100} = \text{Fr. } 538, \text{—}$$

$$k^{III} = 2326 + 1430 = \text{Fr. } 3\,756, \text{—}$$

c) Desinfektion (Chlorung):

$$\text{Anlagekosten: } K_1 = \text{Fr. } 20\,000, \text{—}$$

$$k^I = \frac{5 \cdot 20\,000}{100} = \text{Fr. } 1\,000, \text{—}$$

$$k^{II} = \frac{1,5 \cdot 20\,000}{100} = \text{Fr. } 300, \text{—}$$

Der jährliche Aufwand für Chlor und Kaliumpermanganat beträgt:

$$k^{III} = 5475 + 2800 = \text{Fr. } 8\,275, \text{—}$$

$$Q_f = 3\,650\,000 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} k_f &= 4\,375 + 1\,312 + 18\,250 \\ &\quad + 1\,790 + 538 + 3\,756 \\ &\quad + 1\,000 + 300 + 8\,275 \\ &= \text{Fr. } 39\,596, \text{—} \end{aligned}$$

$$k_E = \frac{k_f}{Q_f} = \frac{39\,596 \cdot 100}{3\,650\,000} = 1,1 \text{ Rp./m}^3$$

3. Kombinierte Methode.

- a) Vorfilter : Kosten K_I
- b) Reinfilter : Kosten K_{II}
- c) Desinfektion (Chlorung) : Kosten K_{III}

a) Vorfilter.

Wie bei der europäischen Methode:

$$K_I = \text{Fr. } 112\,180, \text{—}$$

b) Reinfilter.

Gegeben:

$$Q = 10\,000 \text{ m}^3 \text{ pro Tag}$$

$$a = 200 \text{ Fr. pro m}^2$$

$$b = 0,38 \text{ Fr. pro m}^2$$

$$k = 20$$

$$k_1 = 1,5$$

$$m = 0,80$$

$$H = 0,50 \text{ m}$$

$$\eta = 0,70$$

$n_B = 8760$ Stunden
 $b_E = 0,12$ Fr. pro kWh

Berechnet:

$$x = \sqrt[3]{\frac{4 a^2 \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right)}{m^2 b^2 k^2}}$$

$$= \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 200^2 \left(1 + 20 \frac{1,5}{100}\right)}{0,80^2 \cdot 0,38^2 \cdot 20^2}}$$

$$= 18,6 \text{ m pro Tag.}$$

Gewählt: $x = 12$ m pro Tag.

Berechnet:

$$F = \frac{Q}{x} = \frac{10000}{12} = 833 \text{ m}^2$$

$$n = m x^{3/2} = 0,80 \cdot 12^{3/2} = 33,3.$$

Kosten:

$$K_1 = a \frac{Q}{x} = 200 \cdot \frac{10000}{12} = \text{Fr. } 166\,700.-$$

$$K_1' = \frac{k k_1 K_1}{100} = 20 \cdot \frac{1,5}{100} \cdot 166\,700$$

$$= \text{Fr. } 50\,010.-$$

$$K_2 = m b Q k \sqrt{x}$$

$$= 0,80 \cdot 0,38 \cdot 10\,000 \cdot 20 \cdot \sqrt{12}$$

$$= \text{Fr. } 210\,600.-$$

$$K_3 = \frac{Q H n_B b_E k}{6163}$$

$$= \frac{10000 \cdot 0,50 \cdot 8760 \cdot 0,12 \cdot 20}{6163}$$

$$= \text{Fr. } 17\,060.-$$

Totalkosten:

$$K_{II} = K_1 + K_1' + K_2 + K_3$$

$$= 166\,700 + 50\,010 + 210\,600 + 17\,060$$

$$= \text{Fr. } 444\,370.-$$

c) Desinfektion (Chlorung).

$Q = 10000 \text{ m}^3$ pro Tag
 $a = 2$ Fr. pro m^3 Tagesleistung

$a_1 = 0,00075$ Fr. pro m^3 (Dosis 0,5 g Chlor [effektiver Chlorgehalt] pro m^3 , Kosten Fr. 1.50 pro kg oder Fr. 0,00075 pro m^3 Wasser)

$t_1 = 365$ Tage

$\beta_1 = 0,002$ Fr. pro m^3 (Dosis 0,2 g Kaliumpermanganat pro m^3 , Kosten Fr. 10.— pro kg oder Fr. 0,002 pro m^3 Wasser)

$T_1 = 35$ Tage

$k = 20$

$k_1 = 1,5$

$$K_{III} = a Q \left(1 + \frac{k k_1}{100}\right) a_1 Q t_1 k + \beta_1 Q T_1 k$$

$$= 2 \cdot 10000 \left(1 + 20 \frac{1,5}{100}\right)$$

$$+ 0,00075 \cdot 10\,000 \cdot 365 \cdot 20$$

$$+ 0,002 \cdot 10\,000 \cdot 35 \cdot 20$$

$$= 26\,000 + 54\,800 + 14\,000$$

$$= \text{Fr. } 94\,800.-$$

Gesamtkosten:

$$K_K = K_I + K_{II} + K_{III}$$

$$= 112\,180 + 444\,370 + 94\,800$$

$$= \text{Fr. } 651\,350.-$$

Die *Gestehungskosten* pro Einheit der filtrierten Wassermenge betragen:

a) Vorfilter:

Wie bei der europäischen Methode:

$$k^I = \text{Fr. } 1404.-$$

$$k^{II} = \text{Fr. } 421.-$$

$$k^{III} = \text{Fr. } 3784.-$$

b) Reinfilter:

Anlagekosten: $K_1 = \text{Fr. } 166\,700.-$

$$k^I = \frac{5 \cdot 166\,700}{100} = \text{Fr. } 8335.-$$

$$k^{II} = \frac{1,5 \cdot 166\,700}{100} = \text{Fr. } 2501.-$$

$$k^{III} = 10530 + 853 = \text{Fr. } 11\,383.-$$

c) Desinfektion (Chlorung):

Anlagekosten: $K_1 = \text{Fr. } 20\,000.—$

$$k^I = \frac{5 \cdot 20\,000}{100} = \text{Fr. } 1000.—$$

$$k^{II} = \frac{1,5 \cdot 20\,000}{100} = \text{Fr. } 300.—$$

$$k^{III} = 2740 + 700 = \text{Fr. } 3440.—$$

$$Q_1 = 3\,650\,000 \text{ m}^3$$

$$k_j = 1404 + 421 + 3784 \\ + 8335 + 2501 + 11\,383 \\ + 1000 + 300 + 3440 \\ = \text{Fr. } 32\,568.—$$

$$k_E = \frac{k_j}{Q_1} = \frac{32\,568 \cdot 100}{3\,650\,000} = 0,9 \text{ Rp./m}^3$$

Zusammenstellung.

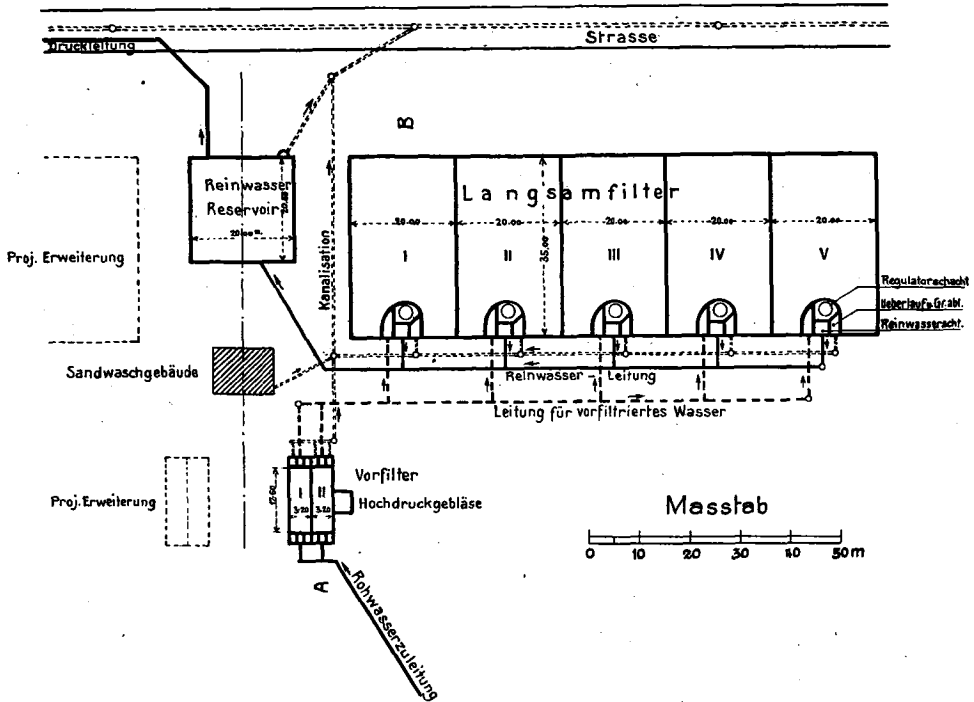
Gegenstand	Anlagekosten inklusive kapitalisierte Amortisation und Erneuerung	Kapitalisierte Betriebskosten	Ideelle Gesteungskosten	Jährl. Ausgaben für Verzinsung d. Anlagekosten, Amortisation, Erneuerung, Betrieb und Unterhalt	Gesteungskosten pro m ³ filtrierte Wassermenge
	Fr.	Fr.	Fr.	Fr.	Rp.
1. Europäische Methode . .	903 210.—	188 510.—	1 101 720.—	55 086.—	1,5
2. Amerikanische Methode .	186 290.—	605 620.—	791 910.—	39 596.—	1,1
3. Kombinierte Methode .	279 210.—	372 140.—	651 350.—	32 568.—	0,9

Hiezu 3 Pläne No. 1 — 3.

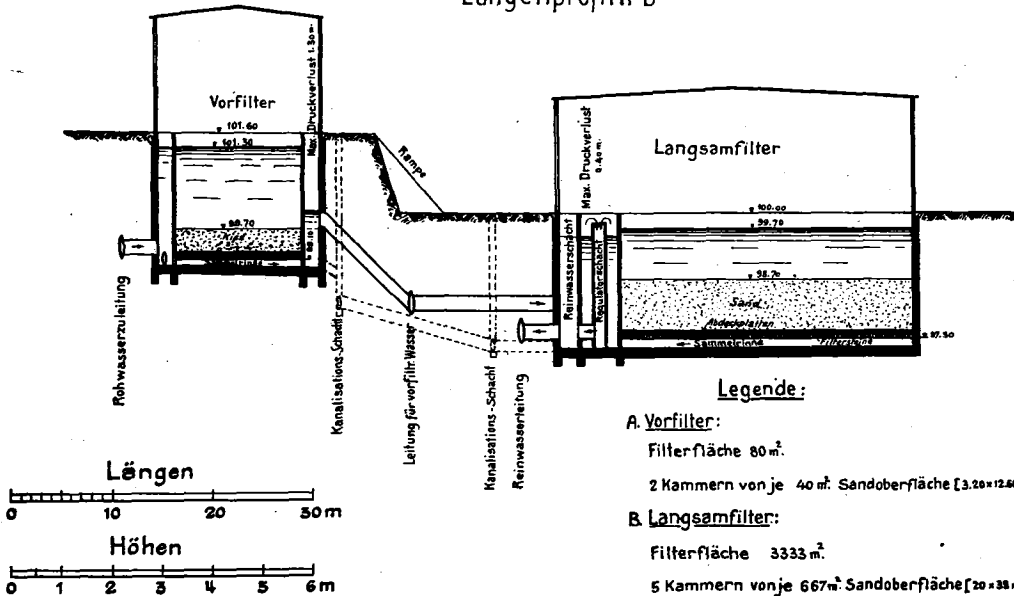
Disposition einer Filteranlage nach europäischer Methode.

Situation 1 : 1000.

Plan No. 1



Längenprofil A-B



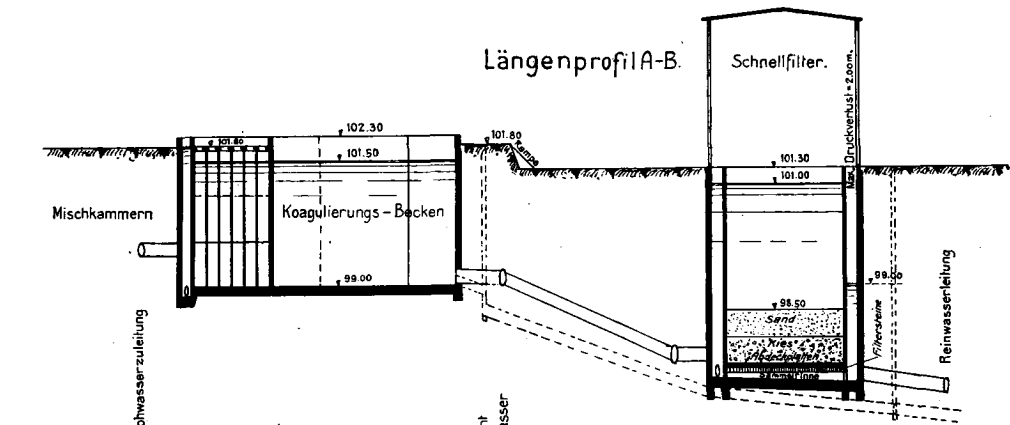
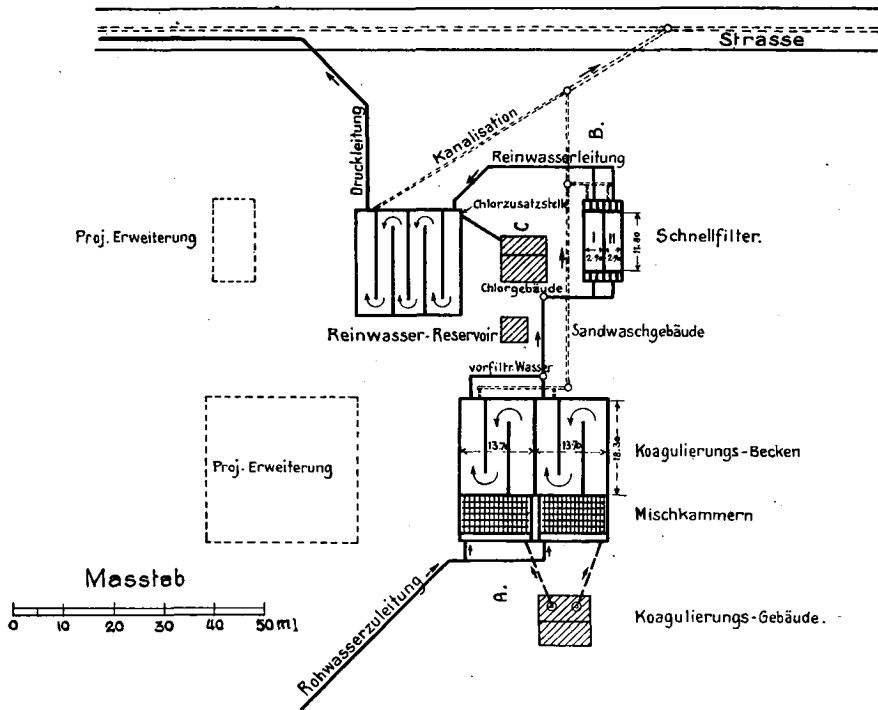
Legende:

- A. Vorfilter:**
Filterfläche 80 m².
2 Kammern von je 40 m² Sandoberfläche [3.20 x 12.50 m]
- B. Langsamfilter:**
Filterfläche 3333 m².
5 Kammern von je 667 m² Sandoberfläche [20 x 33.35 m]

Disposition einer Filteranlage nach amerikanischer Methode.

Situation 1 : 1000.

Plan No. 2



Legende

A. Koagulieringsbecken

Inhalt = 1250 m³, Tiefe = 2,50 m.

Grundfläche 500 m²; 2 nebeneinanderliegende Kammern [3,70 x 13,5]

B. Schnellfilter

Filterfläche 68 m².

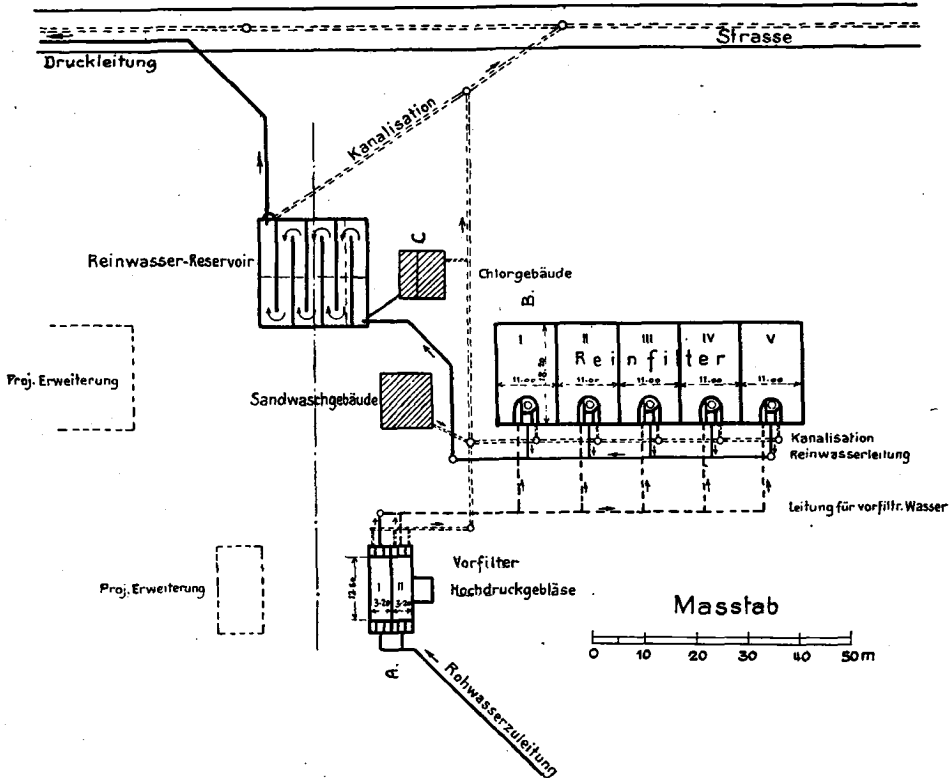
2 Kammern von je 34 m²; Sandoberfläche [2,90 x 11,80 m]

C. Desinfektion [Chlorung]

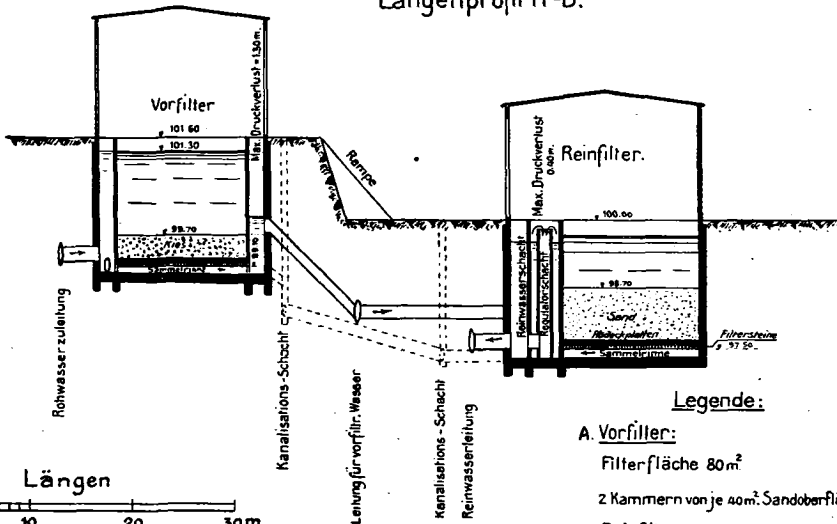
Disposition einer Filteranlage nach kombinierter Methode.

Situation 1 : 1000.

Plan No. 3



Längenprofil A-B.



Legende:

- A. Vorfilter:**
Filterfläche 80m²
2 Kammern von je 40m² Sandoberfläche [3.20 x 12.60m]
- B. Reinfilter:**
Filterfläche 3333m²
5 Kammern von je 667m² Sandoberfläche [20 x 35m]
- C. Desinfektion [Chlorung].**



Curriculum vitæ.

Am 6. März 1893 in Zürich als Sohn des Heinrich Peter, Ingenieur, von Zürich und der Ida, geb. Wetter, von Wiesendangen, geboren, besuchte ich in Zürich die Primar- und Sekundarschule und hierauf bis zur Maturität 1911 die kantonale Industrieschule (Oberrealschule). Vom Herbst 1911 bis zum Frühjahr 1916 studierte ich an der Abteilung für Bauingenieure der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich, ausgenommen S. S. 1914 und W. S. 1914/15 (Genie-Offiziersschule, Aktivdienst, Praxis bei der Aluminium-Industrie A.-G. Neuhausen im Wallis).

Nachstehende Angaben geben Aufschluss über meine Tätigkeit nach bestandener Diplomprüfung:

Oktober 1916 bis Juli 1917. Ingenieur bei der Firma Ed. Züblin & Cie., A.-G. für Beton- und Eisenbetonbau in Zürich.

August 1917 bis September 1919. Topographische Aufnahmen und Ausarbeitung der Bauprojekte für die Wasserkraftanlagen Felsenbach der Papierfabriken Landquart A.-G. in Landquart (Graubünden).

Oktober 1919 bis September 1920 Ingenieur und Oktober 1920 bis September 1921 Chef der Kanalisationsabteilung der S. A. „Eau et Assainissement“ in Paris.

Oktober 1921 bis April 1922. Studienreisen in England, Frankreich, Belgien, Holland und Deutschland.

S. S. 1922. Technische Hochschule zu Berlin-Charlottenburg.

November 1922. Dozent im Ferienkurs der „Association Suisse d'Hygiène et Technique Urbaines“ an der Universität Lausanne.

Seit 1. Dezember 1922 Direktor der Tiefbohr- und Baugesellschaft A.-G., Zürich-Bern.

Es ist mir eine angenehme Pflicht, den Herren Professor E. Meyer-Peter und Professor Dr. W. von Gonzenbach in Zürich, Professor Dr. Aug. Gärtner in Jena und Sir Alexander Houston in London für die grosse Unterstützung, die sie der vorliegenden Arbeit zuteil werden liessen, meinen verbindlichsten Dank auszusprechen.

Zürich, Juli 1923.

Hans Peter.