

Formelsammlung zum Modul 11160
Siedlungswasserwirtschaft

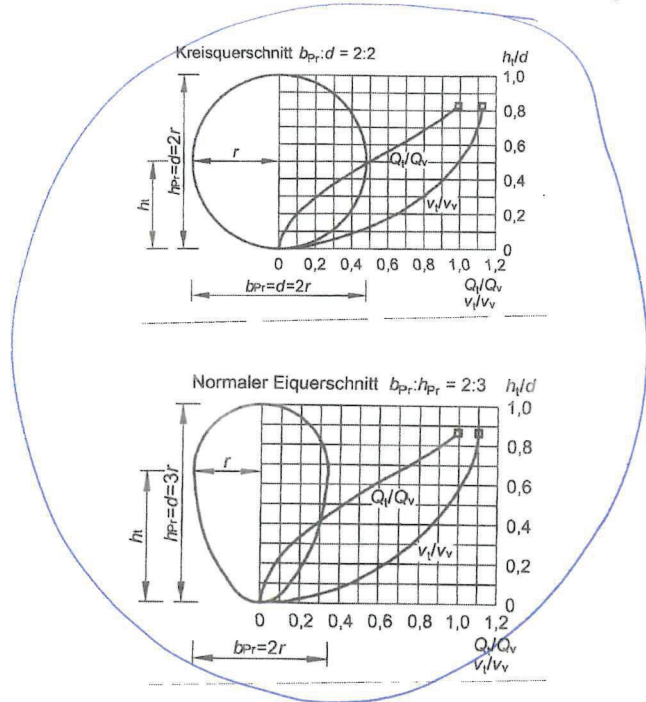
Prof.-Dr. F. Schönherr • Dipl.-Ing. P. Guckelsberger

Downloadversion

13.06.2018

Wintersemester 2018

Skript-Download: STUD.IP → Siedlungswasserwirtschaft → Skripte



anderes Foto (für schnelleren Wiedererkennungseffekt)

GLIEDERUNG *Inhaltsverzeichnis*

1	Geschichte der Abwassertechnik im Überblick	9
1.1	Gesundheit und Abwasser-Ableitung / Abwasser-Behandlung	9
1.2	Kosten der Abwasser-Ableitung / Abwasser-Behandlung	9
2	Abwassermengen	10
2.1	Häusliches Abwasser (Q_H)	11
2.2	Betriebliches Schmutzwasser (Q_C)	12
2.3	Schmutzwasser (Q_S)	12
2.4	Fremdwasser (Q_F)	13
2.5	Trockenwetterabfluss (Q_T)	14
2.6	Bemessungswassermenge	16
3	Abwasserableitung	17
3.1	Aufgaben der Abwasserableitung.....	17
3.2	Entwässerungsverfahren	18
3.2.1	Grundstücksentwässerung.....	19
3.2.2	Entwässerung im Misch-/Trennsystem.....	23
3.2.3	Entwässerungs-Sonderverfahren	27
3.3	Baustoffe der Entwässerungsleitungen.....	27
3.3.1	Beton/Stahlbeton	28
3.3.2	Steinzeug	29
3.3.3	Faserzement-Rohre	30
3.3.4	Gusseisen	30
3.3.5	Stahl	30
3.3.6	Kunststoffe.....	31
3.3.7	Mauerwerk.....	31
3.3.8	Bewertung von Kanalbaustoffen.....	31
3.4	Kanalquerschnitte (DN).....	32
3.4.1	Kreisprofil	34
3.4.2	Eiform	34

Formelsammlung zum Modul Siedlungswasserwirtschaft

3.4.3	Maulform.....	34
3.4.4	Sonderprofile.....	34
3.5	Bemessung der Ortsentwässerung.....	35
3.5.1	Niederschläge und Niederschlagsmodelle.....	36
3.5.1.1	Bemessungsregenspende r_{Bem} ($r_{D(n)}$).....	39
3.5.1.2	Zeitbeiwert ϕ	41
3.5.2	Nomogramme zur Ablesung des Zeitbeiwert.....	42
3.5.3	Abflussbeiwerte Ψ (psi-Werte).....	43
3.5.3.1	Spitzen- oder Scheitelabflussbeiwert Ψ_s	44
3.5.3.2	Gesamt- oder mittlerer Abflussbeiwert Ψ_m ; Ψ_{ges}	45
3.5.3.3	Konstanter Abflussbeiwert ψ	45
3.5.3.4	Bemessungs-/Mindest-Regendauer D [min].....	49
3.5.3.5	Regenhäufigkeit n [1/a].....	50
3.5.4	Kanalnetz bemessung nach dem Flutplan-/Summenlinien-verfahren.....	51
3.5.4.1	Konstruktionsregeln für Flutfläche und Abflussganglinie.....	58
3.5.5	Hydraulische Bemessung von Entwässerungsleitungen.....	59
3.5.5.1	Definitionen, Zeichen, Einheiten.....	59
3.5.5.2	Abflussarten im Kanal und Gerinne.....	61
3.5.5.3	Grundgleichungen zur hydraulische Berechnung von Abwasserkanälen.....	61
3.5.5.4	Dimensionierung von Freispiegelkanälen für Voll- und Teilfüllung.....	65
3.5.6	Betriebliche Rauheit k_b [mm].....	67
3.5.7	Kanalnetz bemessung nach dem ZeitBeiwertVerfahren (ZBV).....	78
	Liste/Tabelle zum ZeitBeiwertVerfahren (ZBV).....	81
3.5.8	Weitere Verfahren der Kanalnetz bemessung.....	82
3.6	Bauausführung der Kanalisation.....	83
3.6.1	Tiefenlage.....	83
3.6.2	Gefälle.....	83
3.7	Bauwerke der Ortsentwässerung.....	85
3.7.1	Schachtbauwerke.....	85
3.7.1.1	Einstiegsschächte.....	85

*Bitte Kopf-
zeile anpassen*

3.7.2	Kurven und Verbindungsbauwerke.....	87
3.7.3	Absturzbauwerke.....	88
3.7.4	Düker.....	89
3.8	Kosten der Kanalisation.....	90
4	Regen- und Grundwasserbewirtschaftung.....	92
4.1	Voraussetzungen.....	94
4.1.1	Rechtliche Aspekte.....	94
4.1.2	Aspekte des Grundwasserschutzes.....	94
4.1.3	Hydraulische und wasserwirtschaftliche Grundlagen.....	95
4.2	Maßnahmen der Regenwasserbewirtschaftung.....	95
4.2.1	Reduzierung der versiegelten Flächen.....	96
4.2.2	Regenwassernutzung.....	96
4.2.3	Regenwasserversickerung.....	97
4.2.3.1	Bemessungsgrundsätze der Regenwasser-Versickerung/-Rückhalt.....	98
4.2.3.2	Flächenversickerung über <u>durchlässig befestigte</u> Flächen.....	107
4.2.3.3	Flächenversickerung über durchlässig <u>un</u> befestigte Flächen.....	109
4.2.3.4	Muldenversickerung MV.....	111
4.2.3.5	Mulden-Rigolen-Versickerung.....	115
4.2.3.6	Bemessung - Mulden-Rigolen- <u>Element</u>	116
4.2.3.7	Rigolen- und Rohr-Rigolenversickerung.....	118
4.2.3.8	Bemessung - Mulden-Rigolen- <u>System</u>	121
4.2.3.9	Beckenversickerung.....	123
4.3	Weitere Verfahren der Regenwasserbewirtschaftung.....	124
4.3.1.1	Schachtversickerung.....	125
4.3.1.2	Retentionsraumversickerung.....	125
5	Regen- und Mischwasser-Rückhalt/-behandlung.....	126
5.1	Regenwasserbehandlung.....	126
5.1.1	Regenüberläufe.....	128
5.1.2	Regenrückhaltebecken.....	129
5.1.3	Regenüberlaufbecken RÜB.....	131



5.1.4	Stauraumkanäle.....	132
6	Betrieb und Schadensbehebung von Kanälen.....	133
6.1	Einleitung.....	133
6.2	Wartung.....	134
6.3	Inspektion.....	134
6.3.1	Inspektion der Leitungstrasse.....	135
6.3.2	Inneninspektion.....	135
6.3.2.1	Direkt-Inspektion (ab DN 800).....	135
6.3.2.2	Indirekte Inspektion (in nicht begehbaren Rohren bis ca. DN 1000).....	135
6.3.3	Außeninspektion.....	137
6.4	Reinigungsverfahren.....	137
6.4.1	Spülverfahren.....	137
6.4.2	Hochdruckspülverfahren (HD-Verfahren).....	138
6.4.3	Mechanische Verfahren.....	139
6.4.4	Sonstige Verfahren.....	140
6.5	Schadensbehebung.....	140
6.5.1	Instandsetzung.....	143
6.5.2	Sanierung.....	144
6.5.3	Erneuerung.....	145
7	Ergebnisdarstellung im Erläuterungsbericht.....	149
8	Abwasserbehandlung - Übersicht.....	150
9	Wasserbedarf.....	152
9.1	Begriffsdefinitionen.....	152
9.2	Faktoren die den Wasserbedarf beeinflussen.....	153
9.3	Wasserbedarf.....	154
9.3.1	Wasserbedarf privater Haushalte.....	154
9.3.2	Wasserbedarf - Gewerbe, Industrie, öffentliche Einrichtungen.....	156
9.3.3	Löschwasserbedarf.....	158
9.4	Der Wasserbedarf als Bemessungsgrundlage.....	159
9.5	Bemessungszeiträume.....	161



9.6	Prognosen des Wasserbedarfs.....	162
9.7	Bedarfsschwankungen.....	163
9.8	Bemessungswerte des Wasserbedarfs.....	163
9.8.1	Ermittlung der Bemessungswerte.....	164
9.8.2	Die Spitzenverbrauchs-Faktoren f_h und f_d	164
9.9	Zusammenfassung der Bemessungswerte für WVU ,s.....	166
9.10	Wasserrecycling und Wassersparmaßnahmen.....	167
9.10.1	Wasserversorgungsunternehmen (WVU).....	168
9.10.2	Industrie und verarbeitendes Gewerbe.....	169
9.10.3	Landwirtschaft.....	169
9.10.4	Haushaltsbereich.....	169
9.10.5	Öffentliche Einrichtungen, Hotel- und Gaststättengewerbe.....	169
10	Wassergewinnung.....	170
10.1	Natürliche Wasservorkommen.....	170
10.2	Niederschlagswasser.....	172
10.3	Flusswasser.....	175
10.4	Seewasser.....	176
10.5	Talsperrenwasser.....	178
10.6	Quellwasser.....	179
10.7	Grundwasser.....	182
10.7.1	Bohrbrunnen im freien, ungespannten Grundwasser (Senkrechte Fassung).....	182
10.7.2	Vollkommener Bohrbrunnen im gespannten Grundwasser.....	184
10.7.3	Liegend-Sammelleitung im Ruhe-GW (Waager. Fassung).....	186
10.7.4	Brunnenberechnung bei GW-Neubildung i_s [m/s].....	187
10.7.5	Wirksamer(mittlerer) Brunnenradius r	192
	Versickerung mittels vertikaler Versickerungsbrunnen.....	193
11	Wasserbeschaffenheit und Aufbereitung.....	196
11.1	Beschaffenheit und Inhaltsstoffe.....	196
11.2	Gesetze.....	198
11.2.1	Wasserhaushaltsgesetz WHG & Länderwassergesetz LWG.....	198



11.2.2	Bundeseseuchengesetz	198
11.2.3	Lebensmittel- und Bedarfsgegenstandsgesetz (LMBG)	198
11.2.4	Trinkwasserverordnung (TVO)	198
11.3	Trinkwasserinhaltsstoffe (TVO Anl. 2)	203
11.3.1	Physikalische Beschaffenheit	203
11.3.1.1	Temperatur	203
11.3.1.2	Farbe	203
11.3.1.3	Klarheit	203
11.3.1.4	Geruch	203
11.3.1.5	Geschmack	203
11.3.2	Chemische Beschaffenheit	204
11.3.2.1	Wasserstoffionenkonzentration (pH-Wert)	204
11.3.2.2	Gase	204
11.3.2.3	Eisen	206
11.3.2.4	Mangan	206
11.3.2.5	Stickstoffverbindungen	206
11.3.2.6	Chloride Cl	208
11.3.2.7	Sulfate SO ₄	208
11.3.2.8	Phosphate P ₂ O ₅	208
11.3.2.9	Härte	209
11.3.2.10	Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht	210
11.3.2.11	Toxische Stoffe - ANORGANISCH	211
11.3.2.12	Toxische Stoffe - ORGANISCH	213
11.3.3	Bakteriologische Beschaffenheit	214
11.4	Wasseraufbereitung	215
11.4.1	Verfahrensübersicht	215
11.4.2	Beispiele	218
11.4.2.1	Bodensee	218
11.4.2.2	Wahnbach-Talsperre	218
11.4.2.3	Rheinwasseraufbereitung - Mainz	218



11.4.2.4	Grundwasserwerk Eich	218
12	Wasserförderung und Wasserverteilung	219
12.1	Bernoulli'sche Druck- u. Energiegleichung	222
12.2	Örtliche Verluste für Rohrströmungen	224
12.3	Druckverlusteinfluss von Werkstoff und Leitungsart	225
12.3.1	Leitungs-Art und Integrale Rauheit k_i [mm]	226
12.3.2	Veranschaulichung von Druckverhältnissen	227
12.3.2.1	Hydrostatische und hydraulische Drucklinie	228
12.4	Pumpen in der Wasserverteilung	232
12.4.1	Kolbenpumpen	232
12.4.2	Kreiselpumpen	232
12.4.3	Exzentrerschneckenpumpe	235
12.4.4	Förderschnecke	235
12.5	Reihenschaltung	236
12.5.1	Reihenschaltung von Kreiselpumpen	236
12.5.2	Reihenschaltung von Rohrleitungen	236
12.6	Parallelschaltung	237
12.6.1	Parallelschaltung von Kreiselpumpen	237
12.6.2	Parallelschaltung von Rohrleitungen	237
13	Historie Skript-Update	238
14	Abbildungenverzeichnis	239
15	Tabellenverzeichnis	243
16	Kurzzeichen der Siedlungswasserwirtschaft / in DWA-Regelwerken	244
17	Literaturverzeichnis	252

1 GESCHICHTE DER ABWASSERTECHNIK IM ÜBERBLICK

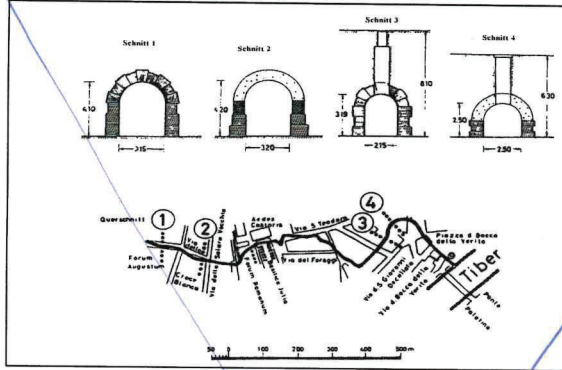


Abb. 1-1: Cloaca Maxima in Rom (Grundriss und Querschnitt)

1.1 Gesundheit und Abwasser-Ableitung / Abwasser-Behandlung

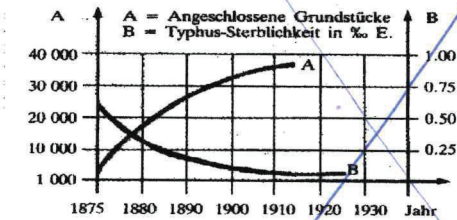


Abb. 1-2: Zusammenhang von Kanalisation und Typhussterblichkeit

1.2 Kosten der Abwasser-Ableitung / Abwasser-Behandlung

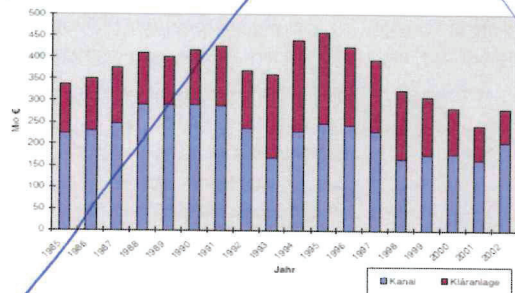


Abb. 1-3: Investitionen für Kanalisation und Kläranlagen 2004 Hessen

2 ABWASSERMENGEN

Der Abfluss in Entwässerungssystemen von Siedlungsgebieten besteht aus folgenden Komponenten, deren Abflussgrößen getrennt zu ermitteln sind:

- Häusliches Schmutzwasser (Q_H)
- Betriebliches Schmutzwasser aus Gewerbe- und Industriebetrieben (Q_G)
- Fremdwasser (Q_F)
- Niederschlagswasser (Q_R)

Die Größe des Trockenwetterabflusses (Q_T) berechnet sich aus der Summe der Einzelkomponenten Q_H , Q_G und Q_F . Es gilt Gl 2-1. Die Summe aus häuslichem Schmutzwasser (Q_H) und dem gewerblich-industriellem Schmutzwasser (Q_G) wird als Schmutzwasser (Q_S) bezeichnet.

An Regenwettertagen muss zudem der Niederschlagsabfluss mitberücksichtigt werden.

$$Q_T = Q_H + Q_G + Q_F = Q_S + Q_F \quad \text{Gl 2-1}$$

Die Gleichung für den Trockenwetterabfluss

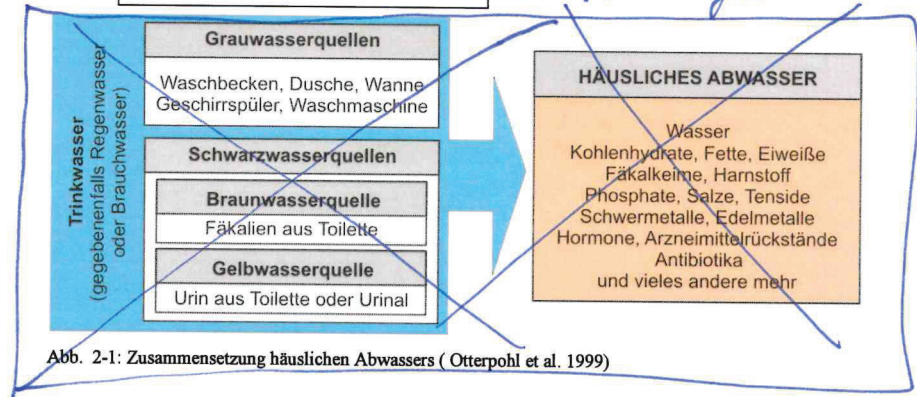


Abb. 2-1: Zusammensetzung häuslichen Abwassers (Otterpohl et al. 1999)

2.1 Häusliches Abwasser (Q_H)

Q_H ist abhängig von:

- Siedlungsstruktur
- Wasserverbrauch
- Größe des Einzugsgebietes
- regionale Struktur z.B. ländliche Metropole
- Entwicklungsstandards der Länder

In Deutschland wird oft die Annahme getroffen, dass nur 90% des im Haushalt (nach Wasseruhrablesung) verbrauchten Wassers, zur Ableitung in die Kanalisation gelangt. Daher wird der tatsächlich berechnete Wasserverbrauch mit 0,9 multipliziert. Diese Regel ist nicht allgemeingültig. Der planende Ingenieur sollte sie Begründen und mit den Zuständigen Genehmigungsbehörden abstimmen:

$$Q_H = 0,90 \times \text{Wasserverbrauch} \quad (\text{10\% Verluste: Gießwasser u.a.})$$

Die häusliche Abwassermenge sollte über den Wasserverbrauch ermittelt werden. Liegen keine genauen Verbrauchsdaten der Wasserversorger vor, kann dieser über den mittleren spezifischen Wasserverbrauch (W_{d,am}) ermittelt werden, indem er mit dem Einwohnerwert multipliziert wird. W_{d,am} ist ein Planungswert, der stark von der Siedlungsgröße abhängt. In der Literatur wird er unter anderem auch mit „ws“ oder „wh“ bezeichnet.

Tab. 2-1: mittlerer spezifischer Wasserverbrauch w_{d,am} in l/(E·d)

Dorf:	1.000 E:	100 - 110 l/(E·d)
Kleinstadt:	20.000 E:	120 - 150 l/(E·d)
Großstadt:	100.000 E:	150 - 200 l/(E·d)
Großstadt über	100.000 E:	> 200 l/(E·d)

Großer Einfluss: Planungszeitraum → Gebietszuwachs? Bevölkerungsprognose? etc!

Liegen keine Angaben zum Wasserverbrauch vor kann der häusliche Schmutzwasserabfluss mit Hilfe von Erfahrungswerten nach Gl 2-2 ermittelt werden. Hierbei muss die Einwohnerdichte im Einzugsgebiet (ED in E/ha), die Fläche des durch die Kanalisation erfassten Wohngebietes (A_{E,k} in ha) und der spezifische häusliche Schmutzwasseranfall pro 1000 Einwohner (q_{H,1000E} in l/s) berücksichtigt werden. Für Neubaugebiete sollte nach [DWA-A 118, 2006] q_{H,1000E} = 4 l/s gewählt werden. Werte größer 5 l/s sind zu vermeiden.

$$Q_H = q_{H,1000E} \cdot ED \cdot A_{E,k}$$

Gl 2-4

2.2 Betriebliches Schmutzwasser (Q_G)

Betriebliches Schmutzwasser = Summe des Schmutzwassers aus Gewerbe- u. Industriebetrieben. Je kleiner das Einzugsgebiet, desto wichtiger die zuverlässige Erfassung von Q_G

Beachte: Produktionsstunden
Betriebsstunden
Schichtbetrieb
Saisonbetrieb
Produktionszyklen
❖ Oft keine Vergleichsmöglichkeit mit öffentlichem Wasserverbrauch
❖ Daher i.d.R. betriebseigene Wassergewinnung

$$Q_G = q_G \cdot A_{E,k} \quad 2-1$$

Tab. 2-2: Spezifischer gewerblicher und industrieller Schmutzwasserabfluss

Einrichtung / Industrie	Maßeinheit	Mittl. Schmutzwasserabfluss [m ³ /d]
Krankenhaus	1 Bett	0,3 bis 0,6
Hallenbad	1 Besucher/in	0,15 bis 0,18
Schulen (mit 250 Schultagen/a) mit Dusche	1 Schüler/in	0,02
Kaufhäuser	1 Beschäftigter	0,1 bis 1,0
Gaststätten	1 Gast	0,015 bis 0,030
Hotel, Ferienhaus	1 Bett	0,15 bis 0,6
Camping- und Zeltplätze	1 Standplatz	0,2 bis 0,6
Werkstatt ohne Dusche	1 Beschäftigter	0,02 bis 0,05
Bäcker, Konditor, Friseur	1 Beschäftigter	0,1 bis 0,2
Kohlegewinnung	1 t Kohle	10
Zementherstellung	1 t Zement	0,5
Stahlerzeugung	1 t Stahl	10
Zellstoffherstellung	1 t Zellstoff	300
Papierherstellung	1 t Papier	200
Brauerei	1 m ³ Bier	15 (ohne Mälzerei)
Molkerei	1 m ³ Milch	5
Konserven	1 t Obst/Gemüse	35
Stromerzeugung	1000 kWh	200
geplantes Gewerbe- und Industriegebiet (ohne Kühlwasser)	1 ha	wenig: 0,5 mittel: 1,0 l/s viel: 1,5 l/s

2.3 Schmutzwasser (Q_S)

Schmutzwasser bezeichnet die Summe des häuslichen Abwassers Q_H und des betrieblichen (gewerblich-industriellen) Abwassers Q_G.

$$Q_S \text{ [m}^3\text{/d]} = Q_H \text{ [m}^3\text{/d]} + Q_G \text{ [m}^3\text{/d]}$$

Gl 2-3

2.4 Fremdwasser (Q_F)

Fremdwasser Q_F ist jenes Wasser, das unerwünscht in die Kanalisation gelangt. \perp

- Fremdwasser stammt meist aus schwer bestimmbaren Quellen und
- wird allgemein aber von Regenereignissen beeinflusst/erhöht.

Fremdwasser-Ursachen z.B.:

- Oberflächenwasser gelangt über Schachtabdeckungen in den Kanal
- über Hausdrainagen (Fehlanschlüssen),
- über undichte (schadhafte) Kanäle,
- über gefasste Bäche (Bsp. **Welfritzbach Wiesbaden**)

Die Bestimmung von Fremdwasser kann absolut (z.B. in l/s), als Fremdwasseranteil (FWA), als Fremdwasserzuschlag (FWZ) oder als Fremdwasserspende bezogen auf die entwässerte Fläche in l/(s·ha) erfolgen. Dabei muss darauf geachtet werden, welche Fläche der Berechnung zugrunde gelegt wird. FWA und FWZ sind wie folgt definiert:

$$\text{Fremdwasseranteil (FWA)} = \frac{\text{Fremdwasserabfluss}}{\text{Trockenwetterabfluss}} = \frac{Q_F}{Q_T} = \frac{Q_F}{Q_S + Q_F} \quad \text{Gl. 2-6}$$

$$\text{Fremdwasserzuschlag (FWZ)} = \frac{\text{Fremdwasserabfluss}}{\text{Schmutzwasserabfluss}} = \frac{Q_F}{Q_S} \quad \text{Gl. 2-7}$$

Zur Umrechnung zwischen FWA und FWZ gelten die nachfolgenden Beziehungen:

$$\text{FWA} = 1 - \frac{1}{\text{FWZ} + 1} \quad \text{bzw.:} \quad \text{FWZ} = \frac{1}{1 - \text{FWA}} - 1$$

Der Fremdwasserabfluss Q_F ist meist größer als vermutet, selten kleiner als 0,2 x Q_T.

D.h. der Q_F-Anteil am Trockenwetterabfluss Q_T liegt selten unter 20%. Die Ermittlung von Q_F ist über minimalen Nachtzufluss möglich. Der Einfluss des Grundwasserstandes ist zu beachten.

Bemessungsempfehlung für Q_F:

Q_F und/oder Q_S sind in einem Kanalbauprojekt nur dann vernachlässigbar wenn:

- Der AG oder die zuständige Wasserbehörde dies begründet vorgibt.
- Eigene Untersuchungen/Nacht-Messungen des Planers einen vernachlässigbaren Q_F/Q_S-Anteil ergeben.
- Q_S sollte ermittelt werden um festzustellen, ob die Q_S-Menge ausreicht, um in Trockenwetterperioden Feststoffe im Abwasser mit zu spülen und so Ablagerungen/Verstopfungen und damit Kanalkorrosion (Faulgas) zu vermeiden.

Für den Fremdwasseranteil gilt:

- Q_F-Zuschlag bei **Mischsystem**: 100 % von Q_S (wegen Q_F < Q_R meist vernachlässigbar)
- Q_F-Zuschlag bei **Trennsystem**: 30 bis 50 % von Q_S
- Q_F-Abflussspende q_F [l/(s·ha)]: q_F = 0,15 [l/(s·ha)]

Bei Ansatz einer Fremdwasserabflussspende q_F [l/(s·ha)] ergibt sich der Fremdwasserabfluss:

$$Q_F \text{ [l/s]} = q_F \text{ [l/(s·ha)]} \cdot A_E \text{ [ha]} \quad \text{Gl. 2-4}$$

2.5 Trockenwetterabfluss (Q_T)

Abhängig von der Aufgabenstellung werden in der Siedlungswasserwirtschaft Mittelwerte und Spitzenwerte benötigt. Beide beziehen sich immer auf einen angegebenen Zeitraum, beispielsweise täglicher Trockenwetterabfluss (Q_{T,a}) oder Trockenwetterabfluss im Jahresmittel (Q_{T,aM}). Mittelwerte werden beispielsweise bei Bilanzierungen (Schmutzfrachtberechnungen, Massenbilanzen, Jahresabrechnungen) benötigt und Spitzenwerte für Bemessungen.

Der Trockenwetterabfluss im Jahresmittel (Q_{T,aM}) berechnet sich aus der Summe des Schmutzwasserabflusses und des Fremdwassers. Es gilt Gl. 2-5. Q_{T,aM} ergibt sich aus dem arithmetischen Mittel aller täglichen Trockenwetterabflüsse eines Kalenderjahres.

$$Q_{T,aM} = Q_{S,aM} + Q_{F,aM} \quad \text{Gl. 2-5}$$

Der Trockenwetterabfluss unterliegt wie der Schmutzwasserabfluss einem Tagesgang, der durch die Alltagsgewohnheiten (Tagesrhythmus, Arbeitsruhe an Wochenenden, Feiertagen, Waschtage) bestimmt wird. Der Tagesgang ist umso ausgeprägter, je kleiner das Einzugsgebiet ist und je kürzer die Fließzeiten sind. Nachfolgende Abbildung illustriert die unterschiedlichen Tagesgang-Verläufe einer Klein- und Großstadt.

Neben den Einflüssen des Tagesganges unterliegt der Trockenwetterabfluss jahreszeitlichen Schwankungen (Ferien, Trockenperioden im Sommer, etc.), die zu berücksichtigen sind.

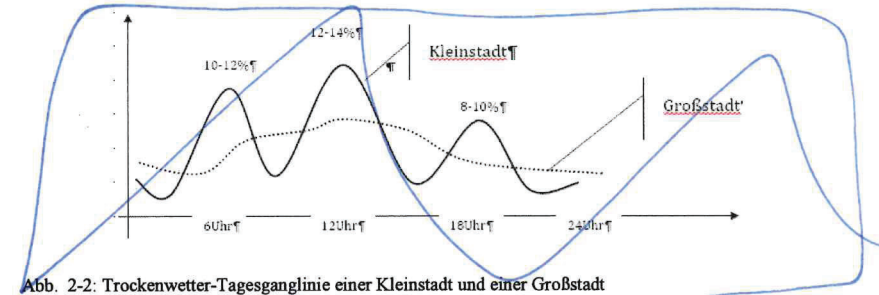


Abb. 2-2: Trockenwetter-Tagesganglinie einer Kleinstadt und einer Großstadt

Aufgrund der genannten tages- und jahreszeitlichen Schwankungen des Trockenwetterabflusses, ist für die Bemessung von Entwässerungssystemen der Tagesspitzenabfluss¹ bei Trockenwetter im Jahresmittel maßgeblich [DWA-A 198, 2003].

Bemessung von **Abwasserkanälen:** $Q_{T,h,max}$

Bemessung von **Kläranlagen:** $Q_{T,2h,max}$

Beide Parameter können mithilfe des Divisors $x_{Q,max}$ und Gl 2-6 ermittelt werden.

Der Divisor $x_{Q,max}$ kann aus **Abb. 1** abgelesen werden, wobei die untere Linie

näherungsweise $Q_{T,h,max}$ und die obere Linie $Q_{T,2h,max}$ zugeordnet ist.

$$Q_{T,h,max} = \frac{24 \text{ h/d}}{x_{Q,max}} \cdot Q_{S,am} + Q_{F,am} \quad \text{Gl 2-6}$$

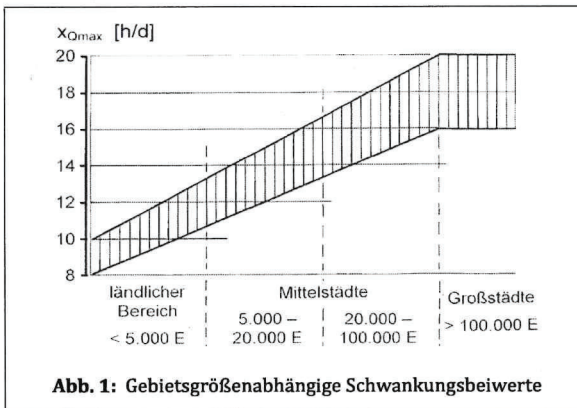


Abb. 1: Gebietsgrößenabhängige Schwankungsbeiwerte

Der Divisor $x_{Q,max}$ kann als **Schwankungsbeiwert zur Abschätzung der Tagesspitze** verstanden werden. In der Literatur auch er auch mit „f“, „f_{max}“, „n“ oder „x“ angegeben. Die Formel zur Berechnung von $Q_{T,h,max}$ kann hierbei variieren.

¹ Wenn kein Regenwasser zufließt, wird der höchste Stundenabfluss maßgebend. Dieser tritt normalerweise im Sommer, am Tag des höchsten Wasserverbrauches um die Mittagszeit auf.

2.6 Bemessungswassermenge

Wegen der unterschiedlichen Funktion verschiedener Teile der Abwasserleitung und -reinigung sind verschiedene Bemessungswassermengen anzusetzen.

System	Bemessungswassermenge Q_{Bem} bzw. Q_t (Teilfüllmenge)
Schmutzwasserkanal bei Trennsystem	$= Q_{T,h,max} + Q_{R,Tr,max}$ $Q_{T,h,max}$ = maximaler stündlicher Trockenwetterabfluss $Q_{R,Tr,max}$ = maximaler unvermeidbarer Regenabfluss im Schmutzwasserkanal von Trenngebieten
Regenwasserkanal	$= Q_{R,max}$ $Q_{R,max}$ = maximaler Regenabfluss
Mischwasserkanal	$= Q_{T,h,max} + Q_{R,max}$ $Q_s + Q_f$ sind für die Q_{max} -Bemessung meist vernachlässigbar. Für Ermittlung der Kanalspülwirkung von Q_t aber erforderlich. Bei Kanalneuplanung nur 90 % des Abflussvermögens ansetzen (10% Reserve).
Regentlastungen und Abwasserpumpwerke	Q_s : Tagesspitzenanfall + Q_f entsprechend
Abwasser- u. Schönlungsteiche	$Q_{T,am}$: Tagesmittelanfall bei Mischsystem kann der gesamte Regenwasseranfall aufgenommen werden, wenn Aufstauraum vorhanden ist.

3 ABWASSERABLEITUNG

3.1 Aufgaben der Abwasserableitung

- Stadtgebiet entwässern = „Stadtentwässerung“ d.h.:
- Schadlose Ableitung der Regen- und Schmutzwassermengen

Niederschlagsmessung: [mm] oder [l/m²]

Niederschlagsmesser: punktuelle Niederschlagsmessung in einem Messgefäß.

Ein Millimeter (Messeinheit) entspricht der Wasserhöhe (Niederschlagshöhe) von 1 mm, die sich ergäbe, wenn kein Wasser abflösse oder verdunstete.

Frankfurt

Der meisten Regen fällt in Frankfurt im

Juli = **Max-Niederschlag:** durchschnittl. **76 mm.**

April = **Min-Niederschlag:** durchschnittl. **44 mm**

Jahresniederschlag in Frankfurt: **611 mm**

Deutschland kann als **regenreiches** Gebiet bezeichnet werden.

Mittelwert BRD (2010): **h_N = 830 mm und Jahr.**

Regional verteilen sich die Niederschläge allerdings **sehr unterschiedlich**

Im Jahres-Durchschnitt erhalten die neuen Bundesländer nur halb so viel Niederschlag wie die westdeutschen Mittelgebirge.

In den Alpenländern sind Niederschläge von 2000 mm und Jahr keine Seltenheit.

Jahresabfluss einer städtischen Kanalisation

[PG,2013]

Betrachtet man die Wassermenge, die **am Ende eines Jahres**, durch eine städtische Kanalisation geflossen ist, dann ist festzustellen, dass der aus Niederschlag resultierende Abflussanteil lediglich ca. 50 - 75 % von Q_s beträgt.

ABER!

- **Dieses Regenwasser fällt in kurzer Zeit an!**
- **dadurch Spitzenbelastungen im Kanal! = Bemessungsfall!**

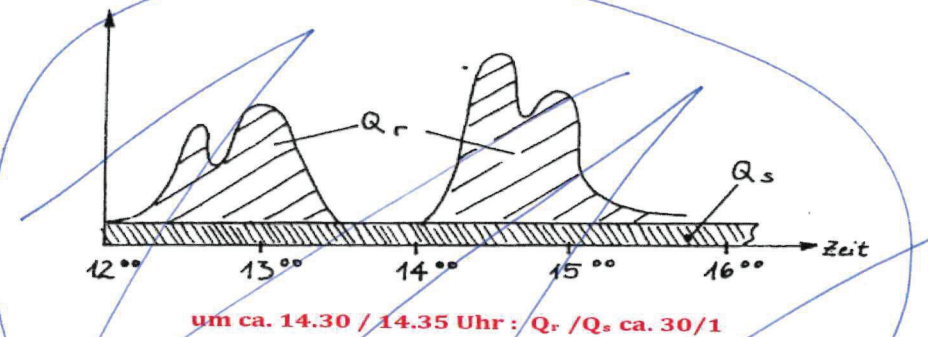


Abb. 3-1: Regenereignisse im Kanalschacht bei Starkniederschlägen: oft Q_r/Q_s ca. 100/1

Im **Mischsystem** wird auch Regenwasser (Q_r) zur Kläranlage (KA) geführt (Abfluss Q_m).

Q_r ist über Schmutz von den befestigten Flächen (Dächer, Straßen) verunreinigt:

- Ruß, Reifen- und Straßenabrieb, Vegetation (Laub),
- Hunde- und Katzenexkremente,
- Streugut (Winter); Öl- und Kraftstoffverluste bei Kfz.

3.2 Entwässerungsverfahren

Bei städtebaulichen Planungen sind Abwasserfachleute früh an der Planung zu beteiligen, da Wahl und Ausführung des Entwässerungssystems starken Einfluss (auch auf Kosten) nimmt. Abwasserleitungen sind i.d.R. als **Freispiegel**, seltener als **Druckleitung** konzipiert.

Wichtigsten Planungskriterien einer Ortsentwässerung

Höhenmäßige Trassierung der Entwässerungsröhre:

- ausreichende Tiefe (Frostsicherheit)
- nicht zu tiefe Lage (Kosten)
- möglichst gleichbleibende Einbautiefen, d.h. parallel zum Gebäude
- Hebewerke/Pumpstationen vermeiden
- da Kanäle in den öffentl. Straßen liegen: ⇒ bei Straßenplanung Gegengefälle vermeiden
- kurze Wege suchen
- Kanäle sind wirtschaftlich unter besonderer Berücksichtigung der erforderlichen langen Lebensdauer von > 50 Jahren zu bemessen und auszuführen
- die **Haupt**sammler spielen als wichtige Entwässerungsstränge **eine zentrale Rolle**



3.2.1 Grundstücksentwässerung

- Der Grundstückseigner hat nicht nur Anschlussrecht, sondern auch Anschlusszwang.
- Bedingungen regelt die jeweilige Ortssatzung.

Vollkommene Entwässerung:

- Schmutz- und Regenwasser werden abgeleitet

Unvollkommene Entwässerung:

- Nur Regenwasser wird abgeleitet.
- Schmutzwasser wird gesammelt und abgefahren oder selbst gereinigt (Kleinkläranlagen).
- Näheres siehe DIN 1986!

LEITUNGEN

- (1) **Anschlusskanal:** Von Grundstücksgrenze bis zum öffentl. Kanal
- (2) **Grundleitung:** Zuleitung vom Grundstück / Haus zum Anschlusskanal
- (3) **Falleitung:** Senkrechte Leitungen im Gebäude mit Lüftung über Dach
- (4) **Anschlussleitung:** Zwischen Geruchsverschluss und Falleitung
- (5) **Lüftungsleitung:** Nur zur Be- und Entlüftung
- (6) **Regenfalleitung:** Innen oder außen liegende Leitung für Regenwasser

Lüftungsleitungen

- Einzelhauptlüftungsleitungen erhalten den gleichen Querschnitt wie die zugehörigen Fall- oder Grundleitungen.
- Werden Einzelhauptlüftungsleitungen zu Sammellüftungsleitungen zusammengeschlossen, muss der Querschnitt der Sammellüftungsleitung der halben Summe der Querschnitte der Einzelhauptlüftungsleitungen entsprechen, aber (ausgenommen bei Einfamilienhäusern) mindestens eine Nennweite größer sein als der größte Einzelquerschnitt
- Je höher gebaut wird, desto eher **Pfropfenströmung** = ideale Rohrströmung
- Geräuschbelästigungen (Schallschutz DIN 4109)
- Bemessungsgrundlagen siehe DIN 1986, Teil 2

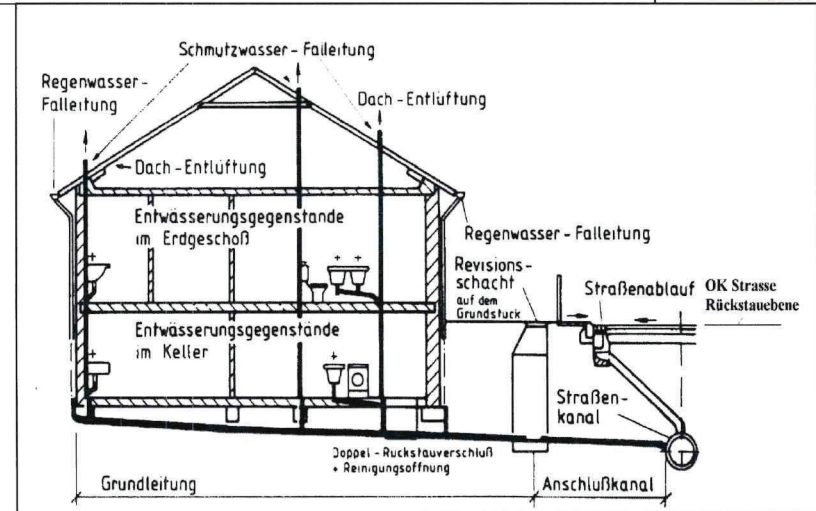


Abb. 3-2: Gebäudeentwässerung (Mischsystem) mit Straßenentwässerung

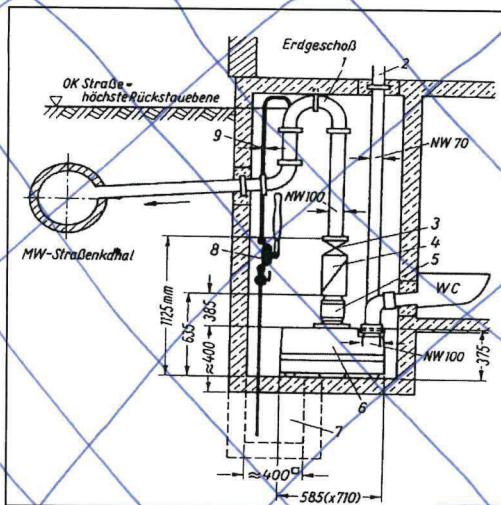
Grundleitungen

Zuleitung vom Grundstück / Haus zum Anschlusskanal

- $DN \geq 100 \text{ mm}$
- $I \geq 1:50 = 2\%$
- Abzweige / Krümmer $\leq 45^\circ$
- Kontrollschächte: frostfrei, alle 15 m

Rückstausicherung

- Automat. Absperrarmaturen (Rückschlagklappen). Meist Druckluftgesteuert. Schließen durch ein Schlauchquetschventiel. Sie können durch Verunreinigungen undicht werden.
- Besser: Von Hand bedienbarer Verschluss immer zu!
Nur bei Bedarf (z.B. Waschmaschine im Keller) kurzzeitig öffnen!
- Schmutzwasser das unterhalb der Rückstauenebene anfällt, ist der öffentlichen Kanalisation über eine automatisch arbeitende Abwasserhebeanlage rückstaufrei, durch Heben über die Rückstauenebene über eine Rückstauschleife (s. Abb. 3-2) zuzuführen.
- Rückstausicherungen sind Pflicht für Schmutzwasserabläufe unterhalb der Rückstauenebene = Straßenoberkante (Ausnahme: WC das über Hebeanlage entsorgt wird.)



1. Rückstauabogen
2. Falleitung
3. Schieber
4. Rückstauklappe
5. E-Motor
6. Geschlossene Fäkalienhebeanlage mit Speicherraum u. Pumpe
7. Pumpenschacht für Sicker und Schwitzwasser
8. Handpumpe
9. Druckleitung DN 1,5 " für Pumpenschacht

Abb. 3-3: Fäkalhebeanlage mit Rückstausicherung

Fettabscheider

- Zum Rückhalt von Fett, das sich bei Abkühlung im Kanal festsetzen würde:
 - ⇒ Querschnittsverengung (Verstopfung)
 - ⇒ Bildung aggressiver Fettsäuren (Betonkorrosion)
 - ⇒ Beeinträchtigung der O₂-Aufnahme im Kanal und der Kläranlage
- Nach DIN 4040 / 4042

Anwendung	Bauprinzip
<ul style="list-style-type: none"> • Gaststätten > 200 Essen/Tag • Fleischereien/Schlachthanlagen • Fischverarbeitung • Margarinefabriken • Ölmühlen/Ölraffinerien 	<ul style="list-style-type: none"> • Fließgeschwindigkeit verringern, Fett schwimmt oben auf • Bodenschlamm abfließen lassen oder Schlammfang vorschalten • Regelmäßige Schlamm- und Fettentleerung

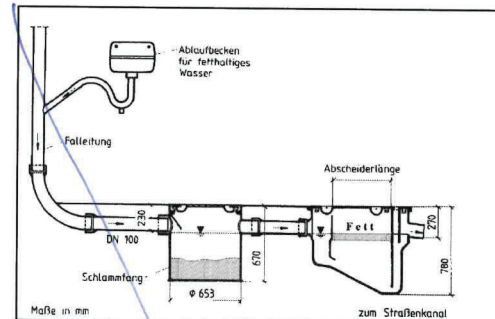


Abb. 3-4: Fettabscheider mit vorgeschaltetem Schlammfang

Anwendung

- Garagen mit Wasch- und Abstellplätzen
- Fuhrparks, Parkplätze
- Kasernen
- Kfz-Werkstätten und Tankstellen
- Wo Leichtflüssigkeiten anfallen: Druckereien, chem. Betriebe, Stanz-/Presswerke...

Leichtflüssigkeitsabscheider (Benzinabscheider)

Prinzip wie Fettabscheider häufig mit automatischem Verschlussorgan, wenn zu viel Benzin gesammelt ist.
DIN 1999, Teil 1-3
Heizölsperren/ Kartoffelstärkeabscheider funktionieren ähnlich.

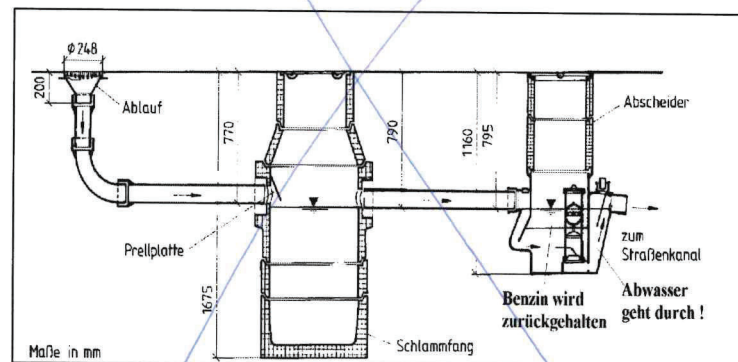


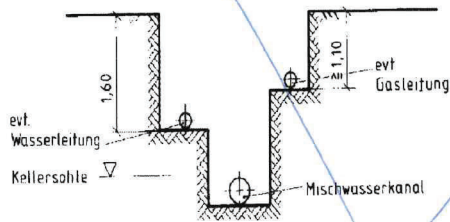
Abb. 3-5: Abscheider für Leichtflüssigkeiten (Benzinabscheider) mit Schlammfang



3.2.2 Entwässerung im Misch-/Trennsystem

Mischsystem

Der Mischwasserkanal wird im Straßenraum nach Möglichkeit so verlegt, dass dem Verkehr bei Arbeiten am Kanal nur ein Fahrstreifen entzogen werden muss. Die Schächte sollen dabei möglichst nicht in die Rollspur eines Fahrstreifens fallen.



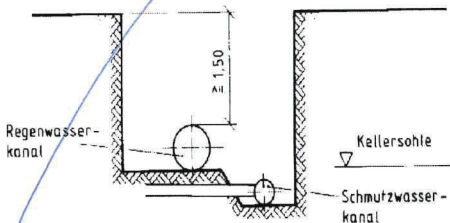
Die Tiefe des Kanals unter Straßenoberkante sollte so festgelegt werden,
 ⇒ dass die Entwässerung der Keller möglich wird
 ⇒ Hausdrainagen abgeleitet werden können, wenn deren Anschluss örtlich erlaubt ist,
 ⇒ der Kanal unter der Wasserleitung frostsicher liegt

Abb. 3-6: Lage Mischwasserkanal

Trennsystem

Beim Trennsystem wird Schmutzwasser und Regenwasser in getrennten Kanälen abgeleitet.

Schmutzwasserkanal	Regenwasserkanal
⇒ $Q_{h, g, i, f}$	⇒ $Q_{r, f}$
⇒ $Q_{max}/Q_{min} = 50-250 \%$	⇒ Schmutzwasserkanal <u>unter</u> Regenwasserkanal
	⇒ nicht übereinander sondern seitlich versetzt.



Regenwasserkanal-Tiefenlage ergibt sich durch
 ⇒ Regenwasser aus Dachrinnen, Hof- und Straßenabläufen
 ⇒ Regenwasserkanal soll unter der Trinkwasserleitung und
 ⇒ über Schmutzwasserkanal liegen.

Abb. 3-7: Lage Trennkanalisation



Entwässerung im Mischverfahren

Beim Mischverfahren wird das gesamte im Einzugsgebiet anfallende häusliche und gewerbliche sowie das Regenwasser über einen im Straßenkörper (Abb.) liegenden Kanal abgeleitet.

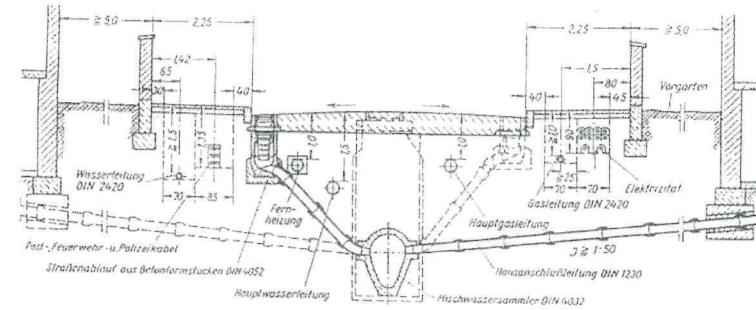


Abb. 3-8: Straßenquerschnitt beim Mischverfahren

Entwässerung im Trennverfahren

Im Gegensatz zum Mischverfahren sind beim Trennverfahren zwei Kanalrohre im Straßenkörper untergebracht: Ein Kanal für (Schmutzwasser) häusliches und gewerbliches Schmutzwasser, der zweite Kanal (Regenwasser) für anfallendes Regenwasser.

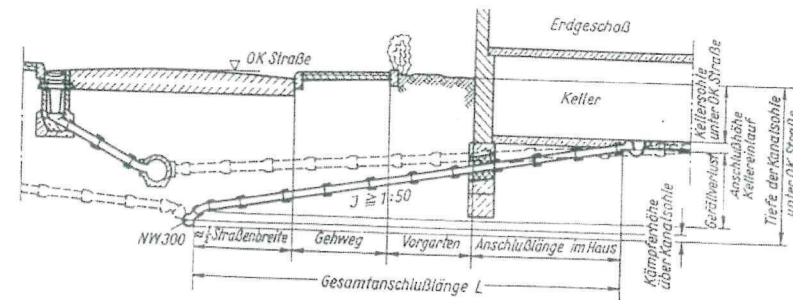


Abb. 3-9: Straßenquerschnitt beim Trennverfahren

Entwässerung in modifizierten Misch- / Trennverfahren

[A46]:

Prinzip: Herausnahme des nicht behandlungsbedürftigen Niederschlagswassers (3)

- 1 - Schmutzwasser
- 2 - behandlungsbedürftiges Niederschlagswasser
- 3 - nicht behandlungsbedürftiges Niederschlagswasser

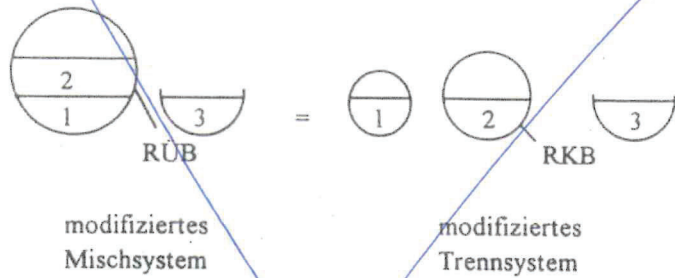


Abb. 3-10: Modifizierte Entwässerungssysteme

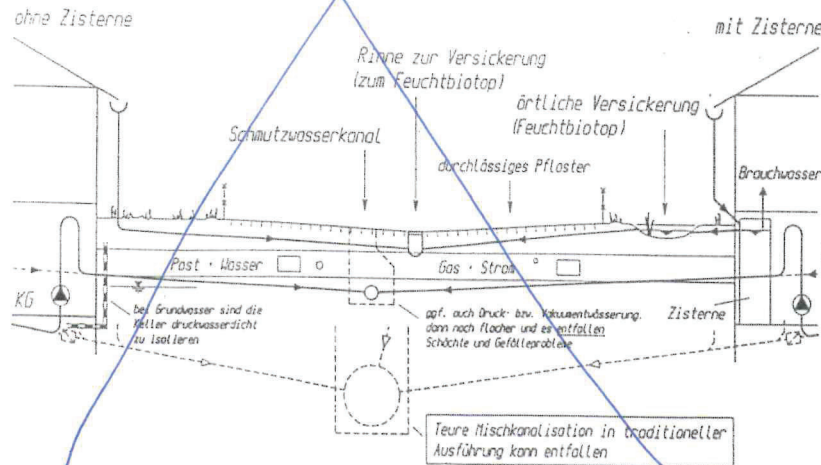


Abb. 3-11: Straßenquerschnitt bei einem modifizierten Entwässerungsverfahren

Tab. 3-1: Gegenüberstellung Misch-, Trenn- und „qualifiziertes Mischverfahren“

	Misch-Verfahren	Trenn-Verfahren	Qualifiz./modifiziertes Mischverfahren
Leitungsnetz	Nur 1 gemeinsamer Kanal für Schmutz- u. Regenwa erf, Tiefenlage wird durch Kellertiefe bestimmt. Im allg. größere Einbautiefe als beim Trennverfahren. Meist geringere Kosten bei Sammelkanälen.	Je 1 Kanal erf. für Schmutz- und Regenwasser, Tiefenlage des Schmutzwasserkanals wird durch Kellertiefe bestimmt. RW-Kanal liegt über dem SW-Kanal u. soll unterhalb der WaVerlgt liegen. Günstige Erweiterungsmöglichkeiten.	Nur 1 gemeins. Kanal für Schmutz- u. <u>besonders verschmutztes</u> Regenw. erforderlich, Tiefenlage wird durch Kellertiefe bestimmt. Im allg. größere Einbautiefe als beim Trennverf. Geringere Kosten als beim Misch- u. Trennverf. da kleinere Kanaldurchmesser möglich.
Grundstücksentwässerung	Nur 1 Grundgt erf, Gefahr durch Rückstau bei Überlastung durch Regenwasser.	Je eine Leitung für Schmutz- u. Regenwasser, bei Starkregen Rückstaugefahr vom Regenwasserkanal her.	Je 1 Leitung für Schmutz- u. Regenw., bei Regen <u>keine</u> Rückstaugefahr vom Regenwasserkanal da ein Großteil des Regenw. auf dem Grundstück versickert u. gesammelt (RW-Nutzung) wird.
Kanalbetrieb	Ablagerungen im Kanalnetz bei Trockenwetter, ggf. Spülvorrichtungen erforderlich.	Ablagerungen in den Anfangshaltungen der Schmutz- u. Regenkanäle, Kanalbetrieb teurer.	Ablagerungsgef. im Kanal bei Trockenw. weniger groß als beim Mischsystem, da Kanalversch. kleiner u. Gefälle steiler sein kann. Spülvorr. i.d.R. <u>nicht</u> erf.
Sonderbauwerk	Einbau von Regenüberläufen (ggf. Regenüberlaufbecken) zur Entlastung der Mischwasserkanäle. Pumpwerke werden baulich u. betrieblich teuer.	Spülschächte in Schmutzwasserkanälen bei ungünstigen Gefälleverhältnissen. Gleichmäßige Beanspruchung der Schmutzwasserpumpen in Pumpstationen.	Einbau von Regenüberläufen (ggf. Regenüberlaufbecken) zur Kanal-Entlastung i.d.R. nicht erforderlich wenn <u>nur stark verschmutztes</u> Regenw. in den Kanal geleitet wird. Beanspruchung von Pumpen relativ gleichmäßig.
Kläranlage (KA)	Bei wechselnden Mischwassermengen (Regen, Trockenwetter) ungleichmäßige u. damit ungünstige Belastung in der Abwasserreinigung, ggf. Bau von Regenwasserklärbecken.	Bau- u. Betriebskosten sind geringer als beim Mischverf., da nur Schmutzwasser behandelt wird.	Bau- u. Betriebskosten ähnlich gering wie beim Trennverfahren (im Vergl. zum Mischverf.), da nur Schmutzwasser und stark verschm. Regenwasser behandelt wird während der Großteil des Regenw. durch Versickern dem örtlichen Wasserkreisl. zurückgegeben wird.
Vorfluter (Bach, Fluss)	Tritt Regenüberlauf in Tätigkeit, gelangt ungereinigtes Abwasser (Misch-wasser) in den Vorfluter. Dadurch Störung der Gewässerbiologie u. hygienische Gefahr.	Regenwasser gelangt i.d.R. ungereinigt in den Vorfluter. Die Verschmutzung ist geringer als die des Mischwassers und im Wesentlichen verursacht durch Straßenschmutz.	Bei konsequenter Anwendung wird der Bau von Regenüberläufen bei Neuplanungen nicht erforderlich u. bei Umplanung vom Mischsystem zum qualifizierten Mischsystem springen vorh. Regenüberläufe nur noch selten an. → keine Gewässerbelastung, → Gewässerverbesserung durch Stärkung örtlicher Grundwasserleiter <u>die meist in Verbindung mit Vorflutern stehen.</u>
Bauaufsicht		Bauaufsicht erf. um Fehlschlüsse (SW an RW-Kanal) zu vermeiden).	

[S34]

3.2.3 Entwässerungs-Sonderverfahren

Zu den Entwässerungs-Sonderverfahren zählen z.B. Druckentwässerungsverfahren, wie die Vakuum- und Unterdruckentwässerung.

Einsatzkriterien für Entwässerungs-Sonderverfahren sind z.B.:

- Bei:
- weitläufiger Bebauung (Streusiedlungen)
 - bautechnisch ungünstigem Untergrund (Fels)
 - zu langen Transportleitungen (Kosten)

Druckentwässerung

z.B. mit Druckluftspülstationen und Sammeldruckrohrleitungen (auch als Ringnetz) > DN 100 Material muss druckfest sein (PVC, PE duktiler Guss, Faserzement)

Vakuum- / Unterdruckentwässerung

- Zentral angeordnete Saug- und Druckerlage (Vacuumstation)
- Eine oder mehrere Pumpen erzeugen Unterdruck von 0,6 bis 0,7 bar gegenüber der Atmosphäre in einem oder mehreren Abwassertanks
- Über die an die Behälter angeschlossenen Rohrleitungen setzt sich der Unterdruck bis zu den Hausanschlüssen fort und liegt dort mit mindestens 0,3 bar unter dem atmosphärischen Druck
- Fällt in einem Haus Schmutzwasser an, wird von der zentralen Steuerung das Übergabeventil geöffnet und das Schmutzwasser in das Leitungssystem abgesaugt.



Was sagt uns das Hinweisschild?

Liefergrößen

3.3 Baustoffe der Entwässerungsleitungen

Auswahl wird bestimmt durch:

- Abwasserqualität (Aggressivität)
- Hydraulik - Rohrmaterial hat Einfluss auf die Reibungsverluste
- Statik/Mechanik

Aufgabe des Kanals:

- Sichere Ableitung zum Bestimmungsort
- Dichtigkeit (kein Eintreten von Wasser, kein Austreten von Wasser)
- Schwerpunkt: Betrachtung der chemischen Beanspruchung der Abwasserkanäle
- Eigentlich sollte durch die Einleitbedingungen eine Beanspruchung durch Abwasser ausgeschlossen werden, aber Praxis sieht anders aus!

Z.B. Einleitung verbotener:

- Feststoffe, Sande, Mörtelreste etc. führen zu Materialabrieb an den Rohrwandungen
- Säuren und Laugen etc. führen zu chemischer Zerstörung der Rohrwandungen

3.3.1 Beton/Stahlbeton

Säureangriff: Starke Säuren lösen alkalische Bestandteile des Zementsteins oder Zuschläge und entfernen diese mit dem fließenden Wasser (Waschbeton)
Gute Betone widerstehen bis ca. pH = 4,0
pH < 6,5 (schwach), < 5,5 (stark), < 4,5 (sehr stark angreifend)

Tab. 3-2: Betonaggressivität von Wasser (Zusammensetzung nach DIN 4030)

Untersuchung	Angriffsgrad		
	schwach	stark	sehr stark
pH-Wert	6,5 ... 5,5	5,5 ... 4,5	unter 4,5
kalklösende Kohlensäure (CO ₂) mg/l	15 ... 40	40 ... 100	über 100
Ammonium (NH ₄ ⁺) mg/l	15 ... 30	30 ... 60	über 60
Magnesium (Mg ²⁺) mg/l	300 ... 1000	1000 ... 3000	über 3000
Sulfat ² (So ²⁻) mg/l	200 ... 600	600 ... 3000	über 3000

Vorteile von Beton:

- anpassungsfähig
- kostengünstig

Herstellung der Betonrohre

- Rüttel-Press-Verfahren
- Schleuder-Press-Verfahren
- Vakuumverfahren

Tab. 3-3: Liefergrößen nach DIN 4032 - Anforderungen nach DIN 4032, 4033, 4045

Betonrohre				Stahlbetonrohre			
Profil	DN _{min} [mm]	DN _{max} [mm]	Länge [mm]	Profil	DN _{min} [mm]	DN _{max} [mm]	Länge [mm]
Kreis	100	1500	1000	Kreis	300	3000	2000 / 5000
Ei	306 x 450	1200 x 1800	1000	Ei	300 x 450	900 x 1350	2000 / 5000

Stahlbeton:

- meist schlaff bewehrt
- Herstellung wie Beton, auch Walzverfahren bei großen DN
- Anwendung vielseitiger als Beton, da höhere Belastbarkeit
- Kostengünstiger, da große Lieferlänge = weniger Verbindungsstücke

3.3.2 Steinzeug

Ältester Baustoff neben Kanalklinker

Ausgangsstoff: – Ton + Schamotte + Wasser, bei 1200°C gebrannt
 ⇒ chemisch extrem korrosionswiderstandsfähig
 ⇒ besonders glatte Oberfläche durch Glasieren
 ⇒ geringe Rauigkeit ⇒ leichte Reinigung
 ⇒ höchste Lebensdauer, größere Bruchgefahr
 ⇒ hoher Preis



Ausführung	DN _{min} [mm]	DN _{max} [mm]	Länge [mm]
Normalwandig	100	1200	1000 - 2000
verstärkte Wanddicke	200	600	2000
mit Stahlbetonmantel	600	1400	1750

3.3.3 Faserzement-Rohre

Faserzement-Rohre (FZ) - asbestfrei.

- Geringen Masse - leichten Verlegung
- Nachträgliche Einbauten einfach, weil sich das Material bohren und sägen lässt.
- Faserzement ist (nach bisherigen Erkenntnissen!) gesundheitlich unbedenklich.
- Enthaltenen Prozeß- und Armierungsfasern bestehen aus Zellstoff, die Armierungsfasern aus Kunststoffen.



Einfache Materialbearbeitung auf der Baustelle bei FZ-Rohren

3.3.4 Gusseisen

- + hohe Widerstandsfähigkeit gegen chemische Angriffe (hoher Graphitanteil/Gußhaut)
- + beträchtliche Festigkeit (duktiler Guss)
- + beträchtliche Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Angriffe (Abrieb usw.)
- + bei Hausinstallation; geräuschkämpfend
- + kann einbetoniert werden
- + zahlreiche Formstücke für Hausinstallation
- + Druckbeständigkeit
- + wahlweise mit Zementmörtelaukleidung
- + DIN 19500 - 19507; 19690 - 19692

Tab. 3-4: Gußrohre nach DIN 19501/19691

Profil	DN _{min} [mm]	DN _{max} [mm]	Länge [mm]	Anwendung
Kreis	50	200	150-3000	Hausinstallation
	100	2000	6000-7000	Abwasserkanal

3.3.5 Stahl

- Verwendungseinschränkung wegen Korrosionsgefahr!
- gültige DIN: 2393/2394/2440/2448/2458
- Material: ST 37; 37/2; 37/3 nach DIN 17100
- optimale Anpassungsfähigkeit durch Schweißbarkeit
- weitgehend druckbeständig

3.3.6 Kunststoffe

- chemische Beständigkeit
- gute Verarbeitbarkeit → biegsam → geringes Gewicht
- gute Abriebfestigkeit und ausreichende Temperaturbeständigkeit
- große Lieferlängenmöglich

Herstellung: Extrudieren im Schleuder-, Wickel-, bei Formst. auch Spritzguss-Verfahren

- Grundnormen: DIN 19680, 4033
- Nennweiten/Wanddicken: DIN.8061, 8067, 19531
- Druckrohre: DIN 19532
- für Hausanschlüsse/Grundleitungen: DIN19534
- PVC-hart: Hausabflüsse, Regenrohre, Grundleitungen, Kanalanschlüsse, Abwasserkanäle.
- PE und GFK für Abwasserkanäle

3.3.7 Mauerwerk

- bei Sonderprofilen (Mündungen, Bogenstrecken, große Durchmesser)
 - heute extrem teuer, aber
 - hohe Lebensdauer (**Korrosionsbeständigkeit** durch Brennvorgang, wie Steinzeug)
- Mauersteine: Kanalklinker DIN 4051
- **Wiesbadener Kanalisation in weiten Teilen gemauert!!**

3.3.8 Bewertung von Kanalbaustoffen

Tab. 3-5: Vergleich von Kanalbaustoffen

Material	Rauhigkeit	Abriebfestigkeit	Säurefestigk.	Querschnittsvielfalt	Verarbeitung/Einbau	Stabilität	Kosten
Beton/Stahlb.	0/+	0/+	-/0	+1+	01+	+ / ++	+ / ++
Steinzeug	++	++	++	0	0		-
Faserzement	++	+	0	0	(++)	+	+
Gußeißen/Stahl	0/+	0/0	0/0	0/0	0	+ / +	0/0
Kunststoff	++	+	++	0	+	0	-
Kanalklinker	-	(++)	(+)	++	-	+	--

++ sehr gut, + gut, 0 befriedigend,
- ausreichend, -- ungenügend

Tab. 3-6: Kanalbaukosten für Sanierung und Neuverlegung

Länge der Haltung	m	50	50	50	50	50	50	50	50
Nennweite DN	mm	300	300	300	300	600	600	600	600
Tiefenlage des Kanals	m	3,00	3,00	6,00	6,00	3,00	3,00	6,00	6,00
Lage des Grundwasserspiegels		oberhalb	oberhalb	oberhalb	oberhalb	oberhalb	oberhalb	oberhalb	oberhalb
Anzahl der seitlichen Zulaufe	n	2	12	2	12	2	12	2	12
Anteil der undichten Rohrverbindungen	%	100	100	100	100	100	100	100	100
Abstand der Muffen (Rohrlänge)	M	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
⇒ Anzahl der zu sanierenden Muffen	n	25	25	25	25	25	25	25	25
Sanierungskosten Neuverlegung									
Grundpreis pro lfm Kanal	€ m	268	268	396	396	329	329	612	612
Grundpreis pro Haltung	€	13 400	13 400	19 800	19 800	16 450	16 450	30 600	30 600
Zuschlag für Wasserhaltung	€	650	650	650	650	650	650	650	650
Zuschlag für Sparten und Hausanschlüsse	€	500	500	500	500	500	500	500	500
⇒ Sanierungskosten gesamt	€	14 550	14 550	20 950	20 950	17 600	17 600	31 750	31 750

3.4 Kanalquerschnitte (DN)

Wahl nach:

- Art des Abwassers (Q_r oder Q_s oder $Q_m = Q_r + Q_s$)
- Menge des Abwassers
- Verhältnis Q_{min} - zu Q_{max} -Abfluss
- Gefälle (Fließgeschwindigkeit, Schleppspannungen)
- Art und Nutzung der angrenzenden Flächen
- Tiefenlage
- statische, dynamische Belastung
- Bau- und Unterhaltungskosten
- hygienische, ästhetische Kriterien

Generell möglich: offene oder geschlossene Profile:

1. Offene Profile:

- meist nur für Q_1 , innerhalb von Betrieben und oft innerhalb von Kläranlagen

2. Geschlossene Profile

Aus betrieblichen Gründen (u. a. Verstopfungsgefahr, Spülung, TV-Befahrung, nachträgliche Herstellung von Anschlüssen) wird empfohlen, unabhängig vom rechnerischen Gesamtabfluss in öffentlichen Kanälen mit Freispiegelabfluss im Allgemeinen die nachstehenden Mindestnennweiten nicht zu unterschreiten:

Schmutzwasserkanal	DN 250
Regen-, Mischwasserkanal	DN 300

Tab. 3-1: Mindestquerschnitte / DNmin je nach Aufgabe des Kanals

Grundstücksanschluss	DN 150
Straßenabläufe	DN 150
Schmutzwasserkanäle	DN 250 (200)
Regenwasserkanäle	DN 300 (250)
Mischwasserkanäle	DN 300 (250)

Klammerwerte siehe rechts:

- In begründeten Fällen wie z. B.:
- geringer Abfluss in ländlichen Gebieten,
 - Verbindungssammler bei guten Gefälleverhältnissen,
 - Steilstrecken,
 - Umsetzung von Maßnahmen der Regenwasserbewirtschaftung)

können auch kleinere Querschnitte – möglichst **nicht unter DN 200** – gewählt werden. Dabei sind die betrieblichen Aspekte besonders zu würdigen und ggf. geeignete Maßnahmen zur Vermeidung von Ablagerungen und Verstopfungen zu ergreifen. Dies betrifft auch die Wahl der Querschnittsform.

Geschlossene Profilarten:

- ≤ DN 500 immer Kreisquerschnitt
- > DN 500 genormte Querschnitte, Kreis-, Ei-, Maulquerschnitte DIN 4263

bei besonderen Aufgaben, Anforderungen auch Sonderprofile (nicht genormt)!

3.4.1 Kreisprofil

Hydraulischer Radius ($R = A/U$) = maximal bei Vollfüllung

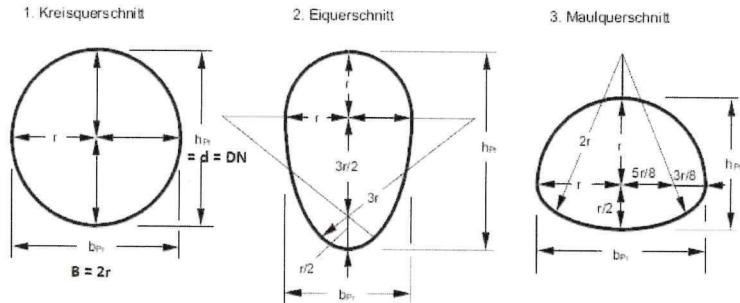
- größtes Abflussvermögen bei gleichem Gefälle und gleicher Rauheit k_B
- gut maschinell zu reinigen (rotierende Bürsten)
- bei geringer Schwimmtiefe Neigungen zu Ablagerung infolge kleiner Geschwindigkeit

3.4.2 Eiform

- Vorteil:**
- größere Füllhöhe bei kleinen Abflüssen
 - dadurch besseres Selbstspülvermögen (gut bei Mischverfahren)
- Nachteil:**
- teurer da z.B. tiefere Baugrube erforderlich
 - stärkeres Gefälle als Kreisprofil bei gleicher Abflussleistung

3.4.3 Maulform

- Vorteil:**
- große Abflussleistung bei kleiner Bauhöhe
 - günstige statische Eigenschaften (Gewölbe)
- Nachteil:**
- schlechte hydraulische Leistung bei Teilfüllung
 - geringe Füllhöhe bei wenig Wasser
 - Neigung zu Anlandung, Ablagerungen



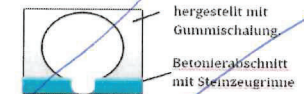
$b_B = 2r$
 $h_B = 2r$
 $b_B \cdot h_B = 2:2$
 $A = 3,142 \cdot r^2$
 $I_B = 6,283 \cdot r$
 $\eta_{Hy} = 0,500$

$b_B = 2r$
 $h_B = 3r$
 $b_B \cdot h_B = 2:3$
 $A = 4,594 \cdot r^2$
 $I_B = 7,930 \cdot r$
 $\eta_{Hy} = 0,579$

$b_B = 2r$
 $h_B = 1,5r$
 $b_B \cdot h_B = 2:1,5$
 $A = 2,378 \cdot r^2$
 $I_B = 5,603 \cdot r$
 $\eta_{Hy} = 0,424$

3.4.4 Sonderprofile

Kanäle in Ortbeton- oder Sonderausführung (mit Kanalklinker) ggf. auch Kombination aus Ortbeton und Betonfertigteilen. Viele Querschnittsvarianten möglich.



z.B. Ortbeton hergestellt mit Gummischalung.
Betonoberschnitt mit Steinzeugrinne

3.5 Bemessung der Ortsentwässerung

Für die **Dimensionierung** von Anlagen der

- Regenwasserbewirtschaftung und der
- Ableitung von Schmutzwasser (Fäkalwasser + verschmutztes Niederschlagswasser)

brauchen wir:

- Hydrologische Messdaten = Niederschlagsmengen aus dem Planungsgebiet
- Niederschlagsmengen sind wichtig, weil ihre Menge **wesentlich größer ist als der von Menschen erzeugte Schmutzwasseranteil = Trockenwetterabfluss.**
- Damit sind die Niederschlagsmengen „**maßgebend für die Bemessung!**“
- Niederschlag fällt meist in **kurzer Zeit an = Starkregenereignis (Hochwasserwelle)**

Tab. 3-7: Hydrologische Begriffe nach DIN 4045

Benennung	Zeichen	Einheit	Definition
jährliche Niederschlagshöhe	h_N	mm	Niederschlagshöhe in einem Jahr
Regenhöhe	h_R früher: N	mm	Niederschlagshöhe für eine betrachtete Zeitspanne. Dabei ist $1 \text{ mm} = 1 \text{ l/m}^2$
Regendauer	D Früher: T	min	Zeitspanne zwischen Beginn und Ende eines Regenabschnittes/Regenereignisses
Regenintensität	i	mm/min	Quotient aus Regen-Höhe und -Dauer $i = h_R/D$
Regenhäufigkeit	n	1/a	n gibt an, wie oft im Jahr ein Regen mit geg. D und mit geg. r erreicht oder überschritten wird $n = 2$ d.h.: 2mal pro Jahr $n = 0,5 \pm 0,5$ mal pro Jahr = 1mal alle 2 Jahre
Regenspende	r	l/(s·ha)	Quotient aus dem Volumen des Regens und dem Produkt aus Zeit und Fläche
Bemessungsregen	$r_{D(n)}$	l/(s·ha)	Regenspende nach der Bauteile der Abwasseranlage bemessen werden, mit zugehöriger Regendauer D und Regenhäufigkeit n

- In Deutschland und Weltweit werden für Orte und Regionen Niederschläge aufgezeichnet und ausgewertet.
- Planer müssen, für ihr Planungsgebiet möglichst repräsentative Niederschlagswerte recherchieren und mit den Genehmigungsbehörden abstimmen.

3.5.1 Niederschläge und Niederschlagsmodelle

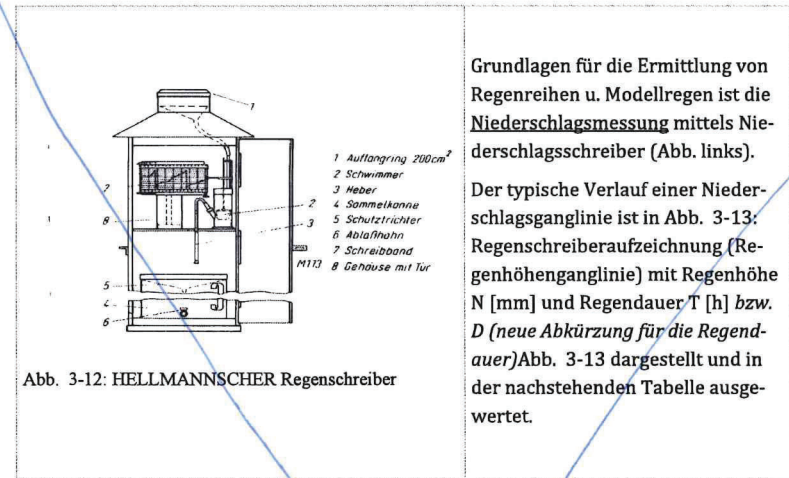


Abb. 3-12: HELLMANN'SCHER Regenschreiber

Grundlagen für die Ermittlung von Regenreihen u. Modellregen ist die **Niederschlagsmessung** mittels Niederschlagsschreiber (Abb. links).

Der typische Verlauf einer Niederschlagsganglinie ist in Abb. 3-13: Regenschreiberaufzeichnung (Regenhöhenganglinie) mit Regenhöhe N [mm] und Regendauer T [h] bzw. D (neue Abkürzung für die Regendauer) Abb. 3-13 dargestellt und in der nachstehenden Tabelle ausgewertet.

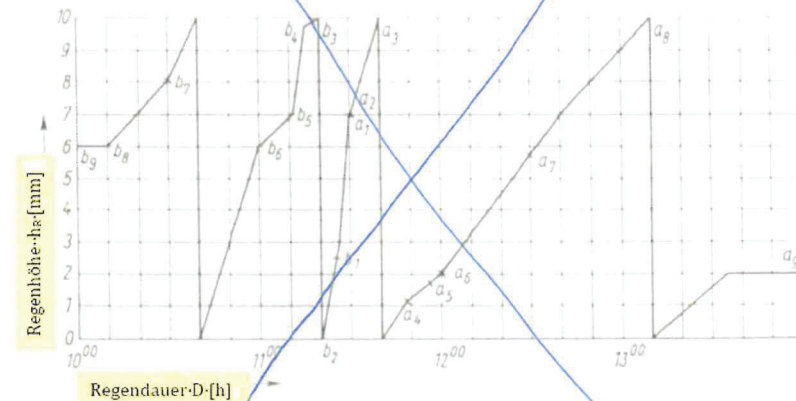


Abb. 3-13: Regenschreiberaufzeichnung (Regenhöhenganglinie) mit Regenhöhe N [mm] und Regendauer T [h] bzw. D (neue Abkürzung für die Regendauer)

Diese Messung zeichnet den Beginn und das Ende eines Regens mit der **Regendauer D [min]** (früher „T“) sowie der **Regenhöhe h_R [mm]** (früher „N“) auf.

In den weiteren Spalten der Aufzeichnungstabelle werden dann **berechnet:**

Die **Regenintensität i [mm/min]** und die **Regenspende r [l/s·ha]**

Tab. 3-8: Auswertung der Regenschreiberaufzeichnung von Abb. 3-13 unten

Zeile	Abschnitt	D min	h _R mm	i = h _R /D mm/min	r l/(s*ha)
1	a ₁ bis b ₁	5	4,5	0,90	150,0
2	a ₂ bis b ₂	10	7,0	0,70	116,7
3	a ₃ bis b ₃	20	10,0	0,50	83,4
4	a ₄ bis b ₄	30	11,3	0,38	63,3
5	a ₅ bis b ₅	45	14,7	0,33	55,0
6	a ₆ bis b ₆	60	16,0	0,27	45,0
7	a ₇ bis b ₇	120	27,8	0,23	38,3
8	a ₈ bis b ₈	180	34,0	0,19	31,7
9	a ₉ bis b ₉	240	36,0	0,15	25,0

$$r \left[\frac{l}{s \cdot ha} \right] = \frac{10.000 \left[\frac{l}{ha \cdot mm} \right] \cdot h_R [mm]}{60 \left[\frac{s}{min} \right] \cdot D [min]}$$

GL 3-1

$$r \left[\frac{l}{s \cdot ha} \right] = \frac{500 \left[\frac{l}{ha \cdot mm} \right] \cdot h_R [mm]}{3 \left[\frac{s}{min} \right] \cdot D [min]} = 166,7 \cdot \frac{h_R [mm]}{D [min]} = 166,7 \cdot i$$

Es gilt: $1ha = 10.000 m^2$ und Niederschlagshöhe: $1 mm = 1 l/m^2$

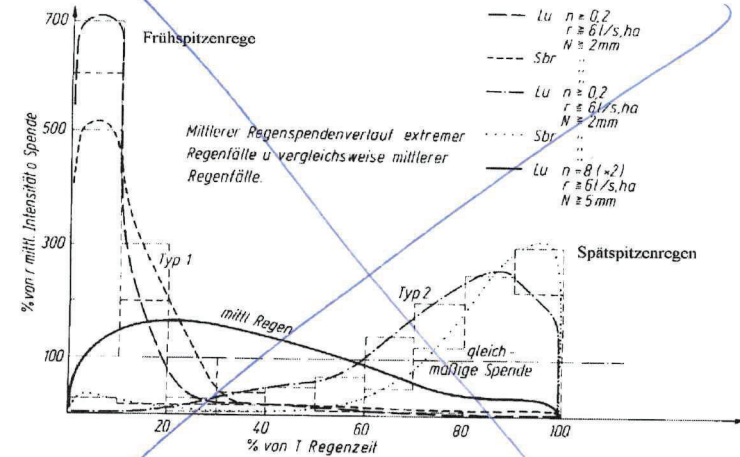


Abb. 3-14: Mittlerer Regenspendenverlauf extremer und mittlerer Regenfälle in Ludwigshafen/Rh. und Saarbrücken (1950-1954)

3.5.1.1 Bemessungsregenspende r_{Bem} ($r_{D(n)}$)

Die Planung entwässerungstechnischer Anlagen erfolgt mit dem sogenannten **Bemessungsregen** $r_{Bem} = r_{D(n)}$.

Dieser r_{Bem} kann (1) örtliche Regenmessung / Starkniederschlagsdaten des DWDs (KOSTRA-Atlas) oder über (2) die Bezugsregenspende $r_{15(1)}$ nach Reinhold ermittelt werden:

Tab. 3-2: Vergleichende Hinweise zur Wahl des Bemessungsregens [PG 2015]

① Kostra-Atlas	② $r_{15(1)}$
!! Vorzugsweise anwenden!!	Anwenden, wenn keine Daten gem. ① verfügbar sind
$r_{Bem} = r_{D(n)}$ aus: Starkniederschlagsdaten des DWDs (KOSTRA-Atlas) oder örtlichen Regenmessungen	$r_{Bem} = r_{D(n)}$ aus: Bezugsregenspende $r_{15(1)}$ Zu berechnen mit Zeitbeiwert ϕ „phi“ einer Regendauer „D“ und Regenhäufigkeit „n“
<ul style="list-style-type: none"> Die Starkniederschlagsdaten des DWDs (KOSTRA-Atlas) oder örtliche Regenmessungen enthalten neben älteren Messungen auch aktuelle Messreihen. Damit sind auch die Niederschlagsrelevanten Auswirkungen des Klimawandels erfasst, so dass die darauf basierende Bemessung eine höhere <u>Versagenssicherheit</u> hat, als die Bemessung nach älteren Messreihen zum $r_{15(1)}$ Im KOSTRA-Atlas des DWDs „Starkniederschlagshöhen für Deutschland“ ist ein EDV-Programm zur Ermittlung der ortsspezifischen Niederschlagshöhen und Regenspenden enthalten. 	<ul style="list-style-type: none"> $r_{15(1)}$ basiert auf weit zurückliegenden Messreihen (Reinhold 1940), daher im Vergleich zu ① weniger genau. $r_{15(1)}$-Werte können Regenkarte nach Reinhold mit Regenspenden $r_{15(1)}$ entnommen werden. Siehe Abb. 2 $r_{15(1)}$-Werte für Entwurf/Vorbemessung ausreichend – nicht für Ausführungsplanung. Gesetzmäßigkeit des $r_{15(1)}$ zu Regen anderer Dauer „D“ und anderer Überschreitungshäufigkeit „n“ werden über <u>den Zeitbeiwert erfassen</u>. Zeitbeiwert ϕ findet Anwendung bei der Kanalbemessung (Zeitbeiwertverfahren)

Herleitung der Bemessungsregenspende nach Tabellen aus Folien

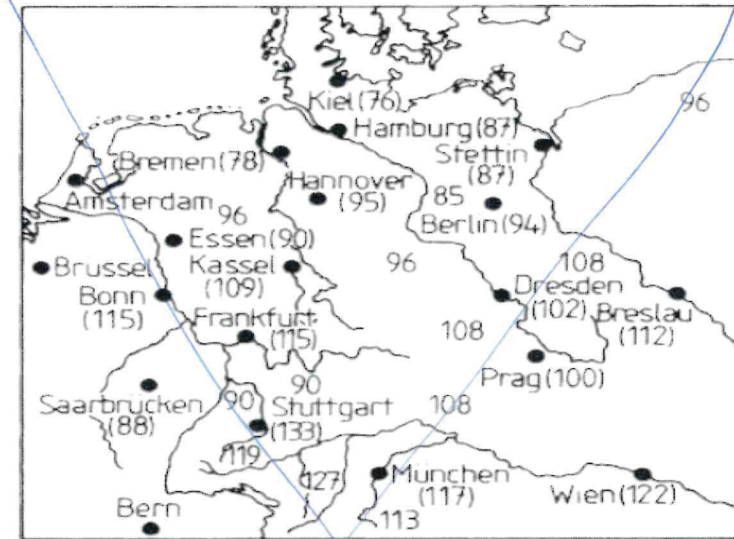


Abb. 2: Reinhold-Regenkarte mit Regenspenden $r_{15(1)}$ [$l/s \cdot ha$] der Dauer $D = 15$ min und der Jährlichkeit $n = 1$ mal pro Jahr überschritten. Klammern = Landschaftshauptwerte

- Der $r_{15(1)}$ ist ein **15 minütiges** Regenereignis das **einmal im Jahr erreicht/überschritten wird**.
 - Wenn keine anderen Daten verfügbar sind, wird für Vorbemessungen/Entwurfsplanung als r_{Bem} oft ein $r_{15(1)}$ [$l/s \cdot ha$] aus der Regenkarte für Deutschland entnommen.
 - $r_{15(1)}$ -**Richtwert** für Mitteldeutschland $r_{15(1)} \sim 100 \frac{l}{s \cdot ha}$
 - Ein geforderter **Bemessungsregen** $r_{Bem} = r_{D(n)}$ $r_{15(1)}$ wird über den **Zeitbeiwert phi**, wie im nachfolgenden Kapitel erläutert, ermittelt.
 - übliche Bereiche für D: zwischen 5 und 20 min
 $\Rightarrow < 15$ min, wenn Anteil an versiegelter Fläche und Geländeneigung groß sind
 - übliche Bereiche für n: 0,2 bis 2,0
 - Grundsätzlich $n = 0,2$ für Anlagen der Regenwasserbewirtschaftung
- Ansatz:** $n = 0,2 \rightarrow$ Regenereignis 0,2mal/a bzw. 1mal in 5 Jahren
 $n = 2,0 \rightarrow$ Regenereignis 2mal im Jahr

3.5.1.2 Zeitbeiwert φ

Der Zeitbeiwert φ :

- Ermöglicht die Größe (in l/s*ha) von Regenereignissen $r_{D(n)}$ deren Dauer $D \neq 15$ min und/oder deren Häufigkeit $n \neq 1$ ist, die also von einem bekannten $r_{15(1)}$ abweichen, auf Basis dieses bekannten $r_{15(1)}$ auszurechnen!
- Ist dimensionslos
- Drückt den Zusammenhang von Regendauer „D“ zur Regenhäufigkeit „n“ aus
- Anwendung bei Fließzeitverfahren für Kanalbemessungen (z.B. Zeitbeiwertverfahren)

Aus Abb. 2: „Regenkarte nach Reinhold“

$$r_{D(n)} = \varphi_{D(n)} * r_{15(1)} \quad \text{Gl 3-1}$$

$$\varphi_{D(n)} = \frac{38}{D+9} * \left(\frac{1}{\sqrt[4]{n}} - 0,369 \right) \quad \text{Gl 3-2}$$

Beispiel: **Geg.:** Reinholdscher Regen für Region Berlin/Stettin $r_{15(1)} = 85 \text{ l/(s*ha)}$

Ges.: $r_{20(0,2)}$ in l/(s*ha)

$$\varphi = \frac{38}{D+9} \left(\frac{1}{\sqrt[4]{n}} - 0,369 \right) \quad \text{für } D=20; n=0,2 \text{ ergibt sich } \varphi = 1,475$$

$$r_{D(n)} = \varphi_{D(n)} * r_{15(1)} = 1,475 * 85 \text{ l/(s*ha)} = 125,375 \text{ l/(s*ha)}$$

3.5.2 Nomogramme zur Ableitung des Zeitbeiwert

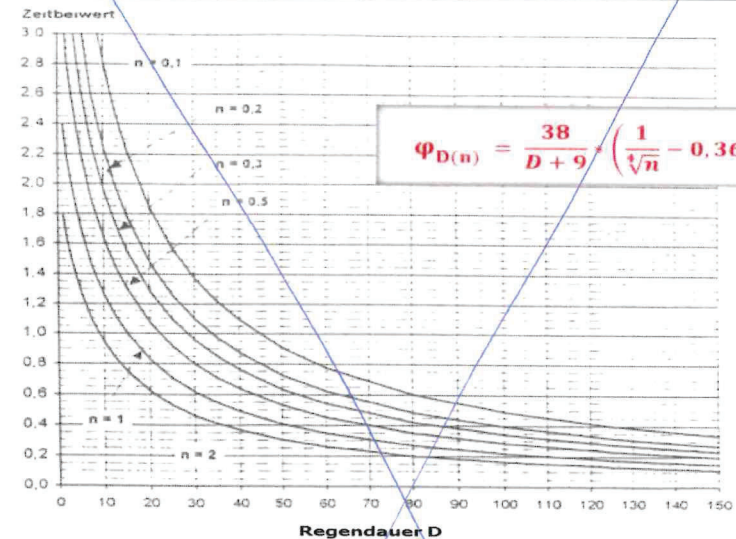


Abb. 3-15: Zeitbeiwert oder zeitlicher Verlauf der Regenspendenlinie nach REINHOLD.

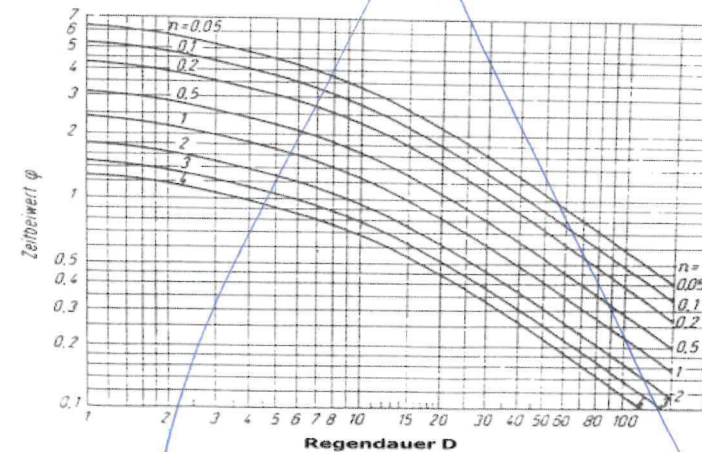


Abb. 3-16: Zeitbeiwertlinien nach REINHOLD. Eingang mit „n“ und „D“



3.5.3 Abflussbeiwerte Ψ (psi-Werte)

[PG.2012]

Anmerkung: Sie finden in den Regelwerken und der Literatur (leider) oft verschiedene Bezeichnungen für Abflussbeiwerte. Daher werden hier jeweils die beiden gebräuchlichsten Bezeichnungen verwendet, so dass sie in der Literatur die hier besprochenen Abflussbeiwerte korrekt identifizieren können.

Hintergrund

- ❖ Niederschlag kommt nicht zu 100% als Oberflächenabfluss in die Kanalisation!
- ❖ Ein Teil verdunstet, versickert, fließt Gewässern zu, bleibt in Mulden „hängen“ etc.!

Derartige Abfluss-Verluste sind als Richtwerte in nachfolgender Tabelle erfasst:

Tab. 3-9: Niederschlags-Abflussverluste [mm/m²] nach PECHER (1969) und ATV

Art/Ursache der Verluste	PECHER	ATV
Benetzungsverluste		
- undurchl. Fläche	0,2 – 0,5	
- durchl. Fläche	0,2 – 2,0	0,2 – 1,5
Muldenverluste:		1,0 – 4,0
- undurchl. Fläche	0,2 – 0,7	
- durchl. Fläche	0,6 – 4,0	
Verdunstung pro Tag:		vernachlässigbar
- Sommer	2,0 – 2,3	
- Winter	0,2 – 0,22	
Versickerung im Erdreich:		
- Feine bis mittlere Sande	100 – 150 [l/s*ha]	Keine Angabe
- Stark bindige Böde	10 [l/s*ha]	5 – 10 [l/s*ha]

Damit nicht für jedes Einzugsgebiet eine aufwendige Niederschlagsabflussbilanzierung erstellt werden muss, wird dies **vereinfacht** mit dem Abflussbeiwert Ψ durchgeführt.

tatsächlicher Maximal-Niederschlag im Einzugsgebiet $R_{\max} = r_{\max} * A_E$



Der Abflussbeiwert ψ :

- ist dimensionslos
- Berücksichtigt, dass vom niedergehenden Regen nur ein Teil in die Kanalisation gelangt, der andere Teil versickert, verdunstet oder wird anderweitig am Abfluss gehindert
- Größe des Abflusses richtet nach:
 - (1) Gelände-Oberflächenbeschaffenheit
 - (2) Gelände-Bebauungsart
 - (3) Gelände-Neigung
 - (4) Boden-Sickerfähigkeit

$\psi = 0 \rightarrow$ **nichts** gelangt in die Kanalisation \rightarrow alles Versickert

$\psi = 1 \rightarrow$ **alles** gelangt in die Kanalisation \rightarrow nichts Versickert

In der SiWaWi **zwei wesentliche** Abflussbeiwerte:

- (1) Ψ_m ; Ψ_{ges} = **mittlerer Abfluss oder Gesamtabfluss**
- (2) Ψ_s = **Spitzen- oder Scheitelabfluss**

3.5.3.1 Spitzen- oder Scheitelabflussbeiwert Ψ_s

- ❖ Spitzenabflussbeiwert = Verhältnis der resultierenden maximalen Abflussspende und der zugehörigen Regenspende innerhalb eines Regenereignisses [ATV-A-118, 1999]
- ❖ Für die Berechnung von Maximalabflüssen
- ❖ Bemessung von **Kanälen** (z.B. n. Zeitbeiwertverfahren) und Pumpwerksleistungen.

Also maßgebend für die SL zur SiWaWi1-Vorlesung (Kanalbemessung ZB-Verfahren)!

Ψ_s = **Spitzen- oder Scheitelabflussbeiwert**

$$\Psi_s [-] = \frac{\text{max. Abflussspende}}{\text{max. Regenspende}} = \frac{q_{r(\text{max})}}{r_{\text{max}}} = \frac{\left[\frac{1}{s * \text{ha}} \right]}{\left[\frac{1}{s * \text{ha}} \right]}$$

3.5.3.2 Gesamt- oder mittlerer Abflussbeiwert Ψ_m ; Ψ_{ges}

- ❖ Ψ_m ; Ψ_{ges} = mittleres Verhältnis von Abflussvolumen zum Niederschlagsvolumen über einen definierten Zeitraum [ATV, 2000]
- ❖ Für die Berechnung von Abfluss- u. Speichervolumen: Regenspeicherbecken, Regenversickerungsanlagen u. Pumpwerken
- ❖ Betrachtungszeitraum muss sich **nicht** auf ein Einzelereignis beschränken, sondern kann sich über einen längeren Zeitabschnitt erstrecken. So kann insbesondere ein Ψ_m -Jahresmittelwert als Verhältnis zwischen Jahresabflussvolumen und Jahresniederschlagsvolumen angegeben werden.

Ψ_m; Ψ_{ges} = Gesamt- oder mittlerer- Abflussbeiwert
$\Psi_m ; \Psi_{ges} [-] = \frac{\text{ges. AbflussMenge}}{\text{ges. RegenMenge}} = \frac{[m^3]}{[m^3]}$

3.5.3.3 Konstanter Abflussbeiwert Ψ

[PG, 2012]

Anmerkung: Auch für diesen konstanten Abflussbeiwert finden Sie in den Regelwerken und der Literatur zwei Bezeichnungen: 1. konstanter-, 2. mittlerer Abflussbeiwert. Grundsätzlich sollte es aber keine Verwechslung geben, da der jeweils erforderliche Abflussbeiwert durch das Bemessungsverfahren (Kanalnetz, Regen- und Pumpspeicher, kleine Einzugsgebiete und Grundstücksentwässerung) vorgegeben ist.

- ❖ für kleine Einzugsgebiete
- ❖ für Grundstücksentwässerung
- ❖ für Straßenbau und Regentlastungsbauwerke
- ❖ Anteil und Art der befestigten Flächen werden dabei möglichst genau bestimmt
- ❖ Aufwendig: Es sind repräsentative Teilgebiete in angemessener Größe und ausreichender Anzahl zu untersuchen.

Konstanter Abflussbeiwert Ψ für kleine Einzugsgebiete
$\Psi [-] = \frac{A_1 * \Psi_1 + A_2 * \Psi_2 + A_3 * \Psi_3 \dots}{A_1 + A_2 + A_3 \dots}$

Tab. 3-10: Empfohlene mittl. Abflussbeiwerte Ψ_m nach ATV-DVWK-A 117 und ATV-DVWK-M 153

Flächentyp	Oberfläche	Ψ_m
Schrägdach	Metall, Glas, Schiefer, Fliesen, Faserzement	0,9 – 1,0
	Ziegel, Dachpappe	0,8 – 1,0
Flachdach (Neigung bis 3° oder ca. 5 %)	Metall, Glas, Faserzement	0,9 – 1,0
	Dachpappe	0,9
	Kies	0,7
Gründach (Neigung bis 15° oder ca. 25 %)	humusiert < 10 cm Aufbau	0,5
	humusiert ≥ 10 cm Aufbau	0,3
Straßen, Wege und Plätze (flach)	Asphalt, fugenloser Beton	0,9
	Pflaster mit dichten Fugen	0,75
	fester Kiesbelag	0,6
	Pflaster mit offenen Fugen	0,5
	lockerer Kiesbelag, Schotterrasen	0,3
	Verbundsteine mit Fugen, Sickersteine	0,25
	Rasengittersteine	0,15
Böschungen, Bankette und Gräben mit Regenabfluss in das Entwässerungssystem	toniger Boden	0,5
	lehmiger Sandboden	0,4
	Kies- und Sandboden	0,3
Gärten, Wiesen und Kulturland mit möglichem Regenabfluss in das Entwässerungssystem	flaches Gelände	0,0 – 0,1
	steiles Gelände	0,1 – 0,3

Im Kanalnetz ist sicherzustellen, dass Regenspitzen **ohne Rückstau** abgeführt werden.

Daher Ermittlung der abfließenden Niederschlagsmenge mit dem **Spitzenabflussbeiwert Ψ_s**

Er hängt ab vom:

- (1) **Anteil der undurchlässig befestigten Fläche** - Bezeichnungen:
 $A_u [m^2] = \sum (A_{E,i} \cdot \Psi_{m,i})$ frühere Bezeichnungen: A_{red} ; Dagegen sind im Befestigungsgrad $A_b\%$ auch mehr oder weniger durchlässig befestigte Flächen erfasst.
- (2) **Gelände-Neigung**: 4 Geländeneigungsgruppen vgl. Abb. 3-17. Bei starker Geländeneigung ist mit größeren Abflussbeiwerten zu rechnen.
- (3) **Regenstärke u. Regendauer**: Einfluss wird durch die Regenhäufigkeit „n“ erfasst.

Tab. 3-11: Abflussbeiwerte Ψ in von Baugebieten – Zusammenstellung [PG;2/2013]

Bauklasse	Bebauungsdichte GeschossFlächenZahl GFZ	Besiedlungsdichte [E/ha]	Abflussbeiwert Ψ	Anteil undurchl. befestigter Flächen $A_{E,B} [\%]$
I	1,2	350	0,8	85
I-II	1,2-0,8	250-350	0,65-0,8	75
II	0,8	250	0,6-0,65	65
II-III	0,8-0,4	100-250	0,5-0,6	55
III	0,4	100	0,4-0,5	45
III-IV	0,2-0,4	50-100	0,35-0,5	35
IV	0,2	50	0,1-0,35	25

In **bebauten** Gebieten sollte unabhängig vom Anteil der befestigten Flächen **kein kleinerer Spitzenabflußbeiwert als $\Psi_s = 0,3$** zur Anwendung kommen!

Tab. 3-12: Gelände-Neigungsgruppen nach der mittleren Geländeneigung

Gruppe	mittlere Geländeneigung l_g
1	$l_g < 10 \text{ ‰}$
2	$10 \text{ ‰} \leq l_g \leq 40 \text{ ‰}$
3	$40 \text{ ‰} < l_g \leq 100 \text{ ‰}$
4	$l_g > 100 \text{ ‰}$

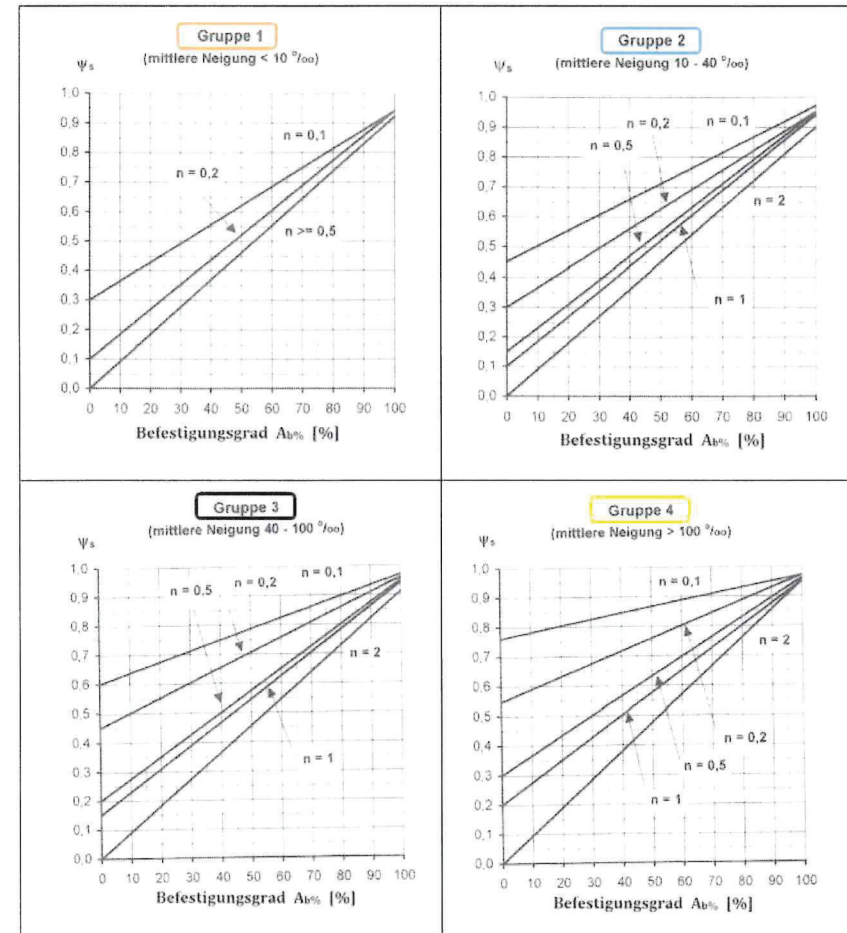


Abb. 3-17: **Spitzenabflussbeiwerte** für die Gelände-Gruppen 1 – 4 abhängig von Befestigungsgrad A_b [%] (wird als **undurchlässig** befestigt A_u angenommen) und Regenhäufigkeit n [$1/n$]

3.5.3.4 Bemessungs-/Mindest-Regendauer D [min]

Wegen der geringen Abflussverzögerung auf befestigten und gleichzeitig geneigten Flächen treten bei kurzen Starkregen häufig Überlastungen in den Anfangshaltungen auf. Um dies zu vermeiden, ist eine Berechnungs- bzw. Mindest-Regendauer und die zugehörige Regenspende zu wählen, die einen Bezug zum mittleren Gelände-Befestigungsgrad und der Gelände-Neigung des gesamten Entwässerungsgebietes hat (PG).

Zur Ermittlung dieser maßgebenden Bemessungsregenspende ist im ersten Schritt die Festlegung der Mindestregendauer Γ_{Dmin} notwendig.

Je schneller der Niederschlag von der Oberfläche abfließt (Abflusskonzentration) desto kürzer wird die Mindestregendauer Γ_{Dmin} festgelegt. Sie ist deshalb vom Anteil der befestigten Flächen A_b [%] und der mittleren Geländeneigung I_{Gm} (in % bzw. ‰) abhängig.

Da die Mindestregendauer für das gesamte Einzugsgebiet festgelegt wird, sind für die Festlegung jeweils der flächengewichtete Befestigungsgrad und die flächengewichtete mittlere Geländeneigung heranzuziehen (Milke, 2014).

Flächengewichtetes mittleres Geländegefälle I_{Gm} des betrachteten Kanalnetzes:

$$I_{Gm} = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i * I_{Gi})}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad [\%]$$

Flächengewichteter mittlerer Befestigungsgrad A_b des betrachteten Kanalnetzes:

$$A_b = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i * A_{bi})}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad [\%]$$

Tab. 3-3: Maßgebende kürzeste Regendauer in Abhängigkeit der mittleren Geländeneigung I_{Gm} in ‰ (‰) und des Befestigungsgrades A_b in % (DWA-A-118, 2006)

Mittlere Geländeneigung I_{Gm} in ‰ (‰)	Gelände Gruppe	Befestigungsgrad A_b in %	Kürzeste Regendauer Γ_{Dmin}
< 1% (10‰)	1	≤ 50%	15 min (r_{15})
		> 50%	10 min (r_{10})
1%-4% (10‰ - 40‰)	2 und 3		10 min (r_{10})
> 4% (40‰)	4	≤ 50%	10 min (r_{10})
		> 50%	5 min (r_5)

Der weithin gebräuchliche Berechnungsregen (Basisregen) der Regendauer **D = 15 min** sollte nur für flache Einzugsgebiete mit geringem Anteil befestigter Fläche angesetzt werden.

3.5.3.5 Regenhäufigkeit n [1/a]

Für die rechnerische Ermittlung des Regenabflusses ist die anzunehmende Regenhäufigkeit „ n_{Bem} “ von besonderer Bedeutung → ~~Regel-Regenhäufigkeit $n = 1$~~

Neuplanungen und Sanierungsmaßnahmen: Abhängig von der wirtschaftlichen Bedeutung des Entwässerungsgebietes sind folgende Regenhäufigkeiten wählen:

Tab. 3-13: Empfehlung für Regenhäufigkeit nach wirtsch. Bedeutung des Gebietes

Allgemeine Bebauungsgebiete	$n = 1,0 - 0,5$
Stadtzentren, wichtige Gewerbe- und Industriegebiete	$n = 1,0 - 0,2$
Straßen außerhalb bebauter Gebiete	$n = 1,0$
Straßen-, Autobahntunneln, U-Bahnanlagen...	$n = 0,2 - 0,5$

3.5.4 Kanalnetz bemessung nach dem Flutplan-/Summenlinien-verfahren

Das Verfahren ermittelt den **maximalen Abfluss in einem Punkt des Kanalnetzes**. An einer rechteckigen Abflussfläche wird die Beziehung zwischen Regenwasserabfluss **spende** und maßgeb. Regenwasser**abfluss** (im Kanal) betrachtet

Annahmen:

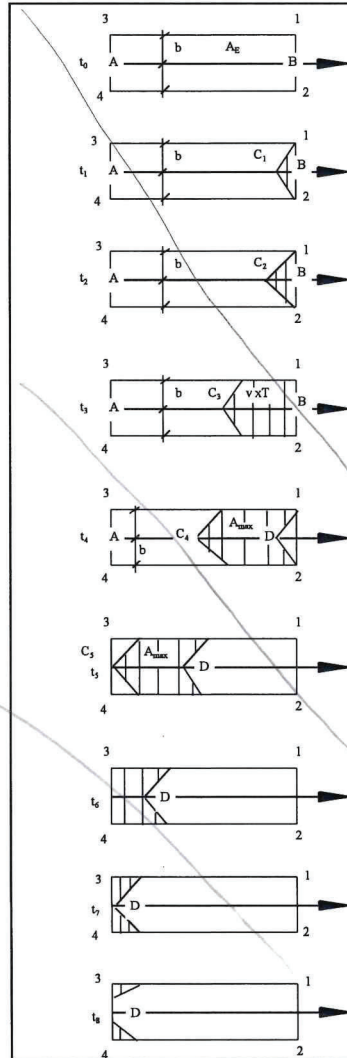
- Einzugsgebiet ist zur Kanalachse symmetrisch.
- gleichbleibende Fließgeschwindigkeit im Kanal
- Kanal = offene Rinne = allseitiger Zufluss
- Über T (D) gleichbleibende Block-Regenspende
- Blockregen in trapezförmige Flutkurve umgewandelt

Beschreibung des Abflussgeschehens:

Bei Beginn des Regens wird zunächst Wasser aus der Umgebung von **B** in die Rinne und durch den zu betrachtenden Querschnitt **B** abfließen, und zwar von einer Fläche, welche bei gleichmäßiger Fließgeschwindigkeit v einem sich nach und nach vergrößernden Dreieck entspricht. Dieses Anlaufen währt von t_0 über t_1 bis t_2 . Im weiteren Verlauf wächst die Abflussfläche entsprechend der Fließgeschwindigkeit und des damit verbundenen Wanderns des Punktes **C** in Richtung auf **A** stetig, und zwar so lange, bis nach der Zeit T , also zum Zeitpunkt des Regnendes, der Punkt C_3 in der Entfernung von $(v \cdot T)$ von **B** erreicht ist.

Zu diesem Zeitpunkt hört der Regen auf. **C** wandert jedoch entsprechend der Fließgeschwindigkeit weiter gegen **A** und die Abflussfläche geht auf eine zum Zeitpunkt t_4 dargestellte Form über.

Hat die Abflussfläche die zum Zeitpunkt t_4 dargestellte Form erreicht, so hat sie ihre größte Ausdehnung A_{max} und zugleich ihren **Beharrungszustand** erreicht. Solange bis **C** den Punkt **A** erreicht hat, ändert sich der Abfluss im Querschnitt **B** in der Zeit zwischen t_4 und t_5 **nicht**, selbst wenn die Länge und



damit die Fläche des rechteckigen Entwässerungsgebietes A_E unendlich sein sollte und unter der theoretischen Annahme, dass keine Verdunstung und Versickerung stattfindet.

Die Änderung tritt erst ein, wenn der Punkt **C** an der oberen (linken) Kante des Entwässerungsgebietes angekommen ist. Wie für t_6 , t_7 und t_8 dargestellt ist, nimmt im weiteren Verlauf die Abflussfläche wieder ab, bis schließlich alles Wasser von der Fläche A_E durch den Querschnitt **B** abgelaufen ist.

Die folgende Abbildung stellt die, für den Querschnitt **B** aus dem vorher beschriebenen Abflussvorgang theoretisch entstandene Abflusswelle dar. Gleichzeitig wird eine gemessene Flutkurve gegenübergestellt, die sich aus den auftretenden Regenwasserverlusten (Benetzungs-, Muldenverluste, Versickerung, Verdunstung) und aus der Verzögerung auf der Abflussfläche und im Kanalnetz erklären lässt.

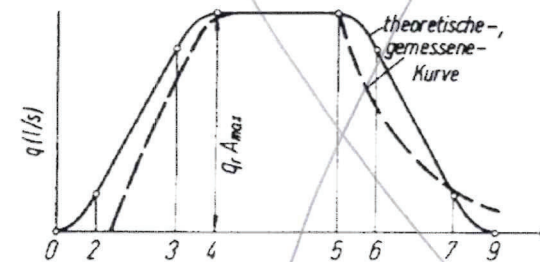


Abb. 3-18: Theoretische und gemessene Regenwasserabflusswelle.

Vernachlässigt man bei der Darstellung der Abflusswelle den Einfluss der Einzugsgebietsbreite b , so werden die zeitlichen Abstände

$$T_{0-2} = 0, \quad T_{3-4} = 0, \quad T_{5-6} = 0 \quad \text{und} \quad T_{7-8} = 0$$

Die Abflusswelle nimmt dann die Form **eines einfachen Trapezes** an (s. Abb.).

Trägt man dabei den **zweiten, abnehmenden** Teil der Abflusswelle **umgekehrt** von der Abszisse 0 beginnend auf, so bildet die Abflussfigur (**Flutfläche**) ein **Parallelogramm** (s. Abb.).

Schematische Darstellung von Entwässerungsgebiet A1 und zugehöriger Flutfläche

Hinweis: In der Fachliteratur mit „T“ (Fleißzeit) zunehmend durch „D“ ersetzt!

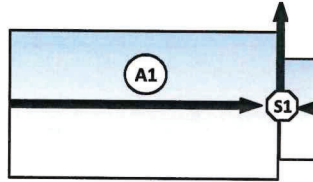


Abb. 3-19: Einzugsgebiet A_{E1} (oben) und zugehörige Flutfläche (unten) für $t_f < T$

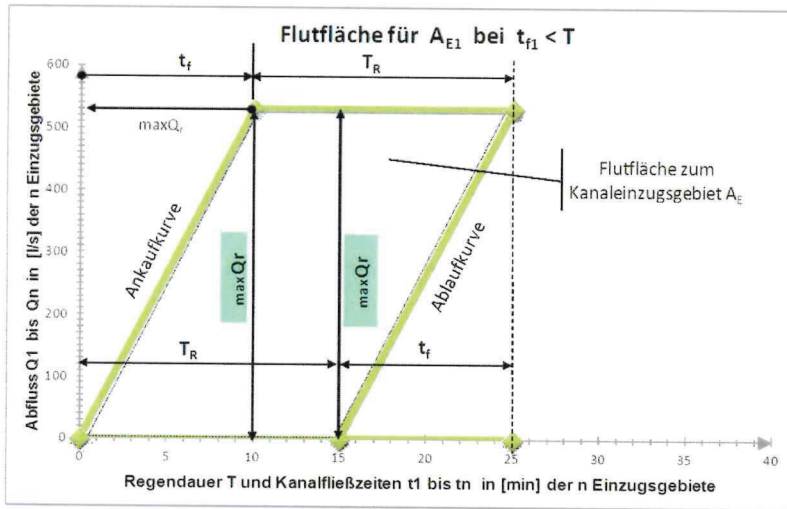


Abb. 3-20: Flutfläche für ein rechteckiges Einzugsgebiet $\max Q_r = A_E \cdot \psi_r \cdot r_{D(\infty)}$

Konstruktion von Flutfläche und Abflussganglinie für $t_r > T$

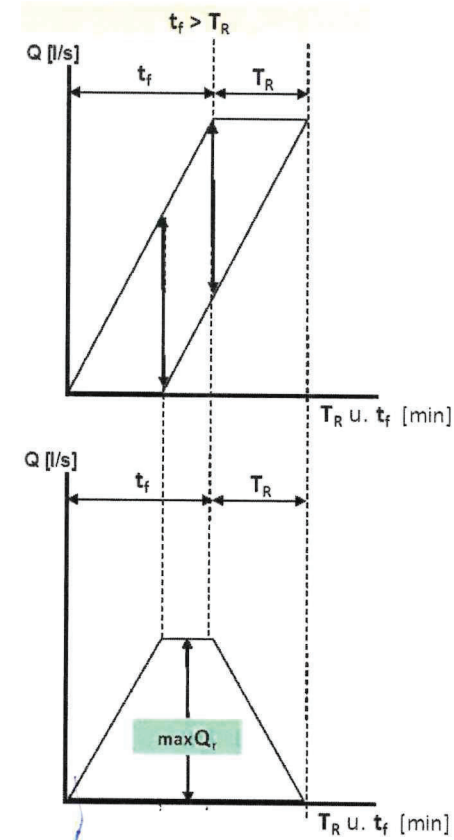


Abb. 3-21: Flutfläche und Abflussgang-/Summenlinie bei $t_r > T$



Konstruktion von Flutfläche und Abflussganglinie für $t_f = T$

[PG © 2007]

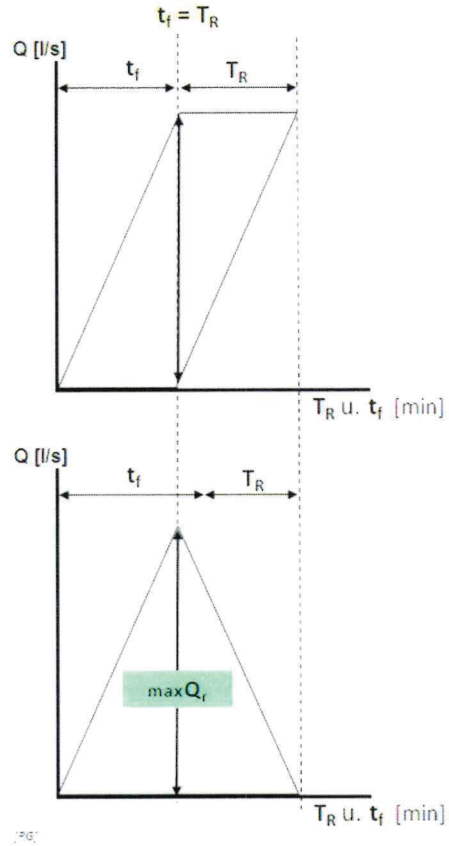


Abb. 3-22: Flutfläche und Abflussgang-/Summenlinie bei $t_f = T$



Konstruktion von Flutfläche und Abflussganglinie für $t_f < T$

[PG 2007]

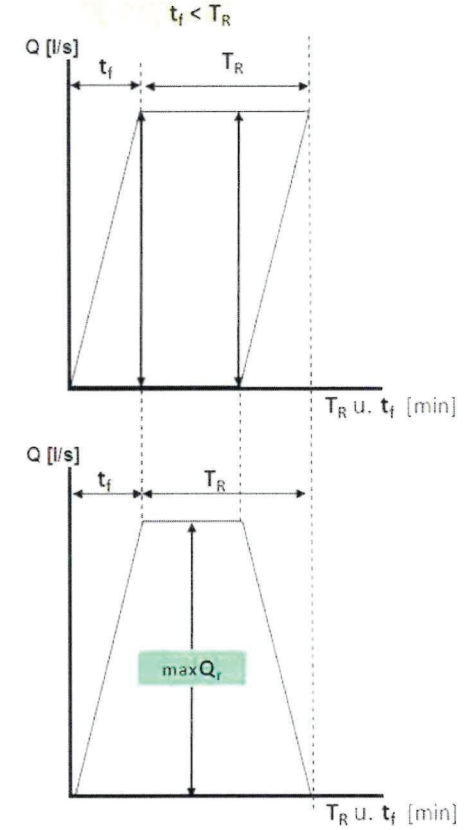


Abb. 3-23: Flutfläche und Abflussgang-/Summenlinie bei $t_f < T$

Flutfläche und Abflussganglinie nicht rechteckiger Einzugsgebiete A_E

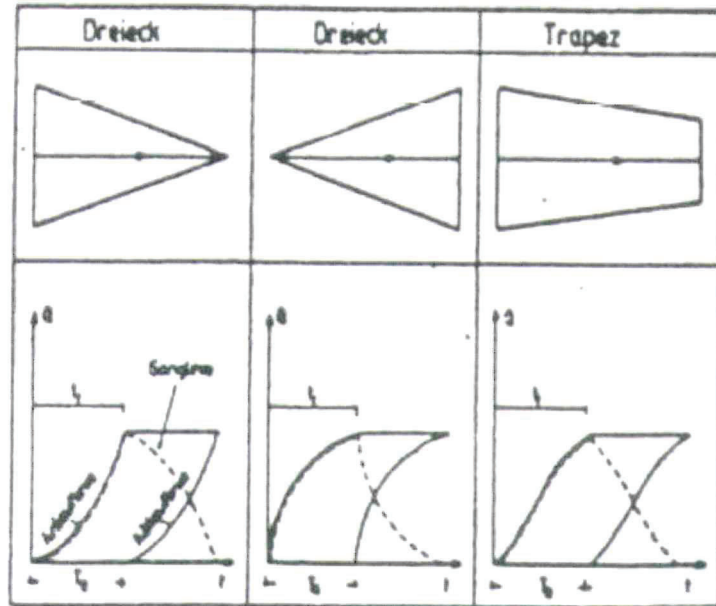


Abb. 3-24: Flutfläche und Abflussganglinie bei nicht rechteckigen Einzugsgebieten A_E

3.5.4.1 Konstruktionsregeln für Flutfläche und Abflussganglinie

Bei Vorgabe eines Bemessungsregens $\Gamma_B = \Gamma_{D(n)}$ ist zur Ermittlung des maßgeb. Regenabflusses $Q_{F, \max}$ die Flutfläche vom **Berechnungspunkt** aus, **gegen der Fließrichtung aufzutragen**.

Die **Summe der Ordinaten der Flutflächen** (zu ausgewählten Zeitpunkten) ergibt die **Abflussganglinie** und deren **Abflussspitze**, die **Bemessungswassermenge**.

- Vereinigung ohne Anschluss eines Seitenkanales
- Vereinigung mit Anschluss eines Seitenkanales
- Kanalhaltung ohne Einzugsgebiet
- Regenentlastungsbauwerke

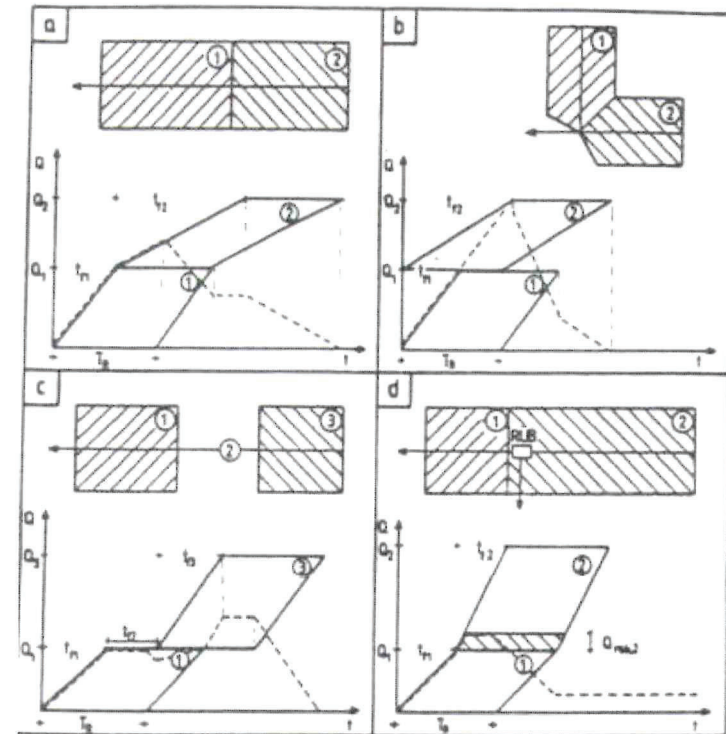


Abb. 3-25: Konstruktionsregeln für Flutfläche und Abflussganglinie



3.5.5 Hydraulische Bemessung von Entwässerungsleitungen

3.5.5.1 Definitionen, Zeichen, Einheiten

A_v	m^2	Kreisrohrfließquerschnitt bei Vollfüllung = $\frac{\pi \cdot d^2}{4}$
A_t	m^2	Fließquerschnitt bei Teilfüllung
b_{Pr}	m	= B = Rohrprofil-Breite → Profilartabhängig (Kreis, Ei-, Maulprofil)
b_t	m	= B _t = Breite bei Teilfüllung
h_{Pr}	m	= H = Rohrprofilhöhe → Profilartabhängig (Kreis, Ei-, Maulprofil)
h_t	m	<u>Füllhöhe</u> rechtwinklig zur Rohr-Profilsohle = Sohle bis OK Wsp.
d	m	= D = Kreisrohrinnendurchmesser (Lichte Weite LW)
d_{hy}	m	hydraulischer Durchmesser → $d_{hy} = 4 \cdot r_{hy} = 4 \cdot A/l_u$
DN	mm	Nennweite Innendurchmesser d eines Rohres/Schlauchleitung
I_E	‰	= I_R = Energie-/Reibungsgefälle Δ Sohlgefälle I_S bei Vollfüllung/gleichförmigem Abfluss
I_S		Sohlgefälle in ‰ ; 1:n ; ‰, das bei Vollfüllung/gleichförmigem Abfluss dem Energiegefälle I_E gleichgesetzt wird
I_{Gm}		Mittleres Geländegefälle in ‰ ; 1:n ; ‰. Für die Festlegung eines Bemessungsregens bzw. einer Mindestregendauer muss das mittlere Gefälle des gesamten Kanaleinzugsgebietes ermittelt werden.
l_u	m	benetzter Umfang
$l_{u,t}$	m	benetzter Umfang bei Teilfüllung
$l_{u,v}$	m	benetzter Umfang bei Vollfüllung
Q	m^3/s	Durchfluss, Abfluss, Volumenstrom
Q_t	m^3/s	Teilfüllungs-Durchfluss, Abfluss, Volumenstrom
Q_v	m^3/s	Vollfüllungs-Durchfluss, Abfluss, Volumenstrom
$r_{hy,t}$	m	= A/l_u = hydraulischer Radius bei Teilfüllung
$r_{hy,v}$	m	hydr. Radius bei Vollfüllung = $\frac{\text{Fließquerschnitt } A}{\text{benetzter Umfang } l_u} = \frac{d}{4}$ (für KreisrohrVollfüllung)
d_{hy}	m	hydraulischer Durchmesser $d_{hy} = 4 \cdot r_{hy} = 4 \cdot A/l_u$
v_t	m/s	Teilfüllfließgeschwindigkeit v_t [m/s] Vollfüllfließgeschwindigkeit
λ	[-]	Reibungsbeiwert
g	m/s^2	Fallbeschleunigung = 9,81 m/s^2
ϑ	m^2/s	(sprich: Ny) = kinematische Zähigkeit (Viskosität). Abwasser $\vartheta = 1,31 \cdot 10^{-6} m^2/s$ $\vartheta = \eta/\rho$ mit dynamische Viskosität η (sprich Eta) und Dichte ρ (sprich Rho)
Re	[-]	dimensionslose Reynolds-Zahl $Re = \frac{v \cdot D}{\vartheta}$
k	[m]	absolute = natürliche Rohrrauheit: Rohrwerkstoffe haben über ihre Rohrlänge i.d.R. <u>keine</u> regelmäßige Innenwandoberfläche, sondern eine eher <u>zufällig verteilte</u>



„natürliche bzw. absolute“ Rauheit „k“ ist keine geometrische, sondern eine nur im hydraulischen Versuch bestimmbare Größe.

k_b	[mm]	Die Betriebliche Rauheit (s. Kap.3.5.6) bei <u>Abwasserfreispiegleitungen</u> (k_b -Tab.) berücksichtigt neben der Rohrwandrauigkeit auch Einflüsse von: <ul style="list-style-type: none"> ➤ nicht 100% Kreisgeometrie ➤ Stoßverbindungen ➤ Seiteneinläufe ➤ Einsteigschächte ➤ Nicht Gefällegenaue Verlegung
k_i	[mm]	Integrale Rauheit bei Druckrohren in der Wasserversorgung (k_i -Tabellen)
Log	Δ	\ln = Logarithmus zur Basis 10. Dagegen \ln = Logarithmus zur Basis „e“ (eulersche Zahl)
L	m	Leitungslänge. Bis $I_s \leq 1:5$ bzw. 20% (200‰) Horizontalprojektionslänge L' einsetzen



3.5.5.2 Abflussarten im Kanal und Gerinne

- ❖ **Gleichförmiger Abfluss:** Fließgeschwindigkeit ändert sich entlang einer Stromlinie nicht
- ❖ **Stationär (zeitlich konst.) gleichförmig:** Wsp. parallel zur Gerinne-/Rohr-Sohle
- ❖ **Ungleichförmig:** Wasserspiegel nicht parallel zur Gerinne-/Rohr-Sohle bei Teilfüllung. Einengungen, Erweiterungen, Schwellen führen zu ungleichförmigem Abfluss
- ❖ **Normalabfluss** = gleichförm. Abfluss → Wassersp.-Gefälle I_w , Energieliniengefälle I_E und das Gefälle der Gewässer-/Rohr-Sohle I_s sind gleich (unabhängig von der Größe des Durchflusses). **Notwendige Voraussetzung:** Fließquerschnitt darf sich nicht ändern.

3.5.5.3 Grundgleichungen zur hydraulische Berechnung von Abwasserkanälen

Nachfolgend werden die, für die Abwasserkanal-Bemessung wesentlichen Gleichungen dargelegt. Für detaillierte Herleitungen wird auf (DWA-A-110, 2006) und (Hager, 1994) verwiesen.

Die Kontinuitätsgleichung, das Allgemeine Fließgesetz und das Universelle Widerstandsgesetz, haben für alle gleichförmigen Abflussvorgänge, seien es teilgefüllte oder überstaute Abwasserkanäle, uneingeschränkt Gültigkeit.

Sie gelten auch für die Berechnung ungleichförmiger Abflüsse (Spiegellinien), wenn die längenabhängigen Veränderungen der Fließtiefe h_t , Fließgeschwindigkeit v_t , des Reibungsbeiwertes k_b entsprechend berücksichtigt werden. (Schütz, 1995)

3.5.5.3.1 Kontinuitätsgleichung

Kanaldurchfluss Q und mittl. Fließgeschwindigkeit v

$$Q = A \cdot v \quad \text{Gl 3-3} \quad \text{bzw.} \quad v = \frac{Q}{A} \left[\frac{m}{s} \right] \quad \text{Gl 3-4}$$

mit

A	$= \frac{\pi \cdot d^2}{4}$	$A = \text{Kreisrohrfließquerschnitt bei Vollfüllung}$ $d = \text{Kreisrohrinnendurchmesser (Lichte Weite LW)}$
Q	m^3/s	Durchfluss, Abfluss, Volumenstrom
v	m/s	mittlere Fließgeschwindigkeit



3.5.5.3.2 Allgemeines Fließgesetz

Nach Weisbach (1845) gilt das allgemeine Fließgesetz

$$v = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot d_{hy} \cdot I_E} \quad \text{Gl 3-5}$$

mit λ [-] Reibungsbeiwert
 g m/s^2 Fallbeschleunigung = 9,81 m/s^2
 d_{hy} m hydraulischer Durchmesser

$$\text{mit} \quad d_{hy} = 4 \cdot r_{hy} = 4 \cdot \frac{A}{l_u} \quad \text{Gl 3-6}$$

mit I_E [%] = $I_R = \text{Energie-/Reibungsgefälle} \Delta \text{Sohlgefälle } I_s$ bei Vollfüllung/gleichförmigem Abfluss
 l_u m benetzter Umfang
 $r_{hy,t}$ m = A/l_u = hydraulischer Radius

Gebräuchliche Umformungen des allgemeinen Fließgesetzes für ein volllaufendes Kreisprofil sind die „Widerstands-“, oder „Dükerformel“ nach D' Aubuisson de Voisins und Weisbach:

$$h_v = \frac{\lambda \cdot L}{d_{hy}} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad [m] \quad \text{Gl 3-7} \quad \text{und} \quad I_E = \frac{\lambda}{d_{hy}} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{Gl 3-8}$$

mit h_v [m] = Verlusthöhe (Energie- bzw. Reibungsverlust, auch "hr")
 λ [-] = Widerstandsbeiwert/Reibungszahl. Von Strömungsart – laminar oder turbulent – abhängig. Durch einheitenlose Reynoldzahl $Re = \frac{v \cdot D}{\nu}$ gekennzeichnet. Darin (*griech.* Buchst.: ν) ν [m^2/s] = kinematische Zähigkeit = Viskosität (Stoffeigenschaft)
 g [m/s^2] = Erdbeschleunigung = 9,81 [m/s^2]
 L [m] = tatsächliche Rohrleitungslänge [m]; Bis Sohlgefälle $I_s \leq 1:5$ bzw. 20% (200‰) wird die Horizontalprojektionslänge L' eingesetzt



3.5.5.3.3 Universelles Widerstandsgesetz (Prandtl-Colebrook-Gleichung)

Prandtl und Colebrook fanden dimensionslose Widerstands-/Rauheitsbeiwerte λ für den glatten, den rauhen und den Übergans-Fließbereich glatt-rau.

1. Hydraul. glatt: Rohrwandunebenheiten von viskoser Schicht umhüllt
2. Hydraul. rau: Rohrwandunebenheiten nicht von viskosen Schicht umhüllt
3. Übergang glatt/rau

Laminarer Strömung → Reibungsverluste klein.

Turbulenter Strömung: → Reibungsverluste hoch

Drei Faktoren bestimmen ob laminares oder turbulentes Fließen herrscht:

1. v m/s mittlere Fließgeschwindigkeit
2. ν m²/s kinematische Zähigkeit/Viskosität (griech. Buchst.: ν)
3. d m Größe und Form des Durchflussquerschnittes

Alle drei Faktoren sind in der Reynoldszahl Re Gl 3-11 zusammengefasst. In Rohrleitungen mit Kreisquerschnitt liegt die Grenze zwischen laminares und turbulentes Fließen bei

Laminares Fließen $< Re \approx 2320 <$ Turbulentes Fließen

Für Kanalleitungen sind λ -Werte im Übergang glatt/rau für den „teilweise rauhen“ Fließbereich nach Gl 3-9 / Gl 3-10 maßgebend. Die Gleichung schließt das „hydraulisch glatte bzw. „hydraulisch raue“ Verhalten einer turbulenten Strömung mit ein (DWA-A-110, 2006).

$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left(\frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{d_{hy} \cdot 3,71} \right)$	oder	$\lambda = \left[-2 \cdot \log \left(\frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{d_{hy} \cdot 3,71} \right) \right]^{-2}$
--	------	---

mit $R_e = \frac{v \cdot D}{\vartheta}$ Gl 3-11

Mit ϑ m²/s (sprich: ν) $\vartheta = \eta/\rho$ = kinematische Zähigkeit (Viskosität).
Diese ist Temperaturabhängig.

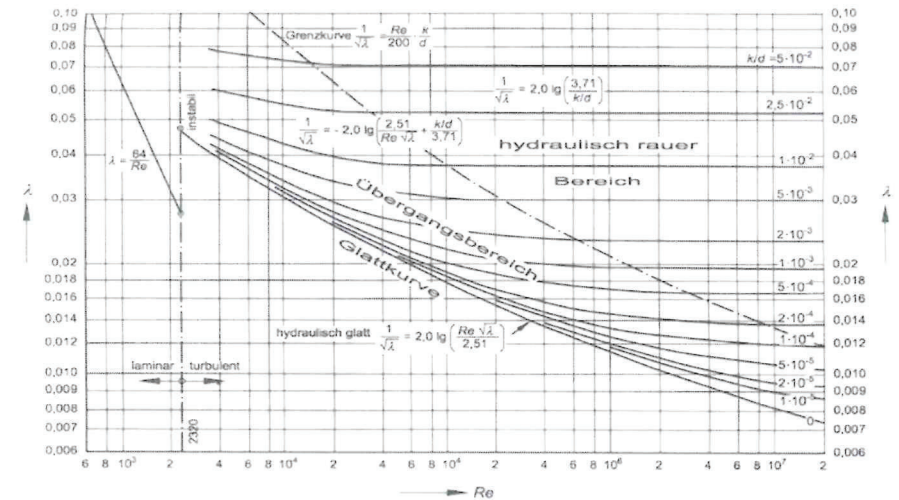
Tab. 3-4 Kinematische Zähigkeit für Reinwasser bei verschiedenen Temperaturen

T [°C]	5 °C	10 °C	15 °C	20 °C	25 °C	30 °C
$\vartheta \cdot 10^{-6}$ m ² /s	1,52	1,31	1,15	1,01	0,90	0,80

Reinwasser bei 10°C Δ Abwasser $\vartheta = 1,31 \cdot 10^{-6}$ m²/s

mit $\vartheta = \eta/\rho$

mit η dynamische Viskosität
 ρ = Dichte



3.5.5.4 Dimensionierung von Freispiegelkanälen für Voll- und Teilfüllung

- **Technische Regeln/Literatur:** DWA-A 110, 2006; DIN EN 752, 2008
- Schmutz-/Regenwasserableitung → nach Gravitationsprinzip im Freispiegelabfluss
- Abwasserkanal-Abfluss → bei **Vollfüllung** (Starkregen) oder idealerweise bei **Teilfüllung**
- Wirtschaftlicher Abfluss → wenn Fließquerschnitt zu rd. 90% teilgefüllt ist
- Planungsziel: Abflussverhältnis Teil- zu Vollfüllung $Q_t/Q_v = 0,6$ bis $0,9$

• **Rohr-Neundurchmessers DN wählen:**

- Abfluss Q_t für Einzugsgebiet berechnen
- Mit Rauheit k_b und Kanalsohlgefälle I_s aus **Vollfülltabelle** einen DN für $Q_v > Q_t$ so wählen, dass die Rohrfüllung 60 bis 90% bzw. $Q_t/Q_v = 0,6$ bis $0,9$ beträgt. Erreicht der Bemessungsabfluss rd. 90% des Abflussvermögens Q_v , so ist der nächst größere Querschnitt (DN) zu wählen.
- Mit Q_t/Q_v in **Teilfülltabelle** oder **Teilfüllkurvendiagramm** ablesen von h_t/h_{Pr} bzw. h_t/d ; v_t/v_v etc.
- Berechnen der tatsächlichen Teilabflusszustände Wasserstand h_t , Fließgeschwindigkeit v_t

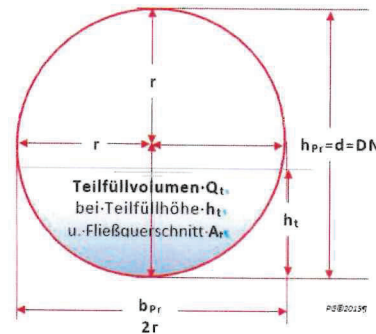
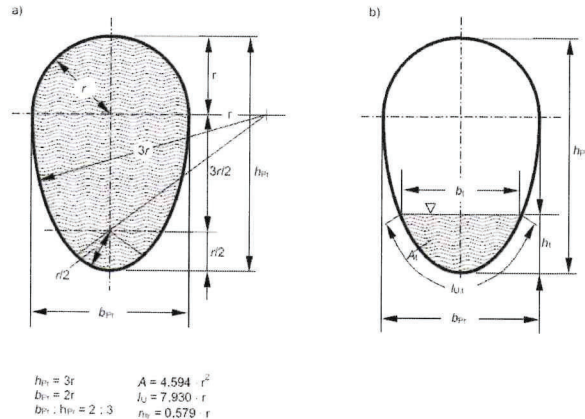


Abb. 3-26: Teilfüllzustand Kreisrohr, [PG, 2016]



$$h_{Pr} = 3r \quad A = 4,594 \cdot r^2$$

$$b_{Pr} = 2r \quad I_s = 7,930 \cdot r$$

$$b_{Pr} : h_{Pr} = 2 : 3 \quad n_s = 0,579 \cdot r$$

Abb. 3-27: Ei-Profil bei a) Vollfüllung und b) Teilfüllung

3.5.5.4.1 Allgemeine Abfluss-/Fließformel

Die Bemessung von Abwasserkanälen orientiert sich an der Vollfüllung Q_v . Erfasst wird der Vollfüllzustand indem das allgemeine Fließgesetz (Gl 3-3) und das universelle Widerstandsgesetz (Gl 3-9) algebraisch zur „Allgemeinen Abflussformel“ Gl 3-12 verknüpft werden:

Gl 3-12: Allgemeinen Abflussformel für vollgefüllte Kreisrohre

$$Q_v = A_v \cdot v_v$$

$$Q_v = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \left(-2 \cdot \log \cdot \frac{2,51 \cdot \vartheta}{d \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot I_s \cdot d}} + \frac{k_b}{d \cdot 3,71} \right) \cdot \sqrt{2g \cdot I_s \cdot d} \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

Definition der Formelparameter siehe 3.5.5.1 oben

Gültigkeit der Gl 3-12:

- alle gleichförmigen Abflusszustände
- Für den überstauten Kanal
- Für Teilfüllungs-Abflüsse (Freispiegel)
- Für Vollfüllungs-Abflüsse
- Für Kreis- und Kreisähnliche Profile wie Ei- und Maulprofil

Gl 3-13: Allgemeinen Abflussformel für vollgefüllte **Nicht**-Kreisrohre

$$Q = A \cdot \left[-2 \cdot \log \cdot \left(\frac{2,51 \cdot \vartheta}{4r_{hy} \cdot \sqrt{2g \cdot I_E \cdot 4r_{hy}}} + \frac{k_b}{14,84 \cdot r_{hy}} \right) \cdot \sqrt{2g \cdot 4r_{hy} \cdot I_E} \right] \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

Definition der Formelparameter siehe 3.5.5.1 oben

Abflusstabellen (Vollfülltabellen), wie die nachfolgenden Tab. 3-5 bis Tab. 3-13 sowie Abflussdiagramme werden i.d.R. mit der o.a. Gl 3-12 aufgestellt. Sie geben einen allgemeinen Überblick und ermöglichen die Bemessung „von Hand“.

Mit der betrieblichen Rauheit k_b und dem Sohlgefälle $I_s = I_E$ können die Abflussdaten Q_v und v_v für verschiedene Profilgrößen DN schnell aufgefunden werden → Wahl des erforderlichen DN

: Abflusstabelle - Kreisprofile - $k_b = 1,5$

mm	$k_b = 1,50\text{mm}$	$k_b = 1,50\text{mm}$	$k_b = 1,50\text{mm}$	$k_b = 1,50\text{mm}$	$k_b = 1,50\text{mm}$	$k_b = 1,50\text{mm}$
DN	DN 200	DN 250	DN 300	DN 350	DN 400	DN 450
Q_v [l/s]	3,90	310,8	4,40	2,47	196,4	2,74
v_v [m/s]	0,016	3,90	310,8	4,40	2,47	196,4
	1,74	138,7	1,74	138,7	1,74	138,7

Abb. 3-28: Abflusstabelle für $k_b = 1,5$ mm

Alternativ ist die einfacher anzuwendende Manning-Strickler-Gleichung nach (DWA-A-110, 2006) zulässig. In der Form nach Gl 3-14 ist der Stricklerbeiwert k_{St} in der u.a. Beziehung mit dem k_b -Wert zu ermitteln. **Wichtig:** k_b -Wert in [m], nicht wie üblich in [mm] einsetzen.

$$Q_v = A_v \cdot v_v$$

$$Q_v = A_v \cdot k_{St} \cdot r_{hy,v}^{\frac{2}{3}} \cdot I_s^{\frac{1}{2}}$$

Gl 3-14

mit $k_{St} = \frac{25,7}{k_b^{1/6} [m]}$

3.5.5.4.2 Wahl der betrieblichen Kanalrohr-Rauheit k_b [mm]

k_b -Wahlkriterien siehe Kap. 3.5.6 → neu zu planende Kanäle i.d.R.: $k_b = 0,75$

→ alte Kanäle nachrechnen i.d.R.: $k_b = 1,50$

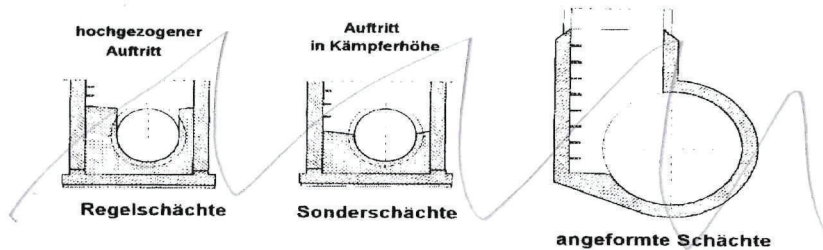
3.5.6 Betriebliche Rauheit k_b [mm]

Lokale Strömungswiderstände oder Energiehöhenverluste können nach (DWA-A-110, 2006) gemeinsam mit Verlusten infolge Wandreibung in einem erhöhten Rauheitsmaß, der sog. betrieblichen Rauheit k_b [mm], ihren Niederschlag finden.

Im k_b -Wert berücksichtigt	Im k_b -Wert <u>nicht</u> berücksichtigt
<ul style="list-style-type: none"> • Wandrauheit mit $k = 0,1$ mm • Lageungenauigkeit und -änderungen, • Rohrstöße • Zulauf-Formstücke und • Schachtbauwerke 	<ul style="list-style-type: none"> • Nennweiten-Unterschreitung • Vereinigungsbauwerke und • Ein- und Auslaufbauwerken von Drosselstrecken, Druckleitungen und Düker

Tab. 3-14: Pauschalwerte für die betriebliche Rauigkeit nach ATV-A 110

k_b [mm]	Anwendung / Art der Leitung	DN
0,25	Drosselstrecken, Druckrohrleitungen, Düker ohne örtl. Verluste <u>Reliningstrecken</u> ohne Schächte, ohne Einlauf-, Auslauf- und Krümmungsverluste	alle DN
0,50	<u>Transportkanäle</u> mit Regelschächten, deren Auftritt bis DN 500 in Scheitelhöhe und bei > 500 über dem WS von 2Qt, mind. 50 cm über der Sohle	alle DN
0,75	<u>Neu zu planende Kanäle</u> / <u>Sammelkanäle</u> mit Regelschächten / angeformte Schächte / Transportkanäle mit Sonderschächten	bis DN 1000 alle DN
1,50	<u>Alte Kanäle nachrechnen</u> / <u>Kanäle</u> mit Sonderschächten / Mauerwerkskanäle / Ortbetonkanäle / nicht genormte Rohre.	alle DN



Tab. 3-5: Abflusstabelle - Kreisprofile - $k_b = 1,5$

Sohl-Gefälle	Is	$k_b = 1,50$ mm		$k_b = 1,50$ mm		$k_b = 1,50$ mm		$k_b = 1,50$ mm		$k_b = 1,50$ mm	
		DN 150	DN 200	DN 250	DN 300	DN 350					
[%]	1 : x	Qv	Vv	Qv	Vv	Qv	Vv	Qv	Vv	Qv	Vv
	x	[l/s]	[m/s]	[l/s]	[m/s]	[l/s]	[m/s]	[l/s]	[m/s]	[l/s]	[m/s]
100,00	10	49,1	2,78	105,8	3,37	191,6	3,90	310,8	4,40	467,7	4,86
40,00	25	31,0	1,76	66,8	2,13	121,0	2,47	196,4	2,78	295,6	3,07
20,00	50	21,9	1,24	47,2	1,50	85,5	1,74	138,7	1,96	208,8	2,17
13,00	77	17,6	1,00	38,0	1,21	68,9	1,40	111,8	1,58	168,2	1,75
11,00	91	16,2	0,92	35,0	1,11	63,3	1,29	102,8	1,45	154,7	1,61
10,00	100	15,5	0,87	33,3	1,06	60,3	1,23	98,0	1,39	147,4	1,53
9,00	111	14,7	0,83	31,6	1,01	57,2	1,17	92,9	1,31	139,8	1,45
8,00	125	13,8	0,78	29,8	0,95	53,9	1,10	87,6	1,24	131,8	1,37
7,00	143	12,9	0,73	27,8	0,89	50,4	1,03	81,9	1,16	123,3	1,28
6,00	167	11,9	0,68	25,8	0,82	46,7	0,95	75,8	1,07	114,1	1,19
5,00	200	10,9	0,62	23,5	0,75	42,8	0,87	69,1	0,98	104,1	1,08
4,00	250	9,7	0,55	21,0	0,67	38,0	0,78	61,8	0,87	93,0	0,97
3,30	303	8,8	0,50	19,0	0,61	34,5	0,70	56,1	0,79	84,4	0,88
3,00	333	8,4	0,48	18,2	0,58	32,9	0,67	53,4	0,76	80,5	0,84
2,80	357	8,1	0,46	17,5	0,56	31,8	0,65	51,6	0,73	77,7	0,81
2,50	400	7,7	0,43	16,6	0,53	30,0	0,61	48,7	0,69	73,4	0,76
2,20	455	7,2	0,41	15,5	0,49	28,1	0,57	45,7	0,65	68,8	0,72
2,00	500	6,8	0,39	14,8	0,47	26,8	0,55	43,5	0,62	65,6	0,68
1,70	588	6,3	0,36	13,6	0,43	24,7	0,50	40,1	0,57	60,4	0,63
1,60	625	6,1	0,35	13,2	0,42	23,9	0,49	38,9	0,55	58,6	0,61
1,50	667	5,9	0,33	12,8	0,41	23,2	0,47	37,7	0,53	56,7	0,59
1,40	714	5,7	0,32	12,3	0,39	22,4	0,46	36,4	0,51	54,8	0,57
1,30	769	5,5	0,31	11,9	0,38	21,6	0,44	35,0	0,50	52,8	0,55
1,20	833	5,3	0,30	11,4	0,36	20,7	0,42	33,6	0,48	50,7	0,53
1,10	909	5,1	0,29	10,9	0,35	19,8	0,40	32,2	0,46	48,5	0,50
1,00	1000	4,8	0,27	10,4	0,33	18,9	0,38	30,7	0,43	46,2	0,48
0,70	1429	4,0	0,23	8,7	0,28	15,7	0,32	25,6	0,36	38,5	0,40
0,50	2000	3,4	0,19	7,3	0,23	13,2	0,27	21,5	0,30	32,5	0,34
0,30	3333	2,6	0,15	5,6	0,18	10,2	0,21	16,6	0,23	25,0	0,26
0,25	4000	2,4	0,13	5,1	0,16	9,3	0,19	15,1	0,21	22,8	0,24
0,20	5000	2,1	0,12	4,5	0,14	8,3	0,17	13,5	0,19	20,3	0,21