
Wasserversorgung

Rosemarie Karger • Frank Hoffmann

Wasserversorgung

Gewinnung – Aufbereitung –
Speicherung – Verteilung

14., vollständig aktualisierte Auflage

Rosemarie Karger
Denkte, Deutschland

Frank Hoffmann
Lengede, Deutschland

ISBN 978-3-8348-1380-0
DOI 10.1007/978-3-8348-2096-9

ISBN 978-3-8348-2096-9 (eBook)

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Springer Vieweg
© Springer Fachmedien Wiesbaden 2013

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung, die nicht ausdrücklich vom Urheberrechtsgesetz zugelassen ist, bedarf der vorherigen Zustimmung des Verlags. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Bearbeitungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in diesem Werk berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, dass solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürfen.

Lektorat: Ralf Harms | Annette Prenzer

Gedruckt auf säurefreiem und chlorfrei gebleichtem Papier

Springer Vieweg ist eine Marke von Springer DE. Springer DE ist Teil der Fachverlagsgruppe Springer Science+Business Media.
www.springer-vieweg.de

Vorwort

*„Wasser ist die Wonne aller Lebenden: – dem Siechen ein Arzt,
– dem Gesunden ein guter Freund,
– der Ruhe ein Gespieler und
– der Arbeit ein Genosse.“*

Inschrift am Maschinenhaus des Braunschweiger Wasserwerkes

Seit die Menschheit existiert, ist dem lebensnotwendigem Wasser stets und zu allen Zeiten eine große Wertschätzung entgegen gebracht worden.

In der Europäischen Wasser-Charta des Europarates vom 06.05.1968 wird die Bedeutung des Wassers für den Menschen in besonderem Maße hervorgehoben. Darin heißt es unter anderem:

- Ohne Wasser gibt es kein Leben, Wasser ist ein kostbares, für den Menschen unentbehrliches Gut.
- Jeder Mensch hat die Pflicht, zum Wohle der Allgemeinheit Wasser sparsam und mit Sorgfalt zu verwenden.

Die unerlässliche Voraussetzung für unser Dasein, die Entwicklung von Städten und Gemeinden ist die Versorgung mit Trinkwasser in ausreichender Menge und hygienisch einwandfreier Qualität gemäß der Trinkwasserverordnung und der DIN 2000.

Wollte man einen Überblick über die Entwicklung der Wasserversorgungstechnik geben, so müssten 7000 Jahre überlieferte Geschichte dargestellt werden. Denn so lange ist es her, dass der Mensch erstmalig Maßnahmen zur Sicherung der Wasserversorgung ergriffen hat.

Die Wasserversorgung der heutigen Zeit hat ein sehr hohes Niveau in der Technik, der Hygiene und des Komforts erreicht. Ein umfangreiches Normen- und Regelwerk dient der technisch und hygienisch einwandfreien Versorgung mit Wasser.

Das vorliegende Buch enthält einen Überblick über alle Bereiche der Wasserversorgungstechnik, von der Gewinnung, Aufbereitung, Förderung, Speicherung, Verteilung bis hin zur rationellen Verwendung unter Berücksichtigung der allgemein anerkannten Regeln der Technik. Die kontinuierliche Fortentwicklung der Technik bringt eine Fülle

von Erkenntnissen, die in das ständig aktualisierte Normen- und Regelwerk einfließen. Alle Kapitel wurden auf den neuesten Stand der gesetzlichen Grundlagen und Regelwerke gebracht. Der Bereich der Wassermengenmessung wurde der europäischen Messgeräterichtlinie angepasst und der Abschnitt Membranverfahren zur Wasseraufbereitung inhaltlich ausgeweitet. Das Kapitel Rechtsnormen und Regelwerke wurde weitgehend neu gefasst und die Vorschriften der Trinkwasserverordnung in der Fassung von 2011 eingearbeitet.

Der Ingenieurin/dem Ingenieur in der Wasserversorgung wird mit diesem Buch ein Hilfsmittel zur Erfüllung seiner umfangreichen Aufgaben an die Hand gegeben.

Wolfenbüttel, im Herbst 2012

Rosemarie Karger
Frank Hoffmann

Inhaltsverzeichnis

1	Grundlagen einer Wasserversorgung	1
1.1	Begriffe der Wasserversorgung	1
1.2	Anforderungen	4
1.2.1	Leitsätze für die zentrale Trinkwasserversorgung	4
1.2.2	Trinkwasser	6
1.2.3	Wasser für gewerbliche und industrielle Zwecke	8
1.3	Grundsatzforderungen für die zukünftige gesicherte Wasserversorgung und Ausblick	8
2	Wasserverbrauch	11
2.1	Eigenverbrauch und Wasserverluste	12
2.2	Verbrauchskennwerte	13
2.3	Schwankungen des Wasserverbrauchs	17
2.4	Löschwasserversorgung	19
2.5	Rationelle Wasserverwendung	21
2.6	Zukünftige Bedarfsentwicklung	21
3	Wasservorkommen und Wassergewinnung	25
3.1	Niederschläge und Abflüsse	25
3.1.1	Wasserkreislauf	25
3.1.2	Wasserdargebot	26
3.2	Grundwasser	27
3.2.1	Begriffsbestimmungen und Grundlagen	27
3.2.2	Erkundung von Grundwasservorkommen	29
3.2.3	Ermittlung der Ergiebigkeit von Grundwasservorkommen	34
3.2.4	Pumpversuch (W 111)	43
3.2.5	Brunnenbau und Brunnenrüstung	47
3.2.6	Betrieb von Brunnenanlagen	72
3.2.7	Brunnengase, Brunnenalterung und Regeneration von Brunnen	73

3.3	Oberflächenwasser	74
3.3.1	Flusswasser	75
3.3.2	Seewasser und Talsperrenwasser	76
3.3.3	Regen-, Dünen- und Zisternenwasser	78
3.3.4	Uferfiltriertes Wasser und künstliche Grundwasseranreicherung ..	78
3.4	Quellwasser	80
3.5	Trinkwasser-Schutzgebiete	83
4	Chemische, physikalische und biologische Beschaffenheit des Wassers	87
4.1	Grundlagen	87
4.1.1	Konzentrationsangaben in der Wasserchemie	88
4.2	Wasserinhaltsstoffe	90
4.2.1	Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht	91
4.2.2	<i>pH</i> -Werte, Calcitsättigung, Pufferungskapazität	94
4.2.3	Die „Härte“ des Wassers	97
4.2.4	Chemische und physikalische Parameter (Auswahl)	97
4.2.5	Bakteriologische Parameter	99
4.2.6	Untersuchungsumfang und Hinweise zur Probenahme bei Wasseranalysen	100
4.3	Grundlagen der Kohlenstoffdioxid-, Eisen- und Manganentfernung	102
4.3.1	Allgemeine Grundlagen	102
4.3.2	Die Einstellung des zugehörigen Kohlenstoffdioxidwertes	104
4.3.3	Grundlagen der Eisen- und Manganentfernung	107
4.4	Korrosion	109
5	Aufbereitungsverfahren in der Trinkwasserversorgung	113
5.1	Grundlagen der Wasseraufbereitung	113
5.2	Hauptverfahren der Wasseraufbereitungstechnologie	115
5.2.1	Siebverfahren und Absetzbecken	115
5.2.2	Filtration (DIN 19605, W 213-1 bis 6)	116
5.2.3	Flockung und Fällung (W 217)	127
5.2.4	Entfernung von Eisen und Mangan durch Filtration (W 223)	132
5.2.5	Begasung/Belüftung (Absorption) und Entgasung (Desorption)	142
5.2.6	Die Einstellung des zulässigen <i>pH</i> -Wertes nach TrinkwV (Entsäuerung)	144
5.2.7	Desinfektion von Trinkwasser und Versorgungsanlagen	160
5.2.8	Spurenstoffentfernung, Entsalzung, Enthärtung sowie Sonderprobleme der Aufbereitung	163
5.2.9	Ablaufplan für die Herstellung eines Wasserwerkes	172

6	Wasserrförderung und Mengennmessung	173
6.1	Pumpen für die Trinkwasserversorgung	174
6.1.1	Hauptpumpenbauarten und -einsatzbereiche	180
6.1.2	Antriebsmaschinen (W 630)	183
6.1.3	Förderhöhe, NPSHA-Wert und Leistungsbedarf	186
6.2	Allgemeine Hinweise für Pumpwerke	191
6.3	Druckerhöhungsanlagen	196
6.4	Wassermengennmessung	198
7	Wasserspeicherung	207
7.1	Einführung	207
7.2	Wasserspeicher	208
7.2.1	Lage der Wasserspeicher	208
7.2.2	Speicherbemessung	210
7.2.3	Bauliche Grundsätze für Wasserspeicher	211
7.2.4	Einrichtungen der Wasserspeicher	214
7.2.5	Wassertürme	220
7.2.6	Wasserspeicherbemessung	223
7.3	Spezielle Wasserspeicher	227
7.3.1	Druckbehälter (DIN 4810)	227
7.3.2	Löschwasserspeicher	233
7.3.3	Talsperren	234
7.4	Dynamische Druckänderung in Wasserversorgungsanlagen (W 303)	235
8	Wasserverteilung	237
8.1	Hydraulische Grundlagen	237
8.1.1	Reibungsverlusthöhe	237
8.1.2	Energiehöhenverluste	240
8.2	Rohrnetzarten und Rohrnetzberechnung	249
8.2.1	Versorgungsnetze	249
8.2.2	Berechnung der Rohrnetze (W 400-1)	252
8.2.3	Rohrnetzpläne	260
8.2.4	Zubringerleitungen (ZW)	264
8.2.5	Haupt- (HW), Versorgungs- (VW) und Anschlussleitungen (AW) (DIN 4046)	266
8.3	Rohrwerkstoffe und Verbindungsarten	268
8.3.1	Einführung	268
8.3.2	Auswahl von Rohren und Formstücken	269
8.3.3	Armaturen	279
8.3.4	Ausführung der Rohrleitung	289
8.3.5	Druckprobe und Desinfektion	300
8.3.6	Rohrnetzerhaltung	301

9	Rechtsnormen und technische Regelwerke	303
9.1	Rechtskompetenzen und Rechtsformen	303
9.2	Wasserhaushaltsgesetz, landesrechtliche Umsetzung und Verwaltungshandeln	304
9.3	Weitere Rechtsquellen für die Wasserversorgung	309
9.4	Rechtsformen der Wasserversorgungsunternehmen (WVU).....	310
9.5	Technisches Regelwerk	311
Literatur		313
	Firmenprospekte und -kataloge	318
Technische Regeln und Mitteilungen des DVGW		319
Arbeitsblätter bzw. Merkblätter		
	DVGW-Regelwerk Wasser	319
	DVGW-Regelwerk Gas/Wasser	324
DIN-Normen zur Wasserversorgung (Auswahl)		327
Sachverzeichnis		335

1.1 Begriffe der Wasserversorgung

Anlagen zur Wasserversorgung dienen der Deckung des Wasserbedarfs der Wohn- und Arbeitsstätten der menschlichen Gesellschaft.

Die wesentlichen Fachbegriffe sind in der DIN 4046 festgelegt. Sie besteht aus der öffentlichen und der Eigenwasserversorgung. Werden mehrere Verbraucher über ein Rohrnetz versorgt, so spricht man von zentraler Wasserversorgung. Die zentrale Wasserversorgung kann als Gruppen- oder Verbundwasserversorgung erfolgen.

Das für den menschlichen Gebrauch und Genuss bestimmte Trinkwasser unterliegt strengen gesetzlichen Vorschriften. Für den Bau und Betrieb von Trinkwasserversorgungsanlagen sind hygienische Belange von großer Bedeutung.

Die Hauptanlagenteile einer Wasserversorgung bestehen aus der Wassergewinnung, der Wasseraufbereitung, den Förderanlagen, der Speicherung, dem Wassertransport und dem Wasserverteilungssystem (Bild 1.1).

Der Aufbau der Anlagenteile hängt unter anderem von den örtlichen Gegebenheiten, dem Wasservorkommen und seiner Beschaffenheit sowie dem Wasserverbrauchsverhalten ab. In günstigen Fällen können Hauptbestandteile ganz entfallen. Beispielsweise kann bei Grundwasser häufig auf eine Desinfektionsanlage verzichtet werden.

Folgende Hauptelemente können in einem Versorgungssystem installiert sein:

- *Wasserfassung*: Quelfassung, Brunnen (vertikal oder horizontal), Entnahgebauwerke für Fluss-, See- oder Talsperrenwasser, Sickerleitung, Zisterne
- *Wasseraufbereitung*: Begasung, Belüftung, Bioverfahren, Desinfektion, Enthärtung, Fällung, Flockung, Filtration, Ionenaustausch, Membranverfahren, Sedimentation, Siebung, Sorption
- *Wasserförderung*: Druckerhöhungsanlagen (DEA), Pumpenaggregate und deren Antriebsmaschinen
- *Wasserspeicherung*: Hochbehälter als Erdbehälter oder Wasserturm, Tiefbehälter

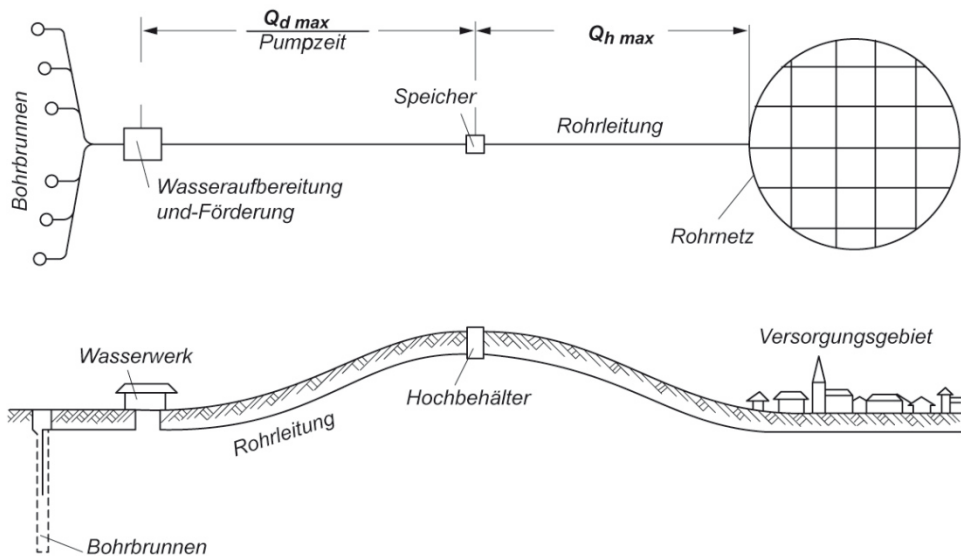


Bild 1.1 Aufbau einer Wasserversorgung

- *Transportleitungen*: Rohwasserleitung, Fernleitung, Zubringerleitung
- *Rohrnetz*: Zubringerleitung, Hauptleitung, Versorgungsleitung, Anschlussleitung, Armaturen
- *Hausinstallation*: Verbrauchsleitungssysteme, alle Anlagenteile nach der Übergabestelle (i. d. R. Hauptabsperreinrichtung HAE bzw. Wasserzähler)

Beim Bau von Wasserversorgungsanlagen ist zu berücksichtigen, dass die Anlagenteile einerseits eine unterschiedliche Lebensdauer haben und andererseits, einmal aufgebaut, nur noch mit großem Kostenaufwand erneuert und erweitert werden können.

Die Größe der Anlagen richtet sich nach der Wassermenge, die gefördert, aufbereitet und transportiert werden muss. Die Speicher gleichen im Allgemeinen die Verbrauchsschwankungen im Rohrnetz über 24 Stunden aus. Alle Teile der Wassergewinnung, Wasseraufbereitung und Wasserförderung werden daher nach dem größten Tagesverbrauch bemessen. Die Zubringerleitung vom Speicher zum Ortsnetz und das Ortsnetz selbst werden nach dem größten Stundenverbrauch bemessen.

Der Wasserbedarf, also das für die Planung benötigte Wasservolumen (siehe Kapitel 2) ist für längere Zeiträume schwer abzuschätzen. In der Wasserversorgung werden folgende Zeitmaße verwendet:

$$1 \text{ Jahr} = 1a = 12 \text{ Monate} = 52 \text{ Wochen} = 365 \text{ d (Tage)} = 8760 \text{ h (Stunden)}$$

$$1 \text{ d} = 24 \text{ h}; 1 \text{ h} = 60 \text{ min} = 3600 \text{ s (Sekunden)}$$

Die durchschnittliche Lebensdauer der unterschiedlichen Anlagenkomponenten ist nach den AfA-Tabellen für die Energie- und Wasserwirtschaft anzusetzen. Nach DVGW W 400-1 werden für leicht austauschbare Komponenten, wie z. B. Pumpen 10 Jahre angesetzt, für leicht erweiterungsfähige Anlagen wie z. B. Druckerhöhungsanlagen 10–15 Jahre und für Anlagenteile, die langfristiger Planung bedürfen, wie z. B. Rohrleitungen und Behälter bis zu 50 Jahre.

Längere Bedarfsschätzungen sind mit zu vielen Unsicherheiten verbunden. So fiel z. B. der spezifische Gesamtverbrauch in $l/(E \times d)$ zwischen 1990 und 1993 um 9 %, ging aber seitdem mehr oder minder kontinuierlich von 134 $l/(E \cdot d)$ auf 122 $l/(E \cdot d)$ im Jahr 2009 zurück.

Tafel 1.1 Durchschnittliche Nutzungsdauer von Wasserversorgungsanlagen nach AfA-Tabelle für die Energie- und Wasserwirtschaft

Art der Anlage	Nutzungsdauer (Jahre)
Bohrbrunnen	20 bis 40
Schachtbrunnen	50 bis 70
Pumpen (Kreisel- und Unterwasserpumpen niedrigere, Kolbenpumpen höhere Werte)	10 bis 20
Elektrische Anlagen, Notstromaggregate, Steuergeräte, Maschinenanlagen	15 bis 20
Wasseraufbereitungsanlagen je nach System	20 bis 30
Wasserbehälter, Hochbehälter	50
Hochbehälterausrüstung	25 bis 30
Verteilungsleitungen	40 bis 60
Wasserzähler	15 bis 20

Bei den Rohrleitungen kann es durch veränderte und zurückgehende Nutzung zu Stagnationszonen und damit verbundenen hygienischen sowie Korrosionsproblemen führen (siehe Kapitel 4). In der Wasseraufbereitung kann eine dauerhafte Unterlastung Verbackungen bewirken (siehe Kapitel 5).

Für die Bemessung ist die wirtschaftliche Nutzungsdauer und nicht die Lebensdauer einer Anlage ausschlaggebend.

Für die Kostenoptimierung ist die Wassermengendauerlinie wichtig (Bild 1.2). Die Werte von Q_{dmax} und Q_{dmin} treten nur an wenigen Tagen im Jahr auf. Die Hauptfördermenge liegt mit ca. 250 d/a in der Nähe von Q_{dm} . Auf diese Menge muss das System optimiert werden, wobei Q_{dmax} auch förderbar sein muss.

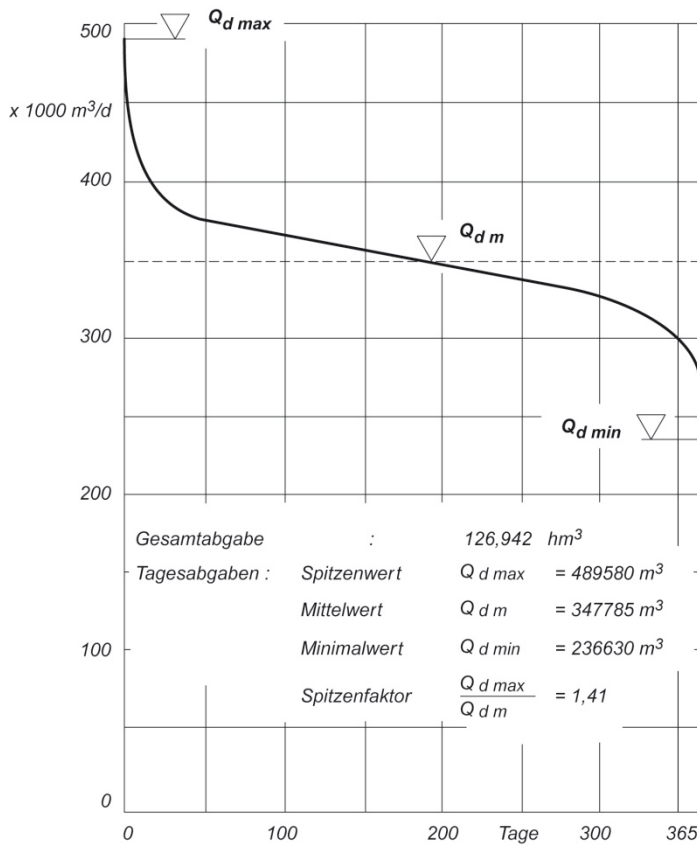


Bild 1.2 Wassermengendauerlinie für die Reinwasserlieferung der Bodenseewasserversorgung [111]

1.2 Anforderungen

1.2.1 Leitsätze für die zentrale Trinkwasserversorgung

1.2.1.1 Anforderungen an Trinkwasser (nach DIN 2000)

Trinkwasser ist unser wichtigstes und durch nichts zu ersetzendes Lebensmittel.

Trinkwasser muss frei von Krankheitserregern sein, darf keine gesundheitsschädlichen Stoffe enthalten und muss keimarm sein. Trinkwasser soll zum Genuss anregen, es soll daher klar, kühl und geruchlos sein und gut schmecken. Der Gehalt an gelösten Stoffen soll so gering wie möglich sein. Grenzwerte finden sich in der Trinkwasserverordnung (TrinkwV) [99]. Trinkwasser und die mit ihm in Berührung kommenden

Werkstoffe sollen so aufeinander abgestimmt sein, dass keine Korrosion entsteht. Es soll stets in genügender Menge und mit ausreichendem Druck verfügbar sein.

1.2.1.2 Planung, Bau und Betrieb von zentralen Trinkwasserversorgungsanlagen

Jedes Wasservorkommen hat seine spezifischen Eigenschaften.

Aus diesem Grund sind die Planung, der Bau und der Betrieb nur erfahrenen Fachleuten zu übertragen. Für Sonderfragen sind Sachverständige heranzuziehen.

Zunächst sind der Bedarf, die Bedarfsspitzen, die Bedarfsentwicklung und das in Aussicht genommene Vorkommen auf seine Quantitäts- und Qualitätseignungen hin zu überprüfen. Planung, Bau und Betrieb müssen nach den anerkannten Regeln der Technik erfolgen. Dies sind z. B. die DIN-Vorschriften und das DVGW-Regelwerk. Ein Verstoß gegen diese Regeln bedeutet grobe Fahrlässigkeit und wird von Gerichten streng geahndet.

Die gesamten Wasserversorgungsanlagen von der Fassung über die Aufbereitung bis hin zum Endverbraucher sind so zu gestalten, dass das Wasser nicht nachteilig beeinträchtigt wird. Während für das Versorgungssystem einschließlich der Hausanschlussleitung in der Regel die Versorgungsunternehmen zuständig sind, ist für die Hausinstallation der Anschlussnehmer oder Betreiber zuständig. Bei der Installation sind die DIN EN 805 für Trinkwasserinstallationen außerhalb von Gebäuden, die DIN EN 806 für Trinkwasserinstallationen innerhalb von Gebäuden und die DIN EN 1717 für Einrichtungen zum Schutz des Trinkwassers zu beachten. Die zusätzlichen Festlegungen für Deutschland finden sich in der DIN 1988 – Technische Regeln für die Trinkwasserinstallation – in den Teilen 100 bis 800. Bei alten Hausanschluss- und Installationsleitungen kommt es insbesondere bei längeren Stagnationsphasen zu gewissen Gesundheitsrisiken. Das Bundesgesundheitsministerium und der DVGW haben daher Hinweise zur Hausinstallation herausgegeben [87-92].

Vor der Inbetriebnahme neuer oder reparierter Anlagenteile sind diese zu reinigen und zu desinfizieren.

Die Wasserversorgungsanlagen sind so zu betreiben, dass die Forderungen der Trinkwasserverordnung (TrinkwV) erfüllt werden.

1.2.1.3 Werkseigene Überwachung von zentralen Trinkwasserversorgungsanlagen

Die fehlerfreie Funktion der Anlagenteile ist regelmäßig zu überwachen. Die Vorschriften des Arbeits- und Gesundheitsschutzes sind zu beachten.

Zur Überwachung der gesamten Wasserversorgungsanlagen sind Wasserproben auf der Rohwasserseite und auf der Verbraucherseite zu entnehmen. Die Probenahme und die Analysen erfolgen nach festgelegten Vorschriften. Umfang und Häufigkeit der Untersuchungen sind in der Anlage 4 der TrinkwV geregelt. Bei komplexen Aufbereitungssystemen ist ein eigenes Werklabor und eine regelmäßige Eigenüberwachung unumgänglich.

Für die Trinkwasserversorgung aus Kleinanlagen und nicht ortsfesten Anlagen gilt die DIN 2001. Deren Forderungen entsprechen im Wesentlichen den Grundsätzen der DIN 2000.

1.2.2 Trinkwasser

Im Zuge der Harmonisierung innerhalb der EU wurde am 03.11.1998 die Richtlinie des Rates der EU über die Qualität des Wassers für den menschlichen Gebrauch erlassen. Aufgrund dessen erließ der Bundestag als Ersatz für das Bundesseuchengesetz am 20. Juni 2000 das Infektionsschutzgesetz. Im § 37 des Infektionsschutzgesetzes ist verankert:

„Wasser für den menschlichen Gebrauch muss so beschaffen sein, dass durch seinen Genuss oder Gebrauch eine Schädigung der menschlichen Gesundheit, insbesondere durch Krankheitserreger, nicht zu besorgen ist.“

Trinkwasser als unser wichtigstes Lebensmittel unterliegt außerdem dem Lebensmittel-, Bedarfsgegenstände- und Futtermittelgesetzbuch [52].

Aufgrund des Infektionsschutzgesetzes hat das Bundesministerium für Jugend, Familie und Gesundheit die Verordnung über Trinkwasser und Wasser für Lebensmittelbetriebe (Trinkwasserverordnung oder kurz TrinkwV) am 03.05.2011 erlassen [99]. Nach Anlage 1 dieser VO dürfen Krankheitserreger nicht im Trinkwasser vorhanden sein. Diese Anforderung gilt als nicht erfüllt, wenn Trinkwasser *Escherichia-Coli*-Bakterien (*E.-coli*) enthält. *E.-coli* dient als Indikatorbakterium und gibt einen Hinweis auf fäkale Verunreinigungen. Auch Enterokokken dürfen nicht enthalten sein. Auf dem Wasserpfad können Krankheitserreger, z. B. für Typhus, Ruhr, Cholera, Hepatitis u. a. übertragen werden [51, 85, 86].

Die Anlage 2 der Trinkwasserverordnung enthält die chemischen Parameter, unterteilt in Stoffe, deren Konzentration sich in Verteilungsnetz und der Hausinstallation in der Regel nicht mehr erhöht und Stoffe, deren Konzentration in Verteilungsnetz und Hausinstallation ansteigen kann.

In Anlage 3 der Trinkwasserverordnung sind die Indikatorparameter festgelegt, die bei fortlaufender Überwachung ohne auffällige Veränderung bleiben müssen. Hier finden sich die coliformen Keime, die in der TrinkwV von 2001 noch als Grenzwert in der Anlage 1 aufgeführt waren. Neu aufgenommen wurde auch die Calcitlösekapazität.

Wasserinhaltsstoffe kann man aufgrund ihrer unterschiedlichen Wirkung in zwei Hauptgruppen unterteilen:

- Stoffe mit toxischer Wirkung
- Stoffe mit störender Wirkung

Stoffe mit toxischer Wirkung können lebensbedrohend sein. So können z. B. Schwermetalle in höherer Dosis aufgenommen, zum Tode führen. Bekannte Beispiele sind die „Itai-Itai-Krankheit“, hervorgerufen durch Cadmiumaufnahme und die „Minamata-

Krankheit“, die durch hohe Quecksilberaufnahme verursacht wurde [27]. Polycyclische aromatische Kohlenwasserstoffe, Pestizide u. a. stehen im Verdacht, krebserregend (cancerogen) zu sein.

Die störenden Stoffe sind sensorische Kenngrößen, das heißt sie werden durch die Sinnesorgane Augen, Nase und Mund wahrgenommen. Eine geringe Trübung, entstanden durch feinen Sand, Lehm oder Tonteilchen, kann technisch mit Hilfe von Absetzbecken und Filtern entfernt werden. Die Temperatur darf 25 °C nicht übersteigen, sonst schmeckt das Wasser fade. Im Grundwasser schwankt die Temperatur bei einer Entnahmetiefe > 12 m nur wenig, die mittlere Jahrestemperatur beträgt in dieser Tiefe ca. 8–10 °C. In der Hausinstallation muss die Warmwasserinstallation gut isoliert werden, da sich sonst das Kaltwasser in der häufig parallel verlaufenden Installation unzulässig erwärmt.

Fremdartiger Geschmack oder Geruch wird durch eine Reihe von Stoffen hervorgerufen. Die Geruchsschwellkonzentration (GSK) ist die Konzentration in mg/l, bei der der Geruch gerade noch wahrnehmbar ist. Sie liegt z. B. bei Chlorphenol bei 0,001 mg/l und bei Mineralölen bei 1 mg/l [37]. Chlorphenole können durch die Zugabe von freiem Chlor entstehen, das zur Entkeimung zugesetzt wurde. Huminstoffe geben dem Wasser einen muffigen Geruch und führen zu moorigem Geschmack. Ein Teil dieser organischen Verbindungen kann durch eine Aktivkohle-Filtration entfernt werden. Auch Salze können einen unangenehmen Geschmack hervorrufen. Eisen- und Manganverbindungen ergeben einen tintenartigen Geschmack und färben das Wasser tief dunkel. Diese Stoffe rufen auch technische Störungen im Wasserversorgungssystem hervor, da sie zu Inkrustationen führen können. Sie müssen daher durch Belüftung und Filtration entfernt werden. Bei gleichzeitiger Anwesenheit von Huminstoffen wird die Entfernung dieser Verbindungen recht komplex.

Auch die Härte des Wassers, ausgedrückt als „Summe der Erdalkalien“ in mol/m³ (siehe Kapitel 4.2.3), beeinflusst den Geschmack. Wasser mit mittlerer und höherer Härte schmeckt besser als sehr weiches Talsperren- oder Regenwasser. Für die öffentliche Wasserversorgung wird eine zentrale Enthärtung ab 3,8 mmol/l empfohlen [31]. Im Gegensatz zu Nordamerika ist es bei uns bis heute nicht üblich, das gesamte Wasser einer Stadt zu enthärten.

In der Natur findet man leider kaum Wässer, die für eine Trinkwasserversorgung ohne Wasseraufbereitung verwendet werden können. Bei der Erschließung neuer Wasservorkommen sollte man aber bestrebt sein, möglichst keimfreies oder keimarmes und von toxischen Stoffen freies Wasser zu gewinnen. Für die technisch störenden Stoffe ist eine möglichst geringe Konzentration anzustreben.

Jedes Wasser ist ein „Individuum“ für sich, es gibt kein allgemeingültiges Rezept für die Aufbereitung. In Kapitel 5 werden zwar die grundlegenden Aufbereitungsverfahren für bestimmte Wasservorkommen beschrieben, vielfach sind aber langjährige Vorversuche unumgänglich. Nur so lassen sich Fehlinvestitionen vermeiden.

1.2.3 Wasser für gewerbliche und industrielle Zwecke

Die gewerbliche und industrielle Produktion setzt Wasser unterschiedlich ein. Wasser wird als Rohstoff (z. B. Brauereiwasser), als Transportstoff (z. B. hydraulische Förderung von Mineralstoffen) oder als Hilfsstoff zum Lösen, Waschen usw. verwendet [60].

An der Qualität des Wassers für wirtschaftliche Zwecke werden häufig andere Anforderungen gestellt, als an die öffentliche Wasserversorgung. Betriebswasser kann Trinkwassereigenschaften einschließen, muss dies aber zwangsläufig nicht. In der Industrie wird vielfach salzarmes und enthärtetes Betriebswasser benötigt. Unter Enthärtung wird die Entfernung der Härtebildner Calcium und Magnesium verstanden. Werden auch die Hydrogencarbonationen entfernt, spricht man von Entcarbonisierung.

Zum Waschen ist hartes Wasser wenig brauchbar, weil die Calcium- und Magnesiumsalze mit den Waschmitteln unlösliche Verbindungen eingehen. In den Textilien kommt es daher zu Ablagerungen, die die Stoffe verhärten. 1 °dH (deutsche Härte) entspricht 0,179 mmol/l Summe Erdalkalien. Für Wäschereien soll die Härte daher < 0,7 mmol/l liegen.

Besonders hohe Anforderungen werden an das Kesselspeisewasser und Kühlwasser gestellt [33]. Insbesondere die Hochleistungskessel der Kraftwerke müssen vor einer Verstopfung und vor Korrosion geschützt werden. Sie werden daher mit sehr reinem Wasser gespeist, das enthärtet, entsalzt und entgast ist, da freier Sauerstoff und Kohlensäure zu Korrosionen führt. Da die öffentliche Wasserversorgung diesen Spezialanforderungen nicht entsprechen kann, müssen viele Betriebe ihr Wasser selbst aufbereiten.

1.3 Grundsatzforderungen für die zukünftige gesicherte Wasserversorgung und Ausblick

Deutschland zählt aufgrund eines ausreichenden Wasserdargebots von 188 Milliarden m³/a zu den wasserreichen Ländern der Erde (siehe Kapitel 3). In einigen Industrie-, Schwellen- und insbesondere Entwicklungsländern ist die gesicherte Trinkwasserversorgung eine der großen Zukunftsaufgaben. Für viele Länder wird daher in naher Zukunft Wasser wichtiger als Öl sein. Schon heute verfügen bestimmte Bevölkerungsgruppen in einigen Ländern nicht einmal über die 2 bis 3 Liter einwandfreien Trinkwassers pro Person die zur täglichen Versorgung mindestens nötig sind. Der Wasserverbrauch hat sich weltweit seit 1950 vervierfacht.

Nach Angaben der UNICEF leben 1,1 Milliarden Menschen weltweit ohne sauberes Trinkwasser und 2,6 Milliarden ohne sanitäre Anlagen. Im Jahr 2002 starben weltweit rund 1,8 Millionen Menschen an Durchfallerkrankungen wie Cholera, Ruhr und Typhus infolge von verschmutztem Trinkwasser, davon 90 % Kinder. In Trockengebieten werden nicht erneuerbare Grundwasservorkommen ausgebeutet. In absehbarer Zeit werden 40 Länder der Erde ohne ausreichende Wasserversorgung sein, und in Afrika haben weniger als 50 % der Bevölkerung Zugang zu Trinkwasser. Im Vergleich zu Deutschland,

wo der Pro-Kopf-Verbrauch bei ca. 120 Liter am Tag liegt, müssen nach Schätzungen der UNICEF 1,2 Milliarden Menschen mit weniger als 20 Litern Wasser pro Tag auskommen. Die WHO hat das Existenzminimum auf 20 l/(E·d) festgelegt [96][101].

Die Wasservorräte der Erde werden auf 1,4 Milliarden km³ geschätzt. Diese sind aber sehr unterschiedlich verteilt, denn 96,5 % befinden sich als Salzwasser in den Ozeanen, ca. 1,76 % sind im Polar- und Gletschereis gebunden und nur 0,77 % stehen als Oberflächen- und Grundwasser und damit als Süßwasser zur Verfügung. Diese nutzbaren Wasservorkommen von weltweit etwa 10 800 000 Milliarden m³ sind auf der Erde und auch in Deutschland sehr ungleichmäßig verteilt und müssen durch Fernversorgungssysteme (siehe Kapitel 8) zwischen Wassermangel- und Wasserüberschussgebieten sowie zwischen Stadt und Land ausgeglichen werden [82].

Durch die Beeinträchtigung der Menschen werden die nutzbaren Wasservorkommen zunehmend gefährdet, und es gibt kaum noch natürliche Wasservorräte. Da Wasser als wichtigstes Lebensmittel durch nichts anderes zu ersetzen ist, müssen alle Bürger durch umweltgerechtes Verhalten und Schonung der Trinkwasserressourcen ihren Beitrag zur Problemlösung leisten.

Die öffentlichen Wasserversorgungsunternehmen stellen daher folgende Anforderungen an den Gewässerschutz:

- Strikte Anwendung des Vorsorge- und Verursacherprinzips
- Verminderung der Schadstoffbelastung aus Luft und Boden (Altlasten, diffuse Quellen u. a.)
- Verminderung der wassergefährdenden Stoffe mit ökotoxikologischem Wirkpotential
- Entwicklung einer umweltverträglichen Landwirtschaft
- Sicherung weiträumiger Wasserschutzgebiete
- Priorität der Trinkwasserversorgung vor anderen Nutzungsansprüchen

Durch gesetzliche Regelungen (siehe Kapitel 9) und durch die Begrenzung höchstzulässiger Mengen bestimmter Stoffe (siehe Kapitel 4) und deren Überwachung mit hoher Messgüte zählt das Trinkwasser in Deutschland zu den am besten kontrollierten Lebensmitteln. Die Spurenanalytik ist in der Lage, Konzentrationen von bis zu einem Nanogramm pro Liter zu messen. Dies bedeutet, dass z. B. ein Stück Würfelzucker im Lechstausee mit 2,7 Milliarden Litern Inhalt nachweisbar ist.

Es ist daher unverständlich, dass viele Bürger nicht Wasser aus der öffentlichen Trinkwasserversorgung trinken, sondern das mehrfach teurere Mineralwasser in Flaschen kaufen. Aus hygienischer Sicht ist dies nicht erforderlich.

In Deutschland können wir mit Blick auf eine gesicherte Trinkwasserversorgung optimistisch in die Zukunft blicken. So kommt das Umweltbundesamt in einer Auswertung zu dem Schluss, dass das Trinkwasser in Deutschland von ausgezeichneter Qualität ist und Grenzwertüberschreitungen seltene Ausnahmen darstellen.

Der planende Ingenieur muss für die Bemessung der einzelnen Anlagenteile wissen, wie groß der gegenwärtige Wasserverbrauch ist und der zukünftige Wasserbedarf sein wird.

Wasser ist für folgende Zwecke bereitzustellen: Versorgung der Bevölkerung, der Kleingewerbebetriebe, der Gewerbe- und Industriebetriebe, der Landwirtschaft, für öffentliche Einrichtungen und Zwecke (z. B. Schulen, Krankenhäuser, Straßenreinigung, Brunnen) und den Feuerschutz. Die benötigte Wassermenge hängt ab von der Einwohnerzahl, dem einwohnerbezogenen bzw. spezifischen Verbrauch und der Art sowie Größe der Betriebe. Der Einzelverbrauch wiederum wird von klimatischen Verhältnissen, der Jahreszeit, dem Lebensstandard der Einwohner, vom Wasserpreis, von der technischen Ausstattung der Gebäude und von weiteren Faktoren bestimmt.

Das Kapitel 2.2 enthält einige einwohnerbezogene bzw. spezifische Verbrauchswerte. Die Zahlenwerte sind häufig anzutreffende Mittelwerte oder deren Bandbreite zum Zeitpunkt der Drucklegung. Diese Daten müssen ständig angepasst werden, da durch wassersparende Einrichtungen und Recyclingmaßnahmen der Industrie sich die Zahlen verändern. Je nach Bemessungsaufgabe müssen diese Werte noch mit Tages- und Stundenspitzenfaktoren multipliziert werden. Nach DVGW W 410 muss die jeweilige Bezugszeit t_B als Bemessungsgröße für die Anschlussleitungen, Zubringer-, Haupt- und Versorgungsleitungen, Pumpen- und Druckerhöhungsanlagen beachtet werden.

Wasserbedarf (DIN 4046) ist das benötigte Wasservolumen für einen bestimmten Planungszeitraum, z. B. der Haushaltswasserbedarf in m^3/d , m^3/h , l/s u. a. Die nutzbare Wasserabgabe ist die tatsächliche gemessene oder geschätzte Netzeinspeisung abzüglich Eigenverbrauch und Verluste. Eigenverbrauch ist der betriebsinterne Wasserverbrauch innerhalb einer Versorgungsanlage, wie Filterspülung, Behälterreinigung, Rohrnetzspülung u. a. Wasserverluste sind der Teil der ins Netz eingespeisten Wassermenge, dessen Verbleib einzeln nicht erfasst werden kann.

2.1 Eigenverbrauch und Wasserverluste

Der Verbrauch an Filterspülwasser kann auf $< 1\%$ der Fördermenge beschränkt werden, da für größere Wasserwerke Rückgewinnungsanlagen zu bauen sind.

Für die Rohrnetzspülungen liegen die Werte bei $1,0\text{--}1,5\%$ der Fördermenge. Bei vielen Endsträngen im System, großen Gebieten mit Stagnation und Neuanlagen können höhere Werte auftreten.

Die Verluste haben eine große wirtschaftliche und ökologische Bedeutung. Die jährlichen Gesamtverluste werden für Deutschland 2007 mit 462 Millionen m^3 angegeben, dies sind, bezogen auf die Wasserabgabe der öffentlichen Versorgung, ca. 10% [106]. Bei den Verlusten wird unterschieden zwischen echten Verlusten durch Rohrbrüche, undichte Verbindungen, Armaturen, Behälterverluste u. a. und den scheinbaren Verlusten, entstanden durch Messfehler und Schleichverluste in der Mengenummessung (W 392). Die echten Verluste betragen in Deutschland unter 8% und stellen damit im europäischen Vergleich den geringsten Wert dar (Bild 2.1).

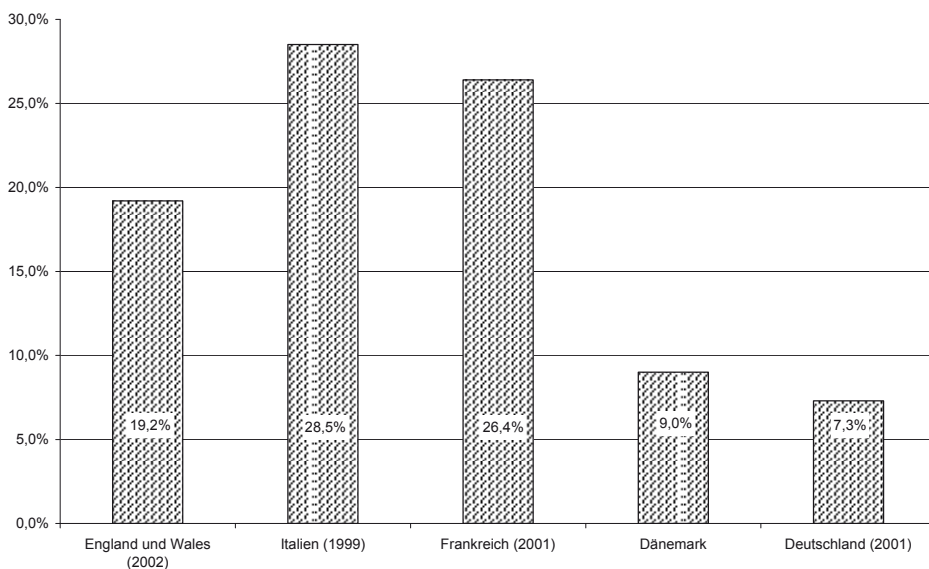


Bild 2.1 Wasserverluste in Europa [nach BGW, UBA, stat. Bundesamt, VEWA-Studie]

Für Sanierungszwecke werden spezifische reale Wasserverluste in m^3 je km Rohrnetz und Stunde ermittelt. In W 392 finden sich in Abhängigkeit von der Versorgungsstruktur (großstädtisch, städtisch, ländlich) Richtwerte zwischen $< 0,05$ bis zu mehr als $0,20 \text{ m}^3/(\text{km}\cdot\text{h})$. Der systematischen und auch PC-gesteuerten Lecksuche kommt große Bedeutung zu. In der Praxis konnten z. B. spezifische Wasserverluste innerhalb von 6 Jahren von $1,13 \text{ m}^3/(\text{km}\cdot\text{h})$ auf $0,13 \text{ m}^3/(\text{km}\cdot\text{h})$ gesenkt werden. Die Rohrnetzlänge betrug 70 km. Die wirtschaftlichen Vorteile der Sanierung sind beachtlich.

2.2 Verbrauchskennwerte

Nach Angaben des statistischen Bundesamtes für das Jahr 2007 [102] schwankt der einwohnerbezogene Wasserverbrauch in den einzelnen Bundesländern zwischen 112 und 171 l/(E·d). Für die Haushalte einschließlich Kleingewerbebetriebe liegen die Zahlen zwischen 85 und 135 l/(E·d) (Tafel 2.1).

Tafel 2.1 Einwohnerbezogener Wasserverbrauch in einzelnen Bundesländern 2007 [107]

Bundesland	Einwohnerbezogener Wasserverbrauch in l/(E·d)	
	Haushalte und Kleingewerbebetriebe	Verbraucher gesamt
Baden-Württemberg	116	145
Bayern	133	165
Berlin	112	153
Brandenburg	98	119
Bremen	127	158
Hamburg	134	145
Hessen	123	142
Mecklenburg-Vorpommern	100	136
Niedersachsen	128	160
Nordrhein-Westfalen	135	170
Rheinland-Pfalz	118	150
Saarland	116	146
Sachsen	85	122
Sachsen-Anhalt	90	120
Schleswig-Holstein	133	171
Thüringen	90	112
Bundesrepublik gesamt	122	153

Die Industrie bezieht nur einen geringen Teil über die öffentlichen Wasserversorgungsunternehmen (WVU). Die Wasserabgabe an Verbraucher gliedert sich in der Bundesrepublik Deutschland wie folgt:

Tafel 2.2 Wasserabgabe an Verbraucher in der Bundesrepublik Deutschland [107]

Wasserabgabe in Millionen m ³ pro Jahr für 2007		
Wasserabgabe an Haushalte und Kleingewerbebetriebe	Wasserabgabe an die Industrie und sonstige Verbraucher	Insgesamt
3622	922	4544

Tafel 2.3a Verbrauchswerte für Haushalte

Täglicher Verbrauch	%	l/(E×d)
Körperpflege, Baden, Duschen	36	43,9
WC-Spülung	27	32,9
Wäsche	12	14,7
Geschirrspülen	6	7,3
Reinigung, Autopflege, Garten	6	7,3
Trinken und Kochen	4	4,9
Kleingewerbebetriebe	9	11,0
Gesamt	100	122,0

Tafel 2.3b Verbrauchswerte für Haushalte [80][96]

Spezifischer Verbrauch	l/Vorgang
Wannenbad	115–180
Duschen	40–80
WC-Spülung	4–14
Geschirrspüler je nach Baujahr,	13–40
Geschirrspülen von Hand	25–40
Waschmaschine je nach Baujahr	50–130
Gartenbewässerung	5–10 l/m ²
Wohngebäude je nach Lage und Baujahr	90–220 l/(E·d)

Weitere Anhaltswerte finden sich auch in der VDI-Richtlinie 3807, Blatt 3 „Wasserverbrauchskennwerte für Gebäude und Grundstücke“

Diese Aufstellungen machen deutlich, dass bei Neuplanungen und Erweiterungen genaue Analysen erforderlich sind. Die Zahlenwerte sind ggf. durch Befragungsergebnisse zu ergänzen.

Der auf den Einwohner bezogene Verbrauch kann regional in Deutschland stark schwanken. So ist z. B. der einwohnerbezogene Wasserverbrauch in der Bundesrepublik seit 1990 ständig gesunken (Bild 2.3).

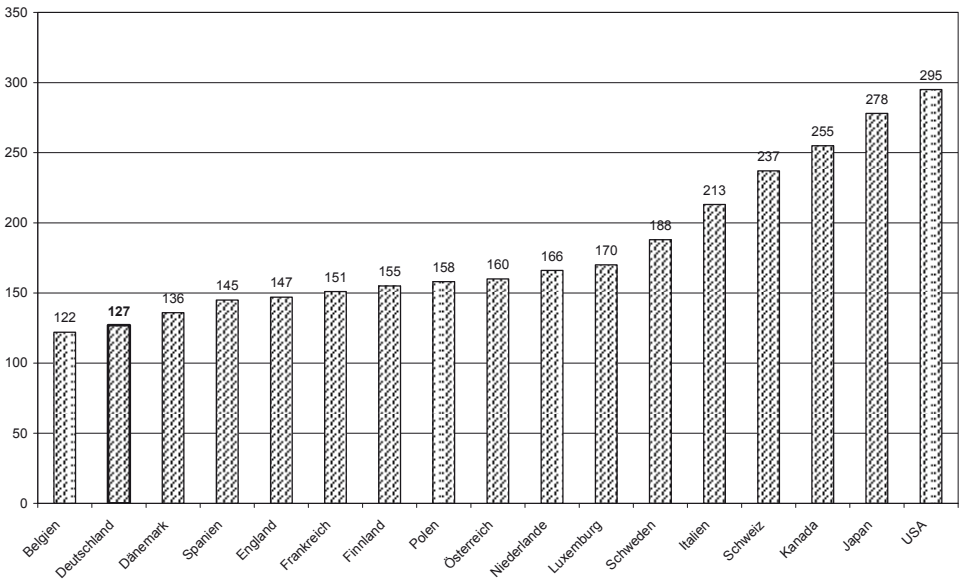


Bild 2.2 Wasserverbrauch in unterschiedlichen Ländern (einschließlich Kleingewerbe)
[nach BGW 2004; IWSA 1999; OECD 1999]

Tafel 2.4 Auswahl von Verbrauchswerten in Gewerbe, Industrie, öffentliche Einrichtungen, Dienstleistungsbereich [1][14][31][61][80]

Gewerbe und Industrie*)	Mittelwerte in m ³
Bäckerei je Beschäftigten und Arbeitstag (Ad)	0,150
Fleischer je Beschäftigten und Ad	0,250
Waschstraße für PKW mit Ober- und Unterwäsche	
ohne Kreislaufführung	0,400–0,500
mit Kreislaufführung	0,080
Zuckerherstellung je Tonne Rüben	
alte Betriebsform	15,000
moderne Betriebsform	0,030
Hüttenindustrie je Tonne Rohstahl	
alte Betriebsform	100,000
moderne Betriebsform	44,000
Molkerei je 1000 l Milch	4,000
Brauerei ohne Kühlung je 1000 l Bier	3,000
Schlachthof je Großvieheinheit (GVE)	0,300
(1 GVE (GVE = Pferd, Rind) = 2,5 Kleinvieheinheiten (KVE = Schaf, Schwein))	
*) je nach Kreislaufführung können erhebliche Abweichungen auftreten	
Richtwerte für spez. Verbrauch bei 310 Ad und 14 h Betriebszeit	Liter pro s und ha
Betriebe mit geringem Verbrauch („trocken“)	0,5–1,0
Betriebe mit mittlerem Verbrauch	2,5–5,0
Betriebe mit hohem Verbrauch („nass“)	5,0–10,0

Tafel 2.4 Fortsetzung

<i>Landwirtschaft</i>	Mittelwerte in m ³ pro Tag
1 GVE	0,050
1 GVE mit Güllewirtschaft	0,100
1 Großvieheinheit (GVE = 500 kg Lebendgewicht), 1 Kleinvieh-einheit = 0,2 GVE	
Umrechnung je nach Lebendgewicht Faktoren von 1,2 (Kühe) bis 0,004 (Geflügel) siehe W 410	
<i>Öffentliche Einrichtungen, Dienstleistungsbereich</i>	m ³ /d pro Person
Büro- und Verwaltungsgebäude	0,010–0,040
Schulen	0,010–0,030
Campingplätze	0,017
Altenheime	0,150
Krankenhäuser (min/max/Mittelwert)	0,120/0,830/0,340
Hotel (Erstklasse/Pension/Mittelwert)	1,400/0,100/0,290
Hallen- und Freibäder	0,140–0,210

Es bestehen deutliche Unterschiede zwischen maximaler, mittlerer und minimaler Förderung. Tafel 2.5 macht deutlich, dass mit zunehmender Größe des Versorgungsunternehmens die Schwankungsbreite zwischen $Q_{h \max}$ zu $Q_{h \min}$ kleiner wird.

Tafel 2.5 Höchste stündliche Wasserabgabe in das Rohrnetz – nach Unternehmensgröße – 1988 [105]

Unternehmensgröße nach Aufkommen in 10 ⁶ m ³	Anzahl der WVU ¹⁾	Durchschnittliche stündliche Wasserabgabe in das Netz in 10 ³ m ³	Höchste stündliche Wasserabgabe in das Netz in 10 ³ m ³	Höchste stündliche Wasserabgabe in das Netz je WVU (4) : (2) in m ³	Verhältnis höchste/durchschnittliche stündliche Wasserabgabe in das Netz (4) : (3)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
über 20	42	275,22	511,11	12169	1,86
10 bis 20	38	61,88	125,97	3315	2,04
5 bis 10	92	71,34	150,54	1636	2,12
1,5 bis 5	411	119,67	273,78	666	2,29
0,5 bis 1,5	619	64,47	149,59	242	2,33
bis 0,5	235	8,82	22,62	96	2,57
1988	1437	601,41	1233,61	858	2,06

¹⁾ Anzahl derjenigen WVU, von denen Angaben zur höchsten und stündlichen Wasserabgabe vorlagen

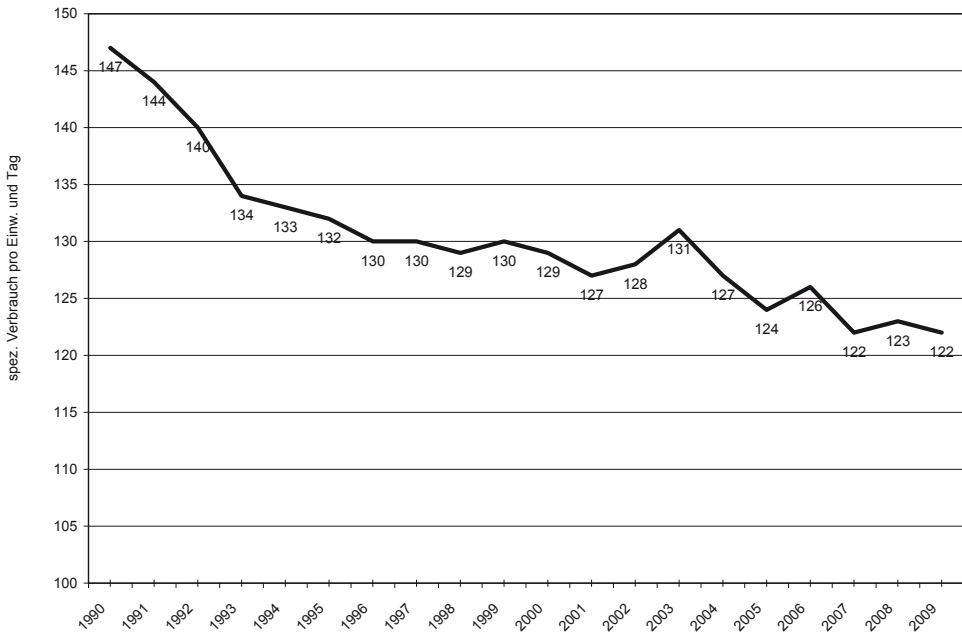


Bild 2.3 Entwicklung des einwohnerbezogenen Verbrauchs in Deutschland [107]

2.3 Schwankungen des Wasserverbrauchs

Die jährlichen Verbrauchsschwankungen sind zum Teil klimatisch bedingt. In trockenen Jahreszeiten werden häufig beachtliche Beregnungsmengen für die Gartenbewässerung dem Netz entnommen. Dieser Effekt wird durch die Ferienzeit überlagert, Werksferien großer Industriebetriebe haben einen erheblichen Einfluss auf den Wasserverbrauch. Die Wochenzyklen der Stadtwerke Hannover liegen z. B. im Januar deutlich unter 160 000 m³/d und im Mai/Juni darüber. Die Sommerferien führen zu einem deutlichen Abgaberückgang (Bild 2.5).

Die täglichen Verbrauchsschwankungen können beträchtlich sein und verteilen sich nicht gleichmäßig über den Tag (Bild 2.4). Für die Ausbaugröße eines Wasserwerkes sind die Tagesabgabemengen im Planungszeitraum wichtig:

$Q_{d\max}$ = höchste Tagesabgabe in m³

$Q_{d\text{m}}$ = durchschnittliche Tagesabgabe in m³

$Q_{d\min}$ = niedrigste Tagesabgabe in m³

Der höchste Tagesverbrauch $Q_{d\max}$ tritt im Allgemeinen von Ende Mai bis Ende Juli auf. Die warme Witterung erhöht den Haushaltsverbrauch. Mit beginnender Ferienzeit sinkt der Verbrauch. Er kann dann aber in Fremdenverkehrsorten einen Spitzenwert erreichen. Dies gilt auch für Wintersportorte mit ausgeprägtem Wochenendbetrieb.

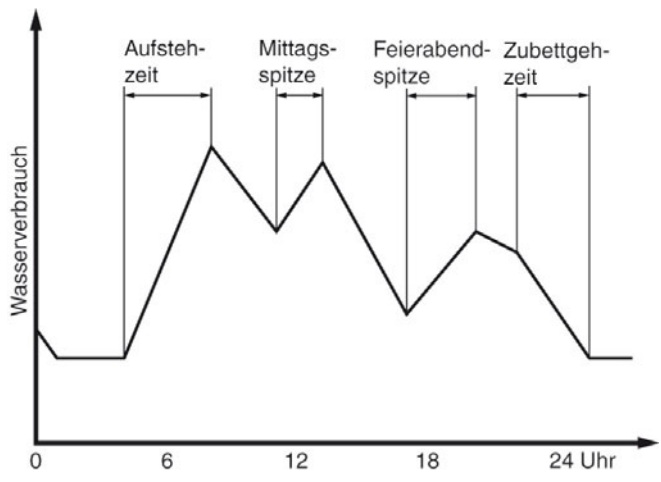


Bild 2.4 Charakteristischer Verlauf des Tagesverbrauchs

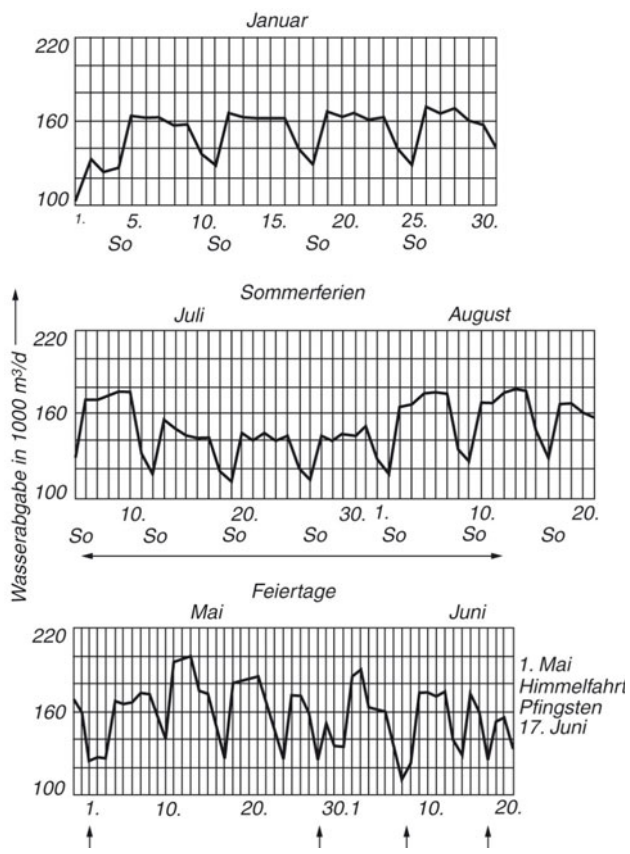


Bild 2.5 Wochenzyklen der Wasserabgabe der Landeshauptstadt Hannover [59]

An Sonn- und Feiertagen liegt normalerweise der Bedarf bei nur 70 % der anderen Wochentage. Der Montag oder der Freitag ergeben i. d. R. den höchsten Verbrauchstag der Woche. An etwa 250 bis 300 Tagen im Jahr muss die mittlere Wassermenge $Q_{d\text{m}}$ geliefert werden (Bild 1.2).

Der Tagesspitzenfaktor als Quotient von $Q_{d\text{max}}$ zu $Q_{d\text{m}}$ schwankt nach W 400-1 in Abhängigkeit von der Abgabemenge zwischen 2,0 und 1,3.

Die stündlichen Verbrauchsschwankungen können durch besondere Ereignisse, z. B. Fußballfernsehübertragungen, sehr hohe Spitzen aufweisen. Für kleine Versorgungseinheiten steigt die Wahrscheinlichkeit, dass Wasserentnahmeeinrichtungen gleichzeitig betätigt werden erheblich an. Nach DVGW W 410 steigt der Spitzenbedarf nicht linear sondern von ca. 0,688 l/s für einen Einwohner auf 8,091 l/s für 1000 Einwohner an. Diese Zahlen sind z. B. für die Bemessung von Druckerhöhungsanlagen (siehe Kapitel 6) wichtig. Für Anschlussleitungen von Sonderobjekten wie z. B. Schulen, Krankenhäuser, Hotels wird auf W 410 verwiesen.

Nach W 410 werden Spitzenfaktoren für die Tagesspitze f_d (Quotient aus maximalem und durchschnittlichem Tagesverbrauch) und Stundenspitze f_h (Quotient aus maximalem Stundenverbrauch bei $Q_{d\text{max}}$ zu durchschnittlichem Stundenverbrauch $Q_h = Q_d/86,4$; Q_h in l/s und Q_d in m^3/d) eingeführt.

Bei kleinen Gemeinden ist die Stundenspitze höher anzusetzen, weil sich der Verbrauch durch die gleichmäßigere Zusammensetzung der Bevölkerung und die gleichen Lebensgewohnheiten zu bestimmten Stunden des Tages häuft, z. B. bei Milchviehwirtschaft die Abholung der Milch oder Betriebsbeginn eines Großbetriebes. In der Großstadt leben Tag- und Nachtmenschen nebeneinander, der Verbrauch ist gleichmäßiger über den gesamten Tag verteilt.

2.4 Löschwasserversorgung

Nach W 405 wird zwischen Grundschutz und Objektschutz unterschieden. Welche Maßnahmen für den Objektschutz, z. B. Hochhäuser, Hotels, gefährdete Betriebe u. a., festzulegen sind, ist mit der Feuerwehr zu klären. Die Löschwassermenge hat in kleinen Orten einen erheblichen Einfluss auf die Rohrbemessung. Nach W 400-1 erfolgt die Bemessung zusätzlich zum Spitzenstundensatz eines mittleren Verbrauchstages. Bei der Bemessung darf an keiner Stelle im Netz der Druck von 1,5 bar unterschritten werden, da sonst Unterdruck im Netz entsteht. Da eine Überbemessung der Rohrleitung im Normalbetrieb zur Stagnation führt, ist bei kleinen Versorgungseinheiten zu prüfen, ob nicht Löschwasserteiche oder -brunnen gebaut werden können.

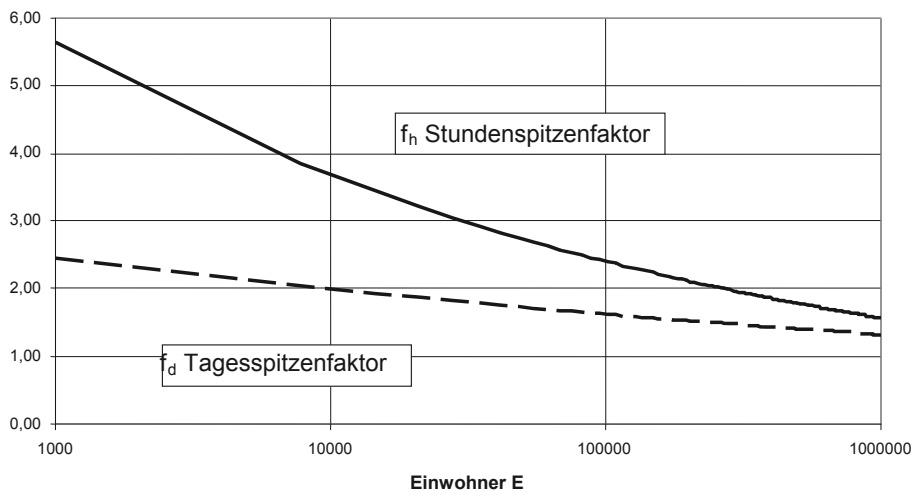


Bild 2.6 Spitzenfaktoren f_h und f_d in Abhängigkeit von den Einwohnern je Versorgungsgebiet [aus W 410]

Für den Normalfall und den Grundschutz sind in W 405 Richtwerte festgelegt. Diese Werte berücksichtigen die Bebauungsart, die Geschosszahl, die Geschossflächenzahl und die Gefahr der Brandausbreitung. Für eine mittlere Brandausbreitungsfahr (Umfassung nicht feuerbeständig/feuerhemmend, harte Bedachung; Umfassung feuerbeständig/feuerhemmend, weiche Bedachung) werden in Tafel 2.6 aufgelistete Richtwerte genannt.

Tafel 2.6 Feuerlöschmengen (W 405)

Siedlungsform	m³/h	l/s
Ländliche Ansiedlungen von 2 bis 10 Anwesen/ Wochenendhausgebiete¹	48	13,3
Reine und allgemeine Wohngebiete (WR und WA), besondere Wohngebiete (WB), Mischgebiete (MI), Dorfgebiete (MD), Gewerbegebiete (GE), Kerngebiete (MK) mit höchstens einem Vollgeschoss,	96	26,6
Kerngebiete (MK) mit mehr als einem Vollgeschoss, Industriegebiete (GI)	192	53,3

Der Löschwasserbedarf soll i. d. R. für zwei Stunden zur Verfügung stehen. Ein Löschbereich umfasst 300 m Umkreis um das Brandobjekt. Bei zweiseitiger Einspeisung können die obigen Werte halbiert werden. Für die Bemessung der Rohrleitung ist von der

¹ Ungeachtet der baulichen Nutzung und der Gefahr der Brandausbreitung.

Löschwassermenge und $Q_{h \max}$ eines mittleren Verbrauchstages ($Q_{d \text{ m}}$) auszugehen. Für die Bemessung des Hochbehälters ist Löschwasser nur bei einem Gesamtverbrauch $< 2000 \text{ m}^3/\text{d}$ zu berücksichtigen (W 300).

2.5 Rationelle Wasserverwendung

Die Entwicklung des einwohnerbezogenen Wasserverbrauchs der Haushalte und Kleingewerbebetriebe in der Bundesrepublik Deutschland weist seit einigen Jahren eine rückläufige Tendenz auf. Im Wesentlichen haben folgende Maßnahmen dazu geführt:

- Änderung des Verbrauchsverhaltens der Bevölkerung durch Aufklärung
- Installation wassersparender Armaturen und Einrichtungen
- Installation von Wohnungswasserzählern
- Substitution von Trinkwasser durch Regen-, Grau- und Betriebswasser

Modellversuche ergaben durch Umrüstungen in Haushalten durchschnittliche Einsparungen von 18 % [54]. Hinweise zum rationellen Einsatz von Trinkwasser in Wohngebäuden sowie öffentlichen und gewerblichen Einrichtungen können der VDI-Richtlinie 6024 „Wasser sparen in der Sanitärtechnik“, September 2008, entnommen werden. Die Einsparung kann beachtliche Mengen erreichen. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass durch die Reduzierung des Warmwasserverbrauchs zusätzlich auch Energie eingespart wird. So liegen Amortisationszeiten für Sanierungen im Trinkwasserbereich häufig im Bereich zwischen 0,03 und 5 Jahren. Allerdings muss darauf hingewiesen werden, dass durch den großen Fixkostenanteil in der Wasserversorgung bei sinkenden Verbrauchswerten mit einer Zunahme des Wassertarifs gerechnet werden muss.

Auch bei der Landwirtschaft kann auf dem Beregnungssektor noch erheblich Wasser eingespart werden.

Zusätzliche Nichttrinkwassernetze für die öffentliche Versorgung sind aus hygienischen Gründen abzulehnen. Bei der Nutzung von Regen- und Grauwasser müssen unter anderem zur Sicherung der Hygiene die Hinweise des DVGW Regelwerks sowie der DIN 1988 bzw. der DIN EN 1717 beachtet werden.

2.6 Zukünftige Bedarfsentwicklung

Wasserversorgungsanlagen sind langlebige Güter. Aus diesem Grund ist die Erstellung von Wasserbedarfsprognosen mit großer Sorgfalt vorzunehmen. Für die Ermittlung des zukünftigen Wasserbedarfs eines Versorgungsgebietes ist eine umfassende Kenntnis der derzeitigen Situation, unter anderem im Hinblick auf Art und Umfang der Ausstattung mit wasserverbrauchenden Einrichtungen sowie auf mögliche Entwicklungstendenzen, erforderlich.

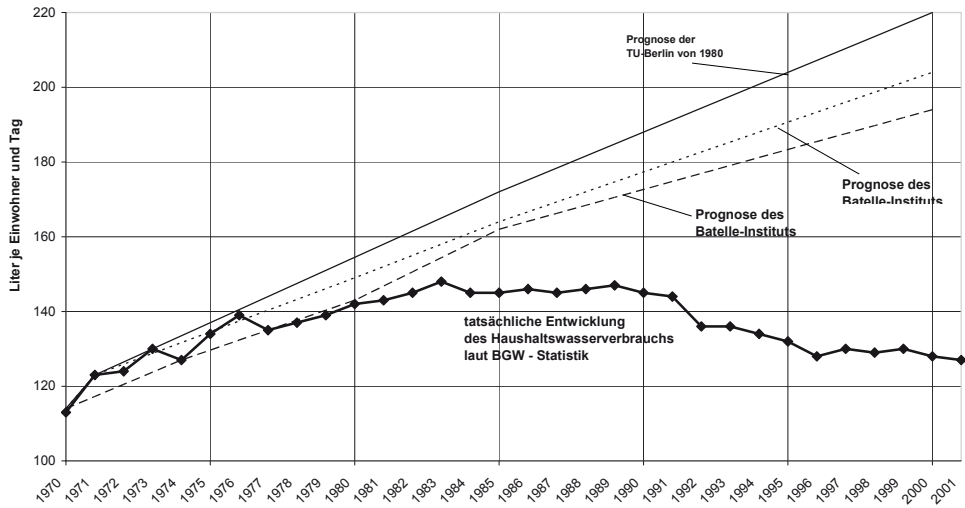


Bild 2.7 Prognose und tatsächliche Entwicklung des Haushaltswasserverbrauchs in Litern pro Einwohner und Tag

Ferner benötigt man Angaben zur Bevölkerungsentwicklung im betrachteten Gebiet. Früher wurde ein mathematisch, statistischer Ansatz gewählt. Dies ergab eine steigende Tendenz durch den Einfluss von steigendem Bruttosozialprodukt und verfügbarem Einkommen.

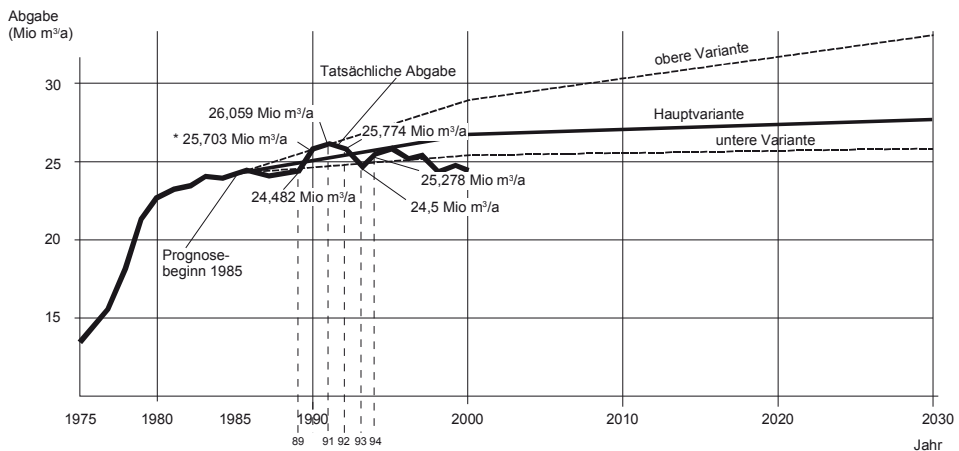


Bild 2.8 Gesamtwasserabgabe des Aggervverbandes, Prognosewerte von 1985 und tatsächlicher Verbrauch

Heute nutzt man differenzierte Betrachtungen für die einzelnen Verwendungsbereiche des Wassers im Haushalt. Dabei werden Ausstattung, Benutzungshäufigkeit und Verbrauch pro Benutzung der sanitären Anlagen berücksichtigt. Hier ergibt sich eine obere und eine untere Variante (siehe Bild 2.8).

Für die Modellrechnung im folgenden Beispiel ist das Rohrnetz auf $Q_{h\max}$ am verbrauchreichsten Tag auszulegen.

Beispiel 2.1

- Gesucht:
- Für die exemplarische Wasserbedarfsermittlung einer Kleinstadt mit 18000 Einwohnern und einigen Sonderabnehmern: Q_{dm} , $Q_{d\max}$, $Q_{h\max}$
- Gegeben:
- Planjahr 2009
- Zieljahr 2014
- Bevölkerungsentwicklung Abnahme um 10 %, Abnahme bis 2014 um 1800 Einwohner
- Haushaltswassermenge nach Tafel 2.1, sonstige Verbrauchswerte nach Tafel 2.4
- Löschwasser nach Tafel 2.6 für Haushalte und Industrie 192 m³/h bzw. 53,3 l/s
- Gewerbefläche mit 14 h Betrieb (trocken): 0,75 l/s ha · 14 h ergibt 37,8 m³/ha

Verbraucher	Mittlerer Tagesverbrauch	
	m³/Einheit	m³/d
<i>Haushalt (im Planjahr)</i>		
18000 Einwohner	0,122	2196
<i>Landwirtschaft</i>		
400 Rinder mit ca. 500 kg und Güllewirtschaft = 400 GVE	0,100	40
<i>Gewerbe und Industrie</i>		
Bäckerei mit 25 Angestellten	0,150	ca. 4
Luxushotel mit 250 Betten	1,400	350
Molkerei mit 100000 l/d	0,004	400
<i>Gewerbefläche mit 2 ha Größe</i>		
geringer Wasserverbrauch (siehe Vorgaben)	37,80	75,6
<i>Allgemeiner Verbrauch</i>		
500 Schüler	0,010	5
Krankenhaus mit 500 Patienten	0,340	170
	Summe Q_{dm} = 3250,6	
<i>Wasserverbrauch WVU</i>		
Eigenbedarf Versorgungsunternehmen		
Rohrnetz- und Filterspülung	1,5 %	
Wasserverluste	4 %	
	Summe 5,5 % von Q_{dm} = 179	
Gerundete Summe für den durchschnittlichen Tagesbedarf Q_{dm}	3429	

Mit Bild 2.6

$$Q_{d\max} = 1,9 \cdot Q_{dm} = 1,9 \cdot 3429 = 6515 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{h\max} = (Q_d/86,4) \cdot 3,5 = 3429/86,4 \cdot 3,5 = 138,9 \text{ l/s}$$

für die Löschwassermenge: $Q_{h\max}$ bei Q_{dm} : $3429/86,4 = 39,7 \text{ l/s}$

Spitzenbedarf im Rohrnetz des Versorgungsgebietes:

Fall A: $Q_{h\max} = 138,9 \text{ l/s}$

Fall B: $Q_{h\max}$ bei Q_{dm} und Löschwasser = $39,7 + 53,3 = 93,0 \text{ l/s}$

Die Bemessung der Rohrleitung vom Wasserwerk zum Hochbehälter hängt von der Pumpzeit ab. Für eine Pumpzeit von 24 h ist die Leitung auf $6515/24 = 272 \text{ m}^3/\text{h}$ bzw. $75,4 \text{ l/s}$ auszulegen.

Bei der Wahl unterschiedlicher Pumpzeiten für Förderung, Aufbereitung und Füllung des Hochbehälters werden Zwischenspeicher (Rohwasser und aufbereitetes Wasser) erforderlich. Zur Wahl der Pumpzeit und deren Auswirkungen siehe Kapitel 6.

3.1 Niederschläge und Abflüsse

3.1.1 Wasserkreislauf

Nach DIN 4049 versteht man unter Wasserkreislauf die ständige Folge der Zustands- und Ortsänderung des Wassers mit den Hauptkomponenten Niederschlag, Abfluss, Verdunstung und atmosphärischer Wassertransport nach Bild 3.1.

Das aus der Lufthülle ausgeschiedene Wasser in Form von Regen, Schnee, Hagel, Tau, Reif u. a. wird als Niederschlag bezeichnet. Ein Teil der Niederschläge wird von den Pflanzenoberflächen aufgefangen und gespeichert und verdunstet teilweise direkt, ohne den Boden erreicht zu haben (Interzeptionsverdunstung). Ein Teil verdunstet von den freien Boden- und Wasserflächen, ein weiterer wird von den Pflanzen verdunstet (Transpiration). Die Gesamtheit der Verdunstung nennt man Evapotranspiration.

Ein Teil der Niederschläge fließt oberirdisch, ein Teil durch Infiltration in den Grundwasserkörper unterirdisch ab. Die Zusammenhänge zwischen Jahresniederschlag, Verdunstung und Abfluss zeigt Bild 3.2. Der deutliche Einfluss von Trockenjahren auf den unterirdischen Abfluss ist zu erkennen [108].

Jede Entnahme aus dem Grundwasser- oder Oberflächenwasservorkommen stört den natürlichen Wasserhaushalt. Das Wasser wird seit alters her von den Menschen als Ressource (Rohstoff) zu unterschiedlichen Zwecken genutzt. Soweit die Entnahme umweltverträglich erfolgt, müssen sich Wassergewinnung und Ökologie nicht ausschließen [21][104].

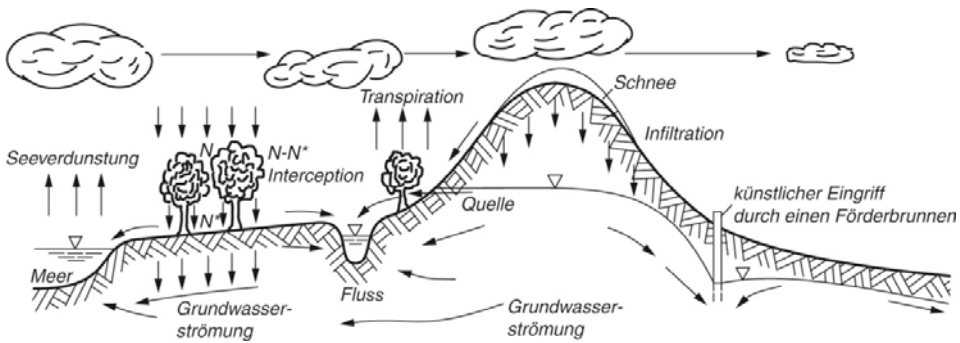
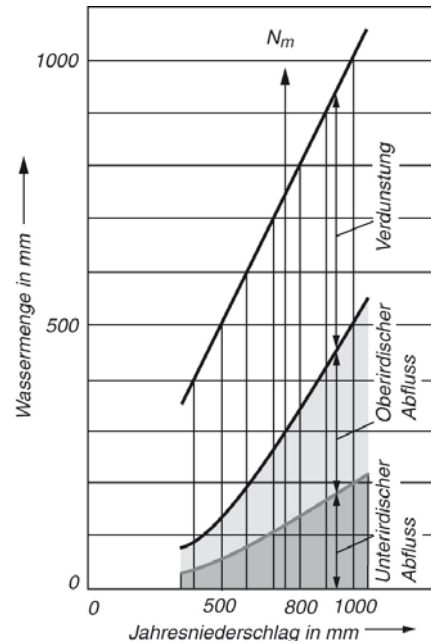


Bild 3.1 Schematische Darstellung des Wasserkreislaufes [97]

Bild 3.2 Wasserhaushalt allgemein in Deutschland



3.1.2 Wasserdargebot

In Deutschland beträgt die durchschnittliche Niederschlagshöhe 798 mm/a. Dies entspricht einem Niederschlagsvolumen von 285 Milliarden m³/a. Die Verdunstung beträgt 510 mm/a, so dass eine Abflussmenge von 288 mm/a bleibt. Etwa 80 % des Abflusses tritt über das Grundwasser in die oberirdischen Gewässer ein. Für eine Gesamtfläche von 356799 km² ergibt sich ein Wasserdargebot 188 Milliarden m³/a [106]. Vom vorhandenen Wasserdargebot werden zurzeit nur 32,3 Milliarden m³/a genutzt. Auf den Bereich der nichtöffentlichen Wasserversorgung entfallen 27,2 Milliarden m³/a. Den größten

Anteil hieran haben Wärmekraftwerke. Sie entnehmen nahezu ausschließlich Oberflächenwasser und setzen dieses überwiegend für Kühlzwecke ein. Die restlichen 5,1 Milliarden m^3/a werden für die öffentliche Wasserversorgung eingesetzt. Dieses entspricht einem Anteil von lediglich 2,7 % des gesamten Wasserdargebots der Bundesrepublik Deutschland.

Deutschland liegt in der gemäßigten Klimazone, das Klima kann als humid bezeichnet werden. Dem mittleren Jahresdurchschnitt von 798 mm/a stehen Werte von 2500 mm/a im Alpenvorland und 55 mm/a im nördlichen Rheintalgraben gegenüber.

Niederschlagsreiche Gebiete sind die Mittelgebirge. Es gibt somit regionale, jahreszeitliche und vom langjährigen Mittelwert stark abweichende Werte. Zieht man für eine globale Betrachtung der Wasserversorgung das Trockenjahr 1959 heran, so standen auch in diesem trockenen Jahr noch ca. 700 m^3 pro Kopf der Bevölkerung bei einem durchschnittlichen Verbrauch von derzeit ca. 47 m^3 pro Jahr zur Verfügung. Es müssen aber auch die Anforderungen der Kraftwerke, der Industrie und der Landwirtschaft berücksichtigt werden. In Niedrigwasserzeiten werden die Flüsse und Seen fast ausschließlich aus dem Grundwasser gespeist. Global gesehen zählt das Bundesgebiet keineswegs zu den wasserarmen Regionen. Regional sind aber durchaus Mangelgebiete vorhanden. Bei sinnvoller Bewirtschaftung schließen sich daher Trinkwasserversorgung und die ökologischen Forderungen, den Naturwasserhaushalt zu erhalten nicht aus. Eine Bestandsaufnahme und Handlungsempfehlungen zu den Auswirkungen des Klimawandels auf die Wasserwirtschaft finden sich im Strategiepapier der LAWA vom März 2010.

3.2 Grundwasser

Für eine sichere und nachhaltige Trinkwasserversorgung der Bevölkerung muss das Grundwasser in den Einzugsgebieten so geschützt werden, dass Trinkwasser mit natürlichen Verfahren gewonnen werden kann. Eine besondere Bedeutung kommt der Grundwasserqualität zu. Führende Berufsvereinigungen des Wasserfachs aus Deutschland, Österreich und der Schweiz haben zu diesem Thema im Jahre 2004 ein Grundwassermemorandum verabschiedet, das Forderungen an einen nachhaltigen Grundwasserschutz enthält und Schwellenwerte für Handlungsbedarf definiert.

3.2.1 Begriffsbestimmungen und Grundlagen

Die das Grundwasser betreffenden Fachausdrücke sind in DIN 4049-1 bis DIN 4049-3 Hydrologie festgelegt.

Grundwasser ist unterirdisches Wasser, das die Hohlräume der Erdrinde, z. B. Poren, Klüfte, Höhlen, zusammenhängend ausfüllt. Seine Bewegung wird ausschließlich von der Schwerkraft und den durch die Bewegung selbst ausgelösten Reibungskräften bestimmt. Es gibt Grundwasserleiter, Grundwassergeringleiter und Grundwassernichtleiter.

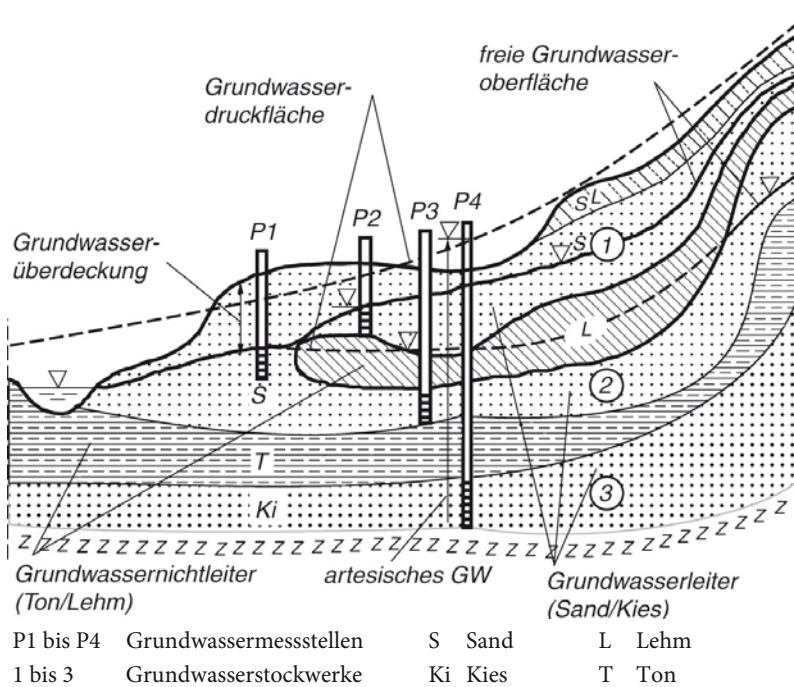


Bild 3.3 Grundbegriffe für das Grundwasser (GW)

Grundwassernichtleiter sind praktisch wasserundurchlässig. Die hydraulische Leitfähigkeit für Grundwasser wird durch den Durchlässigkeitsbeiwert oder k -Wert (m/s) ausgedrückt (Tafel 3.2). Als Transmissivität (m^2/s) bezeichnet man die integrale Durchlässigkeit über die Grundwassermächtigkeit.

Bringt man in einen Grundwasserkörper Grundwassermessstellen, früher als Peilrohre (P1–P4) bezeichnet, nieder, so sind nach Bild 3.3 folgende Begriffe wichtig:

Je nach Bohrtiefe können mehrere *Grundwasser-Stockwerke* erreicht werden. Die Höhe des Grundwasserstandes in der Grundwassermessstelle wird dadurch bestimmt, ob es sich um freies oder um gespanntes Grundwasser handelt.

Im *Grundwasserleiter* (1) mit den Messstellen P1 und P2 stellt sich der *Grundwasserspiegel* ein. Für das Stockwerk (2) ist am linken Bildrand die freie Oberfläche zu erkennen. Im weiteren Verlauf wird dieses Stockwerk von einer undurchlässigen Lehmschicht überlagert, hierdurch entsteht gespanntes Grundwasser. In Messstelle P3 stellt sich daher eine *Grundwasserdruckflächenhöhe* ein. Für den Grundwasserleiter (3) mit der Messstelle P4 ergibt sich ein Sonderfall. Die Grundwasserdruckfläche liegt über der Geländeoberfläche. Sie ist der geometrische Ort der Endpunkte aller Standrohrspiegelhöhen der Grundwasseroberfläche. Es handelt sich um artesisch gespanntes Grundwasser.

Der Locker- oder Festgesteinskörper über der Grundwasseroberfläche wird als *Grundwasserüberdeckung* bezeichnet. Je nach Deckschichtaufbau wird der Grundwasserkörper gegen Oberflächeneinflüsse geschützt.

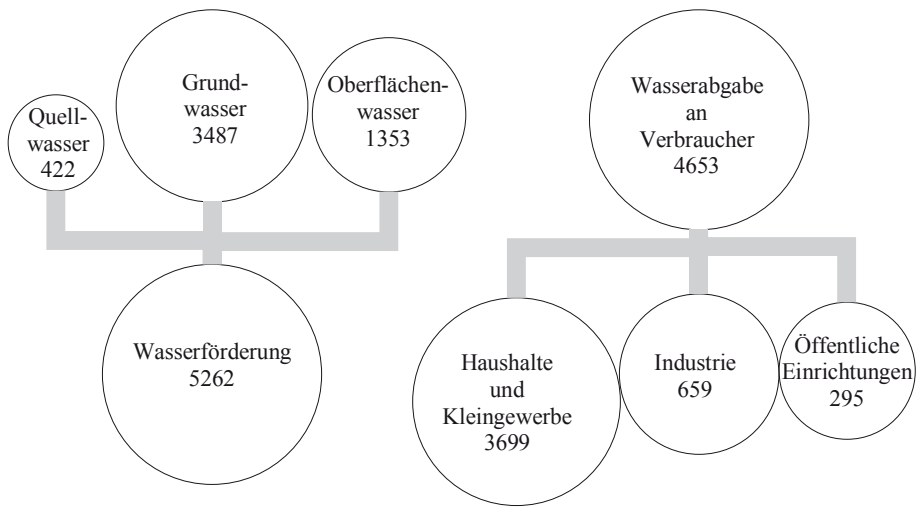


Bild 3.4 Wasserförderung und Wasserabgabe in der Bundesrepublik Deutschland 2007 in Millionen m³ [107]

Wasserundurchlässige Schichten erhöhen zwar den Grundwasserschutz, die fehlende Infiltration ist für die Grundwasserneubildung aber nachteilig.

3.2.2 Erkundung von Grundwasservorkommen

In der öffentlichen Wasserversorgung betrug im Jahre 2007 die Gewinnung aus Quellwasser 8 %, aus Uferfiltrat 8 %, aus Oberflächenwasser 22 % und aus dem Grundwasser 62 % (Bild 3.4).

Grundwasser ist ein wichtiges Gut, das bewirtschaftet wird und das vor allem geschützt werden muss. In den einzelnen Ländern sind Grundwasserdienste eingerichtet, die das Grundwasser regelmäßig überwachen. Die grundsätzlichen Aufgaben der Grundwasserüberwachung sind:

- Dokumentation des aktuellen Zustandes und der Veränderung der quantitativen und qualitativen Grundwasserbeschaffenheit
- Frühzeitiges Erkennen von Grundwassergefährdungen, um rechtzeitig Gegenmaßnahmen ergreifen zu können, und frühzeitiges Erkennen auch der Stoffe, die potentielle Gefährdungen für das Grundwasser darstellen
- Langzeitige Kontrolle der Wirksamkeit von Sanierungs- bzw. Vorsorgemaßnahmen zum Grundwasserschutz
- (W 121)

Die Wasserförderung ist nach Tafel 3.1 in den Ländern nach der herangezogenen Wasserressource sehr unterschiedlich verteilt.

Tafel 3.1 Regionale Verteilung der Wasserförderung 2007 nach Wasserarten [107]

Land	Grundwasser	Quellwasser	Uferfiltrat	Oberflächen- wasser
Baden-Württemberg	52,2	19,2	0,3	28,3
Bayern	74,3	17,3	4,9	3,5
Berlin	29,4	–	54,7	16,0
Brandenburg	94,0		6,0	
Bremen	100,0	–	–	–
Hamburg	100,0	–	–	–
Hessen	75,5	12,9		11,6
Mecklenburg-Vorpommern	84,5		15,5	
Niedersachsen	86,1	2,2		11,7
Nordrhein-Westfalen	40,0	1,8	12,8	45,3
Rheinland-Pfalz	70,9	13,8	11,5	3,8
Saarland	96,7	3,3	–	–
Sachsen	23,1	5,1	21,9	49,9
Sachsen-Anhalt	73,2	2,1	7,1	17,7
Schleswig-Holstein	100,0	–	–	–
Thüringen	39,0	13,6	–	47,2
Deutschland	61,6	8,3	8,0	22,2

Zur Beobachtung des Grundwassers ist ein Messstellennetz erforderlich. Dies dient zum Erkennen von Veränderungen durch flächenhafte Einträge oder die Wasserentnahme, akuter Gefährdungen und zur Effizienzkontrolle durchgeführter Maßnahmen. Weitere Hinweise siehe W 107 und W 108.

Das grundsätzliche Schema einer Grundwassergütemessstelle zeigt Bild 3.5 [70].

Viele Faktoren beeinflussen das Grundwasser. Die wesentlichen Faktoren sind:

- Gebietsfaktoren: Bodenart, hydraulische und chemisch-physikalische Bodenkennwerte, Relief, Gewässerdichte u. a.
- Zeitfaktoren: biologische Merkmale im Grundwasser- und Bodenkörper, Niederschlag, Verdunstung, Grundwasserstand, Vegetation u. a.
- anthropogene Faktoren: Grundwasserentnahme, Einleitung fremder Stoffe, Veränderung der Landschaft

Die aus der Eiszeit stammenden Urstromtäler, die vielfach gute Grundwasserleiter sind, eignen sich gut für eine Trinkwassergewinnung.

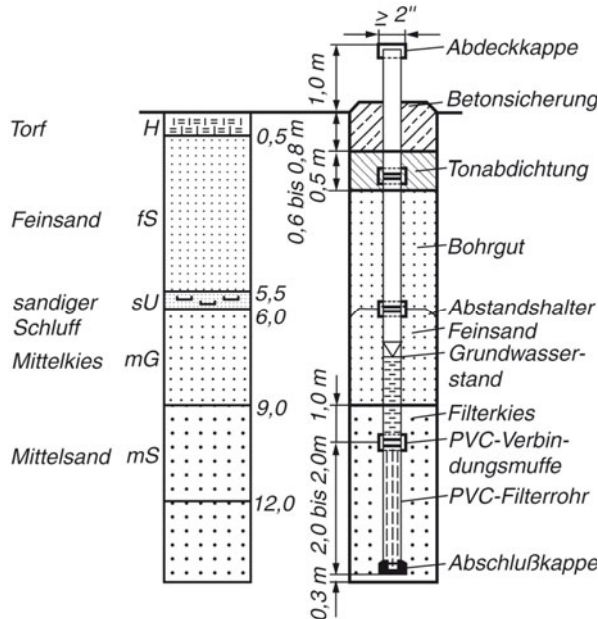


Bild 3.5 Schema einer Grundwassermessstelle [70]

Zur Beobachtung des Grundwassers werden Grundwassermessstellen eingerichtet. Neben der Grundwasserhöhe ist vielfach die Grundwasserbeschaffenheit von Interesse. Aus diesem Grund sollten die Beobachtungsrohre einen lichten Durchmesser $> 51 \text{ mm}$ ($2''$) aufweisen. Für diese Durchmesser liegen leistungsfähige Unterwasserpumpen vor, die eine Probenahme ermöglichen, und mit denen es auch keine Probleme mit den Messwertaufnehmern gibt, die für eine kontinuierliche Registrierung der Grundwasserhöhe erforderlich sind. Grundwassermessstellen müssen so beschaffen sein, dass sie folgende Aufgaben ermöglichen:

- Ermittlung von Standrohrspiegelhöhen
- Entnahme von Wasserproben für chemisch-physikalische und biologische Untersuchungen
- Durchführung von geophysikalischen Messungen
- Durchführung von Pflegemaßnahmen

Zur Erfassung der Messdaten werden Datenlogger eingesetzt. Mit tragbaren elektronischen Messgeräten, aber auch Licht- und Tiefenlot oder der älteren Brunnenpfeife, werden Einzelmessungen vorgenommen. Im Einsatz moderner Technik sowie in der Optimierung der Untersuchungsprogramme sind die vorrangigen Potentiale zur Kostenbegrenzung zu sehen. Im Rahmen der Festlegung des jeweiligen Untersuchungsumfanges ist der Entwicklung und Absicherung von Summen- und Leitparametern(-arten) eine besondere Bedeutung beizumessen. [LAWA (Länderarbeitsgemeinschaft Wasser) – Leitlinien

eines zukunftsfähigen gewässerkundlichen Mess- und Beobachtungsdienstes, 4/2000] Die Auswertung erfolgt mit Hilfe der EDV entsprechend den Richtlinien der LAWA.

Der Abstand der Messstellen richtet sich nach dem Untergrund, dem Gefälle des Grundwassers, der Größe des Einzugsgebietes und dem Zweck der Messung. Allgemeine Regeln können hierfür nicht gegeben werden.

Die Bestimmung der Grundwasserhöhenlinien erfolgt mit Hilfe von hydrologischen Dreiecken (Bild 3.6a). Die Dreiecke haben Seitenlängen zwischen 50 und 150 m. Die Dreiecksabstände untereinander liegen zwischen 200 und 800 m. Die Lage der Höhenlinie im Dreieck findet man durch die folgende Proportion:

$$\frac{H}{L} = \frac{h_x}{l_x} \quad l_x = \frac{L \cdot h_x}{H} \quad (3.1)$$

H = Grundwasser-Höhenunterschied der Beobachtungsbrunnen (siehe Bild 3.17)

L = Abstand der Beobachtungsbrunnen untereinander

h_x = Höhendifferenz zur gesuchten Höhenlinie

l_x = gesuchter Abstand vom Beobachtungsbrunnen

Für das in Bild 3.6b dargestellte Dreieck wird die Lage der Höhenlinie 103,00 gesucht. Sie liegt auf der Dreiecksseite 1-3 in $l_x = (113,00 \cdot 0,94) / 2,26 = 47,0$ m Entfernung und auf der Dreiecksseite 2-3 in $l_x = (120,0 \cdot 0,70) / 2,02 = 41,60$ m Entfernung. Die Strömungsrichtung des Grundwassers verläuft entsprechend der Falllinie senkrecht zur Grundwasserhöhenlinie.

Die Karten der Grundwasserhöhenlinien (Grundwassergleichen oder Isohypsen) sind eine wesentliche Grundlage für wasserwirtschaftliche Entscheidungen. Sie geben Auskunft über Grundwasserscheiden, Grundwassergefälle und Grundwasserfließrichtung.

Nach Bild 3.7 ergibt sich für die Neigung des Grundwasserspiegels im Grundwasserkörper 1 bzw. 2 für den gleichlangen Fließweg L im Körper 1 die Höhendifferenz H_1 und in Körper 2 die Höhendifferenz H_2 . Die geringere Neigung H_1 bedeutet, dass die hydraulische Leitfähigkeit in diesem Grundwasserleiter günstiger ist. In diesem Fall fließt das Grundwasser durch größere Porenräume im Gebirge („Bodenkörper“), und das Grundwasserspiegelgefälle $I = H_1/L$ ist kleiner als im Grundwasserkörper 2.

Ähnlich den Höhenlinien im Gebirge zeigen engliegende Grundwassergleichen (starke Neigung des Grundwasserspiegels) einen schlechten Grundwasserleiter an. Die Auswertung der Messreihen kann nach unterschiedlichen Gesichtspunkten erfolgen.

Trendentwicklungen können mit einer einfachen linearen Regression berechnet werden. Zum Vergleich zweier Messstellen können Differenzganglinien oder Doppelsummenkurven herangezogen werden. Mit Hilfe von Dauerlinien lassen sich die Häufigkeiten für Über- und Unterschreitungswasserstände gut darstellen.

Geophysikalische Messverfahren werden zur Erkundung des Grundwasserleiters, zur Erfassung des hydrogeologischen Aufbaues der Bohrung (siehe Kapitel 3.2.5.2), zur Bestimmung der Abstandsgeschwindigkeit, zur Altersbestimmung u. a. eingesetzt. Diese Verfahren können Aufschlussbohrungen nicht ersetzen, erlauben aber eine gezieltere Untersuchung und können daher die Zahl der Aufschlussbohrungen verringern.

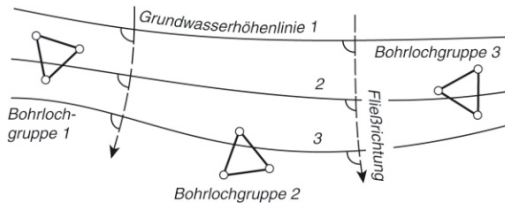


Bild 3.6a Hydrologische Dreiecke zur Bestimmung von Isohypsen (nach Thiem [zit. in 66])

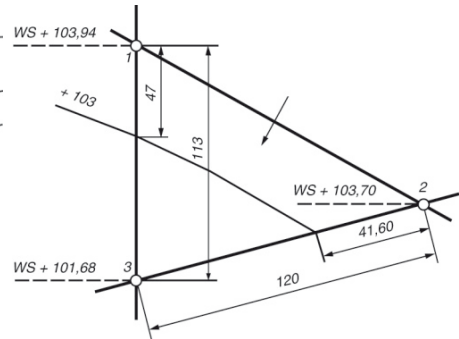


Bild 3.6b Bestimmung der Isohypsen durch ein hydrologisches Dreieck [60]

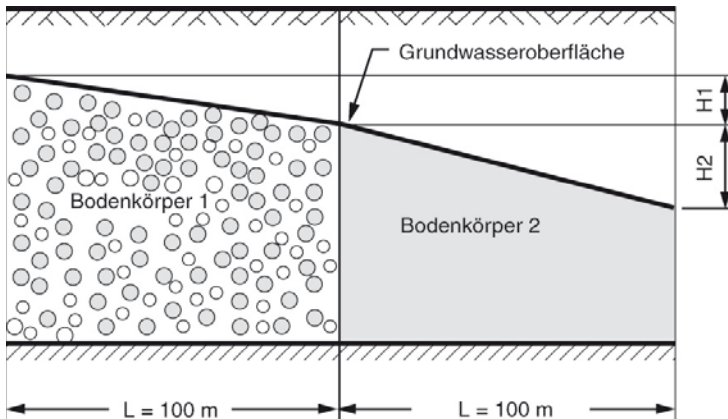


Bild 3.7 Veränderung des Grundwasserspiegels bei gleicher Fließlänge L und unterschiedlicher hydraulischer Leitfähigkeit (k -Wert)

Zur großflächigen Vorerkundung werden Seismik und geoelektrische Widerstandsmessungen eingesetzt.

Im Bohrloch werden physikalische und geometrische Größen sowie technische Zustände geprüft [104](W 110).

Die zur Anwendung kommenden Verfahren teilen sich auf in:

- elektrische und elektromagnetische Verfahren
- kernphysikalische Verfahren
- optische Verfahren
- akustische Verfahren
- sonstige Verfahren

Diese Verfahren sind für die Spülbohrverfahren mit Dickspülung von besonderer Bedeutung, da sich an der Bohrwandung ein Filterkuchen ausbildet und ein Teil der Zusätze in die Seitenräume infiltriert. Dieser Filterkuchen verhindert einen Wasserzutritt und Wasseraustritt während der Einbauphase (siehe Kapitel 3.2.5.2).

Um die Abstandsgeschwindigkeit zu bestimmen, werden Markierungsversuche vorgenommen. Diese ist eine gute Näherung für den Quotienten aus Filtergeschwindigkeit und wirksamem Hohlraumanteil des Bodens. Die Markierung erfolgt mit Salzen (NaCl), Isotopen (Chrom-51, Jod-131) und Farbstoffen (Uranin). Es werden Konzentrations-Zeit-Kurven aufgetragen und ausgewertet [114].

Für die Altersbestimmung, d. h. für die Verweilzeit im Grundwasserkörper, können Isotope verwendet werden, die über die Niederschläge in das Grundwasser gelangen. So kann z. B. durch die Messung von Tritium (^3H) festgestellt werden, ob ein Grundwasser vor 1963/64 gebildet wurde, da durch die Kernwaffentests zu diesem Zeitpunkt große Mengen in die Atmosphäre gelangten. Für die Messung eignet sich auch ^{14}C . Dieses Kohlenstoffisotop wird durch kosmische Strahlung in der Atmosphäre gebildet und mit dem Niederschlag in den Grundwasserkörper eingetragen. Die Halbwertszeit beträgt ca. 5700 Jahre.

3.2.3 Ermittlung der Ergiebigkeit von Grundwasservorkommen

Die Grundwasserneubildung erfolgt hauptsächlich in den Monaten November bis März. Die Neubildungsrate hängt ganz wesentlich von der Bodenwasserbilanz ab. Diese wird unter anderem von der Bodenart, dem Bewuchs, dem Flurabstand des Grundwassers, dem Niederschlag und der Verdunstung bestimmt. Man unterscheidet die belüftete, ungesättigte Zone und die gesättigte Zone im Boden. In der oberen Durchleitzone wirken Sorption, Kapillarkräfte, Pflanzenwurzelsaugkraft u. a. auf die versickernden Niederschläge ein. Die Neubildungsrate kann mit Hilfe von Lysimetern, der Auswertung von Wasserwerksfördermengen, mit Hilfe von Rechenmodellen oder aber auch für längerfristige Prognosen aus der Wasserhaushaltsgleichung hergeleitet werden. Für längere Zeiträume gilt:

$$h_N = h_A + h_V \quad (3.2)$$

h_N = Niederschlag in mm

h_A = Abfluss in mm

h_V = Verdunstung in mm

Der Niederschlag und die Verdunstung sind gebietsspezifische Werte. Werte für Niederschläge, Abflusshöhen und Grundwasserstände können z. B. für Niedersachsen den Gewässerkundlichen Monatsberichten des Niedersächsischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz (NLWKN; www.nlwkn.de) entnommen werden.

Der Abfluss gliedert sich in ober- und unterirdischen Abfluss h_{AO} und h_{AU} . Die Grundwasserneubildung erfolgt somit langfristig in der umgeformten Wasserhaushaltsgleichung zu:

$$h_{AU} = h_N - h_V - h_{AO} \quad (3.3)$$

3.2.3.1 Der Durchlässigkeitsbeiwert k_f (Gebirgsdurchlässigkeit im Gelände) für Grundwasserbewegungen und k -Werte-Ermittlungen im Labor

Die Strömung des Grundwassers ist – solange sich das Wasser nicht in klüftigem Gestein bewegt und das Grundwasserspiegelgefälle nicht zu groß ist – ausschließlich laminar (siehe Kapitel 8). Für die Filtergeschwindigkeit gilt näherungsweise das Filtergesetz nach Darcy

$$v_f = k \cdot J \quad \text{bzw.} \quad v_f = k_f \cdot J \quad \text{im Gelände} \quad (3.4)$$

Nach Bild 3.8 kann der k -Wert bei homogenem Grundwasserleiter im Labor an ungestörten Bodenproben bestimmt werden.

Nach der Kontinuitätsgleichung ist

$$v_f = \frac{Q}{A}$$

bei der Grundwasserströmung nach Darcy $v_f = k \cdot J$.

Mit $J = h/l$ ist

$$v_f = k \cdot \frac{h}{l}$$

und damit

$$k = \frac{Q}{A} \cdot \frac{l}{h} \quad \frac{\text{m}}{\text{s}} = \frac{\frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\frac{\text{m}^2}{\text{m}}} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}} \quad (3.5)$$

v_f = Filtergeschwindigkeit in m/s

J = Grundwasserspiegelgefälle in m/m

h = Druckhöhenunterschied innerhalb der Strecke l in m

l = Länge des zu durchströmenden Weges in m

Q = Durchfluss in der Zeiteinheit in m^3/s

A = Gesamtquerschnitt in m^2

k = Durchlässigkeit im Labor

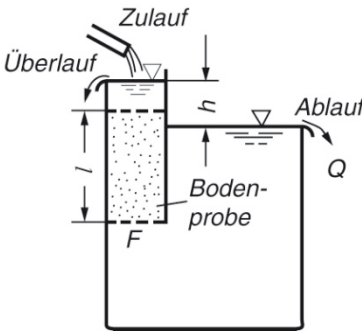
Ist eine ungestörte Bodenprobe nicht möglich, so kann über eine Siebanalyse der k_f -Wert näherungsweise für $t = 10^\circ\text{C}$ mit folgender Formel bestimmt werden (W 113)

$$k_f = C \cdot d_{10}^2 \quad (3.6)$$

d_{10} = Korndurchmesser in mm bei 10 % Siebdurchgang

C = Proportionalitätsfaktor

Bild 3.8 Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes k im Labor



Tafel 3.2 Anhaltswerte für die Durchlässigkeit in m/s (k_f = Gebirgsdurchlässigkeit im Gelände) [80]

Bodenart	k_f -Wert in m/s
Kies (Flussschotter)	0,015 bis 0,0005
Sandiger Kies (Urstromtäler)	0,001 bis 0,0009
Kiesiger Sand (Urstromtäler)	0,002 bis 0,00003
Mittlerer Sand (Heidesand)	0,0002 bis 0,00008
Feiner Sand (Dünensand)	0,0002 bis 0,00004
Schluffiger Ton	ca. 0,00000001

Der Proportionalitätsfaktor ist von dem Ungleichförmigkeitsfaktor U abhängig. Die Formel gilt für $0,06\text{ mm} \leq d_{10}\text{-Wert} \leq 0,6\text{ mm}$ und

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 20$$

U	C
1,0 – 1,9	0,011
2,0 – 2,9	0,010
3,0 – 4,9	0,009
5,0 – 9,9	0,008
10,0 – 19,9	0,007
20	0,006

Für den Fall, dass die Gültigkeitsgrenzen unter- bzw. überschritten werden, kann der k_f -Wert überschläglich wie folgt berechnet werden:

$$k_f = 0,0036 \cdot d_{20}^{2,3}$$

d_{20} = Korndurchmesser in mm bei 20 % Siebdurchgang

In der Natur errechnet sich das Grundwassergefälle mit $J = h / L$.

Hierbei ist h der Höhenunterschied zweier Messpunkte und L der Abstand (Bild 3.16). Beträgt z. B. der Höhenunterschied 0,80 m und die Entfernung 150,0 m, so beträgt $J = 0,80/150,0 = 0,005333$ oder 0,533 %, und da man das Gefälle häufig auf 1000 m bezieht, somit 5,3 ‰.

Bei einem Grundwassergefälle von 1:1000 ergibt sich für Kies ein Fließweg von ca. 2365 m/a, wenn der nutzbare Porenraum mit 20 % angenommen wird, für schluffigen Sand von nur 2,52 m/a, wenn der nutzbare Porenraum ca. 12,5 % beträgt. Praktisch vorkommende Grundwasserfließgeschwindigkeiten können wesentlich kürzer sein, sie lagen z. B. im Keupersand im Raum Nürnberg bei 1,5 m/d, im Alluvium im Oberrhein bei 3–8 m/d und in der Münchener Schotterebene bei 10–20 m/d.

3.2.3.2 Ergiebigkeitsgleichung nach Dupuit-Thiem [8] [104]

Bei einem vollkommenen Brunnen, einem Brunnen also, der in ruhendem Grundwasser mit freiem Spiegel (Grundwassersee) mit homogenem Grundwasserleiter steht und dessen Filterrohr bis zur undurchlässigen Schicht reicht, lässt sich der entnehmbare Zufluss rechnerisch ermitteln (Bild 3.9).

Mit der Kontinuitätsgleichung $Q = v \cdot A$ und Gleichung (3.4) wird $v = k_f \cdot J$.

$$Q = k_f \cdot J \cdot A$$

An der beliebigen Stelle x , y des Absenkrichters ist J gleich der Tangente an den Trichter oder gleich dem Differentialquotienten dy/dx ; es wird

$$Q = k_f \cdot \frac{dy}{dx} \cdot A$$

Die durchströmte Fläche A an der Stelle x ist der Zylindermantel $A = 2x \cdot \pi \cdot y$.
Eingesetzt ergibt sich

$$Q = k_f \cdot \frac{dy}{dx} \cdot 2x \cdot \pi \cdot y$$

Aufgelöst und in den aus Bild 3.11 ersichtlichen Grenzen integriert erhält man aus

$$\int_h^H y \cdot dy = \frac{Q}{k_f \cdot 2\pi} \int_r^R \frac{dx}{x} \left[\frac{y^2}{2} \right]_h^H = \frac{Q}{k_f \cdot 2\pi} [\ln x]_r^R$$

$$\frac{H^2 - h^2}{2} = \frac{Q}{k_f \cdot 2\pi} (\ln R - \ln r) \quad (3.7)$$

die Ergiebigkeitsgleichung

$$Q = (H^2 - h^2) \frac{\pi \cdot k_f}{\ln \frac{R}{r}} = (H + h)(H - h) \frac{\pi \cdot k_f}{\ln \frac{R}{r}} \quad (3.8)$$

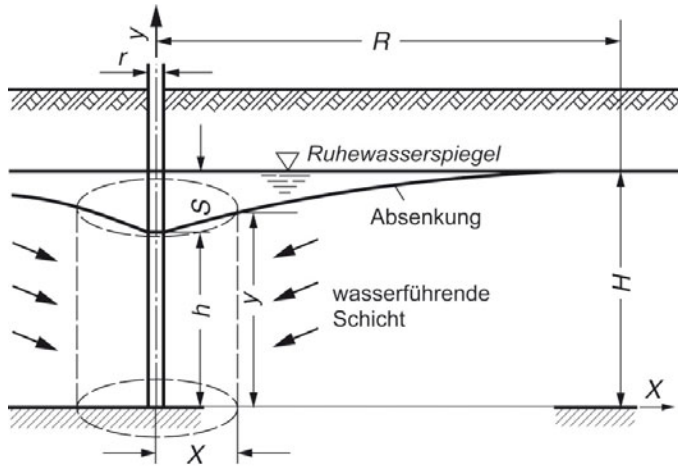


Bild 3.9 Schnitt durch einen Vertikalbrunnen im Absenkungstrichter des Grundwassers

Mit

$$H + h = H + (H - s) = 2H - s$$

$$H - h = s \quad \text{und}$$

$$R = 3000s\sqrt{k_f}$$

wird

$$Q = (2H - s)s \frac{\pi \cdot k_f}{\ln \frac{3000s \cdot \sqrt{k_f}}{r}} \quad (3.9)$$

Die Reichweite der Absenkung gibt *Sichardt* empirisch in Abhängigkeit vom Durchlässigkeitsbeiwert und von der Absenkung am Brunnen an mit

$$R = 3000s\sqrt{k_f} \quad \text{in m; mit } s \text{ in m und } k_f \text{ in m/s} \quad (3.10)$$

H = Höhe des Ruhewasserspiegels über der Grundwassersohle oder Mächtigkeit der grundwasserführenden Schicht in m

h = Höhe des abgesenkten Grundwasserspiegels im Brunnen in m

R = Reichweite der Absenkung in m

s = Absenkung des Ruhewasserspiegels in m

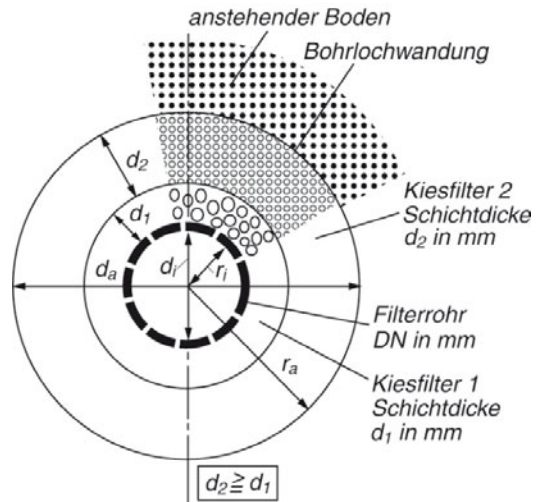
k_f = Durchlässigkeitsbeiwert (Gebirgsdurchlässigkeit) in m/s

r = mittlerer Brunnenradius in m (Bild 3.10)

Q = Grundwasserzufluss zum Brunnen m^3/s

Bild 3.10 Mittlerer Brunnenradius für die Brunnenberechnung

$$\begin{aligned}
 r &= \text{DN-Filterrohr}/2 \\
 r_a &= r_i + d_1 + d_2 \\
 &= \text{Bohrlochdurchmesser}/2 \\
 d_i &= \text{ca. DN} \\
 d_a &= \text{Bohrlochdurchmesser} \\
 r &= \text{mittlerer Brunnenradius} \\
 r &= \frac{r_i + r_a}{2} \quad \text{oder} \quad r = \frac{d_i + d_a}{4}
 \end{aligned}$$



Die Ergiebigkeitsgleichung wurde auf rein mathematischem Wege ohne Berücksichtigung der Möglichkeit des Wassereintritts in den Brunnen abgeleitet.

Lässt man in der Gleichung (3.8) h zu Null werden, so wird

$$Q = H^2 \cdot \frac{\pi \cdot k_f}{\ln \frac{R}{r}}$$

zu einem Maximum. Das ist aber nicht möglich, weil bei $h = 0$ die Filterfläche oberhalb des Grundwasserspiegels liegt und damit der Brunnen kein Wasser mehr erhält. Die Ergiebigkeit eines Brunnens ist also nicht allein von der Absenkung abhängig, sondern auch davon, dass der Brunnen das zufließende Wasser fassen kann, d. h. vom Fassungsvermögen Q_F . Diese ergibt sich aus der Kontinuitätsgleichung $Q = v \cdot A$ mit der Eintrittsfläche des Zylindermantels

$$2\pi \cdot r \cdot h$$

und der Eintrittsgeschwindigkeit $v_f = k_f \cdot J$.

Sichardt ermittelte das größtzulässige Gefälle (kritisches Grenzgefälle) auf empirischem Wege zu

$$J_{krit} = \frac{1}{15 \cdot \sqrt{k_f}}$$

Mit diesem Wert für J wird das Fassungsvermögen des Brunnens

$$Q_F = \underbrace{k_f \cdot J_{krit}}_{=v_f} \underbrace{\frac{2\pi r \cdot h}{1}}_{=A}$$

$$Q_F = \frac{2}{15} \pi \cdot r \cdot h \cdot \sqrt{k_f} \quad \text{in m}^3/\text{s}; \text{ mit } r \text{ und } h \text{ in m und } k_f \text{ in m/s} \quad (3.11)$$

So ergibt sich für Beispiel 3.1 und mit dem Radius von 0,20 m ein maximales Fassungsvermögen von:

$$Q_F = \frac{2}{15} \pi \cdot 0,20 \cdot (8,20 - 1,05) \cdot \sqrt{0,0073} = 0,051 \text{ m}^3/\text{s}$$

Durch Auftragen der errechneten Wassermengen Q bzw. Q_F in ein Koordinatensystem mit der Abszisse Q bzw. Q_F und der Ordinate s (Absenkung) erhält man zwei Funktionen, in deren Schnittpunkt man die hydraulisch günstigste Brunnenbetriebsleistung bei optimaler Absenkung ablesen kann (Bild 3.11).

Beispiel 3.1

(Bild 3.11)

Gegeben:

$$H = 8,20 \text{ m}$$

$$k_f = 0,0073 \text{ m/s}$$

Brunnendurchmesser $D = 0,40 \text{ m}$, $0,60 \text{ m}$ und $0,80 \text{ m}$ (mittl. D nach Bild 3.10)

Wie groß darf die Absenkung s_{opt} werden ?

1. Fassbarer Grundwasserzufluss:

$$Q_F = \frac{2}{15} \cdot \pi \cdot r \cdot h \cdot \sqrt{k_f} = 0,0357 \cdot r \cdot h$$

Für $s = 0$; ergibt sich $Q_F = 0,0357 \cdot r \cdot H$; und für $D = 0,40 \text{ m}$ lautet der Ansatz für die Gerade 1

$$Q_F = 0,0357 \cdot 0,40 / 2 \cdot 8,2 = 0,0586 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Gerade 1)}$$

$$\text{für } D = 0,60 \text{ m ergibt sich } Q_F = 0,0878 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Gerade 2)}$$

$$\text{für } D = 0,80 \text{ m ergibt sich } Q_F = 0,1170 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Gerade 3)}$$

Tafel 3.3 Q für unterschiedliche Absenkungen

s in m	Q in m ³ /s		
	$D = 0,40 \text{ m}$	$D = 0,60 \text{ m}$	$D = 0,80 \text{ m}$
1,0	0,0494	0,0523	0,0546
2,0	0,0841	0,0887	0,0923
4,0	0,1332	0,1398	0,1449
6,0	0,1599	0,1675	0,1734
8,2	0,1653	0,1742	0,1800

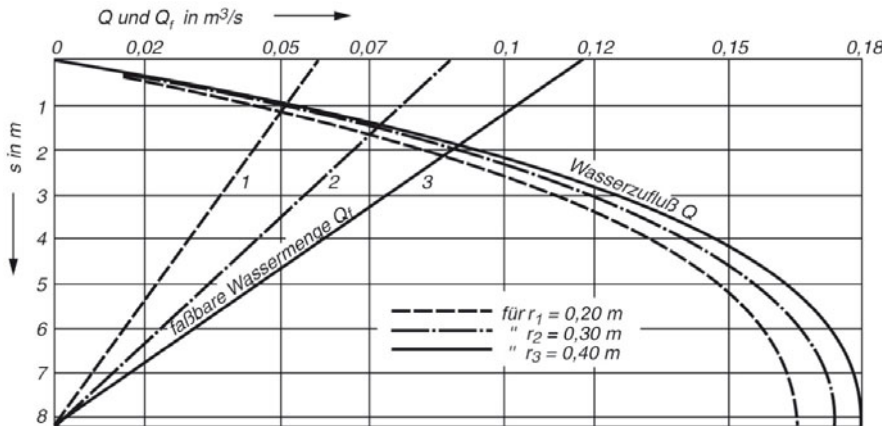


Bild 3.11 Wasserandrang Q und Fassungsvermögen Q_F

In Bild 3.11 sind die Ergebnisse graphisch aufgetragen. Für s_{opt} und die zugehörigen Q -Werte ergibt sich

$$\begin{aligned} s_1 &= 1,05 \text{ m} & \text{mit } Q_1 &= 51 \text{ l/s} \\ s_2 &= 1,52 \text{ m} & \text{mit } Q_2 &= 72 \text{ l/s} \\ s_3 &= 1,93 \text{ m} & \text{mit } Q_3 &= 90 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Aus der Darstellung wird deutlich, dass mit zunehmendem Radius das Fassungsvermögen Q_F wesentlich stärker ansteigt als die Ergiebigkeit.

Für die Ergiebigkeitsgleichung aus einem gespannten Grundwasserleiter ergeben sich folgende Beziehungen (Bild 3.12)

$$Q = (H - h) \frac{2\pi \cdot k_f \cdot m}{\ln \frac{R}{r}} \quad (3.12)$$

Das Fassungsvermögen ergibt sich zu

$$Q_F = \frac{2}{15} \pi \cdot r \cdot m \sqrt{k_f} \quad \text{in m}^3/\text{s} \quad (3.13)$$

mit

H = Höhe des ungespannten Grundwasserstandes in m

m = Höhe des gespannten Grundwasserstandes = Mächtigkeit des Grundwasserleiters (Kiesschicht) in m (siehe auch Bild 3.12)

Die obige Berechnung der Ergiebigkeit gilt nur für einen Grundwassersee. Bei einem Gefälle der Grundwasserspiegel bildet sich kein gleichmäßiger Absenkungstrichter aus, sondern es kommt parallel zur Strömungsrichtung zu einer Absenkung nach Bild 3.13.

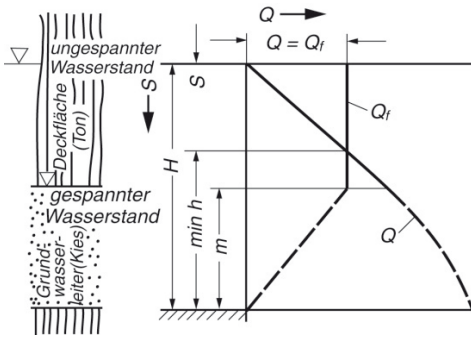


Bild 3.12 Wasserentnahme bei gespanntem Wasser

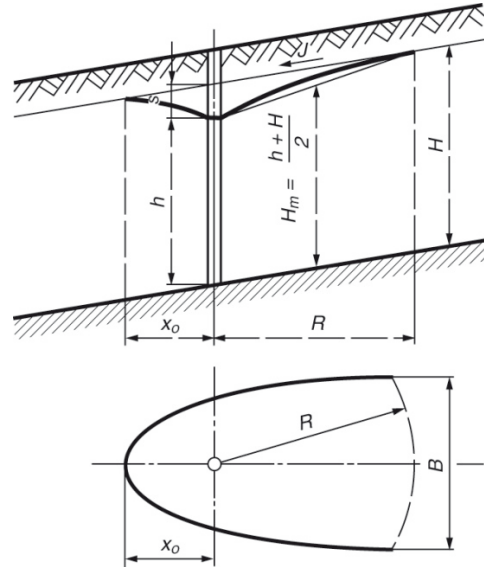


Bild 3.13 Bohrbrunnen mit Absenkungskurve in Stromrichtung

Unterhalb des Brunnens fließt ihm nur noch ein Teil des Wassers zu und zwar ab Scheitelung x_0 . Die Wasserfläche mit Strömungsrichtung zum Brunnen ist durch das Maß der Scheitelung und die Entnahmebreite B begrenzt.

Das Maß der Scheitelung kann durch einen Pumpversuch bestimmt und gemessen werden. Für eine Übersichtsrechnung gelten folgende Beziehungen.

$$B = 2\pi \cdot x_0 \quad (3.14)$$

mit

$$x_0 = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot k_f \cdot H_m \cdot J}$$

Brunnen müssen so bemessen werden, dass eine hydraulisch effektive, funktionssichere und wirtschaftliche Wasserentnahme gegeben ist. Dazu sind entsprechende Variantenuntersuchungen erforderlich.

Als optimale Dauerbetriebsleistung eines Brunnens werden angegeben:

$$Q_{\text{Betrieb}} = 0,75 \cdot Q_{\text{max}} \quad \text{nach DVGW W 118}$$

$$Q_{\text{Betrieb}} = 0,5 \cdot Q_{\text{max}} \quad \text{nach Tholen [81]}$$

3.2.4 Pumpversuch (W 111)

Die Berechnung von Brunnen (siehe Kapitel 3.2.3.2.) erfolgt aufgrund vieler Annahmen und Hypothesen, die unter natürlichen Bedingungen nicht vorliegen, die berechnete Brunnenleistung ist daher mit Unsicherheiten behaftet. Die praktisch mögliche Brunnenleistung muss durch einen Pumpversuch bestätigt werden.

Pumpversuche können für folgende Untersuchungsziele sinnvoll sein:

- *Brunnentest*: als Leistungscharakteristik des Brunnens
- *Grundwasserleitertest*: als Ermittlungstest für die wasserleitenden sowie wasserspeichernden Eigenschaften des Grundwasserleiters. Dies ist vom Umfang her der umfassendste Test
- *Zwischenpumpversuch*: als Test für den endgültigen Brunnenausbau und seiner erforderlichen Tiefe
- *Pumpversuch zur Brunnenentwicklung*: um den Brunnen technisch sandfrei zu bekommen und seine hydraulischen Eigenschaften zu verbessern.
- *Betriebstest*: zur Ermittlung der Zuflussverteilung, Hydrochemie und Mikrobiologie
- *Langpumpversuch*: zur Beurteilung der ökologischen Auswirkungen und für Hinweise zur Dauerergiebigkeit

Ein Pumpversuch muss sorgfältig vorgeplant und durchgeführt werden (W 111).

Der Durchmesser des Brunnens wird durch die Förderleistung der U-Pumpe bestimmt. Die Schichtenfolge ist nach DIN 4023 aufzutragen. Beim Ausbau des Brunnens ist W 123 zu beachten.

In Vorerhebungen müssen z. B. geologische und bodenkundliche Unterlagen, hydrologische Daten, vorhandene GW-Messstellen und Ableitungsrechte des geförderten Wassers geklärt werden. Je nach Art des Versuches müssen terminliche Vorkehrungen, ein Versuchsplan sowie Messprogramme erstellt werden.

In W 111 sind in den Anlagen 2 bis 5 die wichtigsten Angaben zusammengefasst.

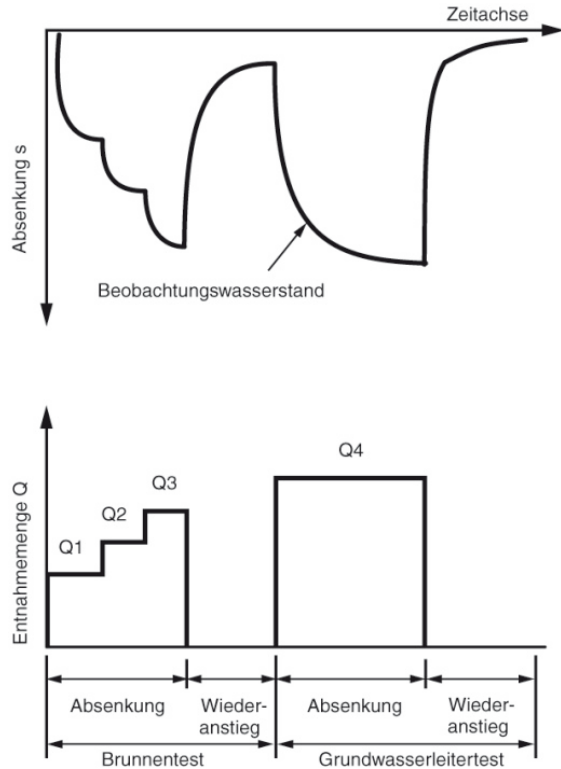
3.2.4.1 Durchführung und Auswertung des Brunnentests

Damit die endgültige Leistungsfähigkeit eines Brunnens überprüft werden kann, wird nach der Herstellung der technischen Sandfreiheit der Pumpversuch als Leistungstest durchgeführt.

Wesentliche Parameter sind:

- Brunnenspeicherung
- Verteilung der Zuflüsse (Bohrlochgeophysik siehe Kapitel 3.2.2)
- Q-s Kurve (Bild 3.14)
- Hydrochemie
- Temperatur
- Leitfähigkeit
- Mikrobiologie

Bild 3.14 Schema für einen Pumpversuch (W 111)



In Bild 3.15 ist das Q - s -Diagramm (Leistungskurve) für einen gebauten Versorgungsbrunnen dargestellt. Der Brunnen ist ca. 75 m tief, hat einen Filterrohrdurchmesser von 400 mm und ist auf einer Länge von 15 m verfiltert (Beispiel 3.3).

Der Test wird in 3 bis 5 Pumpstufen gefahren und entsprechend W 111 Anl. 2 protokolliert. Die Dauer einer Pumpstufe liegt zwischen 4 bis 24 Stunden (Bild 3.15). In kurzen Abständen werden die Brunnenwasserstände eingemessen, dies kann mit dem Lichtlot oder elektronisch geschehen. In der Anfangsphase einer Pumpstufe wird in Minutenintervallen, nach einer Stunde ca. alle 10 Minuten und nach 5 Stunden im Stundenintervall gemessen. Maßgebend ist die Absenkung s am Ende jeder Pumpstufe.

Für Lockersediment werden Pumpzeiten von 200 Stunden empfohlen. Es soll der Beharrungszustand erreicht werden. Als erste Pumpstufe werden ca. $1/3$ der geforderten Maximalleistung empfohlen [8]. Die zweite Pumpstufe wird mit $2/3$ und die Endstufe mit geplanter Maximalleistung durchgeführt. Anschließend erfolgt die Wiederanstiegsphase (Bild 3.14), die mindestens $2/3$ der vorangegangenen Pumpenstufenzeit betragen soll. Am Ende jeder Pumpstufe soll eine Wasserprobe entnommen und physikalisch-chemisch untersucht werden.

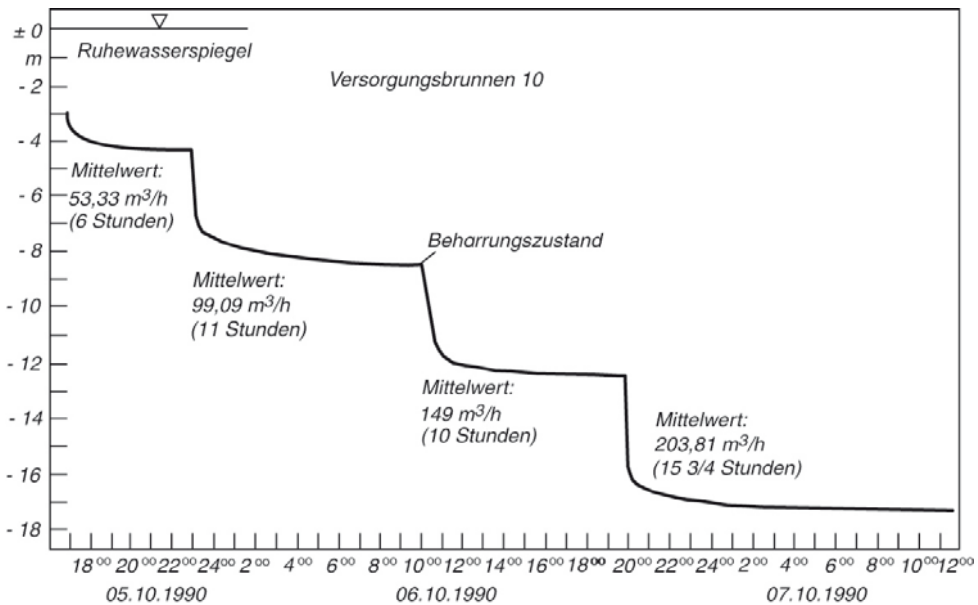


Bild 3.15 Brunnentest für einen Versuchsbrunnen

3.2.4.2 k_f -Wertbestimmung durch einen Pumpversuch

Durch Umstellung der Ergiebigkeitsgleichung und unter Einführung der Grenzen nach Bild 3.14 erhält die Gleichung die Form:

$$Q = (h_2^2 - h_1^2) \frac{\pi \cdot k_f}{\ln \frac{l_2}{l_1}} \quad (3.15)$$

Da außer k_f alle anderen Größen bekannt bzw. messbar sind, erhält man für den Durchlässigkeitsbeiwert:

$$k_f = \frac{Q \cdot \ln \frac{l_2}{l_1}}{\pi (h_2^2 - h_1^2)} = \frac{Q \cdot \ln \frac{l_2}{l_1}}{\pi (h_2 + h_1)(h_2 - h_1)} \quad \frac{\text{m}}{\text{s}} = \frac{\text{m}^3/\text{s}}{\text{m}^2} \quad (3.16)$$

Für verschiedene Fördermengen mit den zugehörigen Absenkungen können die k_f -Werte gemittelt werden.

Durch Auswerten der Werte vieler Beobachtungsrohre kann man eine Übersicht über die Wasserdurchlässigkeit des untersuchten Geländes erhalten.

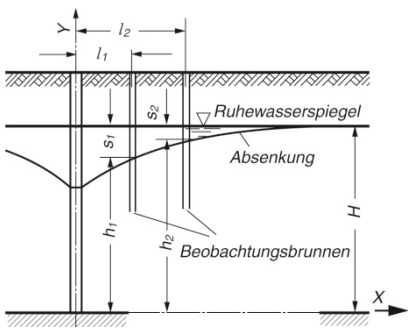


Bild 3.16 Messanordnung zur Bestimmung des k_f -Wertes

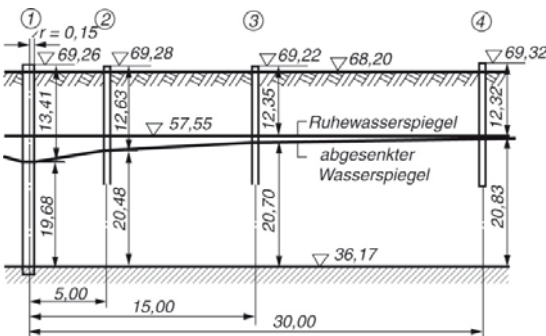


Bild 3.17 Schnitt durch die Beobachtungsbrunnen

Beispiel 3.2

Gegeben: (Bild 3.17):

- Versuchsbrunnen OK 69,26 m üNN (Brunnen 1)
 - Grundwassersohle Höhenlage 36,17 m üNN (horizontal)
 - Beobachtungsbrunnen: OK Brunnen 1: 69,26 m üNN $l = 0,15$ m (Versuchsbrunnen)
 - OK Brunnen 2: 69,28 m üNN $l = 5,00$ m
 - OK Brunnen 3: 69,22 m üNN $l = 15,00$ m
 - OK Brunnen 4: 69,32 m üNN $l = 30,00$ m
- Bei einer Entnahmemenge $Q = 31$ l/s wurden in den Brunnen folgende Absenkungen unter OK Brunnen gemessen:
- Beobachtungsbrunnen B1: 13,41 m B2: 12,63 m B3: 12,35 m B4: 12,32 m

Gesucht:

k_f Wert als Mittel aus wenigstens drei Rechnungsgängen mit verschiedenen Werten für l .

Beobachtungsbrunnen	B1	B2	B3	B4
Entfernung l in m	0,15	5,00	15,00	30,00
OK Beobachtungsbrunnen in m üNN	69,26	69,28	69,22	69,32
– Wasserspiegel und OK Brunnen in m	–13,41	–12,63	–12,35	–12,32
abgesenkter Wasserspiegel in m üNN	55,85	56,65	56,87	57,00
– Grundwassersohle in m üNN	–36,17	–36,17	–36,17	–36,17
Höhe Wasserstand h in m	19,68	20,48	20,70	20,83

Die Berechnung erfolgt nach Bild 3.16:

$$\text{Brunnen 1 und 2: } k_{f1.2} = \frac{0,0031 \cdot \ln \frac{5,00}{0,15}}{\pi(20,48^2 - 19,68^2)} = 0,001077 \text{ m/s}$$

$$\text{Brunnen 2 und 3: } k_{f1.3} = \frac{0,031 \cdot \ln \frac{15,00}{5,00}}{\pi(20,70^2 - 20,48^2)} = 0,001197 \text{ m/s}$$

$$\text{Brunnen 3 und 4: } k_{f1.4} = \frac{0,031 \cdot \ln \frac{30,00}{15,00}}{\pi(20,83^2 - 20,70^2)} = 0,001267 \text{ m/s}$$

Zur Mittelwertbildung $\Sigma 0,003541 \text{ m/s}$

$$\text{Mittelwert } k_{fm} = \frac{0,003541}{3} = 0,00118 \text{ m/s}$$

3.2.5 Brunnenbau und Brunnenausrüstung

3.2.5.1 Brunnenarten

Grundwasser kann durch vertikale Bohr-, Ramm-, Schacht- oder Spülbrunnen und durch horizontale Sickerleitungen, -stollen oder Horizontalfilterbrunnen gewonnen werden. Die horizontalen Verfahren werden bei geringer Mächtigkeit der wasserführenden Schicht bevorzugt.

Abgeteufte Schachtbrunnen aus Schachtringen nach DIN 4034 finden für eine zentrale Versorgung kaum noch eine Anwendung. Von größerer Bedeutung ist der Schachtbrunnen mit geschlossener Sohle und dichter Wandung, der als Sammelschacht für einzelne Wasserfassungen dient. Die Baugrundsätze entsprechen der Bauweise des Sammelschachtes bei Horizontalfilterbrunnen (siehe Kapitel 3.2.5.10).

Die einfachste Art ist der Rammbrunnen aus Stahlrohren (Bild 3.18). Er wird in den Boden eingerammt oder besser eingespült und ist für die Entnahme kleiner Wassermengen geeignet.

Bohrbrunnen werden mit unterschiedlichen Bohrverfahren hergestellt. Die Bauweise mit verrohrter Bohrung wurde durch die Spülbohrverfahren verdrängt. Die wesentlichen Schritte beim Erstellen einer Bohrung mit nahtlosen Bohrrohren nach DIN 4918 sind:

- Baugrube mit Widerlager für Pressen
- Abteufen der Bohrrohre in mehreren Rohrfahrten
- Einbau von Sumpf-, Filter- und Aufsatzrohren
- Kiesfilterschüttung bei gleichzeitigem Bohrrohrziehen
- Ausbildung des Brunnenkopfes und Brunnenschachtes

Das sehr aufwendige Verfahren findet nur noch in Sonderfällen Anwendung.

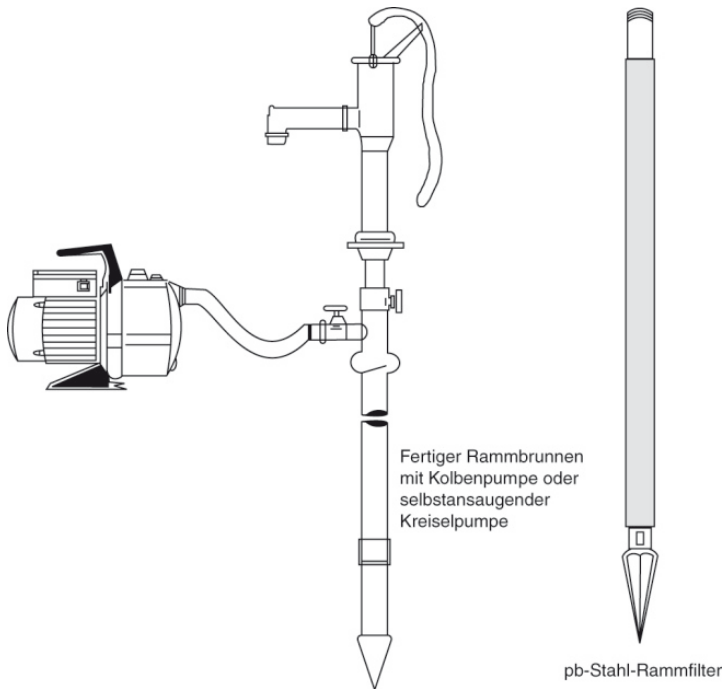


Bild 3.18 pb-Rammbrunnen DN 35 – DN 50 [123]

3.2.5.2 Bohrungen bei der Wassererschließung mit Vertikalfilterbrunnen

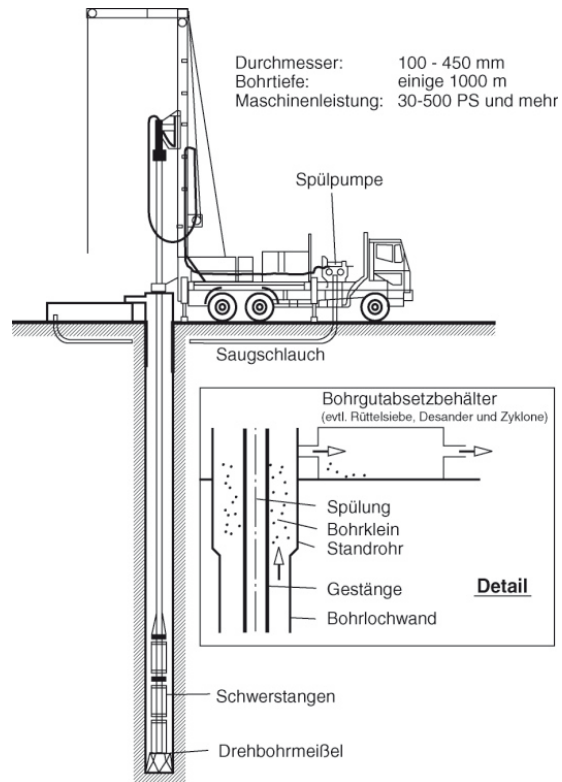
Bei der Bohrung soll ein rundes senkrecht Bohrloch für den Brunnenausbau entstehen. Es ist ein Unterschied, ob im Fest- oder Lockergestein gebohrt wird. Die Bohrgutförderung kann kontinuierlich, wie sie z. B. mit Hilfe eines Spülmediums (Wasser, Spülung, Luft) erreicht wird, und diskontinuierlich, z. B. mit Schappen, Greifer oder Büchsen erfolgen

Nach W 115 wird zwischen drehendem Bohren, schlagendem Bohren und dreh-schlagendem Bohren unterschieden. Bei der Grundwassererschließung werden überwiegend Drehbohrverfahren angewendet.

Beim Verfahren mit direkter Spülstromrichtung (Druckspülbohren, Rotary-Bohren, „reguläres“ Spülen, „Rechtsspülen“) wird die Spülung mit Druck durch das Gestänge zur Bohrlochsohle gepumpt. Die Spülung lädt sich dort mit dem Bohrgut auf und steigt mit diesem zusammen im Ringraum zwischen Bohrlochwand bzw. Verrohrung und Gestänge auf (Bild 3.19)

Beim Verfahren mit indirekter Spülstromrichtung (Saugbohren/Lufthebebohren, umgekehrtes Spülen, „Umkehrspülung“, „Linksspülung“, „inverses“ Spülen) fließt die Spülung im Ringraum zwischen Bohrlochwand und Gestänge nach unten und steigt nach Aufladung mit Bohrgut ungeachtet des Bohrdurchmessers mit hoher Geschwindigkeit im Gestänge auf (Bild 3.20). Die heute gebräuchlichste Methode ist das Luftheben.

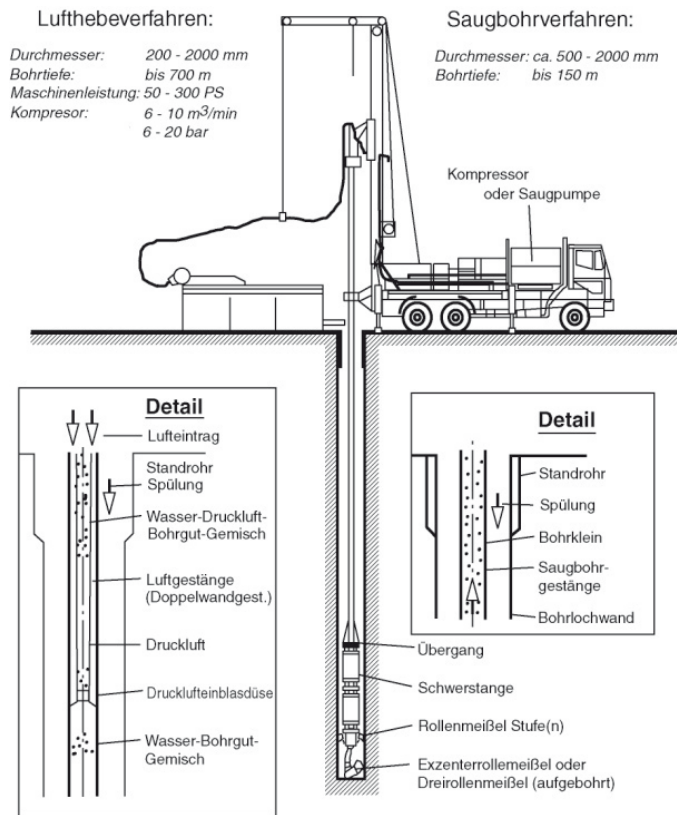
Bild 3.19 Bohrverfahren mit direkter Spülstromrichtung [31]



Dabei wird die Druckdifferenz zwischen dem Ringraum und dem Gestängeinneren durch Zufuhr von Druckluft in das Gestängeinnere erzeugt (sogenanntes Mammutpumpverfahren). Durch die Luftbewegung und durch die Druckdifferenz zwischen Ringraum und leichter Wasserssäule (Luft-Wasser-Gemisch) im Hohlgestänge erfolgt der Spülkreislauf. Verfahren mit indirekter Spülstromrichtung finden insbesondere dort Verwendung, wo der Bohrdurchmesser im Verhältnis zum Gestängedurchmesser so groß ist, dass Ringraumgeschwindigkeiten wie sie beim direkten Spülbohren erforderlich sind mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln nicht mehr erreicht werden. Um das unverrohrte Bohrloch standfest zu machen, den Bohrguttransport zu verbessern, zu kühlen und zu schmieren, werden dem Spülwasser Bentonite oder andere Kolloide und/oder hochmolekulare Polymere zugegeben. Bentonit ist eine spezielle Tonform, und die Polymere bestehen aus CMC (Carboxy Methyl Cellulose) [123]. Diese Zusätze bilden einen Filterkuchen an der Bohrwandung aus, der einen Wasserzu- und -austritt während der Bauphase verhindert. Bei der Entsandung wird der Filterkuchen wieder entfernt.

Im Lockergestein haben sich das direkte und das indirekte Spülbohrverfahren durchgesetzt. Diese Bohrverfahren arbeiten ohne Verrohrung des Bohrloches.

Bild 3.20 Bohrverfahren mit indirekter Spülstromrichtung [31]



In Lockergesteinen und schwach verfestigten Gesteinen kann auch für flache Bohrungen das Trockendrehbohren (Drehbohrverfahren ohne Spülmedium) angewendet werden. Das Bohrwerkzeug ist meist zur gleichzeitigen Aufnahme des gelösten Bohrgutes eingerichtet.

Beim **schlagenden Bohren** (Trockenbohren) wird zum Lösen von Bohrgut oder zur Gewinnung von Bohrkernen Energie verwendet, die durch besondere Schlagvorrichtungen entweder in der Bohranlage oder unmittelbar oberhalb des Bohrwerkzeuges erzeugt wird (Bild 3.21). Zu den Schlagbohrverfahren zählen Gestängefreifallbohren, Seilfreifallbohren, Rammkernbohren und Schlauchkernbohren. Das Hammerbohren (Bild 3.22) mit druckluftbetriebenen Bohrhämmern eignet sich nur für Festgesteine. Vereinzelt in Anwendung befinden sich bereits Verfahren für Lockergesteine mit Doppelhammer, mitgleitender Verrohrung und Excentermeißel.

Eine Kombination aus Drehbohren und Schlagbohren ist das **Drehschlagbohren**. Der Lösevorgang am Gestein wird hauptsächlich durch die Schlagenergie und erst in zweiter Linie durch das spanabhebende Drehen des Bohrwerkzeuges bewirkt. Damit werden ein weitgehend geradliniger Bohrlochverlauf und ein gleichmäßiger Verschleiß am Bohrwerkzeug erreicht.

Bild 3.21 Seilschlagbohren
[31]

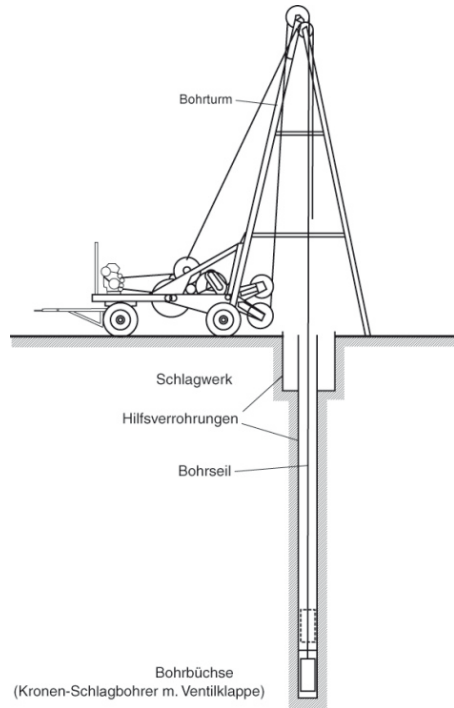
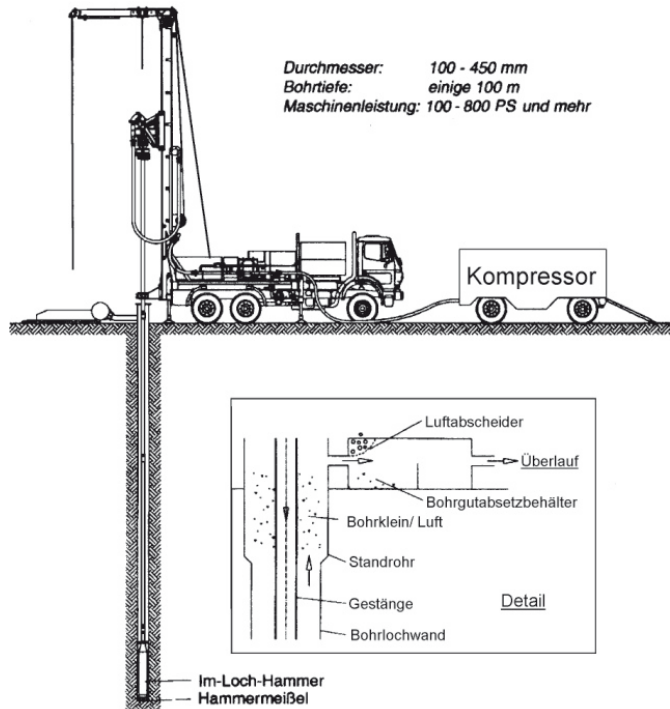


Bild 3.22 Hammerbohren
[31]



3.2.5.3 Filterrohre für Vertikalfilterbrunnen

Das Filterrohr hat die Aufgabe, den Wassereintritt aus dem Untergrund in den Brunnen zu ermöglichen. Weiterhin stützt das Filterrohr und im oberen Bereich das nicht gelochte Aufsatzrohr das Erdreich gegen die Brunnenfassung ab. Für den Filtereintrittswiderstand ist der freie Durchlass mit seinen hydraulischen Eigenschaften von großer Bedeutung. Unter freiem Durchlass versteht man die Summe der Filtereintrittsöffnungen im Verhältnis zur Vollmantelfläche.

Eine gleichmäßige Verteilung der Öffnungen über die Mantelfläche ist besonders wichtig. Die Öffnungen können aus Stabilitätsgründen nicht beliebig groß gewählt werden. Sie müssen auf den sie umgebenden Boden abgestimmt sein, da die Wasserbewegung zum Brunnen hin durch die Porenflächengröße bestimmt wird. Während früher ausschließlich die Betrachtung der freien Eintrittsfläche mit der freien Porenfläche einer realen Kiesschüttung verglichen wurde, werden nunmehr im Wesentlichen Durchlässigkeiten betrachtet. So lässt sich die Gesamtporosität (n) nach *Beims* und *Luckner* näherungsweise wie folgt bestimmen:

$$n = 0,18 - 0,03 \cdot \log k_f \cdot \left(1 + \frac{1}{U^{2/3}}\right)$$

$$U \text{ Ungleichförmigkeitsfaktor } U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

mit d_{10} bzw. d_{60} Korndurchmesser, der im Schnittpunkt der Kornsummenkurve bei 10 % bzw. 60 % Siebdurchgang liegt

Die durchflusswirksame Porosität (n_f) kann dann nach W 113 aus der in Bild 3.23 dargestellten Relation zwischen k_f -Wert und n abgeschätzt werden.

Der Wasserzutritt erfolgt nach den Untersuchungen von *Nahrgang* [zit. in 66] nicht gleichmäßig über die Filterstrecke (Bild 3.24). So ist beim vollkommenen Brunnen unterhalb des abgesenkten Wasserspiegels eine starke Geschwindigkeitszunahme zu erkennen.

Um an dieser Stelle eine Sandführung oder eine durch Turbulenz hervorgerufene Verkrustung zu vermeiden, sind der Filterdurchmesser, die Filteröffnungen und der Kiesfilter sorgfältig aufeinander abzustimmen. Bei der Filterdimensionierung geht man von einer mittleren Eintrittsgeschwindigkeit des zu fördernden Wassers von 3 cm/s aus.

Weiterhin ist bei der Filterrohrstrecke zu beachten, dass diese nach Bild 3.25 häufig nicht über die gesamte Höhe H des Grundwasserleiters geführt wird. Hierdurch entstehen andere Fließzustände als nach Bild 3.24, und die Ergiebigkeitsgleichung nach Kapitel 3.2.3.2 trifft nicht mehr zu. Bei der Berechnung wird der Ringraum zwischen Bohrwandung und Filterrohr (Bild 3.10) mit einbezogen. Der Brunnenwasserstand und die freie Grundwasseroberfläche an der Bohrwandung sind daher nicht identisch. Die Differenzgröße wird als Sickerstrecke S_i bezeichnet, die im Filterkies entsteht, und es kommen noch die Verluste in den Schlitzten des Filterrohres hinzu. Dieser gesamte Filtereintrittswiderstand wird für praktische Zwecke und bei sorgfältiger Filterkies- und Filtermaterialauswahl als unbedeutend angesehen [104].

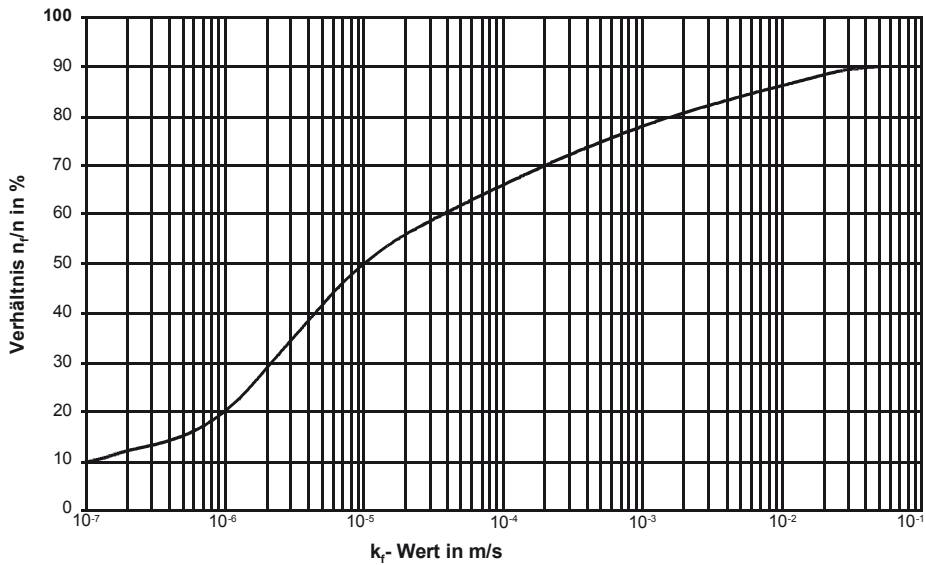


Bild 3.23 Relation zwischen Gesamt- und durchflusswirksamer Porosität in Abhängigkeit vom k_f -Wert (W 113)

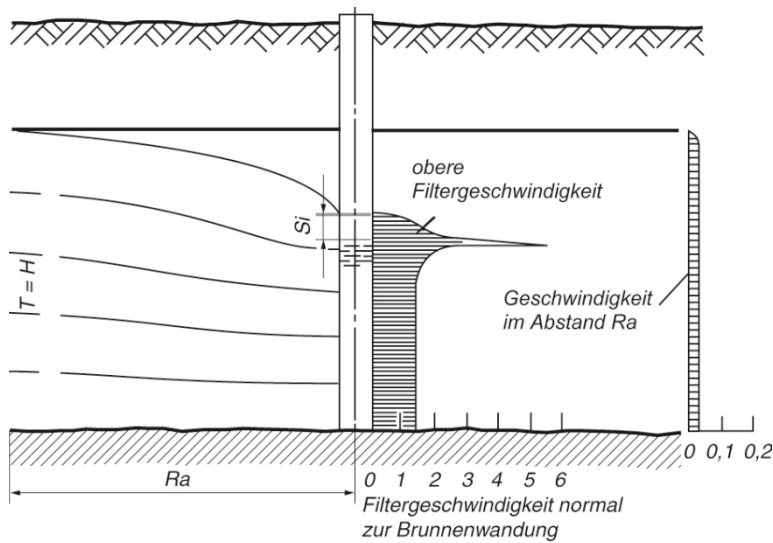
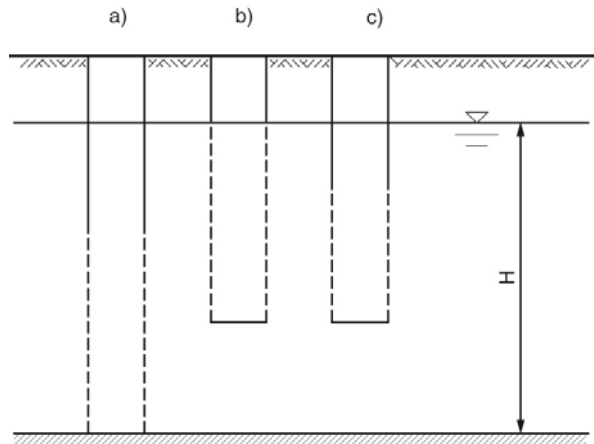


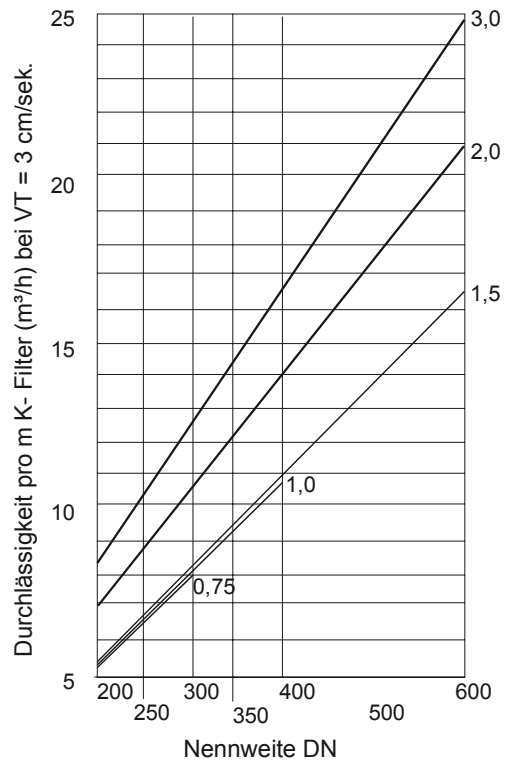
Bild 3.24 Stromlinien und Filtergeschwindigkeit beim vollkommenen Brunnen (Nahrgang, zit. in [66])



- a) vollkommener Brunnen, teilausgebaut
- b) unvollkommener Brunnen
- c) unvollkommener Brunnen, teilausgebaut

Bild 3.25 Abweichende Bauformen von einem vollkommenen Brunnen

Bild 3.26 Durchfluss bei unterschiedlichen Schlitzweiten, ermittelt für Filterrohre aus PVC-U nach DIN 4925 und einer Eintrittsgeschwindigkeit von 3 cm/s [123]



Die maximal zulässige Durchflussmenge pro Meter PVC-Brunnenfilter bei einer Zulaufgeschwindigkeit von 3 cm/s zeigt Bild 3.26 [123].

Damit möglichst wenig Sand in den Brunnen gelangt, wurden früher die Filterrohre mit Gewebe umgeben. Da aber auch das feinste Gewebe einen Sandeintritt nicht verhindern kann, wird heute fast ausschließlich ein kornabgestufter Sand-Kiesfilter eingebaut.

3.2.5.4 Kiesfilter für Vertikalfilterbrunnen

Die Anzahl der Kiesschichten und deren Dicke richtet sich nach der wasserführenden Bodenschicht. Aus dem Bohrgut der wasserführenden Schicht wird eine Siebkurve angefertigt. Die Ermittlung, Darstellung und Auswertung der Korngrößenverteilung ist in DIN 4924 und W 113 geregelt.

Der erforderliche Schüttkorndurchmesser D_S für den Filterbereich eines Brunnens wird wie folgt bestimmt:

$$D_S = d_g \cdot F_g$$

d_g = maßgebender Korndurchmesser des Bodens in mm

F_g = Filterfaktor

Der maßgebende Korndurchmesser kann entweder aus der Kornsummenkurve (Wendepunktmethode) oder aus der Kornverteilungskurve bestimmt werden. Grundlage der Wendepunktmethode ist die Annahme, dass bei einer S-förmigen Siebkurve im Wendepunkt die größte Steigung auftritt. Bei der Bestimmung aus der Kornverteilungskurve ergibt sich der gesuchte Wert aus dem Mittelwert des Maximums und des nächstgrößeren Korndurchmessers. Bei beiden Verfahren findet man so den Bereich der am häufigsten vorkommenden und somit maßgebenden Korndurchmesser.

In W 113 werden für den Filterfaktor bei instationären Fließvorgängen (d. h. normaler Brunnenbetrieb) empfohlen:

$$F_g = 5 + U \quad \text{für } 1 < U < 5$$

$$F_g = 10 \quad \text{für } U \geq 5$$

Die Schüttkorngruppe wird nach DIN 4924 (siehe Tafel 3.4) gewählt. Der ermittelte Schüttkorndurchmesser muss innerhalb der zu wählenden Schüttkorngruppe liegen.

In der Wassergewinnung werden im Allgemeinen nur Filtersande/-kiese der Körnungen $\geq 0,71$ bis ≤ 16 mm eingesetzt. Die Korngruppe 0,4 bis 0,8 mm wird zur Abdeckung von nicht ausbauwürdigen Schluffschichten oder Abdichtungen als Gegenfilter verwendet. Korndurchmesser > 16 mm weisen keine günstigeren Durchflusseigenschaften auf als Körnungen geringeren Durchmessers.

Tafel 3.4 Korngruppen nach DIN 4924

Korngruppe		Korngruppe
Filtersand	0,4 – 0,8	> 2,0 bis 3,15
	0,71 – 1,25	> 3,15 bis 5,6
	1 – 2	> 5,6 bis 8
	Filterkies	> 8,0 bis 16
		> 16 bis 31,5

Beispiel 3.3

Gegeben:

Sieblinie: Kornsummenkurve nach Bild 3.27 bzw. Kornverteilung nach Bild 3.28

Gesucht:

Erforderlicher Filterkies

Aus der Sieblinie ergeben sich:

$$d_{10} = 0,091 \text{ mm} \quad d_{60} = 0,19 \text{ mm}$$

Damit berechnet sich U zu

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,19 \text{ mm}}{0,091 \text{ mm}} = 2,1$$

d_g kann grafisch aus der Kornsummenkurve bestimmt werden, oder aus der Kornverteilungskurve mit dem am häufigsten vorkommenden Durchmesser 0,125 mm und dem nächstgrößeren Durchmesser 0,25 mm zu

$$d_g = \frac{(0,125 + 0,25) \text{ mm}}{2} = 0,1875 \text{ mm}$$

Des Weiteren ergibt sich der Filterfaktor F_g mit $1 < U < 5$ zu

$$F_g = 5 + U = 5 + 2,1 = 7,1$$

Damit ergibt sich der erforderliche Schüttkorndurchmesser zu

$$D_s = d_g \cdot F_g = 0,1875 \text{ mm} \cdot 7,1 = 1,33 \text{ mm}$$

Als Schüttgut wird somit ein Filtersand der Korngruppe 1–2 mm nach DIN 4924 gewählt (Tafel 3.4).

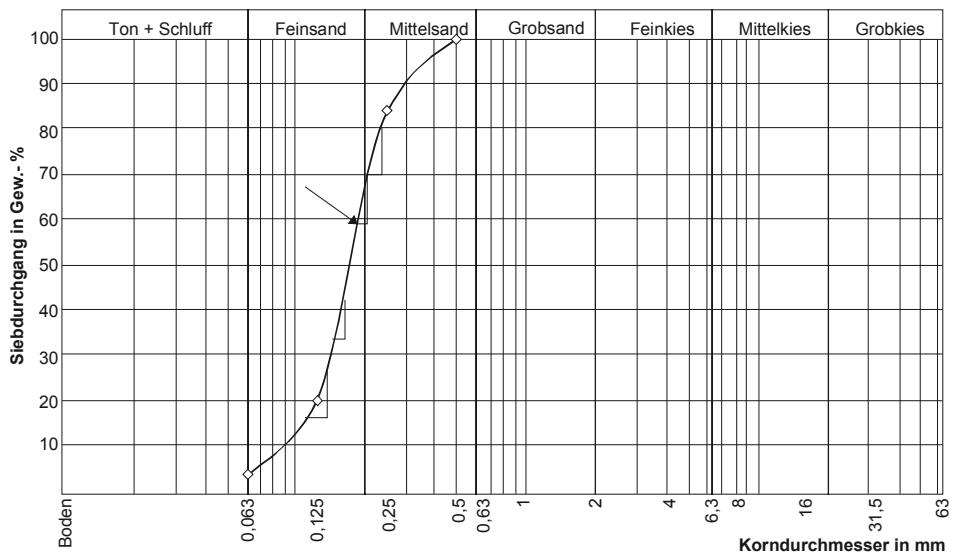


Bild 3.27 Kornsummenkurve

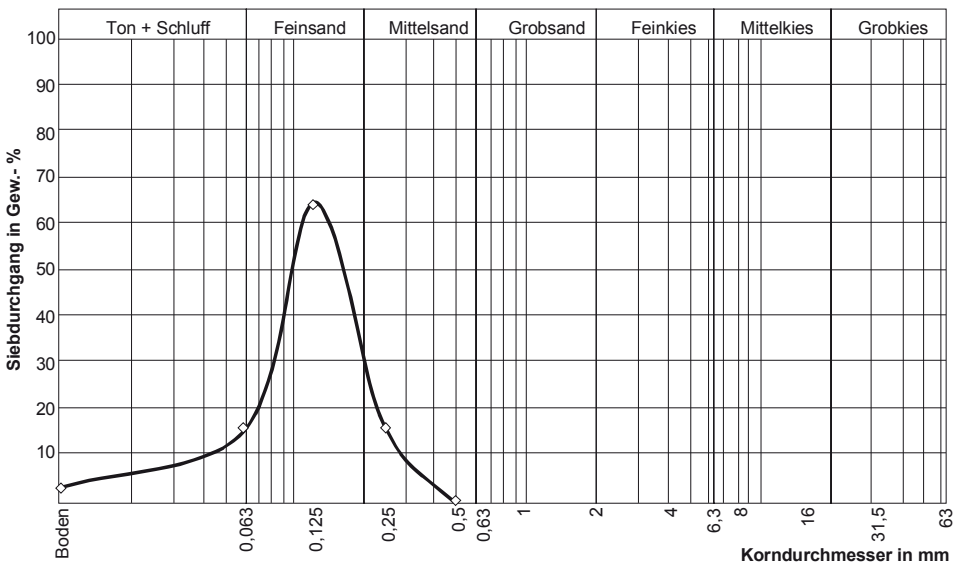


Bild 3.28 Kornverteilungskurve

3.2.5.5 Baustoffe der Filterrohre

Während früher Filterrohre auch aus Steinzeug-, Kunstharz-, Pressholz- und Asbest-Zement-Rohren hergestellt wurden, werden heute fast ausschließlich Stahlfilterrohre und Kunststofffilter aus PVC hergestellt.

Die aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC hart und PVC-U) hergestellten Bohrbrunnenrohre mit Querschlitzzung und Gewindeverbindungen sind in DIN 4925-1 bis DIN 4925-3 genormt. Die Normung reicht von DN 40 bis DN 400. Es werden aber auch Rohre bis DN 600 geliefert [123]. PVC hart ist bei 20 °C beständig gegen alle Arten von Grundwässern. Die Qualitätsanforderungen sind in DIN 8061 geregelt. Für besondere Einsatzfälle und Wässer sind auch Filterrohre aus PE-HD erhältlich. Sie sind bei geeigneter Dimensionierung einsetzbar für Teufen von bis zu 60 m.

Bei den Stahlfilterrohren haben sich die Rohre mit Schlitzbrückenlochung nach DIN 4922 durchgesetzt. Es werden Nennweiten von DN 100 bis DN 1000 geliefert. Die Verbindung erfolgt über Gewinde von Filterrohren oder zugfeste Steckmuffenverbindungen.

Einen Überblick über das Lieferprogramm gibt Tafel 3.7.

Bild 3.29 zeigt ein Rohr mit Schlitzbrückenlochung und ein Detail der Schlitzbrückenlochung. Zum Schutz gegen Korrosion werden Stahlfilterrohre mit Kunststoffen überzogen, so z. B. die Hagusta-Rohre mit einer elektrophoretischen Gummierung und die Nold-Filterrohre mit Rilsan (Polyamid 11). Es werden auch Filterrohre aus rost- und säurebeständigen Stählen hergestellt.

Chrom-Nickel-Stähle sind besonders geeignet und durch die Zugabe von Molybdän wird die Korrosionsbeständigkeit noch erhöht. Aber auch die sogenannten Edelstähle können bei nicht sachgerechter Anwendung korrodieren (siehe Kapitel 8.3). Für Spezialwässer ist daher eine vollständige Analyse und eine Anfrage bei den Rohrerstellern unumgänglich.

Kunststoff- und Stahlfilterrohre werden auch als Kiesbelagfilter hergestellt. Der Kiesbelag wird mit einem korrosionsbeständigen Bindemittel punktförmig und gleichmäßig auf das Filterrohr aufgebracht. Eine Verringerung der Durchlässigkeit gegenüber normal geschütteten Kiesfiltern ist nicht zu erwarten. Die Belagstärke beträgt ca. 20 mm. In Bild 3.30 ist der Schnitt durch einen Kiesbelagfilter dargestellt.

Günstige hydraulische Eigenschaften des Gesamtsystems Brunnen sind notwendig, um eine hohe Ergiebigkeit des Brunnens zu erreichen, einer beschleunigten Brunnenalterung vorzubeugen und eine möglichst intensive Brunnenentwicklung bzw. -Regenerierung zuzulassen. Filterrohre sollen deshalb eine große Durchlässigkeit aufweisen. Dabei besteht eine Abhängigkeit unter anderem von der Geometrie und Größe der Eintrittsöffnungen sowie der wirksamen Gesamtfläche der Filterrohre. Die Filtereintrittsöffnungen sind auf den anstehenden Untergrund und die Filterkies-/Filtersandkörnung abzustimmen (W 123).

Tafel 3.7 Auswahl von Brunnenfilterrohren aus PVC-U und aus Stahl mit HAGULIT-Beschichtung nach Pumpenboese [123]

Nennweite DN	Außendurchmesser über Muffe mm		Wandstärke mm		Rohrgewicht kg/m		Tragfähigkeit kN	
	PVC-U	Stahl, beschichtet	PVC-U	Stahl, beschichtet	PVC-U	Stahl, beschichtet	PVC-U	Stahl, beschichtet
100	121	140	5,0	3,0	2,5	13	6,5	66
125	149	165	6,5	3,0	4,0	17	10,0	66
150	176	210	7,5	3,0	5,5	25	13,0	122
200	241	261	10,0	4,0	10,0	35	26,5	180
250	297	298	12,5	4,0	15,6	38	36,5	180
300	350	355	14,5	4,0	21,2	48	50,0	225
350	425	408	17,5	4,0	31,0	57	65,0	260
400	475	458	19,5	4,0	38,9	72	65,0	290

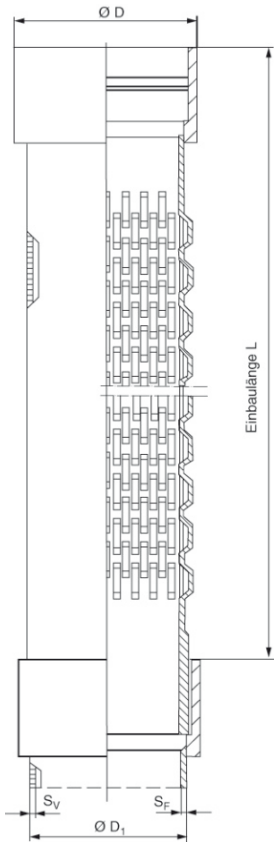


Bild 3.29 Schlitzbrückenfilterrohr [123]

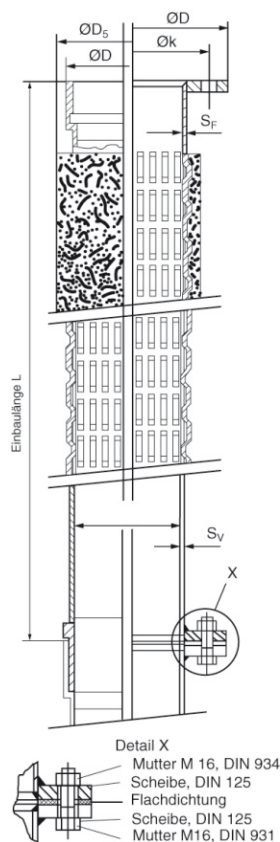


Bild 3.30 Schnitt durch einen Kiesbelagfilter [123]

3.2.5.6 Filtereinbau bei Vertikalfilterbrunnen

Nachdem die Bohrung fertiggestellt ist, kann der Filterausbau nach einem genauen Brunnenausbauplan erfolgen.

Die wesentlichen Einbauteile sind in Bild 3.31 dargestellt.

Den unteren Abschluss bildet das 1,0–2,0 m lange Sumpfrohr, das beim vollkommenen Brunnen bis in den undurchlässigen Boden reicht. In dem für die Wassergewinnung geeigneten Bereich wird das Filterrohr eingebaut und oberhalb des abgesenkten Grundwasserspiegels als geschlossenes Aufsatzrohr weitergeführt. Kann die Unterwasserpumpe nicht im Aufsatzrohr untergebracht werden, so ist ein > 2 m langes Blindrohr in die Filterstrecke einzubauen. Die Kiesfilterfüllung zwischen Bohrlochwandung und Filterrohr kann über Führungsrohre, die gleichzeitig mit der Kiesfüllung gezogen werden müssen, über Schüttrohre mit Gewebekörben oder mit Kiesbelagfiltern erfolgen. Die Gewebekörbe werden am Filterrohr befestigt, mit Gewebekorbbügeln zentrisch gehalten und mit dem berechneten Schüttkorn gefüllt. Der Einbau erfolgt abschnittsweise.

Nachdem die Bohrsohle erreicht ist, wird der verbleibende Ringraum bei zweifacher Filterkiesabstufung mit dem Filterkies der Schüttung 2 verfüllt. Bei großen Tiefen sind Schüttrohre erforderlich. Soweit erforderlich, insbesondere beim Durchteufen von mehreren Grundwasserhorizonten, werden Tonsperren aus Quellton eingebaut.

Die Lage der Tonsperre kann durch die Bohrlochmessung der Gamma-Strahlung (siehe Kapitel 3.2.2) überprüft werden.

Der Einbau der Filterrohre mit oder ohne Gewebekorb oder Kiesbelag erfolgt nach drei Einbauverfahren:

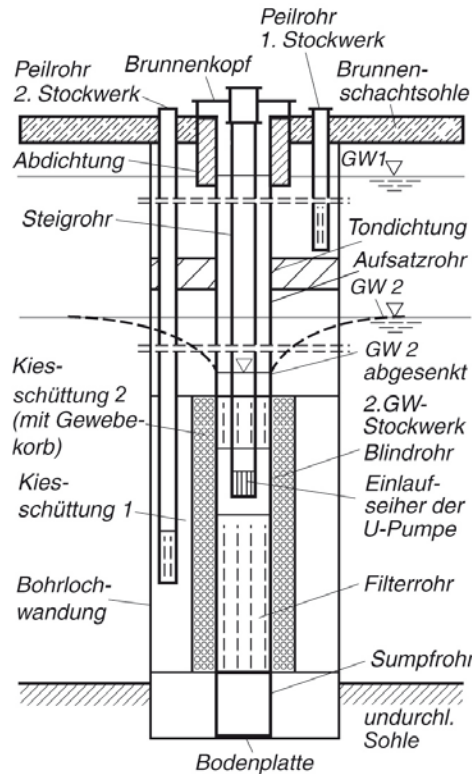
- hängender Filtereinbau
- stehender Filtereinbau
- verlorener Filtereinbau

Beim *hängenden Filtereinbau* werden die Filterrohre abschnittsweise vormontiert und am Seil hängend eingebaut. Das erste zusammengesetzte Einbaustück (Filterboden, Sumpfrohr sowie erste Filterrohre) wird am oberen Ende durch eine Klemmschelle oder durch ein Einbaustück gefasst und in den Brunnen abgelassen. Das obere Rohrstück wird dann auf dem Brunnenrand abgesetzt. Dies geschieht mit einem „Klemmholz“ oder einer Abfangplatte. Die weiteren Rohrlängen werden zusammengefügt und in das Seil des Bohrgerüsts eingefädelt, das im Bohrloch abgehängte Filterstück wird mit dem neuen Stück verbunden, die Klemmverbindung gelöst und das neu eingefügte Rohrstück am Seil frei hängend weiter abgelassen. Dieser Vorgang wiederholt sich, bis die Bohrsohle erreicht ist. Diese Einbaumethode wird durch die Zugfestigkeit des Rohrmaterials und der Rohrverbindungen begrenzt.

Beim *stehenden Filtereinbau* werden die Filterrohre auf den Filterboden aufgesetzt. Dieser wird am Gestänge abschnittsweise in das Bohrloch abgesenkt. Die Rohre werden somit nicht auf Zug beansprucht [64].

Beim *verlorenen Filtereinbau* werden die Rohre zunächst am Seil hängend eingebaut und dann über ein Gewindeeinbaustück am Gestänge in den Brunnen abgesenkt.

Bild 3.31 Hauptelemente beim Brunnenausbau



Das Bohrloch mit seinen Einbauten wird durch den Brunnenkopf abgeschlossen, der in einen Schacht integriert ist. Für die Messung des Wasserspiegels werden Peilrohre eingebaut.

3.2.5.7 Abschlussbauwerke für Brunnen der Wassergewinnung (W 122)

Der Brunnenkopf soll den Bohrbrunnen wasserdicht abschließen, damit keine Verunreinigungen in die Bohrung eindringen können. Da am Brunnenkopf auch das Steig- bzw. Druckrohr der U-Pumpe angeflanscht wird, das Aufsatzrohr und das Filterrohr aber nicht auf Druck beansprucht werden sollen, wird der Brunnenkopf mit der Schachtsohle fest verbunden. Im oberen gestörten Bodenbereich kann ein Sperrohr nützlich sein, das für das Saugbohrverfahren ohnehin erforderlich ist. Hierdurch wird ein Einsickern von verschmutzten Oberflächenwässern verhindert. In diesen Fällen wird der Brunnenkopf entweder über das Sperrohr gestülpt und der Zwischenraum vergossen oder mit einer Gummidichtung versehen. Ähnlich wird verfahren, wenn gegen das vollwandige Brunnenrohr abgedichtet wird. Der Brunnenschacht kann aus Mauerwerk, Beton-, Stahl-, Kunststoffertigteilen oder Ortbeton erstellt werden (Bild 3.32). Zur besseren Wartung und bei leistungsstarken Brunnen sind Brunnenhäuser mit oberirdischem Zugang angebracht. Zur Vermeidung von Kondenswasser und um Unter- oder Überdrücke zu vermeiden, erhalten Brunnenschächte eine Be- und Entlüftung.

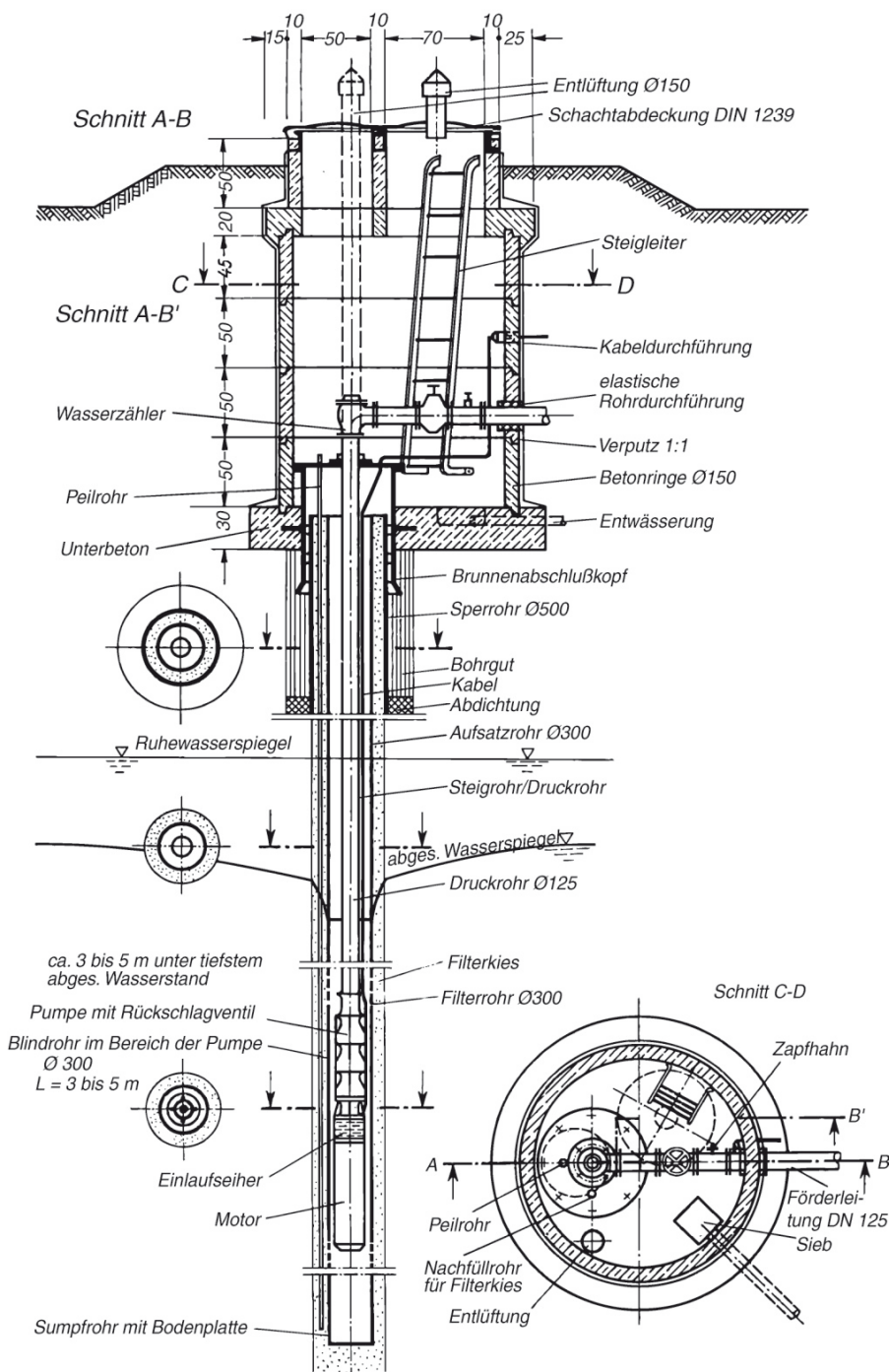


Bild 3.32 Brunnen mit Vorschacht und Unterwasserpumpe

Nach Möglichkeit sollten immer zwei Öffnungen in der Decke des Schachtes angeordnet werden, eine Öffnung zentrisch über der Brunnenachse, um den Ein- und Ausbau der U-Pumpe zu erleichtern, und eine Einstiegsöffnung, die nicht durch Armaturen, Rohre u. a. behindert ist. Der Schachtdeckel soll 30–40 cm über dem Gelände liegen und i. d. R. hochwasserfrei sein. Das Gelände wird zu diesem Zweck angeböschst und befestigt. Ist eine Überflutung nicht auszuschließen, sind überflutungssichere Schächte erforderlich. Diese sind wasserdicht und mit guter Isolierung einzubauen. Die Rohr- und Kabeldurchführungen müssen elastisch ausgebildet werden.

Bei besonders empfindlichen Messgeräten kann es sinnvoll sein, den Messschacht vom Brunnenschacht zu trennen und diesen gezielt zu entfeuchten oder das gesamte Bauwerk mit einem Luftentfeuchter zu versehen. Zum Arbeitsblatt W 122 wurde im August 2011 ein Entwurf zur Neufassung vorgelegt.

3.2.5.8 Bemessung eines Bohrbrunnens in Lockergestein [8][104]

Zur Bestimmung der Hauptabmessungen eines Bohrbrunnens müssen zunächst einige Annahmen getroffen werden und bestimmte Daten vorliegen.

Aus der Aufschlussbohrung müssen die geologische Schichtenfolge und die dazugehörigen Sieblinien vorliegen. In der Regel ist der k_f -Wert nicht gleichmäßig über die gesamte Bohrtiefe verteilt. Dieser kann näherungsweise nach *Hazen* an der Sieblinie bestimmt werden. Bei der Wahl des Bohrlochdurchmessers muss beachtet werden, dass das Filterrohr und der geschüttete Kiesfilter gut eingebaut werden können und eine gute Entsandungsfähigkeit vorhanden sein muss. Der Bohrlochdurchmesser wird daher häufig mit der Formel festgelegt:

$$\text{Bohrlochdurchmesser} = \text{Filterrohrdurchmesser} \cdot 2 \text{ bis } 2,5$$

Das Filterrohr bestimmt man nach zwei Gesichtspunkten. Die U-Pumpe muss problemlos eingebaut werden können. Da Filterrohre und Vollrohre i. d. R. den gleichen Durchmesser haben, sollte die Mindestlichtweite = Pumpendurchmesser + 100 mm betragen. Häufig liegen auch Baugrößendiagramme der Pumpenhersteller vor (Bild 3.35).

Für die Filterrohrbemessung soll eine Einströmgeschwindigkeit von 3 cm/s nicht überschritten werden. Die hierfür mindestens erforderliche Filterlänge kann z. B. über Bild 3.26 bestimmt werden. Da hierfür die Schlitzweite SW erforderlich ist, muss zunächst die Dimensionierung des Kies-Schüttfilters erfolgen. Das Schüttkorn wird über U oder mit Hilfe der Kennkornlinie festgelegt und eine entsprechende Schüttung nach DIN 4924 gewählt.

Mit diesen Daten kann das Q - s -Diagramm (Bild 3.11) erstellt werden.

Die Absenkung s wird in unterschiedlichen Stufen berechnet, der Schnittpunkt Q_F und Q darf nicht überschritten werden.

Für die Wahl der Absenkung s kann folgende Annahme getroffen werden:

- Die Absenkung sollte immer $< H/2$, für Dauerbetrieb $< H/3$ gewählt werden.

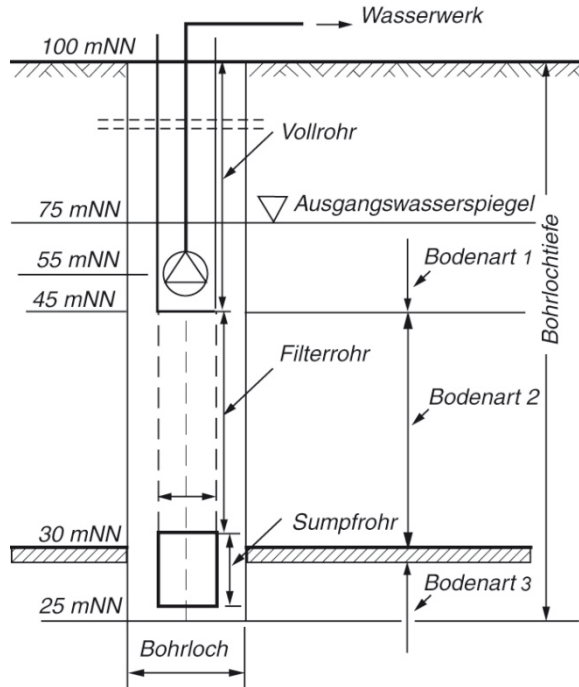


Bild 3.33 Systemzeichnung zum Brunnenbeispiel

- Da mit geringer Mächtigkeit der wassererfüllten Schicht H die Absenkung stark ansteigt, sollten folgende Werte im k -Wertebereich von $1 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-2}$ m/s nicht überschritten werden:

$$H = 5 \text{ m}$$

$$s = (0,1 \text{ bis } 0,2)H$$

$$H = 20 \text{ m}$$

$$s = (0,05 \text{ bis } 0,2)H$$

Die höheren Werte gelten für kleine k -Werte [31].

Beispiel 3.4

a) Vorbemerkungen

- Aufgrund der Bedarfsanalyse werden nach Kapitel 2 die erforderlichen Wassermengen ermittelt.
- Abgestimmt auf den Bedarf $Q_{d\max}$ und Q_d und unter Beachtung der Betriebszeiten des Wasserwerkes, den Vorgaben des Wasserrechts und bestimmt durch die hydrologischen Gegebenheiten wird die Anzahl der Brunnen und deren Betriebszeit gewählt. Aus wirtschaftlichen Gründen sollten die Brunnen mit mindestens $100 \text{ m}^3/\text{h}$ angestrebt werden. Für die Gesamtförderhöhe H_A müssen zunächst entsprechend Kapitel 6.1.1 und Kapitel 6.1.3 die geodätische Förderhöhe und die Ge-

samtverluste ermittelt werden. Wird ohne Zwischenpumpwerk im Wasserwerk gearbeitet, müssen auch die Verluste im Wasseraufbereitungssystem berücksichtigt werden (Bild 5.31 System a).

- Zunächst müssen die Absenkung s_{opt} geschätzt, Steigleitung und Rohwasserleitung vorbemessen und damit H_A berechnet werden.
- Zum Schluss müssen die gewählten Werte entsprechend Bild 3.11 überprüft und durch einen Brunnentest (siehe Kapitel 3.2.4.1) belegt werden.

b) Vorgaben

- maximale Brunnenleistung = 150 m³/h und Gesamtförderhöhe $H_A = 63$ m
- Systemskizze der Aufschlussbohrung gemäß Bild 3.33
- Sieblinie gemäß Bild 3.34
- Aufgrund der Siebanalyse 2 aus Bereich 2 ergibt sich für den Bereich 45 mNN bis 30 mNN ein günstiger k -Bereich. Hier soll das Filterrohr eingebaut werden. Es wird mit den Formeln aus Kapitel 3.2.3.2 gerechnet, obwohl nach Bild 3.33 ein vollkommener Brunnen nicht vorliegt.

c) Rechenschritte

(1) Erforderliche Brunnentiefe

Bodenbereich 1 (Feinsand)	100 – 45 m NN	55,0 m
Bodenbereich 2 (Fein-/Mittelsand)	45 – 30 m NN	15,0 m
Bodenbereich 3 (Sand/Ton/Geröll)	<u>30 – 25 m NN</u>	<u>5,0 m</u>
Bohrlochtiefe		75,0 m

(2) Auswertung der Sieblinien (Bild 3.34:)

Der maßgebliche Korndurchmesser und daraus resultierend der erforderliche Schüttkorndurchmesser wird entsprechend Beispiel 3.3 ermittelt. Es ergibt sich eine Kiesschüttung der Korngruppe 2,0 bis 3,15 mm

Der k -Wert wird nach Hazen (Gleichung (3.6)) ermittelt:

$$k = 0,0116 \cdot d_{10}^2 = 0,0116 \cdot 0,16^2 = 0,000297 \text{ m/s}$$

Aufgrund der obigen Ausführung wird eine maximale Absenkung vorgewählt von:

$$s = 0,15 \cdot H = 0,15 \cdot 45 = 6,75 \text{ m}$$

(3) Erforderliche Filterdurchmesser bzw. Vollwandrohre

Die Bemessung erfolgt nach zwei Gesichtspunkten:

- die U-Pumpe muss ohne Probleme einbaubar und betriebsfähig sein, d. h. ausreichender Abstand zwischen U-Pumpe und Filterrohr
- in den Schlitzten bzw. Schlitzbrückenöffnungen soll laminares Strömen mit $v \leq 3 \text{ cm/s}$ erfolgen.

Dies kann durch zwei Kontrollen sichergestellt werden:

- a) Anwendung von Diagramm in Bild 3.26
- b) Die maximal erforderliche Absenkung s liegt oberhalb des Schnittpunktes von Q und Q_F in Bild 3.11.

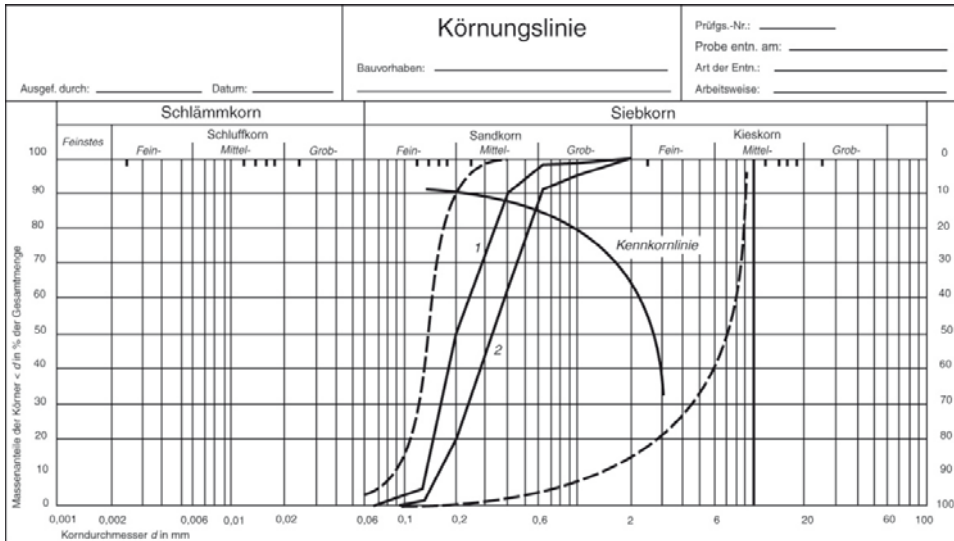


Bild 3.34 Sieblinien zum Beispiel und Kennkornlinie nach Bieske [zit. in 66]

Nach Bild 3.35 empfiehlt die Pumpenfirma einen Minstdurchmesser von 10" = 254 mm als Innendurchmesser für Voll- und Filterrohr.

Für den gewählten Filterkies ergibt sich eine zulässige Schlitzweite von 1,0 mm. Wählt man mit Bild 3.28 und SW 1,0 mm ein Filterrohr von DN 400 aus, so können pro m Filterrohr ca. 10,5 m³/h gefördert werden. Nach Bild 3.33 ist eine Filterlänge L_F von 15 m möglich.

Theoretische Brunnenleistung aufgrund Bild 3.33

$$15 \text{ m} \cdot 10,5 \text{ m}^3/\text{h pro m} = 163,5 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{\max} = 150 \text{ m}^3/\text{h}$$

(4) Bohrlochdurchmesser:

$$D_B = 2,5 \cdot D_F = 2,5 \cdot 400 \text{ mm} = 1000 \text{ mm}$$

$$r = \frac{d_i + d_a}{4} = \frac{400 \text{ mm} + 1000 \text{ mm}}{4} = 350 \text{ mm}$$

$$\text{geschätzt: } s_{\text{opt}} = 6,75 \text{ m; } h = H - s = 45,0 \text{ m} - 6,75 \text{ m} = 38,25 \text{ m}$$

Mit Gleichung (3.9) und Gleichung (3.11) Wasserzufluss:

$$Q = (2H - s) \cdot s \cdot \frac{\pi \cdot k_f}{\ln \frac{3000 \cdot s \cdot \sqrt{k_f}}{r}} = (2 \cdot 45 - 6,75) \cdot 6,75 \cdot \frac{\pi \cdot 0,000297}{\ln \frac{3000 \cdot 6,75 \cdot \sqrt{0,000297}}{0,350}} = 0,07593 \text{ m}^3/\text{s} \text{ oder ca. } 273 \text{ m}^3/\text{h}$$

Fassungsvermögen:

$$Q_F = \frac{2}{15} \cdot \pi \cdot 0,350 \cdot 38,25 \cdot \sqrt{0,000297} = 0,0966 \text{ m}^3/\text{s} \text{ oder } 348 \text{ m}^3/\text{h}$$

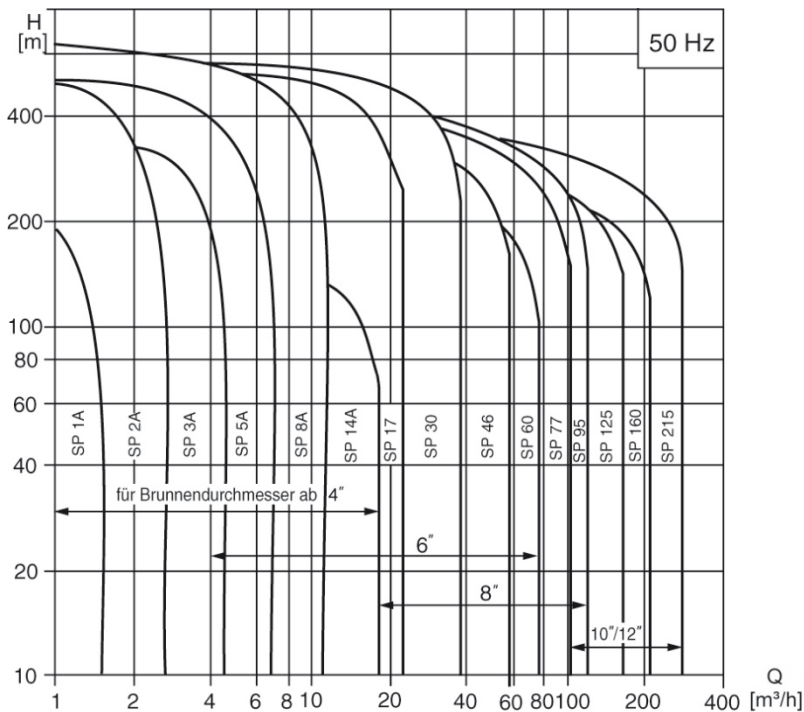


Bild 3.35 Beispiel für ein Baugrößendiagramm von U-Pumpen [119]

Da bei der vorgewählten Absenkung von $s = 6,75$ m Q_F größer als Q ist, erübrigt sich eine Auftragung gemäß Bild 3.11.

Die Berechnung nach den oben angeführten Gleichungen stellt ein Näherungsverfahren dar. In der Praxis erfolgt eine Überprüfung der Berechnungsansätze mittels eines Pumpversuchs.

Der Bau von Bohrbrunnen setzt neben theoretischen Rechnungsansätzen auch ein hohes Maß an praktischer Erfahrung voraus.

3.2.5.9 Horizontale Grundwasser-Fassungsanlagen

Bei Wasservorkommen von geringer Mächtigkeit wird die Fassung mit Vertikalbrunnen unwirtschaftlich. Bei flachliegendem Grundwasserleiter kann dann eine Sickerrohrleitung auf der Grundwassersohle verlegt werden. Sie besteht aus Steinzeug, Beton, Faserzement, Stahl (mit Schutzüberzug) usw., wird in einer offenen Baugrube auf der undurchlässigen Grundwassersohle verlegt und mit einer abgestuften Kiespackung umgeben. Die durch den Aushub zerstörte Grundwasserdeckfläche muss durch eine Ton- oder Lehmschicht für Oberflächenwasser wieder undurchlässig gemacht werden (Bild 3.36).

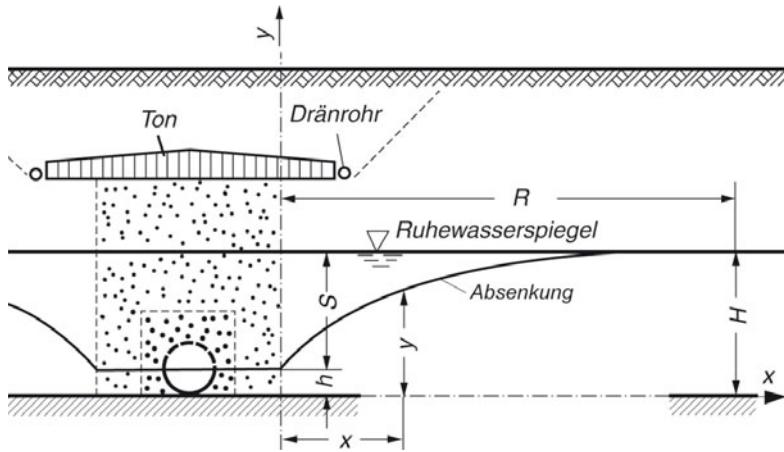


Bild 3.36 Horizontale Grundwasserfassung

Der Durchmesser einer Sickerrohrleitung soll ≥ 300 mm sein. Kontroll- und Reinigungsschächte sind in Anlehnung an die Baugrundsätze der Kanalisation > 50 m vorzusehen. Bei Erschließung größerer Wasservorkommen werden bekriechbare Sickerstollen angelegt. Sickerrohre erhalten in der oberen Hälfte eine Lochung, durch die das Wasser eintreten kann. Bei Stollen können die Seitenwände aus durchlässigem Einkornbeton hergestellt werden.

Die erforderliche Länge einer Sickerrohrleitung kann aus der Ergiebigkeitsgleichung für waagerechte Grundwasserfassungen abgeleitet werden.

$$Q = v \cdot A = k_f \cdot J \cdot A = k_f \cdot \frac{dy}{dx} \cdot y \cdot l$$

$$\int y \cdot dy = \frac{Q}{k_f \cdot l} \int dx \quad \frac{y^2}{2} = \frac{Q}{k_f \cdot l} x + C$$

Für $y = h$ ist $x = 0$, und damit

$$\frac{h^2}{2} = \frac{Q}{k_f \cdot l} \cdot 0 + C \quad \text{und somit ist } C = \frac{h^2}{2}$$

Für $y = H$ ist $x = R$, und damit

$$\frac{H^2}{2} = \frac{Q}{k_f \cdot l} R + \frac{h^2}{2}$$

Hieraus wird die Ergiebigkeitsgleichung und für einseitigen Zufluss

$$Q = (H^2 - h^2) \cdot \frac{k_f \cdot l}{2R} = (H + h)(H - h) \frac{k_f \cdot l}{2R}$$

mit $R = 1500 \cdot \sqrt{k_f} \cdot s$

und $s = (H - h)$

folgt $Q = (H + h) \frac{\sqrt{k_f} \cdot l}{3000} \frac{m^3}{s}$ (3.17)

Beispiel 3.5

Gegeben:

$H = 6,30$ m, Filterrohrdurchmesser 0,60 m, somit $h = 0,30$ m,

$L = 100$ m, $k_f = 0,0141$ m/s

$$Q = (H + h) \frac{\sqrt{k_f} \cdot l}{3000} = 6,60 \frac{\sqrt{0,0141} \cdot 100}{3000} = 0,0261 \frac{m^3}{s} \text{ bzw. } 26,1 \frac{l}{s}$$

Gesamtzufluss von beiden Seiten: $2 \cdot 26,1 \text{ l/s} = 52,2 \text{ l/s}$

3.2.5.10 Horizontalfilterbrunnen

Ein Beispiel zeigt Bild 3.37. In den Sammelbrunnen mit wasserdichter Sohle werden 1 bis 2 m über der Sohle auf dem Umfang verteilt Löcher ausgespart, die während des Absenkens behelfsmäßig verschlossen sind. Durch die Löcher werden dann Filterrohre, etwa DN 400, sternförmig durch hydraulische Pressen vorgetrieben.

Beim *Ranney*-Verfahren (Bild 3.38a) werden die Stöße stumpfgeschweißt. Durch die etwas größere Lochung der scharfen Rohrspitze können Sand und Feinkies eindringen. Im Inneren des Fassungsrohrs wird ein Stahlrohr von 50 mm Weite mit vorgeschoben, das zum Abtransport von Sand/Kies dient. Sand und Feinkies lässt man zur Erleichterung des Vortriebs durch die Rohrspitze und das Entsandungsrohr in den Sammel-schacht eintreten, aus dem sie durch eine Pumpe laufend entfernt werden. Es entsteht auf diese Weise eine Art natürlicher Kiesfilter, weil die feineren Sandteile aus der Umgebung des Filterrohrs ausgewaschen werden. Die Rohre sind im Brunnen durch Schieber abgeschlossen, damit der Wasserablauf geregelt werden kann.

Statt mit Filterrohren kann auch mit vollwandigen Rohren und verlorenem Bohrkopf gebohrt werden. Zum Ausspülen der feinen Sandkörner in der Umgebung des Bohrrohrs durch den Bohrkopf wird das Bohrrohr durch eine hydraulische Presse einige Zentimeter hin und her verschoben. Die ausgepumpte Feinsandmenge wird gemessen, sie kann das 6- bis 7fache des Inhalts des Bohrrohrs betragen. Ist die gewünschte oder mögliche Länge der Bohrung erreicht, so wird das aus Einzelstücken zusammenschraubbare Filterrohr schrittweise in das Bohrrohr eingeschoben und dieses dann zurückgezogen (Bild 3.38b) (*Fehlmann*-Verfahren).

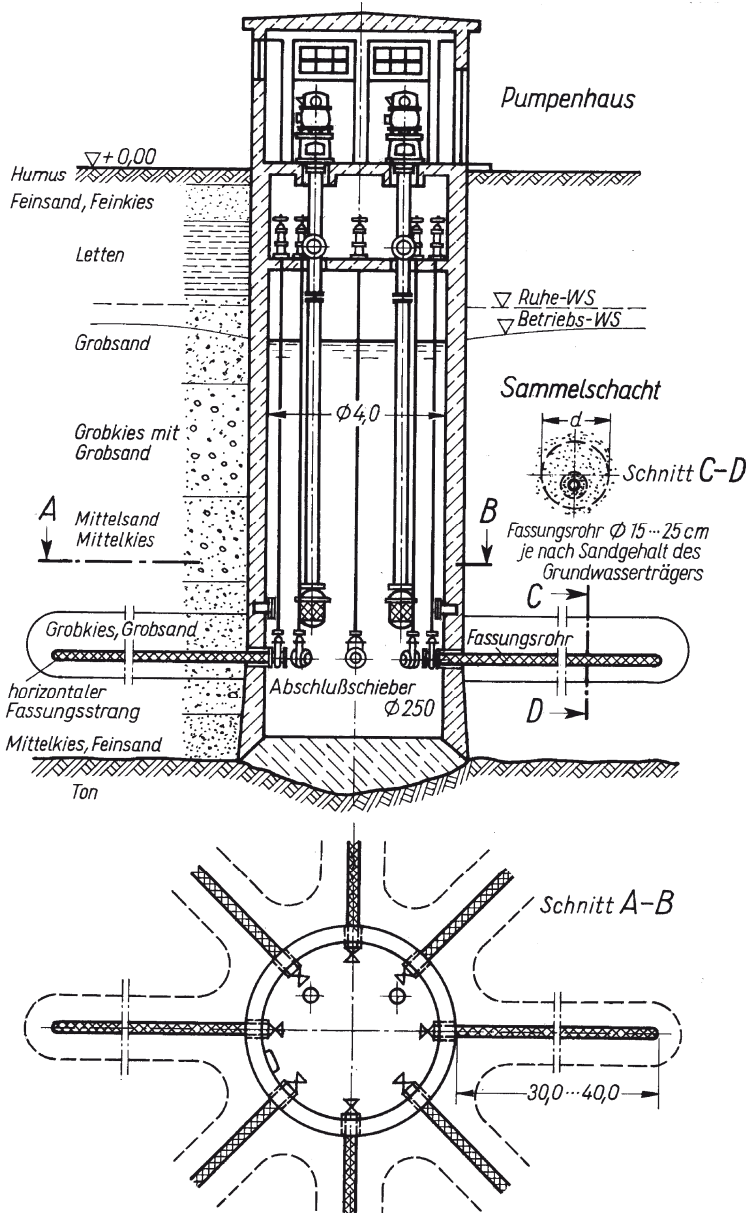


Bild 3.37 Horizontalbrunnen von der Reuther Tiefbau GmbH, Mannheim

Der *Preussag*-Horizontal-Kiesmantelbrunnen kann auch in Feinsanden gebaut werden. In einem nach besonderem Spülverfahren vorgetriebenen Bohrrohr wird ein Filter mit kleinerem Durchmesser eingebaut und der Ringraum zwischen Filter und Bohrrohr mit einem Kiesmantel verspült, während die Bohrrohre schrittweise zurückgezogen werden (Bild 3.38c) [46].

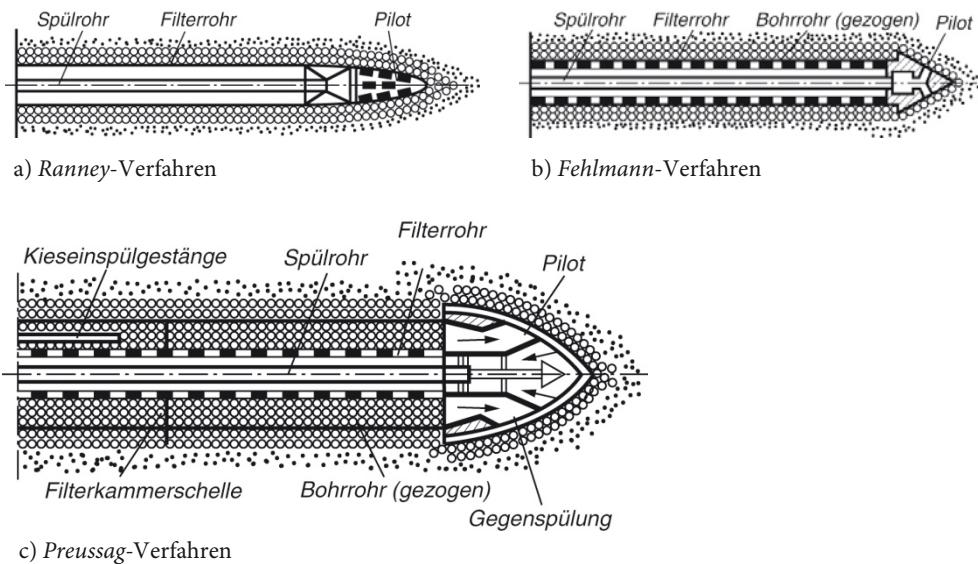


Bild 3.38 Vortriebsverfahren für Horizontalfilterbrunnen

Je nach der Beschaffenheit des Grundwasserträgers lassen sich die Fassungsrohre 30 bis 90 m [46] vortreiben. Horizontalbrunnen sind im Allgemeinen dort wirtschaftlich, wo größere Wassermengen gefördert werden sollen und die Tiefenlage des Grundwasserleiters nicht zu hohe Schachtkosten bedingt.

3.2.5.11 Entsandung

Die ordnungsgemäße Herstellung endet mit einem Brunnentest und der Entsandung (Brunnenentwicklung). Durch die Entsandung wird der eingebaute Kiesfilter, die Bohrlochwandung und das unmittelbar angrenzende Gestein (Bodenkörper) gereinigt.

Durch eine Sandführung mit dem Rohwasser kann die empfindliche U-Pumpe zerstört werden, der Brunnen mit Sand aufgelandet werden und eine Selbstdichtung (Kolkation) im Untergrund und Kiesfilter erfolgen.

Das Entwickeln hat drei grundsätzliche Aufgaben:

- Verhinderung einer späteren Sandführung, so dass die Richtwerte für den Restsandgehalt im Brunnenwasser nicht überschritten werden.
- Vergrößerung des Porenraumes des Grundwasserleiters im Nahbereich des Brunnens durch Entfernen der Feinanteile; der Effekt ist umso größer, je höher der Ungleichförmigkeitsfaktor des Grundwasserleiters ist.
- Entfernung der beim Bohrvorgang eingetragenen Stoffe aus dem Grundwasserleiter.

Die Grundprinzipien der Entsandung sind Austrag (Erzeugung einer ausreichenden Schleppkraft, Bewegung des Korngerüsts zur Zerstörung der Kornbrücken) und Kontrolle (Überwachung des Entsandungsfortschritts, Abbruch am jeweiligen Abschnitt bei

Erreichen eines vorgegebenen Sandgehaltes, teufengerechte Erfassung der entfernten Mengen). Für die Entsandung kommen folgende Verfahren in der Praxis zur Anwendung:

Abschnittslose Verfahren:

- Kolben
- Intermittierendes Abpumpen (Schocken)

Abschnittsweise Verfahren:

- Intensiventsanden mittels gepackter Unterwassermotorpumpe
- Intensiventsanden mittels Entsandungsseihier
- Wasserhochdruck (Druckwellen-/Impulsverfahren W 130)
- Kolben bei gleichzeitigem Abpumpen

Für eine ausreichende Überlappung der Entsandungsabschnitte ist zu sorgen.

Der Erfolg des Entsandens muss überprüft werden. Nach W 119 werden die Restsandgehalte nach Tafel 3.8 empfohlen. Die Richtwerte gelten sowohl beim Abnahmepumpversuch als auch im späteren Betrieb.

Tafel 3.8 Restsandgehalte nach W 119

Restsandgehalt in g/m ³	Anforderung an den Brunnen
< 0,01	hoch
< 0,1	mittel
< 0,3	niedrig

Die Entsandungskosten können > 15 % der Gesamtbausumme des Brunnens betragen. Das Entsanden ist für Bohrbrunnen ohne Verrohrung zur Ablösung des Filterkuchens aus der Dickspülung besonders wichtig. Damit eine gute Tiefenwirkung erreicht wird, darf die Filterschicht nicht zu dick gewählt werden.

3.2.6 Betrieb von Brunnenanlagen

3.2.6.1 Einzelbrunnen und Brunnenreihen

Die Leistung eines Bohrbrunnens ist nicht beliebig groß, da der Wasserzufluss Q des Filterrohres nicht gleichmäßig verteilt und auf eine maximal wirksame Filterlänge begrenzt ist [66].

Im Rheinkies kann zwar eine Einzelbrunnenleistung von 600 m³/h erreicht werden, die Verteilung auf mehrere Einzelbrunnen bringt aber eine größere Versorgungssicherheit. Normalerweise werden Brunnenfilter zwischen DN 200 und 400 mm ausgewählt, die im norddeutschen Flachland je nach Filterlänge und Bodenart eine Leistung von 80–250 m³/h haben.

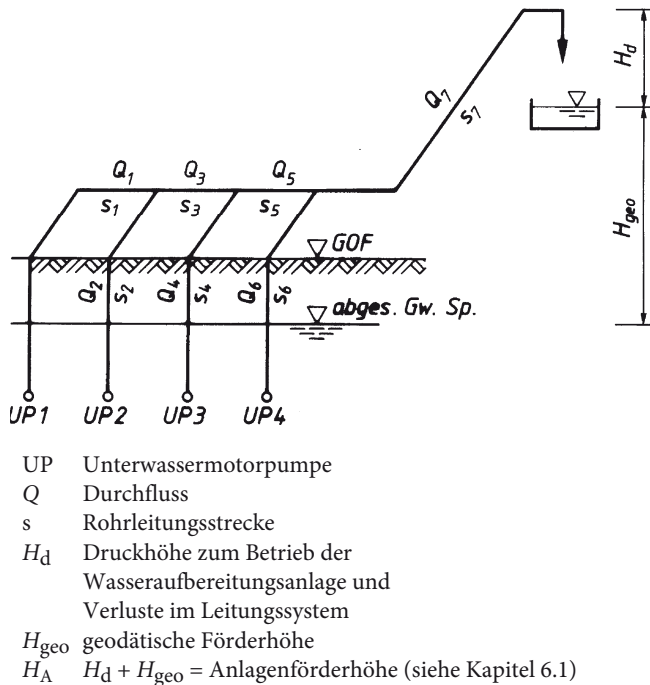


Bild 3.39 Systemskizze für vier Unterwasserpumpen, die in eine gemeinsame Leitung fördern

Die mit einer oder mehreren U-Pumpen ausgestatteten Brunnen werden einzeln bewirtschaftet. Die früher üblichen Brunnenreihen mit Heberleitung werden kaum noch gebaut. Bei zu dichten Brunnenabständen beeinflussen sich die Absenkungen, dies kann zu einer erheblichen Leistungsminderung der Gesamtanlage führen. Die Brunnen sollten daher soweit voneinander entfernt sein, dass sich die Absenkungskurven nicht beeinflussen. Wenn mehrere Unterwasserkreiselpumpen in eine gemeinsame Rohrleitung fördern, so beträgt die zu fördernde Wassermenge nicht $n \cdot Q$, sondern ist kleiner als die Summe der Einzelleistungen (siehe Kapitel 6.1.3). Für die Berechnung liegen EDV-Programme oder graphische Lösungen vor.

In erster Näherung kann auch auf die am weitesten entfernte Pumpe UP1 ausgelegt werden, wenn an den entsprechenden Stellen die Zuflüsse von UP2 bis UP4 hinzugechnet werden (Bild 3.39).

3.2.7 Brunnengase, Brunnenalterung und Regeneration von Brunnen

CO_2 , CH_4 und H_2S sind *Brunnengase*, die auch in Pumpenräume und Brunnenschächte eindringen können. Sie sind explosionsfähig oder wirken als Stickgas. Die Räume müssen daher belüftet werden. Die Unfallverhütungsvorschriften der Berufsgenossenschaft der Gas-, Fernwärme- und Wasserwirtschaft (BGFW) sind zu beachten.

Unter dem Begriff *Brunnenalterung* fasst man alle Ursachen zusammen, die im Laufe der Zeit zu einer Minderung der Leistung führen. Als Ursachen sind in W 130 aufgeführt:

- Versandung (Ablagerung von Ton-, Schluff- und Sandpartikeln)
- Verockerung (Ablagerung von schwer löslichen Eisen- und Manganverbindungen)
- Versinterung (Ablagerung von Calcium- und Magnesiumcarbonaten)
- Verschleimung (Wachstum von Mikroorganismen und Pilzen im brunnennahen Bereich)
- Aluminiumausfällung
- Korrosion

Verockerung, Versandung und Korrosion sind die häufigsten Ursachen für die Brunnenalterung. In der Regel tragen mehrere Ursachen zur Leistungsverringerung eines Brunnens bei.

Der optimale Zeitpunkt für die Durchführung von Regenerationsmaßnahmen ist abhängig vom Verlauf der Brunnenalterungsprozesse. Je zeitiger die Regeneration durchgeführt wird, desto größer ist der Erfolg und desto niedriger sind die Kosten. Erste Hinweise auf Brunnenalterung erhält man durch

- regelmäßige vergleichende Betrachtung von Leistungscharakteristiken eines Brunnens (Ruhewasserspiegel, Betriebswasserspiegel, Volumenstrom, Einschaltzeit der Pumpe, Pumpdauer, Betriebssituation benachbarter Brunnen, Vorflutsituation),
- regelmäßige Wasserspiegelmessungen im Brunnen und Peilrohr bei Pumpbetrieb sowie deren Differenzbestimmung,
- Wasser- und Belagsuntersuchungen,
- optische Untersuchungen

Bei einem Leistungsrückgang von 10 bis 20 % ist bereits ein fortgeschrittenes Stadium der Brunnenalterung erreicht. Die baldmöglichste Durchführung einer Regeneration ist daher in diesen Fällen dringend notwendig. Wird nämlich der Zeitpunkt verpasst und überschritten, kann auch trotz höheren technischen Aufwandes nur ein geringer oder auch gar kein Regenerierungserfolg das Resultat sein.

Zur Behebung dieser Schäden werden mechanische, hydromechanische und chemische Verfahren eingesetzt. Für Einzelheiten wird auf W 130 verwiesen.

3.3 Oberflächenwasser

Das echte Grundwasser (Grundwasser = 62 % + Quellwasser = 8,0 %) macht nach Bild 3.4 den größten Anteil der Wasserförderung in Deutschland aus, trotzdem werden jährlich noch 1547 Millionen m³ (= 30 %) Oberflächenwasser gefördert.

In den Ländern Nordrhein-Westfalen, Sachsen und Thüringen beträgt der Oberflächenwasseranteil > 50 % (Tafel 3.1).

In Europa werden in Schweden, Großbritannien und Spanien mehr als 70 % der Trinkwasserversorgung aus Oberflächenwässern gefördert.

Die Gefahr einer plötzlichen Verunreinigung, insbesondere bei Flusswasser, ist höher einzuschätzen als beim Quell- und Grundwasser. Die Haupteinflussfaktoren sind die Einleitung von unzureichend gereinigtem Abwasser und Regenwasser, die Abschwemmungen von Landflächen und der Eintrag über die Luft. Obwohl die Güte der Oberflächengewässer in den letzten Jahren erheblich verbessert wurde, verbleiben in den Gewässern schwer oder kaum eliminierbare Restbelastungen. Für die Stoffe versagen vielfach die bewährten Aufbereitungsverfahren. Eine direkte Wassernutzung für die Trinkwassergewinnung ohne aufwendige Aufbereitung ist daher heute kaum noch möglich. Vielfach wählen daher die Benutzer von Fließgewässern den indirekten Weg der Nutzung über Uferfiltrat und die künstliche Grundwasseranreicherung (siehe Kapitel 3.3.4).

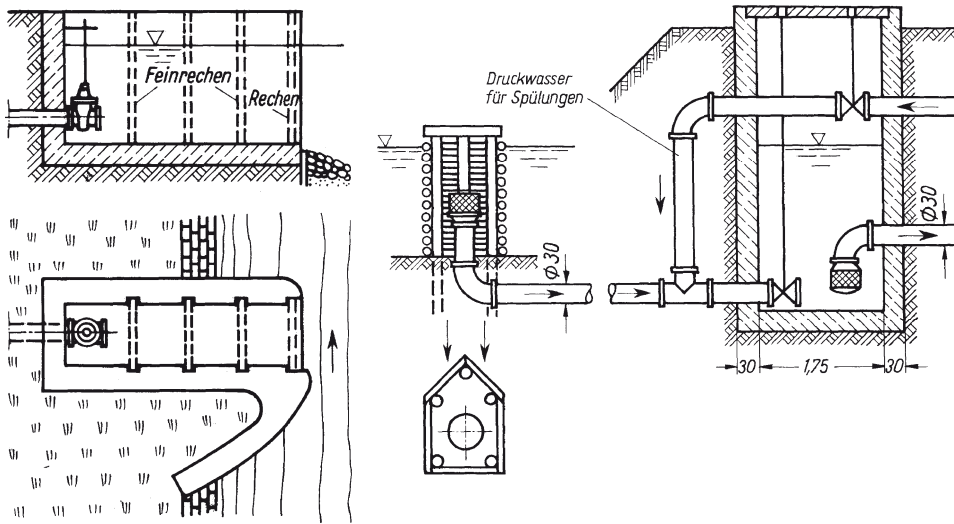
3.3.1 Flusswasser

Flusswasser muss zunächst kritisch auf seine grundsätzliche Eignung hin überprüft werden. Es sollte zur Trinkwassergewinnung nur eingesetzt werden, wenn andere Wasserarten nicht zur Verfügung stehen.

Bei der Aufbereitung ist darauf zu achten, dass je nach Wasserführung unterschiedliche Wasserqualitäten zu erwarten sind, da z. B. bei Hochwasser die Sedimente aufgewirbelt werden können und bei Niedrigwasser die Verdünnung abnimmt. Handelt es sich um einen schiffbaren Wasserlauf, so können Unfälle mit gefährlichen Stoffen die gesamte Entnahme verhindern. Dies gilt auch, wenn Industriebetriebe als direkte Anlieger vorhanden sind. Ein Flusswasserwerk sollte daher möglichst durch eine weitere Rohwassergewinnung abgesichert werden. Durch Verbundsysteme können die verschiedenen Wasserressourcen mit ihren jeweiligen Vor- und Nachteilen ausgeglichen werden [103]. Anstatt einer direkten Aufbereitung des Flusswassers sollte immer eine Vorbereitung durch Uferfiltration (siehe Kapitel 3.3.4) in Betracht gezogen werden.

Das Entnahmebauwerk ist so zu planen, dass zu allen Zeiten das Rohwasser mit größter Reinheit gefasst werden kann. Für die Zurückhaltung von Schwimmstoffen sind Grob- und Feinrechen vorzusehen. Die Entnahmestelle (Bild 3.40) besteht aus einer Kammer aus Mauerwerk, Beton oder Stahlspundbohlen, die in die Böschung eingefügt wird. Die Entnahmestelle ist so zu wählen, dass die Bildung von Kolken oder Ablagerungen möglichst gering sind und auch bei Niedrigwasser eine Entnahme möglich ist. Die stromaufwärtsgelegene, schräg zur Stromrichtung stehende Seitenwand hält treibende Gegenstände, wie Holz und Eis ab (Variante a).

Das Pumpwerk muss hochwasserfrei liegen und wird daher vielfach nicht mit dem Entnahmebauwerk kombiniert.



Variante a

Variante b

Bild 3.40 Entnahmestelle für Flusswasser

Ein gutes Beispiel für eine große Flusswasseraufbereitung ist das Wasserwerk Langenau der Landeswasserversorgung Baden-Württemberg in dem bis zu 2300 Liter Donauwasser pro Sekunde zu Trinkwasser aufbereitet werden können (http://www.lw-online.de/trinkw_auf_fluss.html).

3.3.2 Seewasser und Talsperrenwasser

Seewasser und Talsperrenwasser nehmen eine führende Position in der Oberflächenwassernutzung ein. Die Gewinnung von Trinkwasser aus Talsperren hat durch die Wiedervereinigung an Bedeutung gewonnen. In den Bundesländern Sachsen, Sachsen-Anhalt und Thüringen spielt die Trinkwassergewinnung aus Talsperren eine nicht unerhebliche Rolle.

In Staugewässern und Seen spielen Eutrophierungserscheinungen eine ganz erhebliche Rolle. Dem Gesamtposphorgehalt kommt hier eine große Bedeutung zu [79][104]. Durch Immission aus der Luft, durch Einleitungen und Erosionsprozesse werden feindispersierte mineralische Stoffe und Nährstoffe eingetragen.

Dieser Eintrag kann zu erheblichen Aufbereitungsschwierigkeiten führen. Die mineralischen Stoffe sedimentieren kaum und sind auch durch Flockungs- und Filtrationsmaßnahmen schwer zu entfernen. Die durch die Nährstoffe geförderte Massenentwicklung von Phytoplankton und Zooplankton führt zu vorzeitiger Filterverstopfung und zu Planktondurchbrüchen. Die durch Algen gelösten organischen Substanzen stören die Flockung und Filtration, können Geruchs- und Geschmacksstoffe freisetzen und die Biofilmbildung erhöhen.

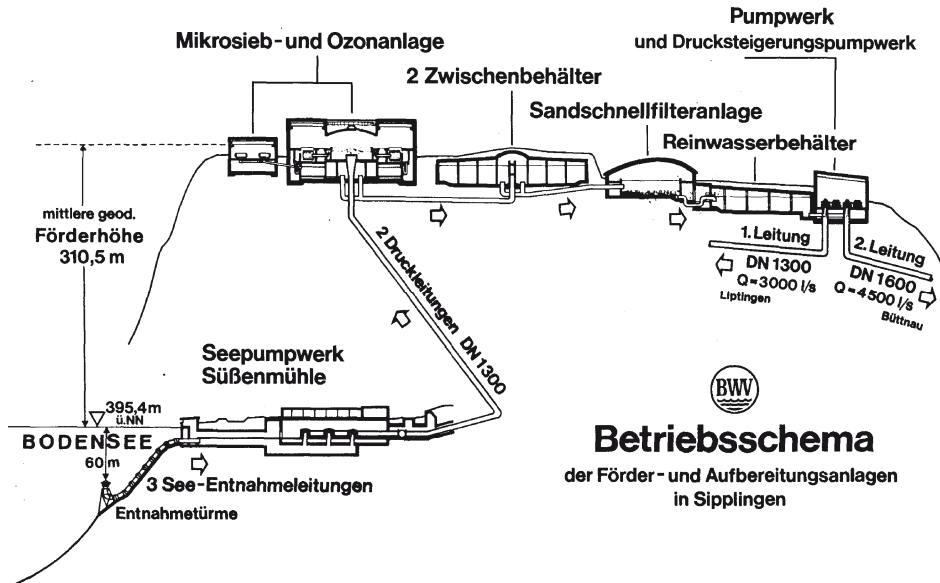


Bild 3.41 Rohwasserentnahme und Seewasseraufbereitung aus dem Bodensee [104]

Die Gewinnung von Trinkwasser aus stehenden Gewässern erfordert ein großes Maß an limnologischen Grundkenntnissen. Es kommt zu einer temperaturbedingten Schichtung unterschiedlicher Dichte im Wasserkörper. In den Sommermonaten kommt es zu einer Schichtung in das Epilimnion (Warmwasserschicht), das Metalimnion und das darunter liegende Hypolimnion (Kaltwasserschicht). Es bilden sich aber auch windbedingte Austausch-Strömungen und durch einlaufende Hochwässer Kurzschlussströmungen aus. Über die Jahreszeit wechseln Zirkulationsphasen mit Stagnationsphasen ab mit erheblichem Einfluss auf die chemisch-biologischen Vorgänge, die aber auch vom Nährstoffangebot abhängen. Für die Trinkwassergewinnung eignen sich besonders Seen und Talsperren mit geringem Nährstoffeintrag (Phosphate, Nitrate), da hier die Gefahr einer Algenmassenentwicklung nicht so groß ist. Man bevorzugt daher oligotrophe bis mesotrophe Seen und Talsperren oder versucht, diesen Zustand z. B. durch den Bau von Abwasserringleitungen, durch Errichtung von Vorsperren bei Talsperren, durch Nährstoffentfernung aus dem Zufluss (Wahnachtalsperre), durch Hanggräben und Wildbachverbau sowie durch Prägung der Waldnutzung (W 105) herbeizuführen.

Während bei tiefen Seen (z. B. dem Bodensee) (Bild 3.41) die Rohwasserentnahme in ca. 60 m Tiefe und damit das Rohwasser nur aus einer bestimmten Tiefe und Schichtung erfolgt, verfügen die Trinkwassertalsperren über variable Entnahmehöhen.

Durch die oben beschriebenen Prozesse kann es hier zur Anreicherung z. B. von Eisen- und Manganionen in bestimmten Schichtungen kommen. Die Werte können bis zu $\approx 10 \text{ mg/l}$ ansteigen (Groth und Bernhardt [20]). Für eine Entnahme sind diese Schichten daher nicht geeignet. Um die jeweils günstige Wasserqualität fassen zu können, werden gesonderte Entnahmetürme gebaut, die in unterschiedlichen Höhen Entnahmeöffnun-

gen haben. Diese Entnahmetürme können auch mit der Hochwasserentlastung kombiniert werden.

Talsperren haben immer eine Mehrfachfunktion, d. h. sie sind für den Hochwasserschutz, die Niedrigwasseraufhöhung und die Trinkwasserbereitstellung zu bewirtschaften. Werden Talsperren und Seen für eine Trinkwassergewinnung genutzt, so müssen Trinkwasserschutzgebiete ausgewiesen werden. Die Schutzziele sind in W 102 und W 104 geregelt.

3.3.3 Regen-, Dünen- und Zisternenwasser

An der Küste wird die Versorgung mit Grundwasser schwierig, weil die oft tief unter den Meeresspiegel reichenden Dünensande vom angrenzenden salzigen Meerwasser durchsetzt sind.

Die Nutzung von Dünen- und Zisternenwasser für Trinkwasserzwecke spielt in Deutschland nur noch eine untergeordnete Rolle, da fast alle Bewohner an die öffentliche Wasserversorgung angeschlossen sind. Die früher üblichen venezianischen oder amerikanischen Zisternen sind durch neue Anlagen der Regenwassernutzung zu Brauchwasserzwecken überholt.

Für die Regenwasseranlagen sind die Empfehlungen des DVGW [91] und DIN 1989 zu beachten.

3.3.4 Uferfiltriertes Wasser und künstliche Grundwasseranreicherung

Zur zusätzlichen Gewinnung von Wassermengen über den natürlichen Grundwasserstrom hinaus eignen sich Uferfiltrat und die künstliche Grundwasseranreicherung. Das grundsätzliche Prinzip beider Systeme ist in Bild 3.42 dargestellt, Bild 3.43 zeigt die praktische Anwendung im Rheinwasserwerk Wiesbaden. Hierbei wird durch den Betrieb von Brunnen in einer Entfernung zwischen 50–100 m von der Ufernähe über die Gewässersole uferfiltriertes Wasser mit natürlichem Grundwasser zu den Brunnen geleitet. Durch die Bodenpassage erfährt das Flusswasser eine Qualitätsverbesserung.

Am Niederrhein werden jährlich bis zu 9,6 Millionen m³ je km Uferlänge gewonnen. Durch die Rheinverschmutzung ist die Aufbereitungstechnologie immer komplexer geworden.

Ein zweiter Weg das Flusswasser als Rohwasser zu nutzen, ist die direkte Teil-Aufbereitung des Oberflächenwassers und anschließende Einleitung in den Grundwasserleiter über geeignete Anreicherungsanlagen zur künstlichen Grundwasseranreicherung. Hierdurch umgeht man die Gefahr einer Flusssohlenverdichtung, erreicht durch das Mischen mit natürlichem Grundwasser eine Temperaturverbesserung und kann die Qualität des Versickerungswassers gezielt steuern.

Durch einen intermittierenden Betrieb kann ein Algenwachstum in den Anreicherungsbecken vermieden werden. Die komplexen Aufbereitungsschritte für das Wasserwerk in Wiesbaden zeigt Bild 3.43.

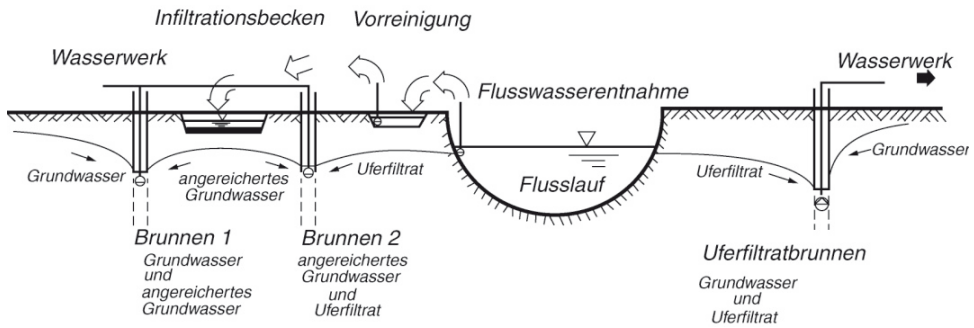


Bild 3.42 Grundschemata für eine Grundwasseranreicherung und Uferfiltrat

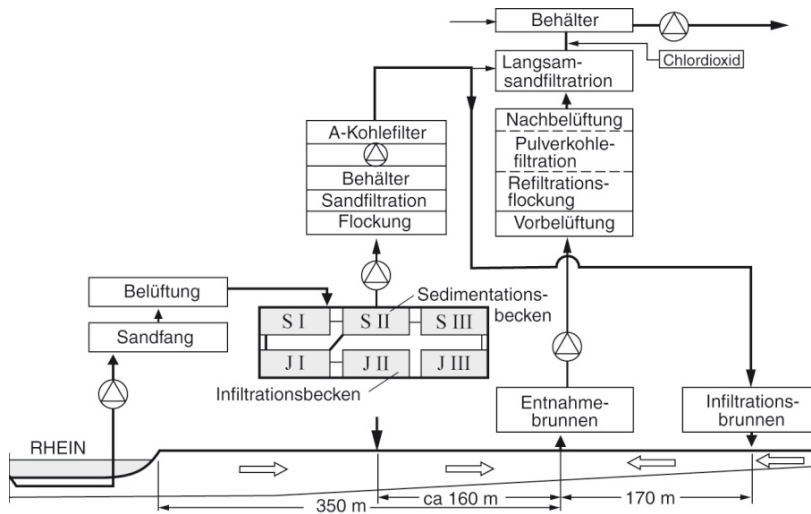


Bild 3.43 Aufbereitungsschritte im Rheinwasserwerk Wiesbaden [20]

Nach der Flussentnahme folgen Grobrechen, Sandfang und Belüftungskaskade und von hieraus die Einleitung in drei Infiltrationsbecken und drei Sedimentationsbecken. Das nicht direkt infiltrierte Wasser wird den Sedimentationsbecken wieder entnommen, durch Flockung, Sandfiltration und Aktivkohlefiltration gereinigt und über Infiltrationsbrunnen in den Boden infiltriert. Das direkt über Becken und über die Infiltrationsbrunnen eingeleitete Wasser wird von Entnahmebrunnen aus dem Untergrund entnommen, einer weiteren physikalisch/chemischen Reinigung unterzogen und nach einer Chlorung und Zwischenspeicherung in die Versorgungszonen eingespeist [18].

Einen Überblick über die gebräuchlichen Anreicherungsarten, deren Anforderung an die Rohwasserqualität, den Flächenbedarf und die Anreicherungsleistung gibt Tafel 3.9.

Tafel 3.9 Vergleich der verschiedenen Anreicherungs-systeme

Art der Anreicherung	Anforderungen an die Güte des Rohwassers bzw. den Grad der Aufbereitung	mittlere Anreicherungsleistung in m ³ /m ² und Tag	Flächenbedarf einschließlich 30 % Zuschlag für Böschungen, Wege, Zu-leitungs-kanäle in m ² pro m ³ /d
Beregnung	nicht besonders groß	0,2 bis 1,0	1,30 bis 6,50
Flächenhafte Überflutung	mittlere Anforderungen, je nach Mächtigkeit des Rieselskörpers	0,2 bis 1,0	1,30 bis 6,50
Versickerungsgräben, Becken, Teiche	mittlere Anforderungen, je nach Mächtigkeit des Rieselskörpers	1,0 bis 4,0 in Sonderfällen von 0,15 bis 12,0	0,30 bis 1,30
Horizontale Versickerungsleitungen	Trinkwassergüte	durch Versuche zu ermitteln	unbedeutend
Eingedeckte Sickerkanäle	Trinkwassergüte	durch Versuche zu ermitteln	0,43 bis 2,60
Versickerungsbrunnen, Schluckbrunnen	Trinkwassergüte	durch überschlägige Berechnung oder Versuche zu ermitteln	unbedeutend
Sickerschlitzgräben	Trinkwassergüte	durch Versuche zu ermitteln	unbedeutend

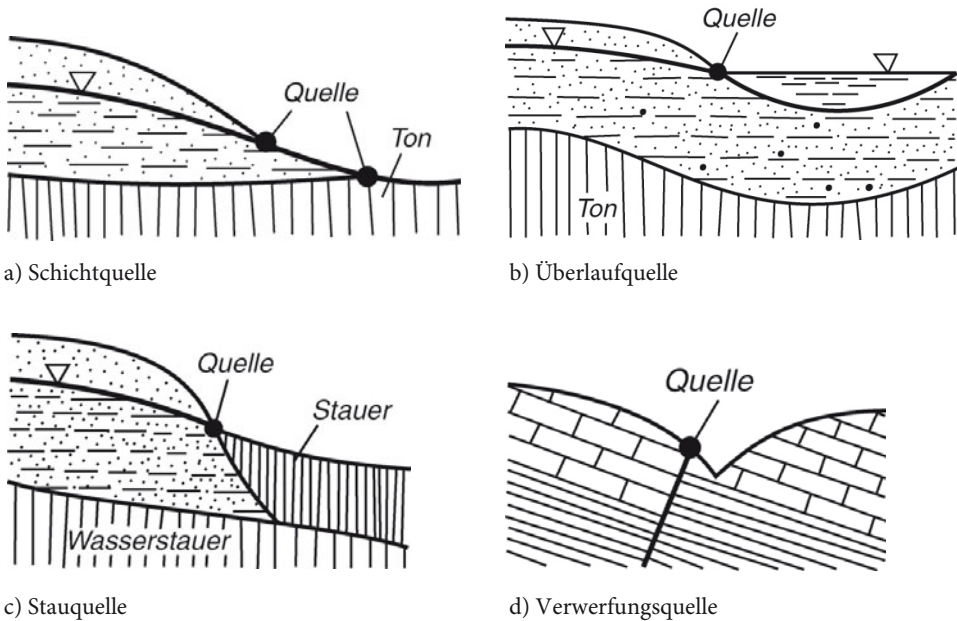
Vertiefte Hinweise zu Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur künstlichen Grundwasseranreicherung sind dem DVGW Arbeitsblatt W 126 zu entnehmen.

3.4 Quellwasser

Quellwasser ist zutage tretendes Grundwasser. Man unterscheidet *echtes* Quellwasser, das dem Grundwasser in der Qualität gleichzusetzen ist, und *oberflächennahes* Quellwasser, das nicht immer als Trinkwasser geeignet ist.

Nach der Art des Austritts von Grundwasser unterscheidet man im Wesentlichen folgende Quellarten:

- *Schichtquelle* (Bild 3.44a): Die Grundwassersohle eines Grundwasserleiters tritt an die freie Oberfläche.
- *Überlaufquelle* (Bild 3.44b): Durch Einschnürung des Grundwasserleiters wird das Grundwasser aufgestaut und tritt dadurch zutage.

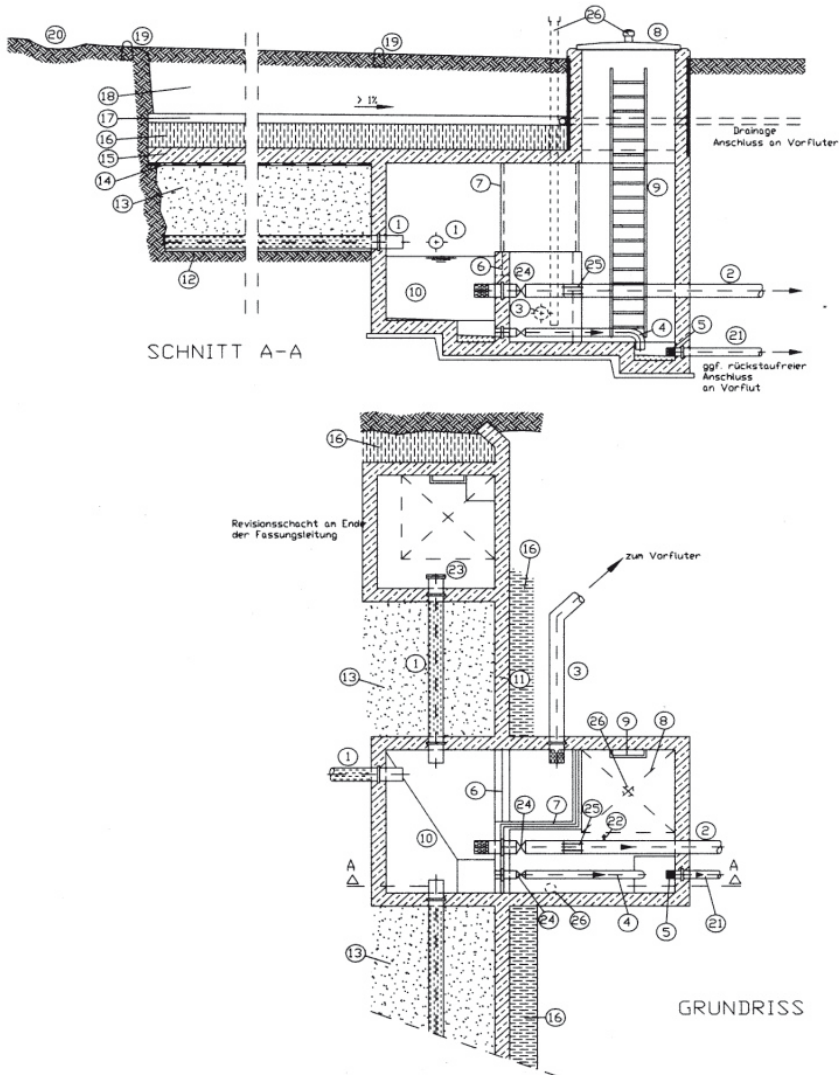
**Bild 3.44** Quellarten

- **Stauquelle** (Bild 3.44c): Das Grundwasser liegt unterhalb einer undurchlässigen Deckschicht unter Spannung. Wird die Deckschicht unterbrochen oder durchstoßen, so tritt es artesisch an die Oberfläche. Oder das Grundwasser trifft auf eine undurchlässige Schicht (Stauer) und tritt dort an die Oberfläche.
- **Verwerfungsquelle** (Bild 3.44d): Gespanntes Grundwasser tritt in der Zone einer Verwerfung aus, in der durch tektonische Kräfte die sonst undurchlässige Deckschicht gestört wurde.
- **Sekundärquelle:** Oberflächenwasser versickert als Bach- oder Flusswasser und tritt weiter unterhalb wieder aus. Für Wasserversorgungszwecke scheidet dieses Wasser im Allgemeinen aus.

Bei absteigenden Quellen stammt das Wasser aus topographisch höher liegenden Lagen des Einzugsgebietes. Demgegenüber fassen aufsteigende Quellen Wasser aus artesisch gespannten Vorkommen.

Quellwasser für eine zentrale Wasserversorgung muss hinsichtlich Wassermenge und Beschaffenheit genau untersucht werden.

Zum Messen der *Wassermenge* wird der Quellaustritt vorsichtig freigelegt und in den Ablaufgraben eine Messeinrichtung eingebaut. Sie kann aus einem einfachen Überfallrohr, einem Thomsonwehr oder einem offenen Venturimesser bestehen. Bei kleinen Schüttmengen misst man mit Stoppuhr und Gefäß. Quellschüttungsmessungen müssen über einen langen Zeitraum, mindestens über mehrere Jahre, durchgeführt werden und zwar wöchentlich einmal am gleichen Wochentag und zur gleichen Stunde.



1 – Sickerleitung/ Fassungsleitungen	14 – Folienabdeckung
2 – Entnahmeleitung	15 – Wasserundurchlässige Betondecke
3 – Überlauf	16 – Abdichtung mit Ton-Schluff-Gem.
4 – Grundablass	17 – Sickerschacht mit Drainage
5 – Sieb	18 – Verfüllung mit anstehendem Material
6 – z. B. Messerwehr zur Quellschüttungsmessung	19 – Markierungsstein bzw. -Pfeilen
7 – Mögliche bauliche Trennung	20 – Entwässerungsgraben
8 – Wasserdichte Schachtabdeckung	21 – Schachtentwässerung
9 – Einstiegsleiter	22 – Probenahmehahn
10 – Quellschacht	23 – X-Stück
11 – Staumauer	24 – Absperrarmatur
12 – Grundwassersohlschicht	25 – Pass- und Ausbaustück
13 – Kiesschüttung	26 – Be- und Entlüftung

Bild 3.45 Quelfassung für absteigende Quellen (W 127)

Zur Untersuchung der *Beschaffenheit* des Wassers gehört vor allem die Beurteilung der Lage der Quelle und des Einzugsgebietes. Steigt die Quellschüttung nach starken Regenfällen an und trübt sich dabei das Wasser, so ist die Filterkraft der Bodenschichten der Quelle nicht ausreichend.

Wird die Quelle gefasst (Bild 3.45), so sollen die natürlichen Verhältnisse möglichst nicht geändert werden. Die einzelnen Wasseradern müssen durch Aufgraben vorsichtig freigelegt werden. Sprengungen dürfen nicht vorgenommen werden. Die Baustoffe sind nach der chemischen Beschaffenheit des Wassers zu wählen. Die Fassungsanlage soll $\geq 3,0$ m Überdeckung haben und im Bereich der durch die Arbeiten gestörten Zone durch Ton- oder Lehmüberdeckungen gegen das Eindringen von Oberflächenwasser gesichert werden. Als Sickerleitung verwendet man korrosionsfeste gelochte oder geschlitzte Rohre mit $DN \geq 150$ mm, sie sind senkrecht zur Austrittsrichtung des Quellwassers zu verlegen.

Zum Schutz gegen Wurzelverwachsungen müssen die Sickerleitungen von Bäumen ≥ 10 m Abstand haben.

Weitere Hinweise zu Planung, Bau, Betrieb, Sanierung und Rückbau von Quellwassergewinnungsanlagen sind dem DVGW Arbeitsblatt W 127 zu entnehmen.

3.5 Trinkwasser-Schutzgebiete

Um die Qualität des Rohwassers zu sichern und zu verbessern, ist die Ausweisung von Trinkwasserschutzgebieten eine wichtige Aufgabe der Wasserwirtschaft. Je nach Rohwasserarten sind unterschiedliche Schutzstrategien erforderlich. Das Schutzgebiet soll das gesamte Einzugsgebiet der Trinkwassergewinnungsanlagen umfassen.

Die Schutzgebiete werden in drei Hauptzonen eingeteilt:

- Fassungsbereich (Zone I)
- Engere Schutzzone (Zone II)
- Weitere Schutzzone (Zone III)

Obwohl die Ausweisung von Schutzgebieten als wichtiges umweltpolitisches Ziel erkannt ist, sind noch nicht alle Rohwasservorkommen ausreichend geschützt. Grundsätze und Empfehlungen für Maßnahmen einer gewässerschützenden Landbewirtschaftung sind dem Arbeitsblatt W 104 zu entnehmen. Es gilt für die flächendeckende und standortspezifische Umsetzung solcher Landbewirtschaftung mit dem Ziel, die Schutzgüter Boden und Gewässer nachhaltig zu sichern und einen guten Zustand der Gewässer gemäß EG-Wasserrahmenrichtlinie zu erreichen.

Es liegen Richtlinien für Schutzgebiete vor für:

- Schutzgebiete für Grundwasser (W 101)
- Schutzgebiete für Talsperren (W 102)
- weitere Empfehlungen für Nutzungen (W 105)

Für *Talsperren* sind folgende Hinweise zu beachten:

- *Zone I:* Zur Zone I einer Talsperre zählen die Talsperre selber, das Vorbecken sowie der Uferbereich und die angrenzenden Flächen, für die eine Breite von 100 m in Horizontalprojektion, gemessen bei Stauziel. In diesem Bereich sind nur Einrichtungen und Handlungen zulässig, die dem Betrieb und der Unterhaltung der Talsperre und ihrer technischen Einrichtungen dienen und dabei den notwendigen Gewässerschutz berücksichtigen. Maßnahmen zur Pflege der Landfläche, insbesondere des Waldes, sind nur zulässig, wenn sie dem Schutz des Stausees dienen. Trinkwassertalsperren eignen sich daher nicht für Wassersport- und Badebetrieb.
- *Zone II:* Die Zone II soll die Zuflüsse zur Talsperre vor Verunreinigung und Beeinträchtigung schützen. Die gebotenen Nutzungseinschränkungen für diesen Bereich sind dem Arbeitsblatt W 102 zu entnehmen.
- *Zone III:* Die Zone III umfasst das restliche Einzugsgebiet, das vornehmlich forstwirtschaftlich genutzt werden sollte. Die Anforderungen in Schutzzone III stellen den Grundsatz für das gesamte Wasserschutzgebiet dar.

Für *Grundwasser* sind folgende Hinweise zu beachten:

Es werden für den Grundwasserschutz nach dem hydrogeologischen Aufbau Standorte mit günstiger, mittlerer und ungünstiger Untergrundbeschaffenheit unterschieden. Gefahren für das Grundwasser gehen von folgenden Kontaminationen aus:

- kurzzeitige punktförmige oder linienförmige Kontamination, z. B. Unfälle
- kontinuierliche punkt- oder linienförmige Kontamination, z. B. undichte Leitungen, Straßen, undichte Deponien
- sich wiederholende flächenhafte Einträge, z. B. Düngung, Biozideintrag, Klärschlamm, Kompost
- kontinuierliche flächenhafte Kontamination, z. B. Stadtflächen

Der Schadstoffeintrag, die Transportvorgänge im Boden- und Wasserkörper, die vielfältigen Faktoren für eine Eliminierung, die Umwandlung und Löslichkeit im Wasser u. a. sind sehr schwer zu erfassen. Ein Gefährdungspotential, das durch eine Schutzgebietsfestlegung kaum zu beheben ist, sind die Luftverunreinigungen. Bei der Schutzgebietsfestlegung darf nicht nur der Entnahmebereich geschützt werden, sondern der gesamte im Inneren der unterirdischen Grundwasserscheide liegende Bereich (Bild 3.46). In Karstgebieten führt dies zu einer erheblichen Größe des Schutzgebietes. Moderne rechnergestützte Modellierungsverfahren liefern heute exakte Prognosen zum Transport von Schadstoffen im Bodenkörper und ermöglichen so passgenauere Schutzgebietsausweisungen.

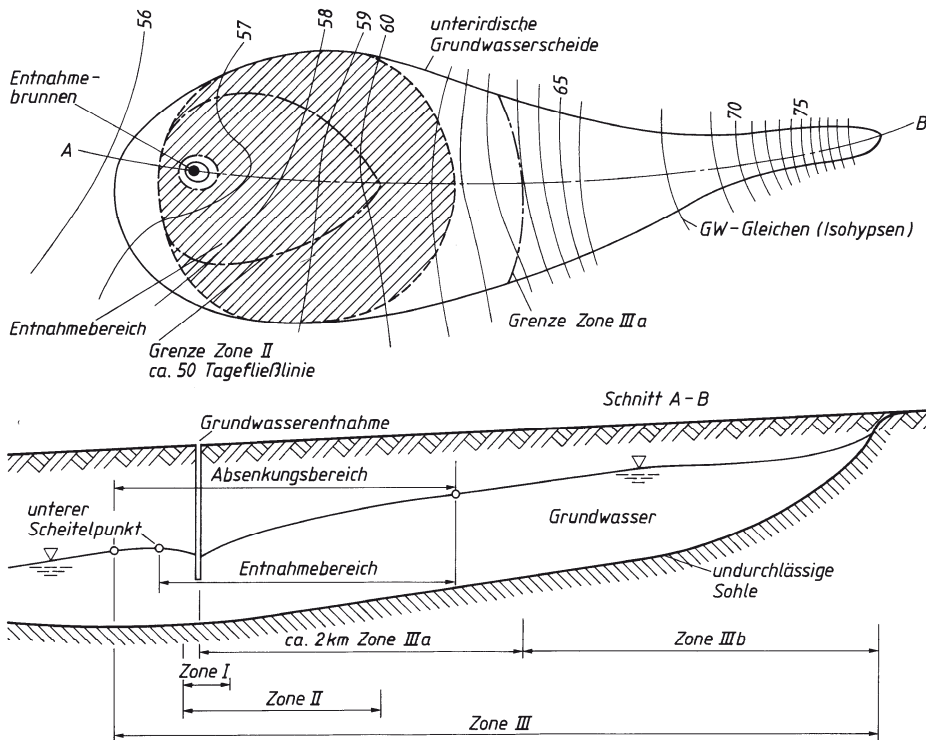


Bild 3.46 Aufbau der Schutzzonen in einem Trinkwasserschutzgebiet

Je nach Weglänge, die etwaige Verunreinigungen im Grundwasser bis zur Fassungsanlage zurückgelegt haben, unterscheidet man zwischen:

- *Fassungsbereich* (Zone I). Dies ist die unmittelbare Umgebung der Fassungsanlage. Sie ist i. d. R. eingezäunt, im Besitz des Versorgungsunternehmens, es herrscht Betretungsverbot, nur Grasdecke ohne Nutzung u. a.
- *Engere Schutzzone* (Zone II). Sie schließt sich an den Fassungsbereich an. Sie muss vor Verunreinigungen geschützt werden, die durch das Reinigungsvermögen des Untergrundes bis zur Fassungsanlage nicht zu beseitigen sind. Sie entspricht ca. der 50-Tagefließlinie (Eliminierung bakterieller Verunreinigungen)
- *Weitere Schutzzone* (Zone III). Sie geht von Zone II bis zur Einzugsgebietsgrenze. Eine Aufteilung in Zone III A bis ≈ 2 km, Zone III B ab ≈ 2 km ist üblich. Zone III soll den Schutz vor nicht oder schwer abbaubaren Verunreinigungen gewährleisten. Der Schutz wird durch Verbote und Genehmigungspflichten geregelt.

Die Verordnung über Schutzbestimmungen in Wasserschutzgebieten legt z. B. bei folgenden Nutzungen Verbote und Genehmigungspflichten fest [98]:

- Umbruch von Grünland
- Grünlanderneuerung
- Rotations- und Dauerbrachen
- Umbruch von Dauerbrachen
- Kahlschlag von Forstflächen
- Stickstoffaufbringung maximal 170 kg/(ha · a)
- Gülle-, Jauche- und Geflügelkotaufbringung
- Grünabfall- und Bioabfallkompostaufbringung
- Klärschlamm- und Klärschlammkompostaufbringung
- Reststoffe aus Verarbeitung nicht landwirtschaftlicher Erzeugnisse
- Lagerung von flüssigem Wirtschaftsdünger
- Bodenschatzgewinnung

Chemische, physikalische und biologische Beschaffenheit des Wassers

4.1 Grundlagen

Wasser bewegt sich im Kreislauf auf der Erde (Bild 3.1). Es kommt als H_2O in reiner Form in der Natur praktisch nicht vor, da es während des Kreislaufes mit Stoffen reagiert. So nimmt z. B. der Regen Stäube, Kohlenstoffdioxid, Sauerstoff, Stickstoff sowie eine ganze Reihe anderer Stoffe auf. Eine weitere Veränderung erfährt dann der Niederschlag bei der Passage durch den Bodenkörper, da hier weitere Substanzen aufgrund biologischer, chemischer und physikalischer Vorgänge im Wasser gelöst werden. Durch die Tätigkeit der Bodenbakterien entsteht z. B. CO_2 , dieses geht im Wasser in Lösung und das Wasser wird „aggressiv“. Wasser liegt in geringen Teilen in dissoziierter Form vor:



Aufgrund seines inneren Aufbaus hat das Wassermolekül einen Dipolcharakter mit einem positiven und einem negativen Pol. Hierdurch werden Elektrolyte (positive Ionen [Kationen] und negative Ionen [Anionen]) an das H_2O -Molekül angelagert. Diesen Vorgang nennt man Hydratation.

Für die Planung ist es wichtig zu wissen, in welcher Konzentration ein Stoff in der wässrigen Lösung vorliegt. Neben den Ionen werden im Wasser auch polare und unpolare Moleküle eingelagert, insbesondere in zwischenmolekularen Hohlräumen. Wichtige unpolare Moleküle in der Wasserchemie sind Sauerstoff, Stickstoff und Kohlenstoffdioxid.

4.1.1 Konzentrationsangaben in der Wasserchemie

Ausgehend von den Basiseinheiten des SI-Systems wird in der Wasserversorgung häufig die Massenkonzentration und weniger die Stoffmengenkonzentration angegeben. Beide Konzentrationsangaben sind aber gleichberechtigt anzusehen. Unter Massenkonzentration $\beta(A)$ versteht man den Quotienten:

$$\frac{\text{Masse}}{\text{Volumen}} \quad \text{in} \quad \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad (4.4)$$

Tafel 4.1 Festgelegte Vorsätze nach SI-Einheitensystem

E	Exa-	10^{18}	d	Dezi-	10^{-1}
P	Peta-	10^{15}	c	Zenti-	10^{-2}
T	Tera-	10^{12}	m	Milli-	10^{-3}
G	Giga-	10^9	μ	Mikro-	10^{-6}
M	Mega-	10^6	n	Nano-	10^{-9}
k	Kilo-	10^3	p	Pico-	10^{-12}
h	Hekto-	10^2	f	Femto-	10^{-15}
da	Deka-	10^1	a	Atto-	10^{-18}

Für die Massenkonzentration werden für kleine Konzentrationen als Einheiten g/l, mg/l, $\mu\text{g/l}$, ng/l, und pg/l verwendet (Tafel 4.1). Für die Stoffmenge ist die Basiseinheit Mol (mol) vorgegeben.

Als Stoffmengenkonzentration $c(A)$ ergibt sich somit:

$$\frac{\text{Stoffmenge}}{\text{Volumen}} \quad \text{in} \quad \frac{\text{mol}}{\text{m}^3} \quad (4.5)$$

In der Wasserchemie verwendete Einheiten sind mol/l oder mmol/l = mol/m³.

Ein Mol einer Substanz enthält $6,022 \times 10^{23}$ Atome oder Moleküle. Diese als Avogadro-Zahl bekannte Teilchenzahl ist für einige chemische Betrachtungen wichtig, insbesondere, wenn die Ladungszahl eine Rolle spielt. So enthält z. B. 1 Mol Cl⁻ $6,022 \times 10^{23}$ negative Ladungen, 1 Mol Ca²⁺ aber die doppelte Anzahl positiver Ladungen. Aus diesem Grund arbeitet man in diesen Fällen mit einer Äquivalentkonzentration, die die Wertigkeit berücksichtigt.

Die molare Masse ist der Quotient:

$$M = \frac{\text{Stoffmasse}}{\text{Stoffmenge}} \quad \text{in} \quad \frac{\text{kg}}{\text{mol}} \quad \text{oder} \quad \frac{\text{g}}{\text{mol}} \quad (4.6)$$

Als Bezugsgröße gilt die Masse des häufigen Kohlenstoffisotops ¹²C. Die $6 \cdot 10^{23}$ C-Atome haben die Masse 12 g. Mit Hilfe der relativen Atommasse (früher: Atomgewicht) und der relativen Molekülmasse (früher: Molekulargewicht) lässt sich die molare Masse eines

Stoffe als Masse von einem mol angeben in der Einheit g/mol. Als Zahlenwert sind Atommasse, relative Atommasse und molare Masse in g/mol gleich. So beträgt die molare Masse für Wasser (H₂O):

Beispiel 4.1

Gesucht:
 molare Masse von Wasser
 relative Atommasse H = 1,008 2 · 1,008 = 2,016
 relative Atommasse O = 15,999 15,999
 Summe in g/mol 18,015

Die molare Masse einiger wichtiger Verbindungen und Ionen in der Wassertechnologie ist in der Tafel 4.2 zusammengestellt.

Für die Umrechnung von Massen- auf Stoffmengenkonzentrationen und umgekehrt ergibt sich:

$$\frac{mmol}{l} = \frac{\text{Massenkonzentration}}{\text{molare Masse}} \quad \text{in } \frac{mg}{l} \quad (4.7)$$

$$\frac{mg}{l} = \text{molare Masse in g/mol} \cdot \text{Stoffmengenkonzentration in mmol/l} \quad (4.8)$$

Tafel 4.2 Molare Masse einiger wichtiger Verbindungen

Verbindung/Ion	Molare Masse (M) in g/mol	Verbindung/Ion	Molare Masse (M) in g/mol
Al ³⁺	27	H ₂ O	18
Ca ²⁺	40,1	OH ⁻	17
CaO	56,1	HCO ₃ ⁻	61
Ca(OH) ₂	74,1	Mn ²⁺	55
CaCO ₃	100,1	Mg ²⁺	24
Ca(HCO ₃) ₂	162,1	Na ⁺	23
Cl ⁻	35,5	NaCl	59
CO ₂	44	NO ₃ ⁻	62
Fe ²⁺	56	SO ₄ ²⁻	96
H ⁺	1		

Beispiel 4.2

Gesucht:

Stoffmengenkonzentration von 57,4 mg/l Chlorid?

57,4 mg/l Chlorid (Cl^-) ergibt in mmol/l:

$$\frac{57,4 \text{ mg}}{1} \cdot \frac{\text{mmol}}{35,5 \text{ mg}} = 1,617 \frac{\text{mmol}}{1}$$

Beispiel 4.3

Gesucht:

Massenkonzentration von 0,807 mmol/l Nitrat

0,807 mmol/l Nitrat (NO_3^-) ergibt in mg/l:

$$\frac{0,807 \text{ mmol}}{1} \cdot \frac{62 \text{ mg}}{\text{mmol}} = 50,0 \frac{\text{mg}}{1}$$

Um die Massen- und Stoffkonzentration in der Formelsprache zu unterscheiden, sind folgende Abkürzungen üblich:

- Für die *Massenkonzentration* wird ein griechischer Buchstaben geschrieben: $\beta(\text{A})$. A steht für die Teilchensorte. So bedeutet z. B. $\beta(\text{Ca})$ Massenkonzentration an Calcium in mg/l.
- Für die *Stoffmengenkonzentration* schreibt man mit lateinischen Buchstaben: $c(\text{A})$. So bedeutet $c(\text{Ca})$ Calciumstoffmengenkonzentration in mmol/l.

4.2 Wasserinhaltsstoffe

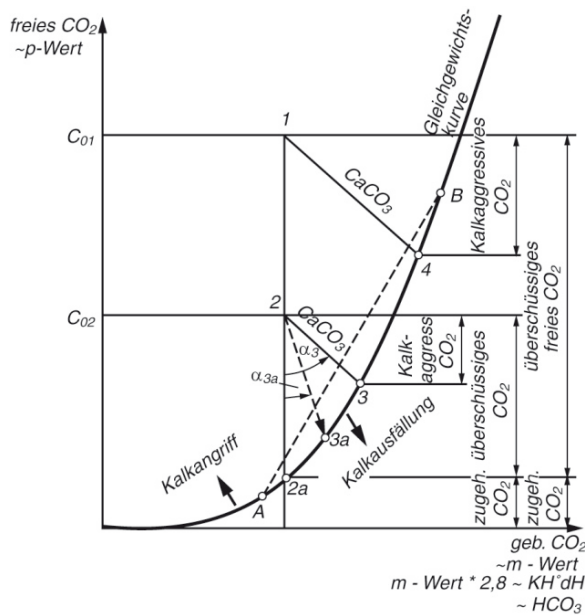
Trinkwasser unterliegt als Lebensmittel strengen gesetzlichen Regelungen (siehe Kapitel 1.2.2 und Kapitel 9). Nach der Trinkwasserverordnung dürfen Wasserinhaltsstoffe bestimmte Werte nicht überschreiten. Weiterhin sind in der EG-Richtlinie [24] zulässige Höchstkonzentrationen und Richtzahlen genannt. Eine Übersicht gibt Tafel 4.3. Auch die Weltgesundheitsorganisation WHO hat Empfehlungen für das Trinkwasser entwickelt.

4.2.1 Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht

Die Pioniere der Wasserchemie *Heyer* und *Tillmans* haben schon sehr früh die Wirkung der im Wasser enthaltenen Kohlensäure auf das Wasserverteilungssystem erkannt [30].

Bild 4.1 zeigt anschaulich den Zusammenhang zwischen gebundener Kohlensäure (HCO_3^- und CO_3^{2-}) und gasförmig gelöstem Kohlenstoffdioxid (CO_2).

Bild 4.1 Gleichgewichtskurve nach Tillmans (verändert nach [18])



Für jedes Wasser gibt es eine berechenbare zugehörige CO_2 -Konzentration, der im Wasser eingestellt werden muss. Analysenwerte (1 und 2), die oberhalb der Gleichgewichtskurve liegen, führen zum Kalkangriff, Werte unterhalb zur Kalkausfällung.

Tafel 4.3 Wasserinhaltsstoffe und Grenzwerte (Auswahl)

Bezeichnung	TrinkwV 2011	EG-Trinkwasser-richtlinie 1998	TrinkwV 2001
<i>Mikrobiologische Parameter und Werte</i>			
Escherichia coli	0	0 (als Parameterwert)	0
Enterokokken	0	0 (als Parameterwert)	0
Coliforme Bakterien	siehe Indikator- parameter	0 (als Indikator- parameter)	0

Tafel 4.3 Fortsetzung

Bezeichnung	TrinkwV 2011	EG-Trinkwasser- richtlinie 1998	TrinkwV 2001
<i>Chemische Parameter und Werte (Angaben in mg/l)</i>			
1,2 Dichlorethan	0,003	0,003	0,003
Acrylamid	0,0001	0,0001	0,0001
Antimon	0,005	0,005	0,005
Arsen	0,01	0,01	0,01
Benzo-(a)-pyren	0,00001	0,00001	0,00001
Benzol	0,001	0,001	0,001
Blei	0,01 Übergangswerte: 0,025 bis 30.11.2013	0,01 Übergangswerte: 0,025 bis 25.12.2013	0,01 Übergangswerte: 0,025 bis 30.11.2013
Bor	1	1	1
Bromat	0,01	0,01	0,01
Cadmium	0,003	0,005	0,005
Chrom	0,05	0,05	0,05
Cyanid	0,05	0,05	0,05
Epichlorhydrin	0,0001	0,0001	0,0001
Fluorid	1,5	1,5	1,5
Kupfer	2,0	2,0	2,0
Nickel	0,02	0,02	0,02
Nitrat	50	50	50
Nitrit	0,5	0,5	0,5
PAK	0,0001	0,0001	0,0001
Pflanzenschutzmittel und Biozidprodukte (je Einzelstoff)	0,0001	0,0001	0,0001
Pflanzenschutzmittel und Biozidprodukte (Summe der Einzelstoffe)	0,0005	0,0005	0,0005
Quecksilber	0,001	0,001	0,001
Selen	0,01	0,01	0,01
Tetra- und Trichlorethen (als Summe)	0,01	0,01	0,01
Trihalogenmethane	0,01 Ausgang Wasserwerk 0,05 Verteilungsnetz	0,1	0,01 Ausgang Wasserwerk 0,05 Verteilungsnetz
Uran	0,01		
Vinylchlorid	0,0005	0,0005	0,0005

Tafel 4.3 Fortsetzung

Bezeichnung		TrinkwV 2011	EG-Trinkwasser-richtlinie 1998	TrinkwV 2001
<i>Indikatorparameter und Werte</i>				
Aluminium	mg/l	0,2	0,2	0,2
Ammonium	mg/l	0,5	0,5	0,5
Chlorid	mg/l	250	250	250
Clostridium Perfringens	Anzahl im 100 ml	0	0	0
Coliforme Bakterien	Anzahl im 100 ml	0	siehe Mikrobiologische Parameter	
Eisen	mg/l	0,2	0,2	0,2
Färbung	M ⁻¹	0,5	annehmbar, ohne auffallende Veränderung	0,5
Geruch	TON	bei 23 °C : 3	bei 12 °C und 25 °C annehmbar, ohne auffallende Veränderung	bei 12 °C : 2 bei 25 °C:3
Geschmack		annehmbar, ohne auffallende Veränderung	annehmbar, ohne auffallende Veränderung	annehmbar, ohne auffallende Veränderung
Koloniezahl bei 22 °C		ohne anormale Veränderungen 100/ml an der Zapfstelle, 20/ml am Wasserwerksausgang	ohne anormale Veränderungen	ohne anormale Veränderungen 100/ml an der Zapfstelle, 20/ml am Wasserwerksausgang
Koloniezahl bei 36 °C		ohne anormale Veränderungen 100/ml an der Zapfstelle	ohne anormale Veränderungen	ohne anormale Veränderungen 100/ml an der Zapfstelle
el. Leitfähigkeit	µS/cm	2790 bei 25 °C	2500 bei 20 °C	2500 bei 20 °C
Mangan	mg/l	0,05	0,05	0,05
Natrium	mg/l	200	200	200
TOC		ohne auffallende Veränderung	ohne auffallende Veränderung	ohne auffallende Veränderung
Oxidierbarkeit	mg/l O ₂	5	5	5
Sulfat	mg/l	250	250	240
Trübung	NTU	1,0	annehmbar, ohne auffallende Veränderung	1,0

Tafel 4.3 Fortsetzung

Bezeichnung		TrinkwV 2011	EG-Trinkwasser-richtlinie 1998	TrinkwV 2001
<i>pH</i> -Wert		≥ 6,5 > <i>pH</i> ≥ 9,5 Wasserwerksausgang 5 mg/l Calcitlösekapazität, bei Mischung im Verteilnetz 10 mg/l Calcitlösekapazität	≥ 6,5 > <i>pH</i> ≥ 9,5 kein Grenzwert, Schwankungen erlaubt, ohne Ausnahme- genehmigung, Wasser sollte nicht korrosiv sein	≥ 6,5 > <i>pH</i> ≥ 9,5 Wasserwerksausgang 5 mg/l Calcitlösekapazität, bei Mischung im Verteilnetz 10 mg/l Calcitlösekapazität
Tritium	Bq/l	100	100	100
Gesamtricht- dosis	mSv/a	0,1	0,1	0,1

4.2.2 *pH*-Werte, Calcitsättigung, Pufferungskapazität

Der *pH*-Wert ist der negative dekadische Logarithmus des Zahlenwertes der in mol/l angegebenen Wasserstoffionenaktivität. Da der *pH*-Wert von der Temperatur abhängt, muss die Messtemperatur angegeben werden (DIN 38404-5).

Die DIN 38404-10 legt für die Calcitsättigung eines Wassers folgende *pH*-Werte fest:

- Sättigungs-*pH*-Wert (*pH*-Wert der Calciumcarbonatsättigung)
- Sättigungs-*pH*-Wert nach Einstellung der Calcitsättigung mit Calcit (*pH_C*)
- Sättigungs-*pH*-Wert nach Austausch von Kohlenstoffdioxid (*pH_A*), z. B. durch Belüftung
- Sättigungs-*pH*-Wert nach Strohecker und Langelier (*pH_L*)

Für *pH_C*, *pH_A* und *pH_L* sind Rechenverfahren in DIN 38404-10 angegeben. Mit der Hilfsgröße Sättigungsindex *I_S* kann das Calcit-Lösungsvermögen *D_C* eines Wassers beschrieben werden.

$$I_S = pH_{gem} - pH_L \tag{4.9}$$

- I_S* < 0: Das Wasser ist calcitlösend.
- I_S* = 0: Das Wasser ist im Zustand der Calcitsättigung.
- I_S* > 0: Das Wasser ist calcitabscheidend.

Bezogen auf die Bewertungstemperatur *t_b* (Aussagetemperatur des Verfahrens) besteht im Zustand der Calcitsättigung folgender Zusammenhang:

$$pH = pH_A = pH_L = pH_C \quad \text{sowie } I_S = 0$$

Die Zusammenhänge sind in Bild 4.2 zusammengestellt. Für die Bestimmung ist eine Schwankungsbreite von 0,2 *pH*-Einheiten zulässig.

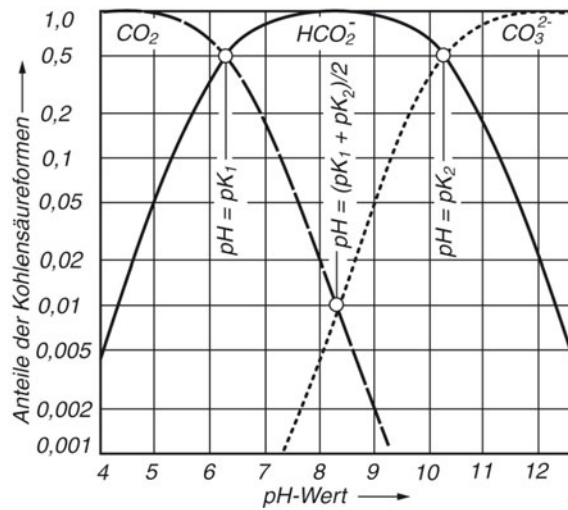


Bild 4.2 Anteile der „Kohlensäureformen“ CO_2 , HCO_3^- und CO_3^{2-} in Abhängigkeit vom pH -Wert

Unter bestimmten Voraussetzungen und zur Orientierung kann nach DIN 38404-10 der Marmorlöseversuch und der pH -Schnelltest durchgeführt werden. Beide Verfahren lassen jedoch eine exakte Bestimmung nicht zu. Als ΔpH -Wert bezeichnet man die Abweichung des gemessenen pH -Wertes eines Wassers zum Sättigungs- pH -Wert (pH_C) nach Einstellung der Calcitsättigung.

$$\Delta\text{pH} = \text{pH}_{\text{gem}} - \text{pH}_C \quad (4.10)$$

Vorgenannte Formel verwendet noch die alten Bezeichnungen, da diese in der Praxis noch häufig Anwendung finden. Die neue Trinkwasserverordnung fordert für den Wasserwerksausgang eine berechnete Calcitlösekapazität von höchstens 5 mg/l. Bei pH -Werten $\geq 7,7$ gilt diese Forderung als erfüllt. Bei der Mischung von Wässern aus mehreren Wasserwerken darf die Calcitlösekapazität im Verteilungsnetz den Wert von 10 mg/l nicht überschreiten.

Die Calcitlösekapazität D_c ist definiert als die Stoffmenge Calcit (Calciumcarbonat), die ein Wasser lösen kann. Der pH -Wert der Calcitsättigung nach Austausch von Kohlenstoffdioxid (CO_2) bei 10 °C wird in der neuen TrinkwV als pH_A bezeichnet. Für den pH -Wert der Lösung, bei dem für eine Temperatur von 10 °C die Calcitlösekapazität 5 mg/l beträgt, wird der Begriff pH_{Dc5} eingeführt.

Unter Pufferungskapazität versteht man die auf das Wasservolumen bezogene Menge von Säure- oder Baseäquivalent, die erforderlich ist, um einen pH -Wert von pH 4,3 bzw. pH 8,2 zu erreichen. Die Angabe erfolgt in mmol/l oder mol/m³.

Liegt der Wert des Wassers über pH 8,2 bzw. pH 4,3, wird die Pufferungskapazität z. B. als Säurekapazität bis pH 4,3 = $K_{S4,3}$ bezeichnet.

Liegt der pH -Wert unter pH 8,2 bzw. pH 4,3, so spricht man von der Basekapazität, z. B. Basekapazität bis pH 8,2 = $K_{B8,2}$.

Wird der pH -Wert von Wasser nur durch Kohlensäure und deren Anionen gepuffert, so gelten folgende Definitionen für den m - und p -Wert:

$$m = c(\text{HCO}_3^-) + 2c(\text{CO}_3^{2-}) + c(\text{OH}^-) - c(\text{H}^+) \quad (4.11)$$

$$p = c(\text{CO}_2) + c(\text{CO}_3^{2-}) + c(\text{OH}^-) - c(\text{H}^+) \quad (4.12)$$

Näherungsweise gelten für Wasser und pH -Werte von pH 4,3 bis pH 8,2 folgende vereinfachte Beziehungen [103]:

$$K_{S4,3} \approx \text{HCO}_3^- \approx m \quad \text{in mol/m}^3 = \text{mmol/l} \quad (4.13)$$

$$K_{B8,2} \approx \text{CO}_2 \approx -p \quad \text{in mol/m}^3 = \text{mmol/l} \quad (4.14)$$

Damit kann man über den K_S -Wert näherungsweise die Konzentration an Hydrogencarbonaten und den K_B -Wert die freie Kohlensäure (Kohlenstoffdioxid) bestimmen.

Beispiel 4.4

Gesucht:

Massenkonzentration des Hydrogencarbonats

Gegeben:

Als Analysenwerte liegen vor:

Säurekapazität bis pH 4,3: $K_{S4,3} = 1,960 \text{ mmol/l}$

Hydrogencarbonationenkonzentration $c(\text{HCO}_3^-) = 1,960 \text{ mmol/l}$

$$\beta(\text{HCO}_3^-) = K_{S4,3} \cdot M = 1,960 \frac{\text{mmol}}{\text{l}} \cdot 61 \frac{\text{mg}}{\text{mmol}} = 119,6 \text{ mg/l}$$

Beispiel 4.5

Gesucht:

Massenkonzentration des Kohlenstoffdioxids

Gegeben:

Als Analysenwerte liegen vor:

$K_{B8,2} = 1,370 \text{ mmol/l} \approx c(\text{CO}_2) = 1,370 \text{ mmol/l}$

$$\beta(\text{CO}_2) = K_{B8,2} \cdot M = 1,370 \frac{\text{mmol}}{\text{l}} \cdot 44 \frac{\text{mg}}{\text{mmol}} = 60,3 \text{ mg/l}$$

4.2.3 Die „Härte“ des Wassers

Nach DIN 4046 ist der Begriff „Härte“ kein Fachausdruck mehr. Man findet ihn aber z. B. noch im Wasch- und Reinigungsmittelgesetz und sehr häufig in der Fachliteratur. Heute wird die „Härte“ als Summe der Erdalkalien angegeben. Sie bezieht sich meist nur auf Calcium und Magnesium, da die Barium- und Strontiumsalze in der Trinkwasseranalytik keine Rolle spielen. Calcium und Magnesium verbinden sich mit der Kohlensäure zu Hydrogencarbonat (HCO_3^- -Ionen) und Carbonat (CO_3^{2-} -Ionen). Tafel 4.4 zeigt Härtebereiche des Trinkwassers nach Wasch- und Reinigungsmittelgesetz.

Tafel 4.4 Härtetabelle für Trinkwasser

Härtebereich	$c(\text{CaCO}_3)$ mmol/l
Weich	< 1,5
Mittel	1,5 bis 2,5
Hart	> 2,5

Für die Be- und Umrechnung von alten Bezeichnungen sind folgende Angaben hilfreich:

1 Grad deutscher Härte ($^\circ\text{dH}$) = 10 mg/l CaO bzw. 7,19 mg/l MgO

1°dH (GH) = 0,179 mmol/l Summe Erdalkalien

1,0 mmol/l Summe Erdalkalien = 5,61 $^\circ\text{dH}$ (GH)

Die alte Angabe in mval/l ergibt: $1^\circ\text{dH} = 0,357 \text{ mval/l}$ bzw. $1,0 \text{ mval/l} = 2,8^\circ\text{dH}$.

$1,0 \text{ mg/l Ca} = 0,025 \text{ mmol/l} = 0,14^\circ\text{dH}$

$1,0 \text{ mg/l Mg} = 0,041 \text{ mmol/l} = 0,23^\circ\text{dH}$

4.2.4 Chemische und physikalische Parameter (Auswahl)

Die nachfolgenden Parameter spielen bei der Aufbereitung und im Rohrnetz eine wesentliche Rolle.

Ammonium/Ammoniak ($\text{NH}_4^+/\text{NH}_3$) ist in der Regel ein Alarmzeichen, wenn es nicht geologisch bedingt im Wasser anzutreffen ist. Diese Verbindungen deuten auf eine Abwasser-, Gülle- oder Dünger-Verunreinigung hin. Der Anteil an Ammonium/Ammoniak ist *pH*-Wert- und temperaturabhängig. Je Gramm Stickstoff werden bei der Oxidation 4,6 g Sauerstoff benötigt.

Bei der Nitrifikation wird über *Nitrit* (NO_2^-) *Nitrat* (NO_3^-) gebildet. Beide Parameter sind aufgrund der Blausuchtgefahr für Kleinkinder und wegen des Verdachts der Entstehung kanzerogener Verbindungen auf. Die Summe aus Nitratkonzentration in mg/l geteilt durch 50 und Nitritkonzentration in mg/l geteilt durch 3 darf nicht höher als 1 mg/l sein. Am Ausgang des Wasserwerks darf der Wert von 0,1 mg/l Nitrit nicht überschritten werden. [TrinkwV2011]. In vielen Wasserwerken ist ein steigender Nitratgehalt

festzustellen. Mit Hilfe der Denitrifikation kann Nitrat in elementaren Stickstoff (N_2) umgewandelt werden.

$$1 \text{ mmol/m}^3 \text{ NH}_4 = 0,018 \text{ mg/l}$$

$$1 \text{ mol/m}^3 \text{ NO}_3 = 62 \text{ mg/l}$$

Arsen befindet sich vielfach geogen im Rohwasser. Seit dem 1.1.1996 gilt ein Grenzwert von 0,01 mg/l.

Calcium (Ca^{2+}) und *Magnesium* (Mg^{2+}) sind die wesentlichen Härtebildner des Wassers. Sie sind praktisch in allen Wässern vorhanden.

$$1 \text{ mol/m}^3 \text{ Ca} = 40 \text{ mg/l}$$

$$1 \text{ mol/m}^3 \text{ Mg} = 24,3 \text{ mg/l}$$

Chlor (Cl_2) und Chlorverbindungen werden zur Desinfektion dem Wasser in der Aufbereitung zugegeben (siehe Kapitel 5).

Chloride (Cl^-) kommen in natürlichen Wässern insbesondere als Kochsalz (NaCl) vor. Die Geschmacksgrenze für NaCl liegt bei etwa 400 mg/l.

Eisen (Fe) kommt in Abhängigkeit vom pH -Wert und der Elektronenaktivität in Ionenform (Fe_2^+ und Fe_3^+) oder fester Phase $\text{Fe}(\text{OH})_3$, $\text{Fe}(\text{OH})_2$ oder FeCO_3 vor [33]. In sauerstofffreien Wässern liegt es häufig als Eisen(II)-Ion vor. Bei Sauerstoffzufuhr bilden sich dann rostfarbene Flocken im Wasser. Bei der Anwesenheit von Huminstoffen bilden sich schwer entfernbare komplexe Verbindungen. Die Eisentfernung zählt zu den Hauptaufgaben der Aufbereitung (siehe Kapitel 5.2.4).

Mangan ($\text{Mn}(\text{OH})_4$ oder MnO_2) tritt häufig gemeinsam mit Eisen auf. Durch Oxidation entstehen aus Mangan(II)-Ionen tiefschwarz-tintige Managanflocken. Mangan und Eisen sind nicht toxisch, können aber im Rohrnetz zu Inkrustation und Verkeimung führen.

Organische Stoffe im Wasser werden als Summenparameter angegeben. Der DOC (Dissolved organic carbon) gibt den gelösten organischen Kohlenstoff in g/m^3 an, während der TOC (Total organic carbon) den gesamten organischen Kohlenstoff angibt. Der TOC ist für die Beurteilung der Einsetzbarkeit von Kupfer in Trinkwasserinstallationen entscheidend.

Die *Oxidierbarkeit* in $\text{mg O}_2/\text{l}$ wird aus dem Kaliumpermanganatverbrauch (KMnO_4) berechnet. Sie ist wie der TOC ein Maß für die organische Belastung eines Wassers. Bei Trinkwasseranalysen wird nur einer der beiden Parameter bestimmt und angegeben.

$$1 \text{ mg/l KMnO}_4 \text{ ergibt } 0,25 \text{ mg/l O}_2$$

Sulfat (SO_4^{2-}) verleiht dem Wasser einen bitteren Geschmack und kann bei hohen Konzentrationen zu Darmstörungen führen. Sulfathaltige Wässer greifen Beton- und Stahlteile an.

Phosphat (PO_4^{3-}) wird häufig zur Verbesserung der Korrosionsbekämpfung und zur Verhinderung von Kalkabscheidungen eingesetzt (Inhibitor).

Organische Verbindungen (z. B. Pflanzenschutzmittel und Biozidprodukte) haben nach der aktuellen TrinkwV einen Grenzwert von 0,0001 mg/l für jeden Einzelstoff und von 0,0005 mg/l für die Summe der Einzelstoffe. Jährlich werden mehr als 30.000 t Pflanzenschutzmittel verkauft und es sind ca. 300 Wirkstoffe im Handel. Diese Parameter werden zunehmend im Rohwasser gefunden, eine Entfernung ist sehr aufwändig.

PAK (polyzyklisch aromatische Kohlenwasserstoffe, sie entstehen unter anderem bei Verbrennungsvorgängen) und *CKW* (organische Chlorverbindungen, sie werden in der Industrie zur Reinigung und Entfettung eingesetzt) finden sich zunehmend im Rohwasser. Sie sind zu einem Großteil krebserregend (kanzerogen) und haben daher sehr geringe Grenzwerte.

Huminstoffe bilden häufig mit Eisen Komplexverbindungen, die sehr schwer zu entfernen sind.

Der AOX wird als Summenparameter für adsorbierbare organische Halogenverbindungen angesehen, die mit Aktivkohle entfernt werden können.

Schwermetalle können sich über die biologische Kette anreichern (siehe Kapitel 1.2.2). Es müssen daher sehr geringe Grenzwerte bzw. Richtwerte festgelegt werden. Das vom Versorgungsunternehmen gelieferte Wasser kommt vielfach erst in der Hausinstallation mit den Metallen Blei, Kupfer und Zink in Verbindung. In Abhängigkeit vom *pH*-Wert kann es innerhalb weniger Stunden Stagnationszeit zur Überschreitung der zulässigen Werte kommen. Besonders die Verwendung von solchem Stagnationswasser zur Herstellung von Säuglingsnahrung ist gefährlich. Grundlage für die Einhaltung der Grenzwerte für Blei, Kupfer und Nickel sind jeweils für die durchschnittliche wöchentliche Trinkwasseraufnahme durch Verbraucher repräsentative Proben. Bei *pH*-Werten des Trinkwassers von größer oder gleich 7,8 kann auf eine Untersuchung nach § 19 TrinkwV für den Parameter Kupfer in der Regel verzichtet werden.

Bei den physikalischen Parametern spielt die *Leitfähigkeit* eine wesentliche Rolle, sie ist ein Maßstab für den Salzgehalt.

Nach dem Reaktorunfall von Tschernobyl in der ehemaligen Sowjetunion und Fukushima in Japan hat die Frage nach der Radioaktivität weiter an Bedeutung gewonnen. In der EU-Trinkwasserrichtlinie und daraus übernommen schon in der TrinkwV von 2001 ist der Grenzwert für Tritium auf 100 Bq/l und die Gesamtrichtdosis auf 0,10 mSv/a festgelegt. In der aktuellen TrinkwV von 2011 ist zusätzlich ein Grenzwert für Uran aufgenommen worden.

4.2.5 Bakteriologische Parameter

Oberflächenwässer, aber auch Grundwässer können pathogene Mikroorganismen enthalten, die typische auf dem Wasserpfad übertragbare Krankheiten hervorrufen können. Die bakteriologische Wasseruntersuchung nimmt daher eine zentrale Stelle im Verordnungswerk ein. In der neuen TrinkwV § 5 Abs. 1 ist festgelegt:

„Im Trinkwasser dürfen Krankheitserreger im Sinne des § 2 Nr.1 Infektionsschutzgesetz, die durch Wasser übertragen werden können, nicht in Konzentrationen enthalten sein, die eine Schädigung der menschlichen Gesundheit besorgen lassen.“

Escherichia Coli (= *E.coli*) dient als typischer Indikatorvertreter der normalen Darmbakterien von Menschen und Tieren. Coliforme Bakterien sind eine Bakteriengruppe, zu der auch die Gattung *Escherichia* gehört, die nicht nur fäkalen Ursprungs sein müssen. Enterokokken sind resistenter gegen chemische Desinfektion als *Coli*-Bakterien. Es sind 25 verschiedene Arten von Enterokokken bekannt. Davon sind einige notwendiger Bestandteil der Darmflora, andere finden Anwendung z. B. bei der Käseherstellung. Wiederrum andere Arten gelten als Krankheitserreger und können bei immungeschwächten Personen Infektionen auslösen. Die Untersuchungsarten für die mikrobiologischen Parameter sind in der Anlage 5 der TrinkwV festgelegt.

Bei erwärmtem Trinkwasser, etwa zwischen 30 °C und 45 °C kann es zur verstärkten Vermehrung der stabförmigen Legionellenbakterien kommen (Legionärskrankheit). Einzelheiten sind W 551 zu entnehmen.

4.2.6 Untersuchungsumfang und Hinweise zur Probenahme bei Wasseranalysen

Die Wasseruntersuchung erstreckt sich primär zunächst auf das abzugebende Trinkwasser.

In § 14 der Trinkwasserverordnung in Verbindung mit Anlage 4 ist der Umfang und die Häufigkeit der Untersuchungen nach der Abgabemenge gestaffelt festgelegt. Nach den Landeswassergesetzen (siehe Kapitel 9) kann die Untersuchung auch auf das Rohwasser ausgedehnt werden. In Niedersachsen sind die öffentlichen Wasserversorgungsunternehmen nach dem Niedersächsischen Wassergesetz von 2010 verpflichtet, die Beschaffenheit des zur Trinkwasserversorgung gewonnenen Rohwassers durch eine von der Wasserbehörde zugelassene Stelle untersuchen zu lassen.

Neben dieser Verpflichtung ist eine Rohwasseranalyse auch zur Steuerung und zur Überprüfung der Wirksamkeit der Aufbereitungsanlage angebracht. In W 254 sind die Grundsätze für eine Rohwasseruntersuchung zusammengefasst. Das erforderliche Basismessprogramm ist in Tafel 4.5 dargestellt. Es handelt sich um ein Minimalprogramm. Die Probenahme und Analyse dürfen nur durch Fachpersonal erfolgen. Die Auswahl der Probenahmestellen, das Probenvolumen, die Probenahmegefäße, die Vorortanalysen u. a. erfordern bei der heutigen Spurenanalytik einen Wasserchemiker und einen Bakteriologen. Weitere Hinweise zur Probenahme von Rohwasser und Trinkwasser finden sich in den Deutschen Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung DEV bzw. in DIN ISO 5667-5.

Tafel 4.5 Parameter im Basismessprogramm (Stufe 1) nach W 254

Untersuchung von		Verfahren nach DEV
Farbe, qualitativ		C1
Trübung, qualitativ		C2
Geruch, qualitativ		B1/2
Färbung, Ext. bei 436 nm	m ⁻¹	C1
Temperatur	°C	C4
Leitfähigkeit (bei 25 °C)	mS/m	C8
Sauerstoff (O ₂)	mg/l	G21/22
<i>pH</i> -Wert		C5
Säurekapazität bis <i>pH</i> 4,3	mmol/l	H7
Gesamthärte	mmol/l	H6
Calicum (Ca)	mg/l	E3/3a
Magnesium (Mg)	mg/l	E3/3a
Natrium (Na)	mg/l	E14
Kalium (K)	mg/l	E13
Ammonium (NH ₄)	mg/l	E5
Eisen, gesamt (Fe)	mg/l	E1
Mangan, gesamt (Mn)	mg/l	E2
Chlorid (Cl)	mg/l	D1
Nitrat (NO ₃)	mg/l	D9
Nitrit (NO ₂)	mg/l	D10
Sulfat (SO ₄)	mg/l	D5
DOC	mg/l	H3
Spektraler Absorptionskoeffizient bei 254 nm	m ⁻¹	C3
POX/AOX (Cl)	mg/l	H25/14, S18
Koloniezahl 20±2 °C	pro ml	K5
Coliforme	pro 100 ml	K6
E.-Coli	pro 100 ml	K6

4.3 Grundlagen der Kohlenstoffdioxid-, Eisen- und Manganentfernung

4.3.1 Allgemeine Grundlagen

Das Lösungsvermögen eines Stoffes hängt von der Löslichkeit und der vorhandenen Stoffkonzentration im jeweiligen Lösungsmedium (Luft oder Wasser) und der Temperatur ab.

Beim Gasaustausch spricht man entweder von Entgasung (Desorption), wenn die Gase aus der wässrigen Lösung (z. B. gelöstes CO_2) in die gasförmige Luftphase übergeht oder von Begasung (Absorption), wenn Gase in der wässrigen Lösung sorbiert werden (z. B. Luftsauerstoffeintrag in das Wasser).

Die grundlegende Formel für den Gasaustausch wird durch das Gesetz von Henry-Dalton gegeben.

$$c(A) = K_H \cdot p(A) \quad (4.15)$$

$c(A)$ Konzentration des Gases (A) in Wasser in mol/m^3

K_H Henry-Konstante

$p(A)$ Partialdruck des Gases (A) in der Gasphase in bar

Häufig wird auch mit dem Absorptionskoeffizienten α gearbeitet, einer von der Temperatur und dem Gasdruck abhängigen Konstanten. Das modifizierte Gesetz lautet dann:

$$C_w = \alpha \cdot C_g$$

C_w Sättigungskonzentration des gelösten Gases im Wasser bei 1 bar = 0,1 MPa Atmosphärendruck ($\approx$ Normaldruck in Meereshöhe)

C_g Konzentration des gleichen Gases in der umgebenden Gasphase

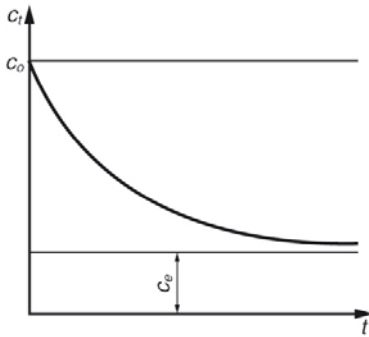
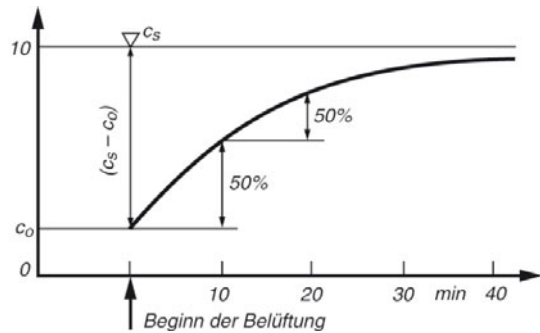
Die Löslichkeit wird durch den jeweiligen maximal möglichen Sättigungswert begrenzt, der vom Druck, dem Absorptionskoeffizienten und der Temperatur abhängt. Unter Normalbedingungen beträgt die CO_2 -Konzentration in der Luft 0,6 mg/l. Das im Wasser befindliche CO_2 muss mit der Luft in Kontakt gebracht werden. Die Reaktionskinetik entspricht einer Reaktion 1. Ordnung. Für die Reaktionsgeschwindigkeit gilt die nachfolgende mathematische Beziehung:

$$\frac{dC}{dt} = k \cdot (C_t - C_e) \quad \text{oder} \quad \frac{dC}{C_t - C_e} = dt \cdot k \quad (4.16)$$

Durch Integration ergibt sich

$$C_t = C_0 \cdot e^{-k \cdot t} \quad (4.17)$$

Ausgehend von der Konzentration C_0 stellt sich nach der Zeit t die Konzentration C_t ein. Das Minuszeichen steht für die Abnahme, und der Wert k ist die Geschwindigkeitskonstante des Stoffaustrages.

**Bild 4.3** Kinetik der Entgasung**Bild 4.4** Kinetik der Belüftung

Aus Bild 4.3 wird deutlich, dass mit zunehmender Zeit nur eine Grenzkonzentration erreicht werden kann. Mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln kann daher eine Reduktion bis 2,5 mg/l CO_2 erreicht werden. Der theoretische Wert liegt bei ca. 0,5 mg/l.

Nach den gleichen Grundsätzen wie der Gasaustrag (Bild 4.3) vollzieht sich auch der Sauerstoffeintrag. Es ergibt sich eine Sättigungskonzentration C_s , die vom Druck und der Temperatur abhängig ist.

Die mathematische Funktion für Bild 4.4 lautet:

$$C_t = C_s - (C_s - C_0) \cdot e^{-k \cdot t} \quad (4.18)$$

Für die Lösungsgeschwindigkeit ist die Phasengrenzfläche und der hier vorhandene Konzentrationsgradient wichtig. Die CO_2 -Entfernung erfolgt durch Diffusion der CO_2 -Moleküle an der Grenzfläche Gas/Wasser. Da die Diffusionsgeschwindigkeit von CO_2 im Wasser sehr gering ist, müssen möglichst dünne Wasserfilme (große spezifische Oberfläche) mit möglichst viel Luft in Berührung gebracht werden, z. B. durch Verdüsung oder spezielle Desorptionskolonnen (siehe Kapitel 5). Da der Sättigungswert C_w sowohl in der Begasung wie in der Entgasung erst nach einer bestimmten Zeit erreicht wird (Bild 4.3 und Bild 4.4), ist im jeweiligen Einzelfall zu prüfen, ob die Endkonzentration mit technisch sinnvollem Aufwand zu erreichen ist.

Die Löslichkeit in g/m³ bei bestimmten Drücken und Temperaturen zeigen Tafel 4.6 und Tafel 4.7.

Trockene Luft hat folgende Gaszusammensetzung [18]:

N_2	=	78,03 Volumen-%
O_2	=	20,99 Volumen-%
CO_2	=	0,03 Volumen-%

In Abhängigkeit von der Temperatur bei einem Gesamtdruck von 1 bar (natürlicher Atmosphärendruck) ergeben sich die Werte nach Tafel 4.7.

Tafel 4.6 Sättigungskonzentration C_w in $\text{g/m}^3 = \text{mg/l}$ gelöster Gase in Wasser bei unterschiedlichen Drücken und Temperaturen [31][32]

bar	Luftsauerstoff mg/l				Reiner Sauerstoff mg/l				Chlor mg/l	Ozon mg/l
	1	2	4	6	1	2	4	6	1	1
t in °C										
0	14,64	29,28	58,56	87,84	69,82	139,64	279,28	418,92	14600	1360
10	11,24	22,50	45,00	67,50	53,66	107,32	214,64	321,96	9700	1100
20	9,08	18,16	36,32	54,48	43,31	86,62	173,24	259,86	7000	7700

Tafel 4.7 Löslichkeit der Luftbestandteile in g/m^3 in Abhängigkeit von der Temperatur [18]

Temperatur in °C	0	5	10	15	20
N ₂	22,88	20,75	18,09	16,37	15,10
O ₂	14,46	12,68	11,24	10,10	9,18
CO ₂	1,00	0,83	0,69	0,59	0,51

4.3.2 Die Einstellung des zugehörigen Kohlenstoffdioxidwertes

Entsprechend Bild 4.1 und Bild 4.2 darf nur die zugehörige freie „Kohlensäure“ (CO₂) im Wasser verbleiben. Bei diesem Wert befindet sich das Wasser in erster Näherung bei $\Delta\text{-}pH$ -Wert bzw. Sättigungsindex = 0, d. h. es befindet sich im pH_C (pH -Wert der Calcit-sättigung).

Die Einstellung dieses Wertes kann durch mechanische oder chemische Entsäuerung erfolgen (siehe Kapitel 5.2.6).

Für die Grundlagen der Entsäuerungstechnologie sind folgende Hinweise wichtig:
Beim Ausgasen von CO₂ bleiben Ca²⁺ und HCO₃⁻ bis zu einem pH -Wert von ca. 7,8 unverändert. Die mechanische Entsäuerung sollte maximal bis zu diesem pH -Wert erfolgen, weil sonst Ausfällungen möglich sind.

Im Bereich pH 5,0 bis pH 8,0 wird der pH -Wert wie folgt berechnet [102]:

$$pH = pK_1 + \log\beta(HCO_3) - \log\beta(CO_2) - 0,04\sqrt{IS} \tag{4.19}$$

Da bei der mechanischen Entsäuerung ein pH -Wert von 7,8 nicht überschritten werden soll, errechnet sich die maximal anzustrebende CO₂-Grenze nach der Umstellung der Formel wie folgt:

$$\log\beta(CO_2) = pK_1 - 7,8 + \log\beta(HCO_3^-) - 0,04\sqrt{IS} \tag{4.20}$$

Hierbei ist die Ionenstärke IS in mmol/l und die Massenkonzentration $\beta(\text{HCO}_3^-)$ in mg/l einzusetzen.

Die Werte pK_1 in Abhängigkeit von der Temperatur betragen für $5^\circ\text{C} = 6,72$, für $10^\circ\text{C} = 6,67$ und für $15^\circ\text{C} = 6,63$.

Beispiel 4.6

Gesucht:

Maximaler CO_2 -Wert bei einer mechanischen Entsäuerung

Gegeben:

Folgende Analysenwerte liegen vor:

$$t = 10^\circ\text{C}$$

$$\text{HCO}_3^- = 30 \text{ mg/l}$$

$$\text{Ionenstärke IS} = 5 \text{ mmol/l}$$

$$\text{CO}_2 = 40 \text{ mg/l}$$

$$\log \beta(\text{CO}_2) = 6,67 - 7,8 + \log 30 - 0,04\sqrt{5} = 0,44 ; \text{ somit } \beta(\text{CO}_2) = 2,75 \text{ mg/l}$$

Der erforderliche Wirkungsgrad beträgt in %:

$$\frac{40 - 2,75}{40 / 100} \approx 93 \%$$

Dieser Grad der mechanischen Entsäuerung wird nur von Hochleistungsreaktoren erreicht. Bei der mechanischen Entsäuerung bleibt der m -Wert konstant, während der pH -Wert und der p -Wert ansteigen und die anorganische Kohlenstoffsumme fällt, da CO_2 an die Luft abgegeben wird. Die mechanischen Verfahren werden häufig mit chemischen Verfahren kombiniert.

Bei der chemischen Entsäuerung wird ein Teil der freien Kohlensäure chemisch gebunden. Hierdurch können HCO_3^- und / oder Ca^{2+} -Ionen gebildet werden.

Da die HCO_3^- -Ionen die Karbonathärte beeinflussen, kommt es zur Erhöhung der Karbonathärte und durch die Ca^{2+} -Ionen zur Erhöhung der Gesamthärte.

Die Entsäuerung mit Basen erfolgt mit Kalkmilch ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) oder Kalkwasser und Natronlauge (NaOH) nach folgenden Formeln [76]:



Bei der Zugabe von Kalkhydrat oder Natronlauge steigen der m -, p - und pH -Wert an.

Die Entsäuerung durch Filtration über basisches Filtermaterial erfolgt über Marmor oder halbgebrannte Dolomite nach folgenden Formeln:



Der *p*- und *pH*-Wert steigen an. In beiden Fällen tritt eine Aufhärtung ein.
In Tafel 4.8 ist die Aufhärtung und der Materialverbrauch bei der chemischen Entsäuerung zusammengestellt [4][5].
Da sich bei der Natronlauge nur der HCO_3^- -Wert ändert, spricht man hier von einer scheinbaren Härteerhöhung.

Tafel 4.8 Härteerhöhung bei der Abbindung von CO_2

Material	Härteerhöhung in °dH je mg abgebundenes CO_2 , bezogen auf		Theoretischer Materialverbrauch
	HCO_3^-	Ca^{2+}	in g/g CO_2
Kalkhydrat	0,064	0,064	0,84
Natronlauge	0,064	0	0,91
Marmor	0,128	0,128	2,28
Halbgebrannter Dolomit	0,100	0,064	1,06

In Bild 4.1 ist die Entsäuerungsreaktion schematisch dargestellt.
Auf der y-Achse ist das freie CO_2 aufgetragen (somit der ungefähre *p*-Wert) und auf der x-Achse das gebundene CO_2 (somit der ungefähre *m*-Wert), der HCO_3^- -Wert oder die Carbonathärte.
Befindet sich ein Wasser mit seinem CO_2 -Ausgangswert oberhalb der Gleichgewichtskurve (Punkt 1 und 2), muss die überschüssige „Kohlensäure“ physikalisch oder chemisch entfernt werden. Bei der mechanischen Entsäuerung verändert sich die Härte nicht. Es muss daher durch CO_2 -Ausgasung versucht werden, die Gleichgewichtskurve zu erreichen (Punkt 2a). Gelingt dies nicht (Punkt 2), muss chemisch nachentsäuert werden.
Bei der chemischen Entsäuerung tritt eine Veränderung der Härte ein, die eine Veränderung der Ionenstärke bewirkt. Je nach Aufhärtung verschiebt sich der Gleichgewichtspunkt um den Winkel α im Gegenuhrzeigersinn. Mit Ausnahme der Marmorfiltration (Punkt 3 und 4), wo näherungsweise mit der Formel für das Calcitgleichgewicht gerechnet werden kann, ist die Materialberechnung sehr komplex, sie wird bei Vorhandensein von Eisen- und Manganverbindungen sehr erschwert. Da aufwändige Iterationen erforderlich sind, liegen hierfür EDV-Programme vor [22][40]. Mischt man ein im Gleichgewicht befindliches Wasser A mit einem Gleichgewichtswasser B, so befindet sich das Mischwasser in der Regel nicht mehr auf der Gleichgewichtskurve (Bild 4.1). In diesen Fällen müssen die Wässer durch eine Mischeinrichtung in das Gleichgewicht gebracht werden.
Bei Wässern mit gleicher Pufferungskapazität entstehen kaum Probleme [20].
Durch die Mischung von Wässern mit unterschiedlichen Härtegraden können erhebliche Differenzen auftreten [40]. Diese Wässer müssen entweder zentral gemischt und erneut behandelt werden, oder es muss eine Zonentrennung erfolgen. Wenn Trinkwäs-

ser verschiedener Herkunft zur Versorgung herangezogen werden oder die Beschaffenheit eines zur Versorgung genutzten Trinkwassers starken Schwankungen unterliegt, ist das Arbeitsblatt W 216 heranzuziehen.

4.3.3 Grundlagen der Eisen- und Manganentfernung

Sowohl Eisen (Fe) als auch Mangan (Mn) liegen im Wasser häufig in gelöster reduzierter Form vor. Nach der TrinkwV (Tafel 4.1) dürfen maximal 0,2 mg/l an Eisen und 0,05 mg/l an Mangan in aufbereitetem Trinkwasser verbleiben. Für Eisen werden von der Praxis Werte von $\leq 0,02$ mg/l [53] und für Mangan von $\leq 0,01$ mg/l empfohlen [53].

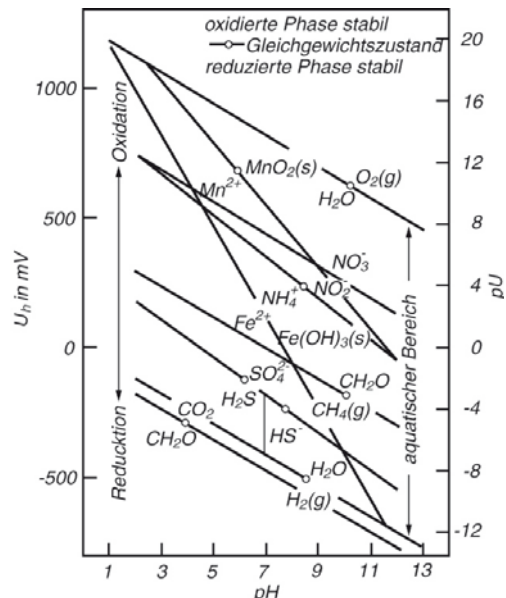
Auch Oberflächengewässer können erhöhte Eisen- und Mangananteile aufweisen (siehe Kapitel 3.3.2).

Die gelösten reduzierten Formen müssen oxidiert werden. Bei der Oxidation gibt ein Atom Elektronen ab, gleichzeitig muss aber eine Reduktion mit Elektronenaufnahme eines anderen Atoms stattfinden. Die Gesamtreaktion wird als Redoxreaktion bezeichnet. Die verschiedenen wässrigen Lösungen stehen in aquatischen Systemen in einem Hydrolyse-(Säuren-Basen) und Redox-Gleichgewicht. Mit dem U_H - pH -Diagramm (Bild 4.5) lassen sich sehr gut qualitativ die Zusammenhänge erläutern. Es macht deutlich, dass der pH -Wert einen erheblichen Einfluss auf die Kinetik der Oxidation hat und darauf, ob die oxidierte Phase oder die reduzierte Phase der gelösten Stoffe stabil ist.

Bild 4.5 U_H - pH -Diagramm für Aquatische Systeme [20]

Vorgaben:

C-, N- und S-Konzentrationen variabel
Sauerstoffpartialdruck 0,21 bar absolut
(offener Gasaustausch mit der Luft)
Temperatur: 25 °C
Eisen(II)-Ionenkonzentration 5,0 mg/l
Mangan(II)-Ionenkonzentration $\approx$ 0,5 mg/l



Für die Oxidation sind neben Sauerstoff noch Ozon, Kaliumpermanganat und Wasserstoffperoxid zugelassen. Die Oxidation des zweiwertigen Eisens zum dreiwertigen und des zweiwertigen Mangans zum vierwertigen, d. h. in die stabilen abscheidfähigen For-

men, wird durch andere Oxidationsvorgänge überlagert. Der reine Sauerstoffbedarf für die vollständige Oxidation beträgt: 0,14 mg O₂/ mg Fe²⁺ und 0,28 mg O₂/ mg Mn²⁺.

Für einen *pH*-Wert von 7 laufen folgende Prozesse ab:

$U_H > -400 \text{ mV}$	Oxidation von organischem C zu CO ₂
$U_H > -150 \text{ mV}$	Sulfidoxidation zu Sulfat
$U_H > 0 \text{ mV}$	Methanoxidation
$U_H > 150 \text{ mV}$	Fe(II/III)-Oxidation möglich
$U_H > 500 \text{ mV}$	NH ₄ -NO ₂ -NO ₃ -Oxidation
$U_H > 650 \text{ mV}$	Mn(II/IV)-Oxidation möglich

Für die Eisen- und Manganoxidation sind folgende Hinweise nötig, da die nächst höhere Oxidationsstufe erreicht wird, wenn die tieferen Stufen aufoxidiert sind:

- Die Manganoxidation kann erst erfolgen, wenn die Fe(II)-, NH₄- und NO₂-Oxidation abgeschlossen ist.
- Die Eisenoxidation kann nur durch Schwefelwasserstoff und reduzierte organische Verbindungen gehemmt werden.

Diese Grundaussagen werden durch die biologischen Vorgänge im natürlichen Gewässer überlagert. Die Mikroorganismen können mit Hilfe von Enzymen in das Elektronenübertragungssystem eingreifen. Die biologische Aktivität eines Gewässers hängt von seinen Inhaltsstoffen ab. Vom nährstoffarmen bis hin zum nährstoffreichen Gewässer gibt es Zwischenstufen:

- oligotroph (nährstoffarm)
- mesotroph
- eutroph
- polytroph (nährstoffreich)

Daneben spielen noch das „Braunwässer“ (dystroph) eine Rolle, denn sie enthalten Huminstoffe.

Nach *Groth* [20] sind die drei Hauptgewässergruppen A, B und C möglich, die durch folgende Parameter beschrieben werden:

- Redoxpotential U_H in mV
- *pH*-Wert
- O₂-Sättigung
- DOC in mg/l
- Fe(II) in mg/l
- Mn(II) in mg/l

Mit Hilfe der Grundparameter können Verfahrensschritte zur Eisen- und Manganentfernung entwickelt werden (siehe Kapitel 5).

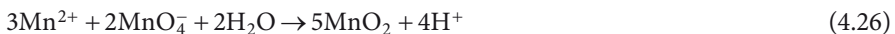
Die Reaktionskinetik für die direkte Eisenoxidation lässt sich nach Just [43] durch folgende Formel beschreiben:

$$\frac{[d\text{Fe}_2^+]}{dt} = K \cdot \frac{[\text{Fe}_2^+] \cdot [\text{O}_2]}{[\text{H}^+]^2} \quad (4.25)$$

Die Wasserstoffionenkonzentration geht somit als Reaktion 2. Ordnung ein, d. h. die Anhebung des *pH*-Wertes um eine Einheit bringt eine 100-fache Geschwindigkeitssteigerung. Ähnliches gilt auch für die Manganoxidation. Dies zeigt deutlich die starke *pH*-Abhängigkeit der Reaktionen.

Die katalytische Oxidation ist von großer Bedeutung, insbesondere für die Manganoxidation. Durch die unvollständige Oxidation erhält der Filterkörper Halbleitereigenschaften.

Vielfach wird angenommen, dass durch molekular gelösten Sauerstoff eine Verbesserung der Manganoxidation zu erreichen ist. Bei U_{H} -Werten ≥ 700 mV und Dosierung von Kaliumpermanganat lautet die Reaktionsgleichung:



Das Mangandioxid kann abgefiltert werden. Die KMnO_4 -Zugabe erfolgt überstöchiometrisch.

Besondere Bedeutung hat auch die biologische Eisen- und Manganentfernung. Im Wasser enthaltene Mikroorganismen können bei der Enteisung und Entmanganung unterstützend eingesetzt werden. Durch einen gezielten Einsatz können wesentlich höhere Filtergeschwindigkeiten erreicht werden [29][13]. Beim gezielten Einsatz von biologischen Faktoren ist aber viel Erfahrung erforderlich.

Die Mikroorganismen können Eisen und Mangan in ihren Stoffwechsel oxidieren oder an der Zelloberfläche adsorbieren (z. B. *Gallionella*, *Pseudomonas manganoxidans*, *Chlamydocakterien*). Auch bei der unterirdischen Enteisung und Entmanganung spielen die Bakterien eine große Rolle [72].

Die umfangreichen chemischen und mikrobiologischen Grundlagen der Enteisung und Entmanganung sind im Arbeitsblatt W 223-1 aufgeführt. Für komplexe Wässer sind Aufbereitungsversuche im halbertechnischen Maßstab unabdingbar. Für Planung und Bemessung der Anlagen siehe Kapitel 5.2.4.

4.4 Korrosion

In der Wasserversorgung sowohl im öffentlichen Bereich als auch in den Hausinstalltionen werden die unterschiedlichsten Werkstoffe eingesetzt. Vor Allem beim Einsatz von metallischen Werkstoffen kann es zu Korrosionserscheinungen kommen. Unter Korrosion im Bereich von Wasserversorgungssystemen versteht man die Reaktion der einge-

setzten Werkstoffe sowohl mit ihrer äußeren Umgebung als auch mit dem transportierten Medium und die damit erkennbare Änderung dieser Werkstoffe.

Als Folgen der Korrosion können festgestellt werden:

- Zerstörung von Rohrmaterialien, Filterrohren, Maschinenteilen usw.
- Inkrustation der Rohre
- Abschwemmung von Korrosionsprodukten (z. B. „Rostwasser“)

Weiterhin wird unterschieden zwischen Innenkorrosion (z. B. in den Wasserleitungen). Außenkorrosion (z. B. Korrosionsvorgänge, bei denen Grundwasser und Boden auf die Rohrleitung wirken) sowie passiven Schutzmaßnahmen durch Bildung von künstlichen Schutzschichten (z. B. Auskleidung mit Zementmörtel) und aktiven Schutzmaßnahmen durch Einstellung einer Wasserqualität, bei der die Korrosionsvorgänge selber eine Schutzschicht an der Rohrwandung ausbilden. Hierfür wurde früher der Begriff „Kalk-Rostschutzschicht“ verwendet.

Bei Metallen bedeutet dies, dass in einem anodischen Teilvorgang Elektronen abgegeben werden, wenn die Metalle oxidiert werden und dann in einem energieärmeren Zustand übergehen.

Hier entsteht ein Metallion (Me^+) nach folgender Gleichung:



Eisen reagiert somit primär nach folgender Gleichung:



Mit den in Wasser gelösten Ionen können Sekundärreaktionen auftreten:



Die Reaktion nach Gleichung (4.29) führt unter Umständen zu einer dichten, schützenden Schicht von Calciumcarbonat. Dagegen ergibt sich nach Gleichung (4.31) bei Abwesenheit von Hydrogencarbonat lockeres, nicht haftendes Eisenhydroxid (Rost). Welche dieser beiden und zahlreicher anderer möglichen Reaktionen ablaufen hängt von dem *pH*-Wert, der Temperatur, den Ionenkonzentrationen und der Konzentration an gelöstem Sauerstoff ab [31].

Die Oxidation ist immer mit einem Reduktionsvorgang verbunden. Die bei der Redoxreaktion frei werden Elektronen wandern zur kathodischen Stelle, wo folgende Hauptreduktionsvorgänge ablaufen:



Neben dem Elektronenaustausch findet auch eine Säure-Base-Reaktion statt. Dieser Protonentransfer führt zum gleichzeitigen Verbrauch von H^+ - sowie zur OH^- -Bildung.

Folgende Faustregel ist in Bezug auf die Bedeutung des pH -Wertes anwendbar:

- Die Korrosion nimmt ab, mit steigendem pH -Wert, sofern sich nicht bei sehr hohen pH -Werten Hydroxylanionen bilden (Zinkat, Aluminat, Ferrat)
- Der pH -Bereich 7,8 bis 8,5 ist aus korrosionstechnischer Sicht besonders günstig

Hinsichtlich weiterer Wirkungen zwischen Wasser und Werkstoffen sowie Kunststoffen und Anstrichen wird auf [31] und [86] verwiesen.

Der aktive Korrosionsschutz für Rohrleitungen wird in Kapitel 8 behandelt.

Die Zusammenhänge der Korrosionschemie sind sehr komplex und erfordern eine enge Zusammenarbeit zwischen Wasserchemikern, Hygieniker und Ingenieuren der Wasserversorgungstechnologie. Diese Probleme können nur im Team gelöst werden.

Aufbereitungsverfahren in der Trinkwasserversorgung

5.1 Grundlagen der Wasseraufbereitung

Je nach Gewinnungsanlage ist das Rohwasser mehr oder weniger stark belastet mit Inhaltsstoffen, die nach der TrinkwV nicht im Trinkwasser vorhanden sein dürfen und für die Grenz- oder Richtwerte festgelegt sind (siehe Kapitel 4).

Es kann aber auch erforderlich sein, diese Grenzwerte aus technischen Gründen unter die Werte der TrinkwV abzusenken. So empfiehlt z. B. *Bernhardt* [7] einen Mangan-Wert $\leq 0,02$ mg/l (TrinkwV-Wert = 0,05 mg/l), um die Mangan-Riffelbildung in den Fernleitungen zu verhindern.

Ziel der Aufbereitungstechnologie ist es daher, aus dem Rohwasser gutes Trinkwasser herzustellen und gleichzeitig ein optimales Versorgungssystem zu betreiben.

Die Aufbereitungstechnik kann vereinfacht in zwei Hauptgruppen eingeteilt werden:

- Rohwasseraufbereitung für Oberflächengewässer
- Rohwasseraufbereitung für Grundwasser

Um aus diesen Hauptgruppen Trinkwasser herzustellen, werden eine ganze Reihe von Verfahrenstechniken eingesetzt. Diese Trinkwasser-Aufbereitungs-Verfahren werden in drei Gruppen eingeteilt:

- physikalische Verfahren
- chemische Verfahren
- biologische Verfahren

Die Hauptverfahren sind in Tafel 5.1 zusammengestellt.

Um das Aufbereitungsziel zu erreichen, müssen häufig Verfahrenskombinationen eingesetzt werden. Bild 5.1 zeigt übliche Verfahrenskombinationen für Oberflächengewässer.

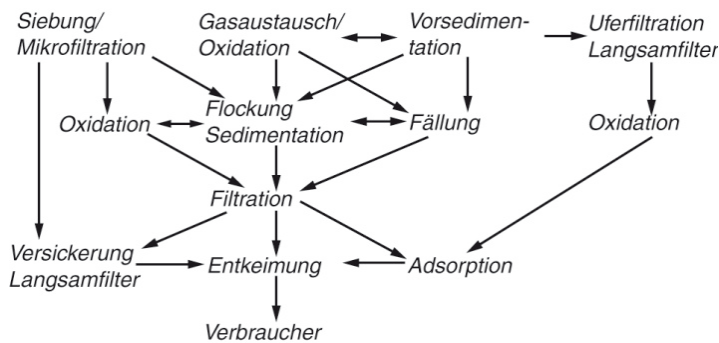


Bild 5.1 Verfahrenskombinationen zur Oberflächenwasser-Aufbereitung [76]

Tafel 5.1 Hauptverfahren der Trinkwasseraufbereitung

Physikalisch	Chemisch	Biologisch
<i>Sedimentation</i> (z. B. Absetzbecken)	<i>Oxidation/Reduktion</i> (z. B. KMnO_4 -Zugabe zur Entmanganung)	<i>Entmanganung</i> (z. B. Einsatz von einlagernden und oxidierenden speziellen Manganbakterien)
<i>Siebung/Rechen</i> (z. B. Siebtrommel)	<i>Flockung</i> (z. B. Entfernung feindisperser Partikel mit Me-Salzen)	<i>Denitrifikation</i> (z. B. Nitratentfernung mit auto-oder heterotrophen Bakterien)
<i>Filtration</i> (z. B. Mehrschichtfilter)	<i>Fällung</i> (z. B. zur Schwermetall-elimination)	
<i>Membranverfahren</i> (z. B. Umkehrosmose zur Nitratentfernung)	<i>Enteisenung/Entmanganung</i> (z. B. durch O_2 -Zugabe)	
<i>Gasaustausch</i> (z. B. Verdüsung zur CO_2 -Reduktion)	<i>Entsäuerung</i> (z. B. Marmorfiltration)	
	<i>Ionenaustauscher</i> (z. B. zur Enthärtung)	

Für die Aufbereitungsverfahren und deren Kombinationsmöglichkeiten kann man keine generellen Regeln aufstellen. Es gibt aber in Abhängigkeit vom Gewässertyp gewisse Standardverfahren, die auch noch von der Durchsatzmenge des Wasserwerks beeinflusst werden.

Groth [20] hat drei Gewässertypen definiert und hierfür übliche Aufbereitungsverfahren aufgeführt. Es handelt sich um die in Tafel 5.2 mit einer Kurzcharakteristik beschriebenen Gewässertypen.

Tafel 5.2 Gewässertypen nach *Groth* [20]

Typ	Kurzbeschreibung
A 1	Oberflächengewässer oligo- bis mesotroph Grundwasser in Sandgebieten
A 2	Oberflächenwässer dystroph Grundwasser aus Heide- und Dünengebieten
B 1	Oberflächengewässer eutroph
B 2	Grundwasser reduziert
C 1	Oberflächengewässer polytroph
C 2	Grundwasser stark reduziert

Hier können nur die Hauptaufgaben und die Standardverfahren der Aufbereitung beschrieben werden.

Hierzu zählen insbesondere folgende Aufbereitungsschritte:

- Eisen- und Manganentfernung durch Filtration
- Fällung und Flockungsverfahren für Oberflächenwässer
- Einstellung des nach der TrinkwV geforderten *pH*-Wertes (Entsäuerung)

5.2 Hauptverfahren der Wasseraufbereitungstechnologie

5.2.1 Siebverfahren und Absetzbecken

Durch Grob- und Feinrechen werden zunächst die Schwimmstoffe entfernt, Grobrechen mit Stababständen von 30 bis 100 mm und Feinrechen mit 2 bis 10 mm.

Die Siebe, als Trommel- oder Bandsieb ausgebildet, haben Maschenweiten von 10 bis 100 µm. Bei den Mikrosieben beträgt die Maschenweite 0,02 bis 10 µm.

In den Absetzbecken sollen die im Wasser befindlichen Schwebstoffe sedimentieren. Für die Bemessung gelten die Bemessungsregeln, wie sie in der Abwassertechnik bekannt sind. Die Becken werden als Rund- und Längsbecken gebaut. Die Absetzfläche kann durch Parallelplattenabscheider vervielfacht werden. In manchen Fällen kann auch eine Flotation Vorteile gegenüber einer Schwerkraftsedimentation bringen. Hierbei werden mit Hilfe von Luftblasen die Feststoffpartikel an die Oberfläche transportiert und das Flotat abgeskimmt. Für weitere Einzelheiten wird auf [9][20][31][33] verwiesen.

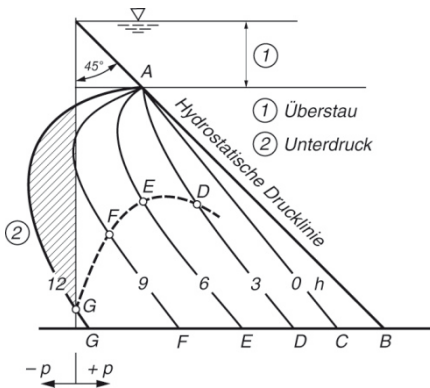
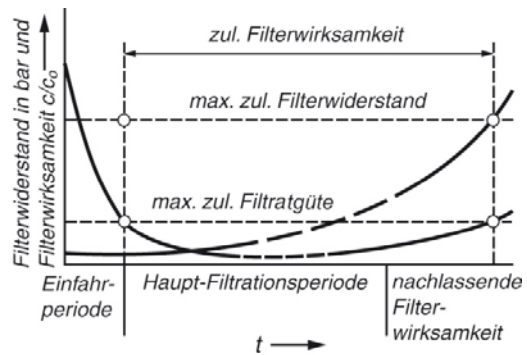
5.2.2 Filtration (DIN 19605, W 213-1 bis 6)

5.2.2.1 Grundlagen

Nach W 213, Teil 1 versteht man unter Filtration die Verminderung der Partikelkonzentration beim Durchströmen eines Filtermediums. Nach W 213 werden auch die Membranverfahren der Filtration zugerechnet. Hier wird die Membranfiltration in Kapitel 5.2.8 näher beschrieben. Das Filtermedium ist ein durchlässiges Porensystem, das häufig aus geschüttetem festem Filtermaterial (z. B. Filtersand) besteht. Die Konzentrationsänderung der Wasserinhaltsstoffe kann durch chemische, physikalische und biologische Wirkmechanismen an der Oberfläche des Filtermaterials erfolgen. Häufig wirken mehrere Mechanismen zusammen. Wichtig ist, dass die Wasserinhaltsstoffe mit der Oberfläche auch Kontakt bekommen. Sind die abzutrennenden Wasserinhaltsstoffe gegenüber dem Porensystem zu groß, so entsteht in der oberen Filterschicht eine unerwünschte Siebwirkung. Es sind dann Verfahren nach Kapitel 5.2.1 vorzuschalten. Wird eine chemische Wirkung des Filtermaterials angestrebt (z. B. chemische Entfernung von CO_2), so darf die Oberfläche nicht durch Beläge blockiert werden. In anderen Fällen kann der Belag aber auch eine katalytische Wirkung haben, wie z. B. bei der Manganentfernung (siehe Kapitel 4.3.3). Durch den Filtrervorgang und die damit verbundene Konzentrationsänderung der Wasserinhaltsstoffe wird Filtermaterial entweder beladen oder verbraucht. Hierdurch ändert sich die Filterwirksamkeit im Laufe der Zeit.

Bei der Suspensionsfiltration wird sich im Idealfall der Filter von oben nach unten mit Feststoffen beladen. Dies ist aber kaum zu erreichen, da sich im oberen Teil durch die Beladung das Porenvolumen verringert und die effektive Filtergeschwindigkeit und der Filterwiderstand zunehmen. Hierdurch werden die bereits angelagerten Teilchen einem stärkeren Strömungsdruck ausgesetzt und in tiefere Schichten verlagert. Nach einer bestimmten Zeit treten die Stoffe im unteren Teil des Filtermediums aus, und die gewünschte Ablaufqualität wird nicht mehr erreicht. Die Druckverluste steigen infolge der Beladung an. Sie können ein weiterer begrenzender Faktor sein, wenn die technisch vorgesehene Druckhöhe eine weitere Filtration nicht mehr erlaubt. In ungünstigen Fällen kann im Filter ein Unterdruck entstehen. Dieser Unterdruck führt zur Ausgasung, die den Filterquerschnitt durch Gasblasenbildung weiter einengen, die effektive Filtergeschwindigkeit erhöhen und somit die Filtratgüte verschlechtern.

Die Druckentwicklung in einem offenen Schnellfilter zeigt Bild 5.2 [19]. Durch die Überstauhöhe wird die unter 45° verlaufende hydrostatische Drucklinie erzeugt, solange der Filter unten nicht geöffnet ist. Beim noch nicht beladenem Filter (0 Std.) stellt sich im Filterbetrieb ein Filterverlust durch den Eigenfilterwiderstand in Form der Drucklinie A-C ein.

**Bild 5.2** Filterwiderstandsdiagramm [19]**Bild 5.3** Zusammenhang zwischen Filtrationsdauer t und der Filterwirksamkeit sowie dem Filterwiderstand [19 verändert]

Mit fortschreitender Filterzeit wird im oberen Filterdrittel die zunehmende Belegung durch eine verstärkte Krümmung der Drucklinie deutlich, während im noch nicht belegten Teil unterhalb der gestrichelten Linie G-F-E-D die Linien parallel zu A-C verlaufen. Bereits nach 9 Stunden beginnt im oberen Teil die Unterdruckbildung. Durch höheren Überstau, durch Druckfiltration oder durch Mehrschichtfilter wird dieser Zustand später erreicht. Für den technischen Betrieb ist es wesentlich, die Filtrationsperiode möglichst lang zu gestalten. Ein Idealzustand ist dann erreicht, wenn der maximal vorgesehene Druckverlust und die zulässige Filtratgüte zum gleichen Zeitpunkt erreicht werden.

In Bild 5.3 [20] sind diese Zusammenhänge dargestellt. Ist die zulässige Filterwirksamkeit überschritten, muss das Filtermedium von der Beladung befreit, insgesamt verworfen oder ergänzt werden. Die Wiederherstellung des offenen Porensystems erfolgt durch eine Filterspülung. Hierbei müssen die ein- und angelagerten Stoffe aus dem Filtermedium befreit werden. Neben den festen Stoffen werden auch gasförmige Stoffe, Verbackungen und Verklebungen des Filtermaterials beseitigt. Während Filtersande und -kiese nach DIN EN 12904 kaum einen Abrieb haben, kann bei der Marmorfiltration oder über dolomitischen Filtermaterial nach DIN EN 1017 durch die chemische Reaktion ein Unterkorn entstehen, das auch ausgespült werden muss. Als Spülmedien dienen Wasser oder Luft oder beide gemeinsam. Häufig findet bei Ein-Schicht-Filtern die „Dreiphasenspülung“ (siehe Kapitel 5.2.2.3) Anwendung. Wichtig beim Spülvorgang ist eine Filterbettausdehnung, damit sich die Einzelkörner gegeneinander bewegen können.

Bei der Filterspülung ist eine Fluidisierung (Schwebestand) des Filterbettes zu erreichen. Es sollte eine 25%ige Filterbettausdehnung angestrebt werden [62]. Auf eine Luft-Wasser-Spülphase kann verzichtet werden, wenn bei der anschließenden Wasser-Spülphase mit mehr als dem 1 1/2fachen der hinreichenden Spülgeschwindigkeit gearbeitet wird.

Können diese Wasservolumenströme nicht erreicht werden, so kann eine Luft-Wasser-Spülung weiterhin hilfreich sein. Ist z. B. nur ein 40%iger Wasserstrom gegenüber der Fluidisierung möglich, müssen 50 m/h an Luft zugegeben werden und bei 30 % steigt die erforderliche Luftmenge auf 100 m/h an.

Bei der Mehrschichtfiltration wird wegen der Filtermaterialvermischung auf eine Kombinationsspülung verzichtet. Bei der Durchlaufspülung werden ca. 3 bis 5 % an Spülwasser verbraucht. Bei Filtern mit Überstauraum kann mit Hilfe der Aufstauspülung der Spülwasserverbrauch auf ca. 1,5 % gesenkt werden. Hierbei wird das Schlammwasser der einzelnen Spülphasen im Überstauraum gesammelt und über Schlammklappen an den Stirnwänden abgezogen.

5.2.2.2 Filterbauarten

Filter für die Wasserversorgung werden nach unterschiedlichen Gesichtspunkten eingeteilt. Die Hauptunterscheidungsmerkmale sind:

Filtergeschwindigkeit – Filtermedium/-material – Stoffphase

Unter Filtergeschwindigkeit versteht man die ideelle Geschwindigkeit $v = Q/F$, also $\text{m}^3/\text{m}^2\text{h} = \text{m}/\text{h}$. Da die Filtermedien im Allgemeinen einen Porenanteil n von 0,25 bis 0,5 haben, ist die effektive Geschwindigkeit wesentlich höher.

Bei der Filtergeschwindigkeit wird zwischen Langsam- und Schnellfiltern unterschieden, wobei die Übergänge allerdings fließend sind.

Langsamfilter haben bei einer Filtergeschwindigkeit von $v_f = 0,05$ bis $0,3$ m/h einen hohen Raumbedarf. Sie sind i. d. R. nicht rückspülbar, und die Reinigung erfolgt durch ein Abschälen der oberen Filterschicht. Sie wirken als Oberflächenfilter und haben hierdurch eine gewisse biologische und bakteriologische Wirkung.

Abgeschältes Filtermaterial kann in Wascheinrichtungen gereinigt und später wieder eingebracht werden. Dazu wird das zu reinigende Material entweder zu einer Sandwaschanlage gebracht, gesäubert und anschließend wieder eingebracht oder es wird eine Sandwäsche im Filter durch eine auf Schienen fahrbare Sandreinigungseinrichtung vorgenommen.

Schnellfilter werden mit Filtergeschwindigkeiten v_f bis zu 30 m/h erreichen. Sie werden in offene und geschlossene Filter eingeteilt und können durch Rückspülung gereinigt werden. Filtergeschwindigkeiten über 15 m/h sind nur in Druckfiltern zu realisieren. Sie haben eine Raumwirkung und werden als Ein- und Mehrschichtfilter ausgebildet.

Offene Schnellfilter arbeiten drucklos und werden mit Hilfe des Überstaus im freien Gefälle durchflossen. Sie werden häufig als Betonbecken hergestellt und i. d. R. mit Filtergeschwindigkeiten < 7 m/h betrieben.

Geschlossene Schnellfilter werden unter Druck mit Filtergeschwindigkeiten von üblicherweise 10 bis 20 m/h betrieben. Sie werden häufig aus Stahlzylindern und seltener aus Spannbeton gebaut. Da die Stahlzylinder oftmals im Werk vorgefertigt werden, ist beim Straßentransport auf die Durchfahrthöhe zu achten. Der Durchmesser d beträgt im

Allgemeinen $< 5000 \text{ mm}$, was einer Filterfläche $< 20 \text{ m}^2$ entspricht. Druckfilter werden als ein- und zweistufige Filter meist in stehender selten in liegender Bauweise erstellt.

Bei dem Aufbau des Filtermediums unterscheidet man zwischen *Ein- und Mehrschicht-Filter*. Beim Einschicht-Filter wird möglichst eine „Einkornmischung“ angestrebt. Nach DIN EN 12904 wird eine steile Sieblinie mit einem Ungleichförmigkeitsgrad $U < 1,5$ gefordert. Korngruppen und zulässige Anteile an Über- und Unterkorn zeigt Tafel 5.3.

Tafel 5.3 Korngruppen und Massenanteile für Über- und Unterkorn nach DIN EN 12904

Korngruppe (Korngröße in mm)				Zulässiger Massenanteil in % ^a	
				Unterkorn	Überkorn
Quarzsand	0,4	bis	0,8	5	5
	0,5	bis	1,0		
	0,6	bis	1,18		
	0,63	bis	1,0		
	0,71	bis	1,25		
	0,85	bis	1,7	10	10
	1,0	bis	1,6		
	1,0	bis	2,0		
	1,18	bis	2,8		
	1,6	bis	2,5		
Quarzkies	2,0	bis	3,15	15	15
	2,36	bis	4,75		
	3,15	bis	5,6		
	5,5	bis	8,0		
	6,7	bis	13,2		
	8,0	bis	12,5		
	12,5	bis	16,0		
	13,2	bis	26,0		

^a Generell beträgt der maximal zulässige Gehalt an Unter- und Überkorn 5 % Massenanteil bei Einsatz des Produkts als Filterschicht in Mehrschichtfiltern, 10 % Massenanteil bei Einsatz als Filterschicht in Einschichtfiltern und 15 % Massenanteil bei Einsatz als Tragschicht.

Um eine stärkere Raumwirkung und damit eine bessere Filterlaufzeit zu erreichen (Bild 5.4), wird die Kornmassenschüttung aus mehreren Filtermaterialien aufgebaut.

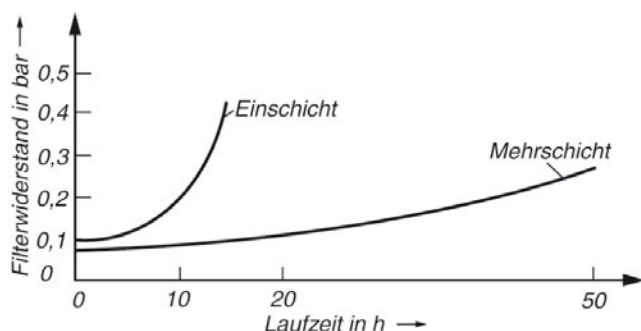


Bild 5.4 Filterwiderstand und Laufzeit von Ein- und Mehrschicht-Filtern

Bei der Abwärtsfiltration wird zuerst eine gröbere Filterschicht von geringerer Dichte durchströmt, während das darunter liegende feinere Material eine höhere Dichte hat (Bild 5.5). Hierdurch wird erreicht, dass beim Rückspülen der Filter eine Trennung der Schichten erhalten bleibt. Die hinreichende Spülgeschwindigkeit entspricht der Spülgeschwindigkeit, bei der alle Einzelpartikel gegeneinander beweglich sind. Sie wird im Wesentlichen von der Dichte und dem Korndurchmesser des Filtermaterials bestimmt. Für die einzelnen Filtermaterialien sind die hinreichenden Spülgeschwindigkeiten entweder vom Hersteller anzugeben oder experimentell zu ermitteln. Anhaltswerte für die hinreichende Spülgeschwindigkeit können Tafel 5.4 entnommen werden. Stoffkennwerte von verschiedensten gekörnten Filtermaterialien können dem Arbeitsblatt W 213-2 entnommen werden.

Tafel 5.4 Anhaltswerte für hinreichende Spülgeschwindigkeiten

Filtermaterial	Körnung			Hinreichende Spülgeschwindigkeit		
	mm			m/h		
Filtersand	0,63	bis	1,0	50	bis	55
Filtersand	0,71	bis	1,25	60	bis	65
Anthrazit	0,8	bis	1,6	40	bis	50
Anthrazit	1,6	bis	2,5	60	bis	80
Bims	0,8	bis	1,6	30	bis	35
Bims	1,5	bis	2,5	45	bis	50

Die Auswahl des am Besten geeigneten Filtermaterials bzw. der günstigsten Kombination bei Mehrschichtfiltern ist auf Grundlage von Aufbereitungsversuchen vorzunehmen. Material und Korngröße müssen mit der vorhergehenden Behandlung des Wassers abgestimmt werden. So müssen z. B. bei der Flockenfiltration die Beschaffenheit der Flocken und des Materials oder die Filtermaterialkombination im Mehrschichtfilter angepasst werden.

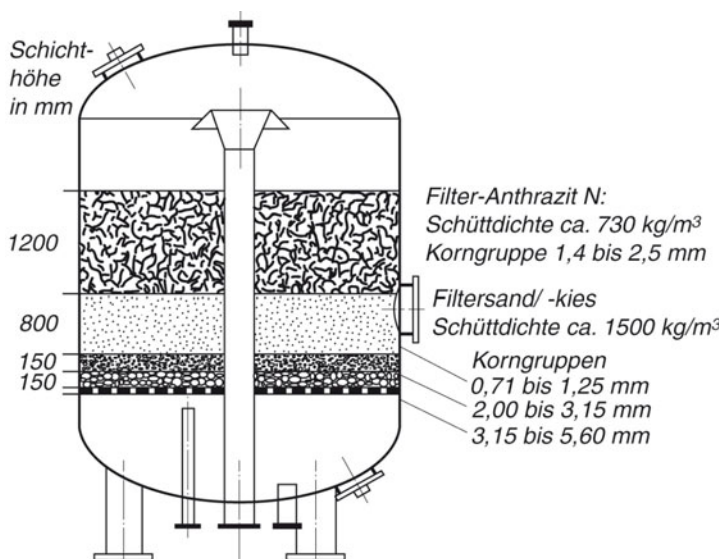


Bild 5.5 Beispiel für den Aufbau eines Mehrschicht-Filters [126]

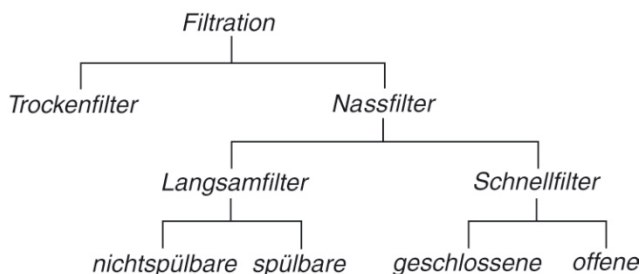


Bild 5.6 Systematik der Filterkonstruktionen

Bei der Oberflächenwasserfiltration wird häufig mit einem Dreischicht-Filter gearbeitet. Die obere Schicht besteht dann aus Bimskies oder Aktivkohle (Bild 5.5). Aktivkohle (DIN EN 12903) wird auch zur Spurenstoffentfernung eingesetzt (siehe Kapitel 5.2.8).

Neben den im Wesentlichen physikalisch wirksamen Quarzsanden und -kiesen, Bimskies, Anthrazit und der Aktivkohle werden auch chemisch wirksame Filtermaterialien wie Marmor und halbgebrannte Dolomite eingesetzt. Sie werden hauptsächlich zur chemischen Entsäuerung verwendet. Sie können aber auch im begrenzten Umfang Feststoffe entfernen, so z. B. Eisen und Mangan, wenn bestimmte Konzentrationen im Rohwasser nicht überschritten werden.

Bei der Stoffphase wird zwischen Nass- und Trockenfiltration unterschieden. Der Begriff Trockenfiltration ist etwas missverständlich, denn auch hier wird Wasser aufberei-

tet. Bei der Trockenfiltration durchströmen Luft und Wasser das Filterbett gemeinsam, denn der Wasserspiegel wird unter dem Filterboden gehalten. Hierdurch werden Oxidationsvorgänge und biologische Prozesse gefördert. Die Trockenfiltration wird z. B. bei der Ammoniumoxidation eingesetzt. In Bild 5.6 ist die Systematik für Filter aus gekörntem Material zusammengestellt.

5.2.2.3 Filterbestandteile und Filterbetrieb

Hauptelement ist das Filterbecken, bei offenen Schnellfiltern i. d. R. ein Betonbecken (Bild 5.7), für geschlossene Filter der Filterbehälter als Stahlzylinder.

Neben der Rohwasserzuleitung und der Filtratableitung muss eine Entleerungsleitung vorhanden sein. Für das Spülsystem sind Spülwasser- und Luftzuleitungen sowie ein Schlammwasserableitungssystem erforderlich. Bei geschlossenen Filtern ist eine Be- und Entlüftungsleitung vorzusehen. Der Filterboden und die darüber befindliche Stützsicht (Verteilschicht) sorgen für einen gleichmäßigen Filtratablauf, und sie verteilen Spülwasser und -luft gleichmäßig.

Bei Filterböden mit Düsen (Bild 5.8) sind mindestens 64 Stück pro m^2 vorzusehen. Filterdüsen dienen zur Ableitung des Filtrats aus dem Filtermedium bzw. der Zufuhr und gleichmäßigen Verteilung der Spülmedien. Die Schlammwasserrinnen können seitlich oder in der Mitte angeordnet werden. Der Abstand b der Rinnenaußenkante beträgt bei zwei seitlichen Rinnen im Allgemeinen 3000 mm, und er soll nur bei einer seitlichen Rinne < 3000 mm von der gegenüberliegenden Filtertrennwand entfernt sein. Bei einer Rinne in der Mitte beträgt der Abstand bis zur Filtertrennwand 1500 mm. Die Filterlänge ist im Normalfall $< 20,0$ m. Die Baurichtmaße sind zu beachten [109].

Offene Schnellfilter werden häufig als Doppelfilter ausgeführt (Bild 5.9). Die Verfügbarkeit der Filteranlage ist durch Defekte, Revisionen und Spülungen eingeschränkt. Bei chemischen Filtern sind Über- und Unterschreitungsgrenzen zu beachten, d. h. es muss für $Q_{d\min}$ und $Q_{d\max}$ bemessen werden. Je höher die Filteranzahl, desto größer wird zwar die Betriebssicherheit, desto höher steigen aber auch die Kosten.

Unter Berücksichtigung dieser Gesichtspunkte sollte die Gesamtfilterfläche auf drei oder mehr Filter aufgeteilt werden. Die Spüleinrichtungen werden in doppelter Ausführung für nur eine Filtereinheit ausgelegt, da nicht alle Filter gleichzeitig gespült werden. Da sich das Filtermaterial bei der Rückspülung ausdehnt (die Ausdehnung soll möglichst $> 25\%$ liegen), ist eine bestimmte Freibordhöhe (h_7) einzuhalten. Dieser Abstand zwischen der Oberfläche des Filtermaterials und der Oberkante der Schlammrinne ist so zu wählen, dass kein Filtermaterial ausgespült wird. Zu große Freibordhöhen stören den Schlammwasserabzug.

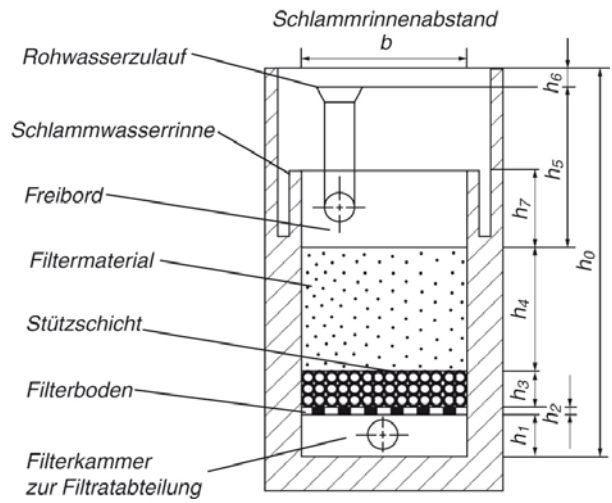


Bild 5.7 Bauhöhe h_0 und deren Aufgliederung h_1 bis h_7 für einen offenen Schnellfilter nach DIN 19605

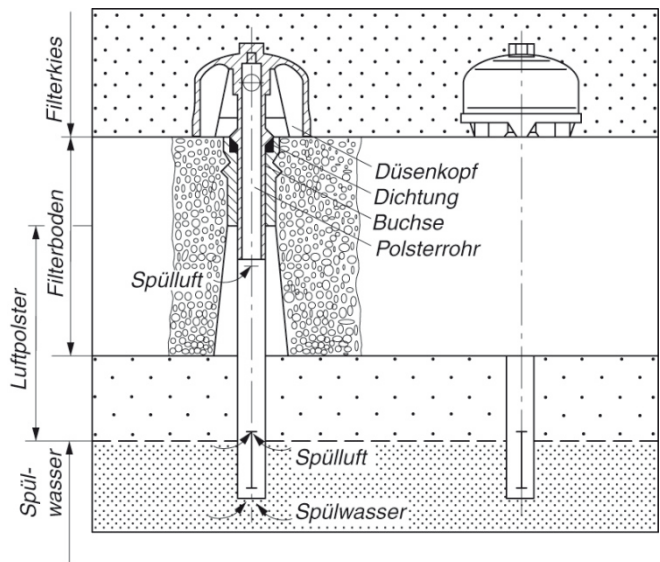


Bild 5.8 Filterbodendüse [128]

Die einzelnen Höhenmaße für offene und geschlossene Schnellfilter sind in Tafel 5.5 zusammengestellt.

Tafel 5.5 Höhenmaße für Schnellfilter nach DIN 19605

Bezeichnung	h in mm	Offene Filter in mm	Geschlossene Filter in mm
Gesamthöhe	h_0	< 5400	< 5400
Filterkammer	h_1	> 600	> 600
Filterboden	h_2	systembedingt und statische Berechnung	systembedingt und statische Berechnung
Stützschrift	h_3	< 400	< 400
Filtermaterial	h_4	800 bis 2000	800 bis 2500
Überstau	h_5	400 bis 2000	Druck im Allgemeinen < 0,6 bar
Überlaufschutz	h_6	200	Sicherheitsventil gegen Über- druck
Freibord	h_7	Filterbettausdehnung im Allgemeinen < 750	Filterbettausdehnung im Allgemeinen < 750

Nach Bild 5.5 erhält ein geschlossener Filter mindestens drei Mannlöcher. Hierdurch wird eine Kontrolle möglich, und Filtermaterial kann nachgefüllt werden. Bei chemischen Filtern mit ständigem Materialverbrauch kann mit Strahlpumpen eingespült werden. Zum Filterbetrieb sind eine Vielzahl von Mess- und Regelinstrumenten erforderlich.

Für einen offenen Schnellfilter sind die wesentlichen Steuerungsinstrumente in Bild 5.9 dargestellt. Um die Zu- und Ablaufmenge bei zunehmender Filterbelegung konstant zu halten, wird der Zulauf durch einen Überlauf oder der Ablauf durch eine schwimmergesteuerte Drosselklappe geregelt. Ein belüfteter Rohrbogen verhindert ein Trockenfallen der Filteranlage. Nach einer Filterlaufzeit von 10 bis 150 h jedoch mindestens einmal wöchentlich müssen die Filter rückgespült werden. Für Einsicht-Filter gliedert sich der Vorgang in drei Phasen [80].

In Abhängigkeit von der Filtergröße sind folgende Werte für die kombinierte Luft/Wasserspülung üblich (siehe auch Kapitel 5.2.2.1):

<i>Luftspülung</i>	1 bis ca. 3 Minuten mit Luftgeschwindigkeiten im Bereich von $60 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h} = \text{m/h}$
<i>Luft/Wasserspülung</i>	5 bis ca. 10 Minuten mit Luftgeschwindigkeiten im Bereich von 60 m/h sowie Wassergeschwindigkeiten von ca. 10 m/h
<i>Wasserspülung</i>	10 bis 25 m/h bis zum klaren Wasserablauf. Bei biologisch arbeitenden Filtern darf nicht klargespült werden.

Hinzu kommen noch das Absenken des Wasserspiegels bis knapp über das Filtermedium und das Einfiltrieren mit ca. 10 Minuten. Der Spülwasserbehälter ist für die erforderliche Wassermenge zu bemessen. Er kann auch als Vorlagebehälter für die Reinwasserpumpen dienen, er wird dann häufig auf einen mittleren Stundenverbrauch ausgelegt. Gechlortes Wasser darf bei biologischen Filtern nicht verwendet werden.

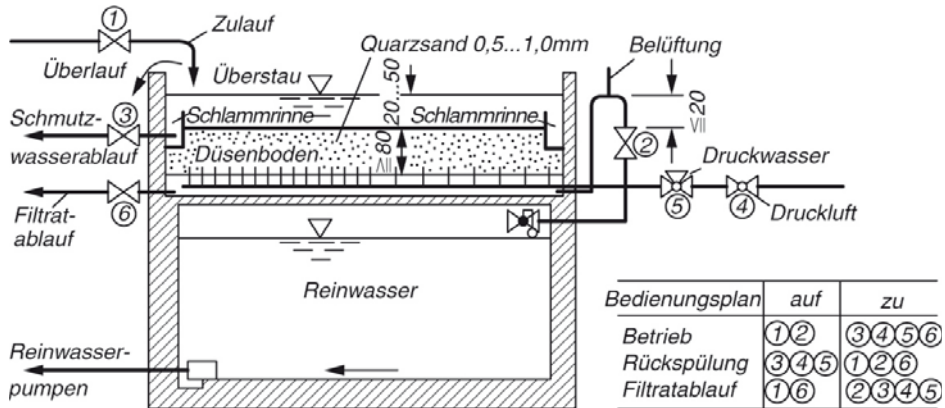


Bild 5.9 Systemskizze für einen offenen Schnellfilter

Für die Spülung von Mehrschicht-Filtern gilt:

- 1. Schritt: ca. 3 bis 5 Minuten Wasserspülung mit Wassergeschwindigkeiten je nach Korngröße von 30 bis 80 m/h
- 2. Schritt: Absenken des Wasserstandes bis knapp über Materialoberkante
- 3. Schritt: ca. 1 bis 3 Minuten Luftspülung mit ca. 60 m/h
- 4. Schritt: ca. 2 Minuten Verweilzeit zum Entweichen der Luft
- 5. Schritt: ca. 3 bis 5 Minuten Wasserspülung mit 30 bis 80 m/h (Klarspülung nur bei rein chemisch/katalytischer Filterung)
- 6. Schritt: Einfiltern des Filters

Bei der Wasserspülung muss die Spülgeschwindigkeit mindestens so hoch eingestellt werden, dass die Fluidisierung des Filterbettes erreicht wird. Eine kombinierte Luft/Wasserspülung ist nicht zu empfehlen, da sich hierdurch die unterschiedlichen Materialien zu stark vermischen und durch die Bettausdehnung die normalen Freibordhöhen nicht ausreichen.

Das anfallende Filterspülwasser (ca. 1 bis 3 % des Rohwasservolumens) muss als Abwasser behandelt werden. Für die Feststoffabtrennung, Behandlung und Deponierung wird auf W 221, Teil 1–3 verwiesen.

In Bild 5.10 ist der Schnitt des Schlammwasserabsetzbeckens des Wasserwerkes Wehnsen dargestellt.

In Tafel 5.6 sind die Hauptmerkmale für die Wasserfiltration zusammengestellt.

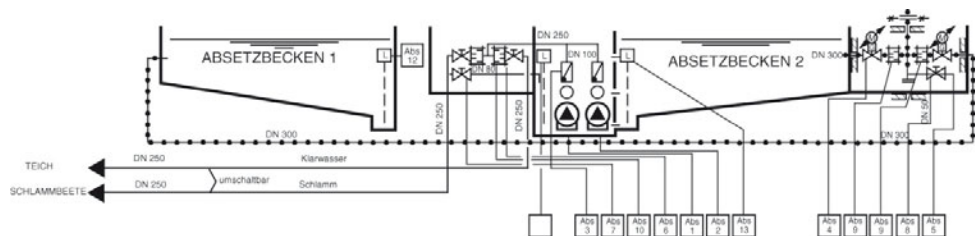


Bild 5.10 Schnitt durch das Schlammwasserabsetzbecken im Wasserwerk Wehnsen

Tafel 5.6 Bau- und Betriebsmerkmale für Filter der Wasserversorgung nach DIN 19605, W 213-3 und 4

	Langsamfilter	Offene Schnellfilter	Geschlossene Schnellfilter
Mittlere Filtergeschwindigkeit in m/h	0,05 bis 0,3	4 bis 7	10 bis 20 (max. 30)
Maximaler Filterwiderstand in bar	0,15	0,3	0,6
Filteroberfläche in m²	bis 10000	bis 100	bis 20
übliche Filterschichthöhe in mm	800 bis 1300	800 bis 2000	800 bis 2500
Filterform	Erd- und Betonbecken	Betonbecken $b = \text{bis } 6,0 \text{ m}$	Stahlzylinder Durchmesser 2,5 bis 5,0 m
Filtermaterialdurchmesser in mm – Auswahl:	Sand < 0,5		
Quarzsand (DIN EN 12904) in mm		0,63 bis 1,0 0,71 bis 1,25 1,0 bis 1,6	0,63 bis 1,0 0,71 bis 1,25 1,0 bis 1,6
Dolomit (DIN EN 1017) in mm		0,5 bis 2,5	0,5 bis 2,5
Anthrazit in mm		1,6 bis 2,5	1,6 bis 2,5
Filterlaufzeit in d	20 bis 100	0,5 bis 10	0,5 bis 10
Spülwassergeschwindigkeit *) in m/h		8 bis 80	8 bis 80
Spülluftgeschwindigkeit *) in m/h		bis 60	bis 60

*) abhängig von der Körnung, der Schüttdichte und der Kombination Luft/Wasser (siehe oben)

Die kontinuierliche Überwachung von Aufbereitungsanlagen mit dem Ziel der Partikelentfernung bzw. des erzeugten Trinkwassers erfolgt mit Hilfe der Parameter Trübung (Streulichtmessung) und Partikelkonzentration sowie -größenverteilung. Weitere Hinweise zu Messverfahren und Bewertung der gewonnenen Ergebnisse finden sich in DVGW W 213-6.

5.2.3 Flockung und Fällung (W 217)[7]

5.2.3.1 Allgemeine Grundlagen

In Oberflächengewässern liegen feinstverteilte Feststoffe (z. B. Planktonorganismen) und gelöste Stoffe vor, die bei natürlicher Sedimentation zu sehr langen Aufenthaltszeiten in den Absetzbecken führen bzw. erst gefällt werden müssen. Die Grenze zwischen gelösten und kolloidalen Wasserinhaltsstoffen liegt bei etwa $0,45\text{ }\mu\text{m}$. In den meisten Fällen ist die Oberfläche der festen Stoffe negativ geladen. Dies führt zu einer stabilen Dispersion, da sich die Partikel gegenseitig abstoßen.

Ein wichtiger Schritt ist daher die *Entstabilisierung* durch die Zugabe von *Flockungsmitteln* in Form von Aluminium- und Eisen-III-Salzen. Hierbei werden positiv geladene Hydroxokomplexe an der Feststoffoberfläche adsorbiert.

Bei der Fällung werden mehrere gelöste Komponenten zu sedimentierfähigen Feststoffen umgebildet. Es bilden sich in beiden Fällen zunächst Mikrofloccen, dann sedimentierfähige Makrofloccen. Jedes Flockungsmittel hat einen optimalen *pH*-Bereich und eine optimale Zugabemenge, die durch systematische Rührbecherversuche ermittelt werden können. Für das häufig verwendete Aluminiumsulfat (DIN EN 878) liegt der *pH*-Wert zwischen 5,5 und 7,0. Die Zugabemenge schwankt nach der Rohwasserqualität zwischen 10 und 50 g/m^3 .

Durch die Zugabe von Flockungshilfsmitteln, zum Teil synthetische langkettige Polymere (W 219), die die Flocculation (Großfloccenbildung) bewirken, entstehen Vernetzungseffekte, die zu einer weiteren Verbesserung der Flockeneigenschaften führen.

Neben der Abtrennung von Feinstpartikeln und Kolloiden kommt es zur Ausfällung und Mitfällung von gelösten Wasserinhaltsstoffen. Den klassischen Aufbau einer Flockungsanlage zeigt Bild 5.11 [41].

Im Mischbecken mit hoher Turbulenz werden die Chemikalien zugegeben. Es folgt das eigentliche Flockungsbecken mit geringer Bewegungsenergie zur Bildung der Makrofloccen, die im nachgeschalteten Absetzbecken abgetrennt werden.

Für den Bau von Flockungsanlagen können keine allgemeingültigen Regeln angegeben werden. Kritischer Punkt ist die Überleitung vom Flockungs- in das Absetzbecken, da die Floccen gegen Scherkräfte sehr empfindlich sind. Die Entwicklung geht daher zu Anlagen, in denen diese Stufen in einem Reaktor zusammengefasst sind. Es bestehen je nach Anlagenbauer unterschiedliche Bauformen. Typische Vertreter sind der Floccer, der Flocculator, der Pulsator, der Accelator u. a. (Bild 5.12). Bei diesen Verfahren wird mit Schlammrückführung bzw. schwebendem Floccenfilter gearbeitet und hierdurch die Floccenbildung und deren Rückhalt optimiert.

Die Abtrennung der gebildeten Floccen kann auch durch Flotation, Parallelplattenabscheider (Lamellenabscheider) und durch direkte Filtration (Flockungs-Filtration) erfolgen. Im Einsatz sind auch Kombinationen als Hochleistungsfloccer.

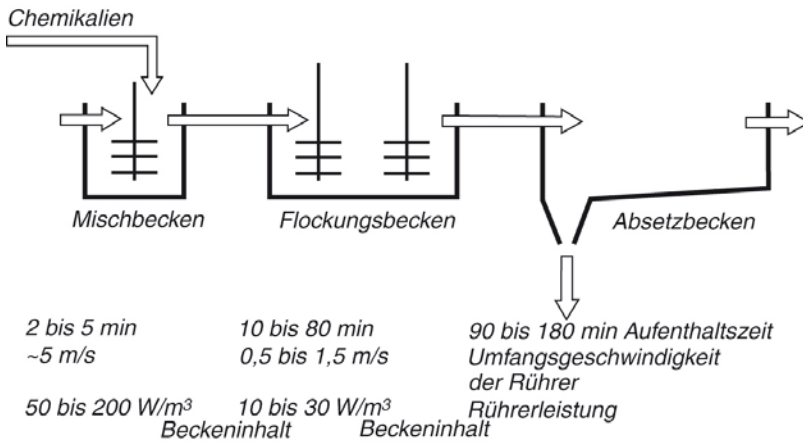


Bild 5.11 Klassischer Aufbau einer Flockungsanlage [41]

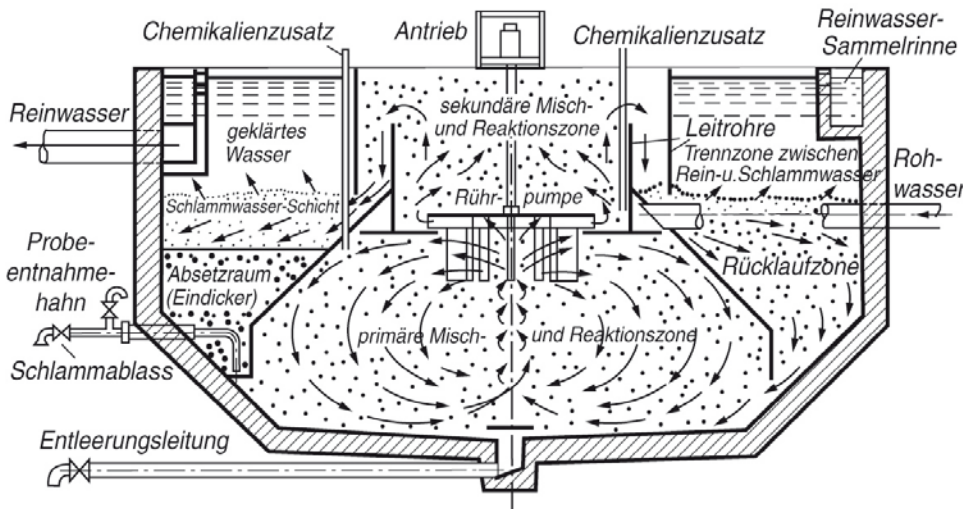


Bild 5.12 Kompaktflockung in einem Lurgi-Accelerator [121]

In Bild 5.13 ist eine Flockungsanlage in Kombination mit einem Lamellenseparator dargestellt. Mit dieser Anlage wird Talsperrenwasser teilaufgehärtet, der *m*-Wert durch Kohlensäure erhöht und die Einstellung des Calcit-Gleichgewichts erreicht.

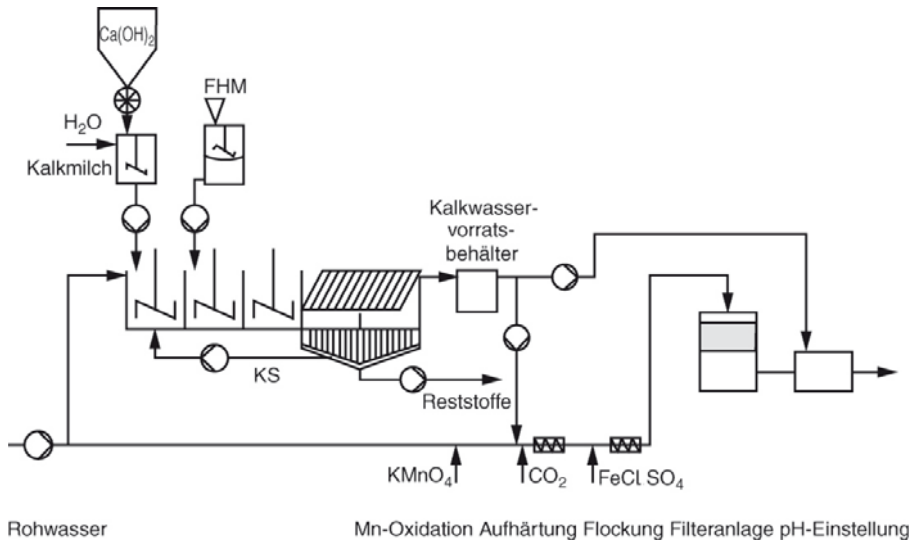


Bild 5.13 Wasseraufbereitung von Talsperrenwasser mit Flockulator und Lamellenseparator System Passavant [44]

Nach *Bernhardt* [7] ergeben sich folgende Hinweise:

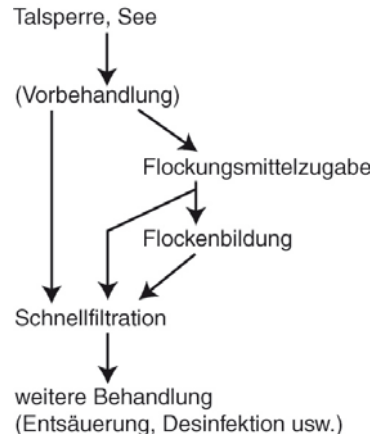
- Flockungsmitteldosierung:
Das Flockungsmittel muss im Rohwasserstrom in weniger als 1 s verteilt werden. Ein wichtiger Wert ist der Energieeintragswert (G -Wert), eine Messzahl für die in das Wasservolumen eingebrachte Energie. Diese Forderung ist nicht notwendig, wenn nach dem Prinzip der Sweep-Koagulation bei pH 7 bis 7,5 geflockt wird.
- Bildung von Makroflocken aus Mikroflocken und Aggregation: Es ist ein Mindestgeschwindigkeitsgradient von 30 s^{-1} erforderlich. Die höchsten Eliminierungswerte ($> 80 \%$) werden im G -Wert-Bereich von 30 bis 50 s^{-1} und durch Aufenthaltszeiten von 15 bis 30 Minuten erreicht. Die $G \cdot t$ -Werte müssen zwischen 30000 und 70000 liegen. Diese Werte müssen für alle Wasserdurchsätze ($Q_{\min}$, Q_m , $Q_{\max}$) eingehalten werden. Die stark schwankenden Temperaturen der Oberflächengewässer sind beim Flockungsprozess zu berücksichtigen.

5.2.3.2 Aufbereitung von Rohwasser aus Talsperren und Seen [7][69]

Hauptziele der Aufbereitung von Wässern aus Talsperren und Seen sind:

- Entfernung von Partikeln, insbesondere Planktonorganismen
- Entfernung von Krankheitserregern
- Entfernung von gelöstem Mangan
- weitestgehende Entfernung von organischen Substanzen
- Minimierung des Restgehaltes von Flockungsmitteln

Bild 5.14 Aufbereitungsschema für Talsperren- und Seewasser (W 217)



Die weitestgehende Entfernung der organischen Substanzen ist erforderlich, um die Wiederverkeimung zu begrenzen und um eine Trihalogenmethanbildung (THM) zu minimieren.

Das grundsätzliche Aufbereitungsschema für Talsperren- und Seewasser zeigt Bild 5.14 (W 217). Je höher der Eutrophiegrad des Rohwassers ist, desto aufwendiger wird die Aufbereitungstechnik. Bei stärkerer Eutrophierung entsteht mehr Plankton, und hierdurch gebildete gelöste Stoffwechselprodukte und das Plankton selber erschweren die Aufbereitung.

Vielfach werden daher Siebmaschinen zur Abtrennung der Algen vor der Flockungsstufe eingesetzt. Ob eine sogenannte Vorozonung eingesetzt werden soll, ist strittig. Wenn zweiwertiges Mangan vorhanden ist, wird nicht nur Manganoxidhydroxid gebildet, sondern auch Permanganat, das durch die anschließende Flockung nicht entfernt werden kann.

Als Flockungsmittel werden in der Trinkwasseraufbereitung Salze des dreiwertigen Eisen- und Aluminiumions eingesetzt, z. B. Aluminiumsulfat oder Eisen(III)-Chlorid. An diese Zusatzstoffe sind bestimmte Reinheitsanforderungen zu stellen, und sie müssen nach der TrinkwV § 11 zugelassen sein. Die zugelassenen Stoffe finden sich in einer vom Umweltbundesamt geführten und im elektronischen Bundesanzeiger sowie im Internet veröffentlichten Liste. Bei den Flockungshilfsmitteln sollten nur nichtionische oder anionische Polyacrylamide und keine kationischen auf Acrylamidbasis eingesetzt werden. Nach W 219 wird eine maximale Restpolymerkonzentration im Filtrat von 10 µg/l empfohlen.

Für den Bau von Flockungsanlagen sind folgende Hinweise wichtig:

- Entstabilisierungsbecken, Aufenthaltszeit ca. 2 s
- Aggregation (Flockungsbecken), Aufenthaltszeit bei Eisensalzen 5 bis 10 Minuten, bei Aluminiumsalzen 15 bis 20 Minuten
- Beachtung der oben aufgezeigten Energieeinträge

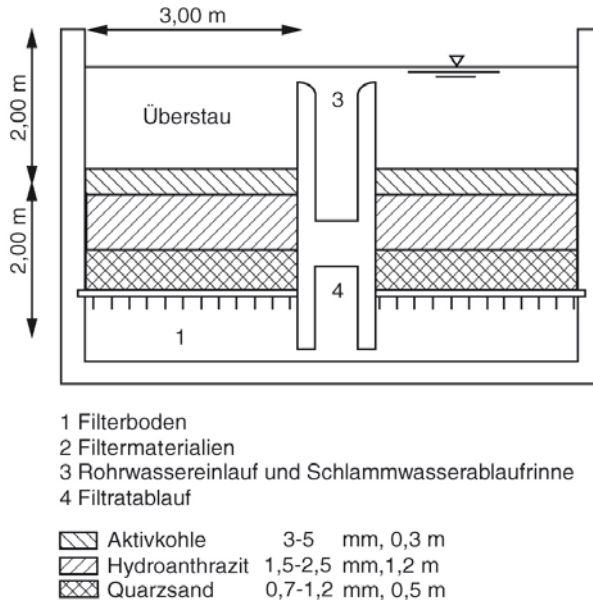


Bild 5.15 Schnitt durch einen Dreischicht-Filter der Wahnachtalsperre [7]

- Transportstrecke zwischen Aggregationsbecken und Filterzulauf kurz und turbulenzfrei (d. h. große Rohrleitungen, keine 90°-Abwinklung, keine Überfälle usw.)
- Zweischicht-Filter, noch besser Dreischicht-Filter, einsetzen (Bild 5.15)

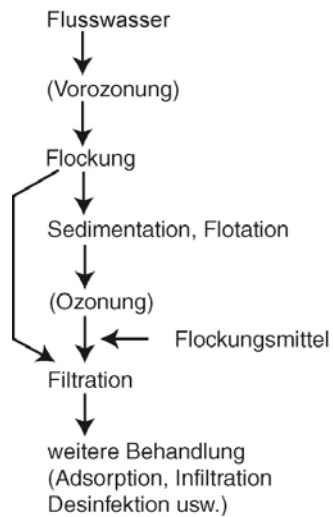
5.2.3.3 Aufbereitung von Rohwasser aus Flussläufen

Bei der Aufbereitung von Rohwasser aus Flussläufen ist zunächst zu prüfen, ob eine Nutzung überhaupt sinnvoll ist. Eine direkte Flusswassernutzung ist in Deutschland selten.

Flusswasser wird aber als Uferfiltrat und zur Grundwasseranreicherung (siehe auch W 126) genutzt. Da bei Hochwasser sehr hohe Schwebstoffgehalte auftreten können, ist eine Flockung unumgänglich. Der Flockung ist eine Vorozonung vorgeschaltet, um hierdurch unter anderem Mikrofloken zu bilden. Aufgrund der höheren Schlammmenge ist ein gesondertes Sedimentationsbecken erforderlich. Das Verfahrensschema für Flusswasser zeigt Bild 5.16.

Flusswasserwerke sind besonders gefährdet durch plötzliche Umweltschäden, z. B. durch Schiffsunfälle, Einleitung von toxischen Chemikalien. Sie sollten daher durch andere Rohwassergewinnungsanlagen abgesichert werden.

Bild 5.16 Verfahrensschema für eine Flusswasseraufbereitung (W 217)



5.2.4 Entfernung von Eisen und Mangan durch Filtration (W 223)

Seit Beginn der zentralen Trinkwasserversorgung aus Grundwässern zählt die Entfernung von Eisen und Mangan zu den häufigsten Aufgaben der Wasseraufbereitung. Unter Enteisenung versteht man die Entfernung von gelöstem Eisen, das im Wasser in zweiwertiger Form als Fe(II) vorliegt, durch Oxidation zu schwer löslichen Eisen(III)-Verbindungen und deren Abtrennung durch Filtration oder Sedimentation. Die Entfernung von gelösten Mangan durch Oxidation zu schwer löslichen Mangan(IV)-Verbindungen und deren Abtrennung heißt Entmanganung. Die zulässigen Grenzwerte sind in Kapitel 4.3.3 beschrieben. Ein wichtiger Schritt zur Autoxidation und der damit verbundenen Bildung filtrierbarer Flocken ist die Begasung vor der Filterstufe. Der gelöste Sauerstoff wird meist über eine Druckbelüftung (Oxidator oder Luftmischer) oder über offene Belüftungsanlagen in das Wasser eingetragen, wenn z. B. hohe überschüssige CO_2 -Werte vorliegen. Vielfach wird heute auch technisch reiner Sauerstoff zur Oxidation eingesetzt. Der Oxidationsprozess wird durch die Störstoffe Ammonium, Methan und Huminstoffe beeinflusst.

Anschließend werden die gebildeten Eisenflocken über mechanisch/chemische oder über biologisch arbeitende Filter abgetrennt. Es werden Filtersande in Einschicht-Filtern oder Mehrschicht-Filtern eingesetzt.

Um die Bioprozesse zu fördern, muss bei der Filterspülung beachtet werden:

- kein gechlortes Rückspülwasser
- keine zu hohe und zu lange Filterspülung, da dies die Biofilter zerstören würde („Totspülen“)

Tafel 5.7 Verfahren zur oberirdischen Enteisenung und Entmanganung nach W 223

Filtrationsverfahren	Filtermaterial	Charakteristik	Wirkungsmechanismen
Eisen(II)-Filtration über inertes Filtermaterial	inertes Material, eingearbeitet (Eisenbakterien, Eisen(III)-Oxidhydrat-Ablagerungen)	Oxidation des Eisens(II) erfolgt erst innerhalb des Filterbettes	Adsorption des Eisens(II) an der eingearbeiteten Filtermaterialoberfläche, Oxidation zu Eisen(III)-Oxidhydrat, Rückhaltung des Eisen(III)-Oxidhydrates im Porenraum des Filtermaterials (Kontaktfiltration)
Eisen(III)-Filtration	inertes Material, Einarbeitung nicht erforderlich	Oxidation des Eisens(II) ist vor Eintritt in das Filterbett abgeschlossen durch <i>pH</i> -Wert-Erhöhung infolge Dosierung basischer Stoffe (Momentanreaktion), sehr lange Aufenthaltszeiten zwischen einer intensiven mechanischen Entsäuerung und Belüftung und der Filtration (Zeitreaktion)	Flockenbildung in Vorstufen oder im Überstauraum des Filters, Abtrennung der Flocken durch Sedimentation, Adsorption u. a. im Porenraum des Filtermaterials (Flockenfiltration)
Eisen(II)-Eisen(III)-Filtration	inertes Material, eingearbeitet (Eisenbakterien, Eisen(III)-Oxidhydrat-Ablagerungen)	Oxidation des Eisens(II) ist teilweise vor Eintritt in das Filterbett abgeschlossen	Kombination der Kontaktfiltration mit einer Flockenfiltration
Mangan (II)-Filtration über inertes Filtermaterial	inertes Material, eingearbeitet (Manganbakterien, Manganoxidhydrat-Ablagerungen)	Oxidation des Mangans(II) erfolgt erst innerhalb des Filterbettes	Adsorption des Mangans(II) an der eingearbeiteten Filtermaterialoberfläche, Oxidation zu Manganoxidhydrat, Rückhaltung des Manganoxidhydrates im Porenraum des Filtermaterials (Kontaktfiltration)
Mangan (IV)-Filtration	inertes Material, Einarbeitung nicht erforderlich	Oxidation des Mangans(II) ist vor Eintritt in das Filterbett abgeschlossen infolge Zugabe starker Oxidationsmittel (schnelle Reaktion)	Flockenbildung in Vorstufen oder im Überstauraum des Filters, Abtrennung der Flocken durch Sedimentation, Adsorption u. a. im Porenraum des Filtermaterials (Flockenfiltration)
Eisen(II)-bzw. Mangan(II)-Filtration über basisches Filtermaterial	basisches Material (Calciumcarbonat, halbgebrannter Dolomit); Einarbeitung für Entmanganung erforderlich	Oxidation des Eisens(II) und/oder Mangans(II) erfolgt erst innerhalb des Filterbettes	Adsorption des Eisens(II) bzw. Mangans(II) an der eingearbeiteten Filtermaterialoberfläche, Oxidation zu Eisen(III)-Oxidhydrat bzw. Manganoxidhydrat, Rückhaltung des Eisen(III)-Oxidhydrates bzw. Manganoxidhydrates im Porenraum des Filtermaterials; Begünstigung der Adsorption und Oxidation durch hohen <i>pH</i> -Wert; Kopplung mit einer meist nur teilweisen Entsäuerung

Die Verfahrensauswahl der oberirdischen und unterirdischen Enteisung und Entmanganung wird durch folgende Einflussfaktoren bestimmt:

- Beschaffenheit des Rohwassers
- Aufbereitungsziele und Aufbereitungsaufgaben
- Aufbereitungskapazität und deren Schwankungsbreite
- Geochemische und geohydrologische Beschaffenheit des Grundwasserleiters
- Standortbedingungen
- Bedienungsaufwand und Betriebssicherheit
- Investitions- und Betriebskosten

Die gängigen, sowie vorzugsweise anzuwendenden Verfahren der oberirdischen Enteisung sind in Tafel 5.8 zusammengefasst.

Die Entfernung von Mangan ist weit komplexer als die Fe-Filtration, wenngleich beide häufig gemeinsam vorkommen. Nur in besonderen Fällen und bei sehr kleinen Eisen- und Manganmengen ist eine Entfernung in einer gemeinsamen Filterstufe möglich.

Bei der Entmanganung spielen biologische und chemisch-katalytische Prozesse eine weitaus größere Rolle als bei der Enteisung.

Folgende Hinweise sind für die Manganentfernung hilfreich:

- Die katalytische Oxidation zweiwertiger Manganionen durch Luftsauerstoff bei *pH*-Werten < 8 erfordert sehr viel Zeit.
- Da nach Bild 4.5 die unlöslichen Manganverbindungen, ausgedrückt durch das Redoxpotential in mV am höchsten liegt, müssen neben Eisen alle anderen organischen Verbindungen, z. B. Sulfide und Ammonium, vor der Entmanganung entfernt werden.
- Die biologische Manganoxidation ist schwer in Gang zu setzen. Man muss die Filter mit eingearbeitetem Material aus bestehenden Anlagen animpfen. Trotzdem kann der Prozess mehrere Monate dauern.
- Die Braunsteinbildung (katalytische Wirkung) kann durch die zeitweilige Zugabe von Kaliumpermanganat gefördert werden. Weitere Hinweise dazu sind dem Arbeitsblatt W 227 zu entnehmen.
- Manganfilter „wachsen“, dies muss bei der Festlegung der Freibordhöhe für den Rückspülvorgang berücksichtigt werden.
- Manganfilter dürfen nicht durch zu hohe Rückspülgeschwindigkeiten und gechlortes Rückspülwasser „totgespült“ werden.

Tafel 5.8 Verfahren zur oberirdischen Enteisung (W 223-1)

Eisenkonzentration $\leq 10 \text{ g/m}^3$				
Rohwasser		Kapazität Aufbereitung	Vorzugsverfahren	Hinweise und mögliche Alternativen
<i>pH</i> -Wert	Säure- kapazität mol/m^3			
$\geq 6,8$	$> 0,5$	beliebig	Eisen(II)-Filtration über inertes Filter- material	bei erforderlicher Entgasung: offene Belüftung i. d. R. nachgeschaltete chemi- sche Entsäuerung
$< 6,8$	$> 2,0$	beliebig	Eisen(II)-Filtration über inertes Filter- material	<i>pH</i> -Wert-Anhebung durch offene Belüftung vor der Fil- tration (Ziel: $pH \geq 6,8$); auch darunter, wenn im Fil- terablauf $pH \geq 5,5$ i. d. R. nachgeschaltete Ent- säuerung
$< 6,8$	$1,0 < k_S \leq 2,0$	groß	Eisen(II)-Filtration über inertes Filter- material	<i>pH</i> -Wert-Anhebung durch offene Belüftung vor der Fil- tration (Ziel: $pH \geq 6,8$); in Einzelfällen $pH \geq 5,5$ be- zogen auf Filterablauf i. d. R. nachgeschaltete Ent- säuerung
		klein bis mittel	Eisen(II)-Filtration über halbgebranntem Dolomit	i. d. R. nachgeschaltete Ent- säuerung größere Durchsatzschwan- kungen problematisch
$< 6,8$	$\leq 1,0$	groß	Eisen(II)-Filtration über inertes Filter- material	<i>pH</i> -Wert-Anhebung durch offene Belüftung vor der Fil- tration (Ziel: $pH \geq 6,8$); in Einzelfällen $pH \geq 5,5$ be- zogen auf Filterablauf; nach- geschaltete chemische Ent- säuerung Alternative: Eisen(II)-Filtration über Calciumcarbonat
		klein bis mittel	Eisen(II)-Filtration über Calcium- carbonat	ggf. nachgeschaltete Entsäue- rung

Tafel 5.8 Fortsetzung

Eisenkonzentration > 10 g/m ³		Kapazität Aufbereitung	Vorzugsverfahren	Hinweise und mögliche Alternativen
Rohwasser <i>pH</i> -Wert	Säure- kapazität mol/m ³			
< 6,8	≤ 2,0	klein bis mittel	Eisen(II)-Filtration über halbgebranntem Dolomit	Alternative: Eisen(II)-Fil- tration über inertes Filterma- terial, wenn <i>pH</i> ≥ 6,8 durch offene Belüftung vor der Fil- tration und $k_{S4,3} > 1,0$ mol/m ³ ; nachge- schaltete chemische Entsäue- rung
≥ 6,8	> 2,0	beliebig	Eisen(II)-Filtration über inertes Filter- material	Zweistufig (unterschiedliche Körnung) oder Mehrschicht- filter nachgeschaltete Entsäuerung
< 6,8	≤ 1,0	groß	Fällung, Flockung und Sedimentation mit Chemikalien- zugabe und nachge- schalteter Eisen(III)- Filtration	Alternative 1: Eisen(II)- Filtration in Mehrschicht oder Zwei-Stufen-Filtern (unterschiedliche Körnung) mit <i>pH</i> -Wert-Anhebung durch offene Belüftung vor der Filtration (Ziel: <i>pH</i> - Wert ≥ 6,8); auch darunter wenn im Filterablauf <i>pH</i> ≥ 5,5; nachgeschaltete chemische Entsäuerung Alternative 2: Trockenfiltra- tion i. d. R. mit nachgeschal- teter zweiter Filterstufe und chemischer Entsäuerung

Die unterschiedlichen Verfahren zur Entmanganung sind unter folgenden Bedingungen vorzugsweise einzusetzen:

■ **Mangan(II)-Filtration**

- Mangankonzentration ≤ 2,0 g/m³ Mn, in Einzelfällen auch höher
- pH* ≥ 6,8 → Mangan(II)-Filtration über inertes Filtermaterial
- pH* < 6,8 → Mangan(II)-Filtration über basisches Filtermaterial
- Bei größeren Durchsatzschwankungen ist halbgebrannter Dolomit nicht einsetz-
bar.

- Eisen(II)-Konzentrationen $\leq 0,20 \text{ g/m}^3$
→ alleinige Mangan(II)-Filtration
- $0,20 \text{ g/m}^3 < \text{Eisen(II)-Konzentration} \leq 3,0 \text{ g/m}^3$
→ einstufige Eisen(II)-Mangan(II)-Filtration
- Bei niedrigen Mangankonzentrationen sind aber auch Wässer mit Eisen(II)-Konzentrationen über $3,0 \text{ g/m}^3 \text{ Fe}$ einstufig aufbereitbar.

■ **Mangan(IV)-Filtration**

- Mangankonzentration $< 2,0 \text{ g/m}^3 \text{ Mn}$
- stark schwankende Mangankonzentration
- schwer eliminierbare Manganverbindungen

■ **Entmanganung durch Fällung, Flockung und Sedimentation**

Dieses Verfahren wird in der Regel gezielt nur für die Enteisenung eingesetzt, wobei anteilig auch eine Manganeliminierung stattfinden kann.

■ **Entmanganung durch Trockenfiltration**

Dieses Verfahren wird in der Regel gezielt nur für die Enteisenung eingesetzt, wobei anteilig auch eine Manganeliminierung stattfindet. Eine vollständige Entmanganung ist erreichbar, wenn die Trockenfiltration als einstufige Eisen(II)-Mangan(II)-Filtration dimensioniert und betrieben wird.

Für die Auslegung von Enteisenungs- und Entmanganungsfiltern sind folgende Parameter entscheidend:

- Filterschichthöhe
- die Korngruppe des Filtermaterials bzw. die wirksame Korngröße
- die Filtergeschwindigkeit.

Je nach Filterbauweise bewegt sich die Filterschichthöhe von 1,0 bis 3,0 m. Für geeignete Filterschichthöhen und Korngruppen wird die zugehörige Filtergeschwindigkeit als maximal vertretbare Geschwindigkeit im Hinblick auf die Filtratbeschaffenheit und die Entwicklung des Filterwiderstandes ermittelt. Dazu werden bei großen Anlagen und/oder problematischen Rohwässern halbtechnische Filterversuche eingesetzt. Kleine Anlagen mit unproblematischer Rohwasserbeschaffenheit können anhand von Bemessungshilfen (siehe W 223-2) dimensioniert werden. Diese Bemessungshilfen können auch zur Planung von Filterversuchen angewendet werden.

Beispiel 5.1

Gesucht:

Für einen Durchsatz von $800 \text{ m}^3/\text{h}$ eine offene Schnellfilteranlage zur Fe(II) -Filtration

Gegeben:

Wasseranalyse: $pH = 7,4$
 $k_{\text{S4},3} = 2,0 \text{ mol/m}^3$
 $\text{Fe}_{(\text{O})} = 6 \text{ mg/l}$, davon $5,5 \text{ mg/l Fe}^{2+}$
 $t = 10 \text{ }^\circ\text{C}$
 Filterbetthöhe: $2,50 \text{ m}$
 Filtersand: $1,0 \text{ bis } 2,0 \text{ (DIN EN 12904, siehe Tafel 5.3)}$

Berechnung:

v_E aus Diagramm = $6,3 \text{ m/h}$ (Bild 5.17)

Erläuterung zur Nutzung des Diagramms Bild 5.17:

- (1) Eisenkonzentration im Filterzulauf in g/m^3
- (2) Säurekapazität bis pH 4,3 in mol/m^3
- (3) pH -Wert
- (4) Körnung des Filtermaterials in mm
- (5) Filterbetthöhe in m
- (6) maximal zulässige Filtergeschwindigkeit in m/h

Die Oxidation bis zum erforderlichen Wert von 6 mg/l erfolgt über einen Luftmischer. Nach Kapitel 5.2.2.3 wird die Beckenbreite auf $2 \times 1,5 \text{ m}$ festgelegt (einseitiger Zulauf, Bild 5.18). Vier Doppelfilter werden vorgesehen.

$$Q/4 = \frac{800}{4} = 200 \text{ m}^3/\text{h}$$

Filterfläche:

$$\frac{Q}{v_E} = \frac{200}{6,3} = 31,75 \text{ m}^2$$

Filterlänge:

$$\frac{63,5}{2 \times 1,5} = 10,58 \text{ m}$$

Als Baumaß wird $l = 10,5 \text{ m}$ gewählt.

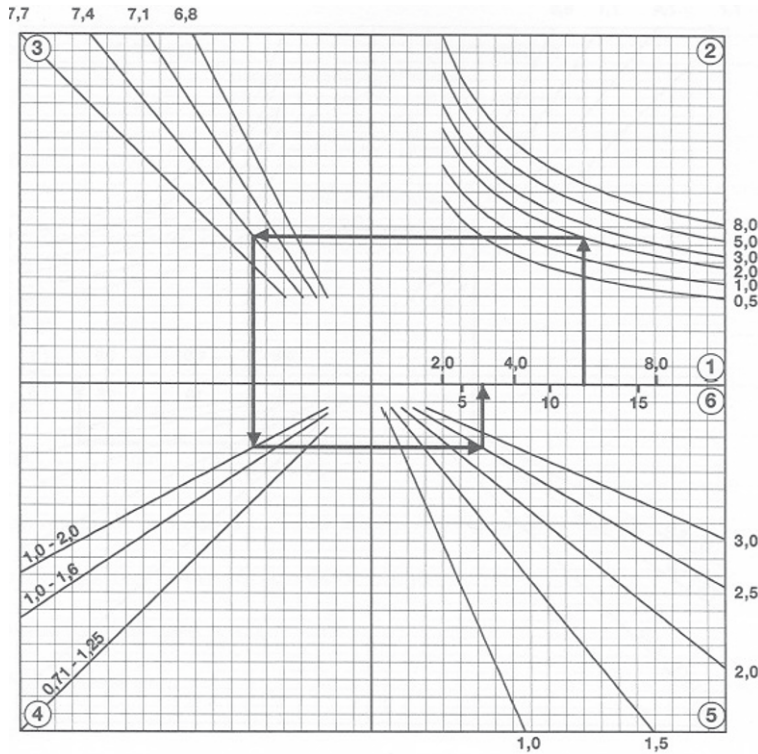
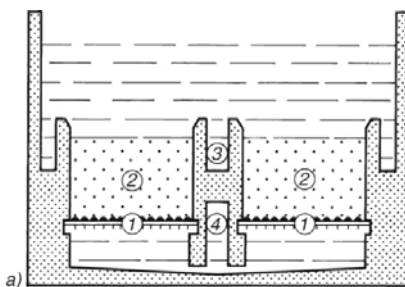
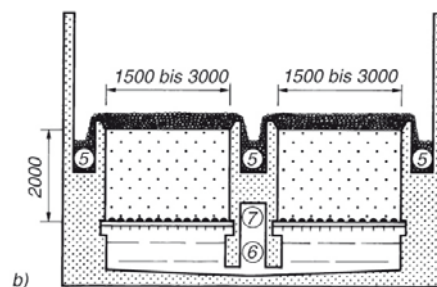


Bild 5.17 Ermittlung der maximal zulässigen Filtergeschwindigkeit v für die Eisen(II)-Filtration über inertes Filtermaterial (eingearbeitetes Filtermaterial, Wassertemperatur $10\text{ }^{\circ}\text{C}$, Eisenkonzentration im Filterablauf $0,02\text{ g/m}^3\text{Fe}$, Eisenkonzentration im Filterzulauf $2,0\text{--}10,0\text{ g/m}^3\text{Fe}$) (aus W 223-2)



- a) Überstau während der Filtration
- 1 Spann betonfilterboden mit Filterdüsen (Bild 5.8)
 - 2 Filtermaterial
 - 3 Rohwasserzuführung



- b) Überstau während der Filterwäsche
- 4 Reinwasserabführung
 - 5 Schlammwasserabführung
 - 6 Spülwasserzuführung
 - 7 Spülluftzuführung

Bild 5.18 Offenes Überstau-Filterbecken [128]

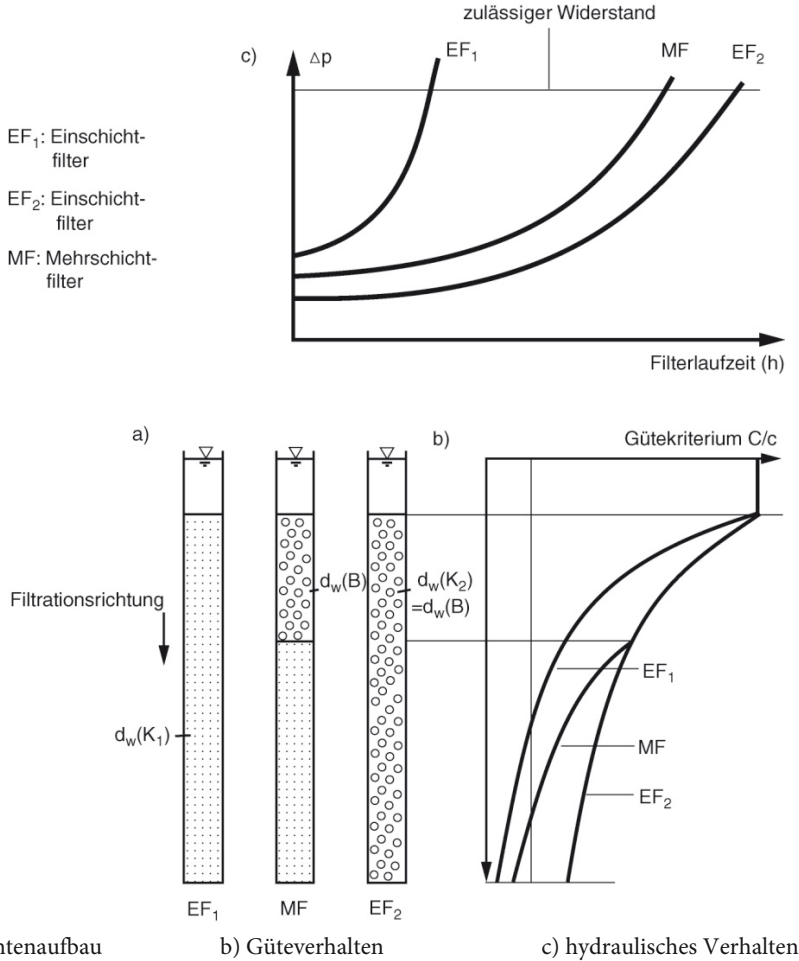


Bild 5.19 Verhalten von Ein- und Mehrschicht-Filtern [54]

Für die Eisen(II)-Filtration ist auch bei ungünstigen Randbedingungen eine Einarbeitung in ein bis zwei Wochen möglich. Dagegen werden bei Entmanganungsfiltern Einarbeitungszeiten von oft mehreren Monaten benötigt. Eine Einarbeitung kann hier durch anteilige Verwendung von eingearbeitetem Filtermaterial, Animpfung mit Manganschlamm, Dosierung von Kaliumpermanganat u. a. unterstützt werden. Weitere Hinweise für den Betrieb von Enteisungs- und Entmanganungsfiltern finden sich in W 223-2.

Bei Wassergewinnungsanlagen in Lockergestein stellt unabhängig von der Aufbereitungskapazität die *unterirdische Enteisung und Entmanganung* eine grundsätzliche Alternative zu den beschriebenen oberirdischen Verfahren dar.

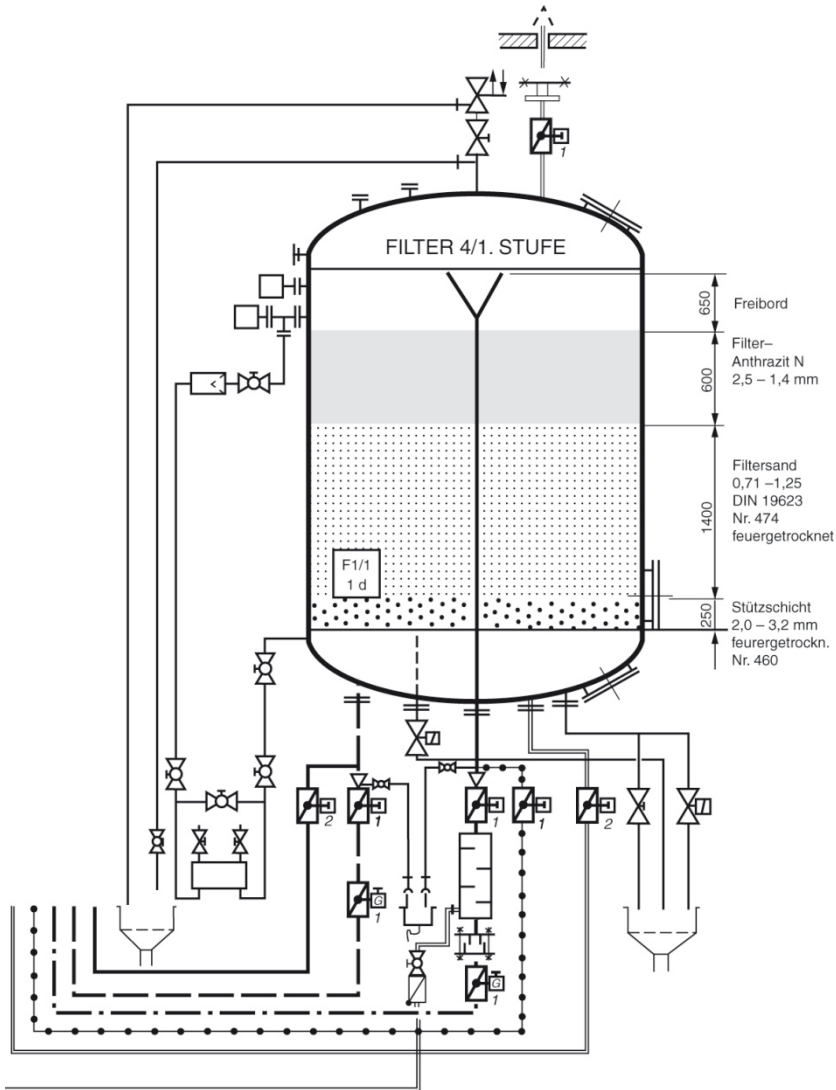


Bild 5.20 Mehrschicht-Filter mit Steuerungselementen des Wasserwerkes Wehnsen

Dabei wirken folgende Einsatzbedingungen erschwerend:

- höherer Gehalt an leicht oxidierbaren, organischen Materialien oder Eisensulfid (z. B. Pyrit) im Reaktionsraum des Grundwasserleiters
- hohe Konzentrationen an oxidierbaren Wasserinhaltsstoffen, insbesondere Methan
- schwer oxidierbares Eisen oder Mangan im Rohwasser
- heterogener Grundwasserleiter oder starkes Grundwassergefälle im Bereich der Gewinnungsanlage

Niedriger Rohwasser-*pH*-Wert bzw. geringe Pufferung und Absinken des *pH*-Wertes durch Enteisung und Entmanganung.

Zur Klärung der Anwendbarkeit des Verfahrens sind hydrogeologische Erkundungen und Aufbereitungsversuche am geplanten Standort durchzuführen. Hinweise zu Planung und Betrieb sind dem Arbeitsblatt W 223-3 zu entnehmen.

5.2.5 Begasung/Belüftung (Absorption) und Entgasung (Desorption)

Unter Belüftung versteht man den Gasaustausch zwischen Wasser und Luft zum Einbringen von Sauerstoff und zum Entfernen von gelösten Gasen z. B. CO_2 , H_2S und CH_4 sowie leichtflüchtigen Kohlenwasserstoffen. Die Begasung ist das Einbringen und Lösen von Gasen, z. B. O_2 , O_3 u. a. für Aufbereitungszwecke (DIN 4046).

Bei der Belüftung wird zwischen *offener* und *geschlossener Belüftung* unterschieden. Bei der offenen Belüftung ist eine gleichzeitige intensive Entfernung von CO_2 möglich. Durch den hohen Stickstoffanteil der Luft wird dies unerwünschte Gas mit eingetragen (siehe Kapitel 4.3.1). Bei einer Druckentspannung im Verteilungssystem, z. B. an der Zapfstelle des Verbrauchers, führt dies zum „Milchigwerden“ des Wassers. Im Filterbett kann durch den Unterdruck (Bild 5.2) eine Gasblase entstehen, die die Filterleistung mindert.

Die früher übliche Verdüsung über Kreiseldüsen (Bild 5.21) an Verdüsbäumen ist weitgehend durch die Fallverdüsung (Bild 5.29 und 5.30) und die Rohrgitter-Kaskade (Bild 5.22) verdrängt. Auch die alte offene Kaskadenbelüftung wird heute durch eine zusätzliche Belüftung (Gegen-, Gleich- und Kreuzstrom) effektiver gemacht.

Durch Erzeugung eines Rieselfilms über Wellbahnen und Füllkörperkolonnen kann der Gasaustausch weiter verbessert werden. In Bild 5.23 sind eine Füllkörperkolonne und die zugehörigen Bemessungsdiagramme für eine CO_2 -Entfernung dargestellt. Die Desorptionsluft durchströmt den Füllkörper von unten nach oben, und mitgerissene Wassertröpfchen werden im Demister abgeschieden. In Tafel 5.9 sind Leistungsdaten für Be- und Entgasungsverfahren zusammengestellt [20][63].

Wenn Wasser sich bereits im Gleichgewichtszustand befindet oder zunächst in der ersten Filterstufe nur Eisen entfernt werden soll, ist eine geschlossene Druckbelüftung in einem Wasser-Luft-Mischer (Oxidator) vorteilhaft, weil hierdurch die Wasserförderung nicht unterbrochen wird. Mit diesen Mischern können Sauerstoffgehalte bis 8 mg/l erzielt werden, wenn eine Luftzugabe von ca. 40 bis 70 l/m³ erfolgt. Für die Bemessung liegen Diagramme vor [48].

Bei allen Belüftungsverfahren muss gewährleistet sein, dass mit der Luft keine Schadstoffe in das Wasser eingetragen werden. Die Zuluft muss daher entstaubt und von geruchs- oder geschmacksbeeinträchtigenden Stoffen befreit werden. Dazu werden Staub-, Pollen- oder Aktivkohlefilter eingesetzt. Ein in der Wasseraufbereitung zunehmend eingesetztes geschlossenes Belüftungsverfahren stellt die Dosierung von technisch reinem Sauerstoff dar. Neben einem Tank für Flüssigsauerstoff mit Verdampfungsanlage ist eine Mess- und Regeleinrichtung sowie eine Dosierstelle (Sonde) erforderlich.

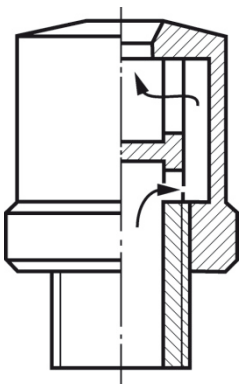


Bild 5.21 Kreiseldüse zur Belüftung und Entgasung

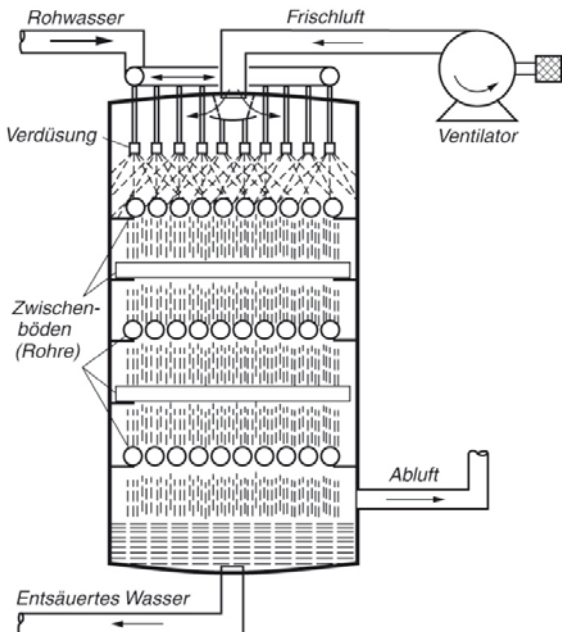


Bild 5.22 Röhrgitter-Kaskade (Turmbelüftung) [20]

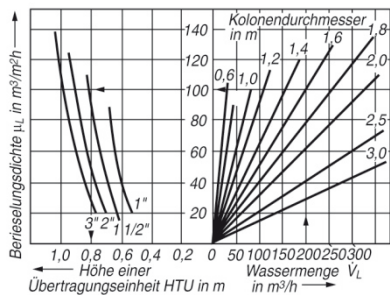
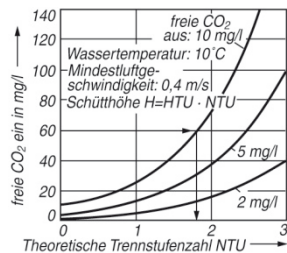
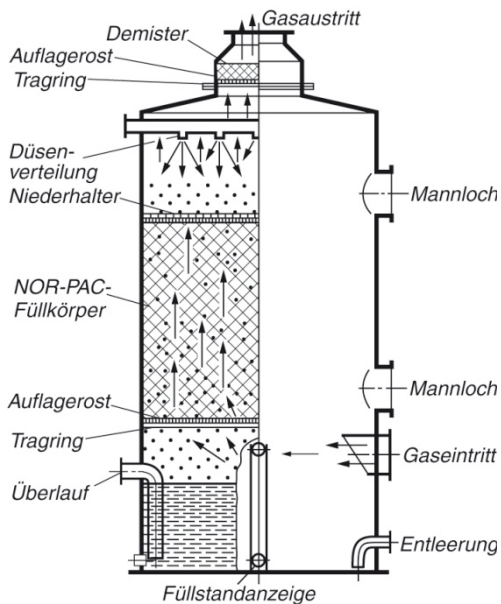


Bild 5.23 CO₂-Riesler mit Bemessungsdiagramm [122]



Tafel 5.9 Technische Daten und Anwendungsfälle für die Be- und Entgasung (Auswahl) [20][40]

Verfahren	Flächen- belastung in $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$	Erforderlicher Vordruck in mWS	Energiebedarf in Wh/m^3 Luft gesamt	CO_2 - Austragungs- wirkungsgrad	O_2 - Eintragungs- wirkungsgrad
Verdüsung	6–15	10–15	60	70	100
Fallverdüsung	15–30	3–4	25	70	95
Rohrgitter- Kaskade	bis 250	10	30	65	100
Wellbahn mehrstufig	bis 800	2	20	90	95–100
Füllkörper- kolonne	45–60	10	55	siehe Dia- gramm Bild 5.23	siehe Dia- gramm Bild 5.23

Einen aktuellen Überblick über die verschiedenen Anlagen zum Gasaustausch mit ihren Vor- und Nachteilen für die Apparateauswahl und Gestaltung der Anlagen bietet das Arbeitsblatt W650. Hier wird auf Funktion, Konstruktion und Betrieb von Flachbelüftern, Kolonnen, Kaskaden, Strahlapparaten, Verdüsungsanlagen und Oxidatoren eingegangen.

5.2.6 Die Einstellung des zulässigen *pH*-Wertes nach TrinkwV (Entsäuerung)

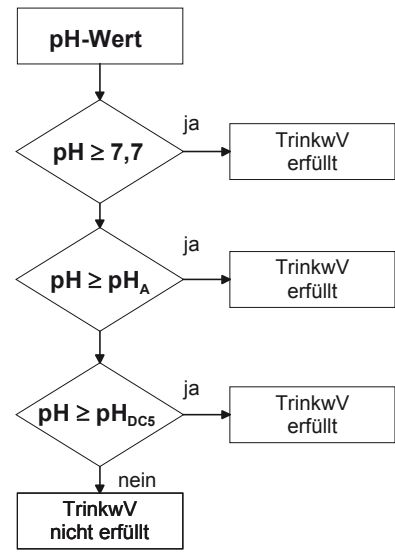
5.2.6.1 Allgemeine Hinweise zur Verfahrenswahl

Ziel der Entsäuerung ist ein stabiles Gleichgewichtswasser, das weder Kalk abscheidet noch korrosiv ist. Hinsichtlich der Grundlagen wird auf Kapitel 4.3 verwiesen.

Nach der aktuellen Trinkwasserverordnung soll der *pH*-Wert zwischen 6,5 und 9,5 liegen. Die berechnete Calcitlösekapazität am Ausgang des Wasserwerks darf 5 mg/l Calciumcarbonat nicht überschreiten. Diese Forderung gilt als erfüllt, wenn der *pH*-Wert am Wasserwerksausgang $\geq 7,7$ beträgt.

Liegt der *pH*-Wert unterhalb von 7,7 muss das Wasser hinsichtlich der Calcitsättigung bewertet werden. In DIN 38404-10 werden die Verfahren zur Prüfung der Calcitsättigung wiedergegeben. Auf Grundlage dieser Norm arbeiten entsprechende Rechnerprogramme sowie leicht handhabbare Näherungslösungen. Zu dieser Norm liegt ein Entwurf vom Februar 2012 einer Neufassung vor, in dem neue Berechnungsverfahren vorgeschlagen sind. Ein Flussdiagramm zur Prüfung der Anforderungen der Trinkwasserverordnung findet sich in Bild 5.24. Weitere Ausführungen sowie Berechnungsbeispiele finden sich in [86].

Bild 5.24 Flussdiagramm Prüfung der Anforderungen der Trinkwasser-verordnung [86]



Nach W 214-1 ergeben sich bei wirtschaftlicher Auslegung folgende Vorzugsbereiche für die einzelnen Verfahren

Tafel 5.10 Vorzugsbereiche für den Einsatz der Entsäuerungsverfahren in Abhängigkeit von der Wasserbeschaffenheit

Verfahren	Wasserbeschaffenheit im Zulauf zur Entsäuerung
Ausgasung von Kohlenstoffdioxid	$c(\text{Ca}^{++}) \times K_{S4,3} > 2 \text{ mmol}^2/\text{l}^2$
Filtration über Calciumcarbonat	$K_{S4,3} + 2 K_{B8,2} < 1,5 \text{ mmol/l}$
Filtration über halbgebranntem Dolomit	$K_{S4,3} + 2 K_{B8,2} < 2,5 \text{ mmol/l}$
Dosierung basischer Stoffe	-----

Die Entsäuerungsverfahren verändern die Beschaffenheit des zu entsäuernden Wassers in unterschiedlicher Weise (siehe Tafel 5.11). Durch eine geeignete Verfahrenswahl können unerwünschte Veränderungen zumindest teilweise vermieden und erwünschte Veränderungen teilweise gefördert werden. Ist eine Entsäuerung erforderlich, ist es sinnvoll, bei der Verfahrenswahl

- bei sehr weichen Wässern die Säurekapazität bis pH 4,3 und den Calciumgehalt zu erhöhen,
- bei harten Wässern die Konzentration von Calcium- und Magnesiumionen (Gesamthärte) nicht zu erhöhen und
- die Konzentration der Natriumionen vor allem bei Wässern mit Natriumgehalten in Grenzwertnähe nicht wesentlich zu erhöhen.

Tafel 5.11 Qualitative Veränderung der Rohwasserbeschaffenheit durch Entsäuerungsverfahren

Verfahren		Änderung von							
		pH	pH_C	$K_{S4,3}$	$K_{B8,2}$	$c(DIC)$	$c(Ca^{++})$	$c(Mg^{++})$	$c(Na^+)$
Ausgasung von Kohlenstoffdioxid		+	+	o	–	–	o	o	o
Filtration über:	Calciumcarbonat	+	o	+	–	+	+	o	o
	Halbgebranntem Dolomit	+	+	+	–	+	+	+	o
Dosierung von:	Calciumhydroxid	+	+	+	–	o	+	o	o
	Natriumhydroxid	+	+	+	–	o	o	o	+
	Natriumcarbonat	+	+	+	–	+	o	o	+

+ Zunahme; – Abnahme; o keine Veränderung

DIC: Dissolved inorganic Carbon = gelöster anorganisch gebundener Kohlenstoff

Das Aufbereitungsziel kann auf zwei Wegen erreicht werden:

- über die mechanische Entsäuerung
- über die chemische Entsäuerung

Die Auswahl des geeigneten Verfahrens erfolgt in Abhängigkeit von

- Calciumionenkonzentration, Säurekapazität und Basekapazität im Zulauf zur Entsäuerung (Siehe Tafel 5.10)
- Veränderung der Rohwasserbeschaffenheit durch das Entsäuerungsverfahren (siehe Tafel 5.11)
- Zusätzlich zur Entsäuerung erforderliche Aufbereitungsmaßnahmen,
- örtliche und betriebliche Randbedingungen
- Investitions- und Betriebskosten.

5.2.6.2 Mechanische Entsäuerung

Bezüglich der allgemeinen Grundlagen wird auf Kapitel 4.3 verwiesen.

Für die mechanische Entsäuerung können folgende Hinweise hilfreich sein [110]:

- praktische sinnvolle Ausgasung bis max. 2 bis 4 mg/l Restgehalt CO_2
- im Bereich weicher und mittelharter Wässer mit m-Werten $< 1,5 \text{ mol/m}^3$ kann pH_C mit einer mechanischen Entsäuerung nicht erreicht werden; d. h. chemische Nachentsäuerung
- Bei harten Wässern mit m-Werten $> 2,5 \text{ mol/m}^3$ kann eine mechanische Intensiv-Entsäuerung zu Kalkausfällungen führen.

Die für diese Verfahren erforderlichen technischen Daten sind in Tafel 5.9 zusammengestellt.

Beispiel 5.2

Gesucht:

Auslegung einer Entsäuerungsanlage

Gegeben:

Durchsatz 200 m³/h (22 h Betriebszeit)

Analysedaten:

pH bei 10 °C	= 6,48
Säurekapazität bis pH 4,3	= 1,960 mmol/l
Basekapazität bis pH 8,2	= 1,370 mmol/l
freies CO ₂ (siehe Kapitel 4, Beispiel 4.5)	= 60,3 mg/l
CO ₂ zug berechnet	= 2,7 mg/l
IS	= 8,16 mmol/l

Berechnung:

Vor der Auslegung des Reaktors muss überprüft werden, wie hoch der maximale Wirkungsgrad für die mechanische Entsäuerung werden darf, um Ausfällungen zu vermeiden (siehe Kapitel 4.3.2, Gleichung (4.20), Beispiele 4.4 und 4.5)

$$\log \text{CO}_2 = 6,67 - 7,8 + \log 119,56 - 0,04\sqrt{8,16}$$

$$\log \text{CO}_2 = 0,83$$

$$\text{CO}_2 = 6,76 \text{ mg/l}$$

$$\text{max. Wirkungsgrad } \eta = \frac{60,3 - 6,76}{60,3/100} \approx 89 \%$$

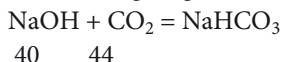
Für einen Hochleistungsreaktor mit NOR-PAC-1,5“-PP-Füllkörper und einem gewählten Kolonnendurchmesser von 1,60 m nach Bild 5.23 für die Höhe einer Übergangseinheit *HTU* ergibt sich ein Wert von 0,80 m. Die theoretische Trennstufenzahl *NTU* ergibt für einen CO₂-Restgehalt von 10 mg/l einen Wert von 1,8. Der Diagrammwert mit 5 mg/l Restkohlenstoffdioxid kann nicht gewählt werden, da nach der Berechnung (s.oben) ein CO₂-Wert < 6,76 mg/l nicht zulässig ist. Damit errechnet sich die erforderliche Schütthöhe:

$$H = \text{HTU} \cdot \text{NTU} = 0,8 \cdot 1,8 = 1,44$$

Mit einem Sicherheitszuschlag von $\approx 20 \%$ beträgt die zu wählende Bauhöhe 1,70 m.

Da CO₂zug = 2,7 mg/l beträgt, muss die Restmenge von 10 – 2,7 = 7,3 mg/l durch eine Marmor- oder Dolomitfilteranlage oder durch die Zugabe von Kalkhydrat oder Natronlauge entfernt werden.

Für Natronlauge ergibt sich folgende Berechnung:



Für 1 g CO_2 werden $40/44 = 0,91$ g NaOH benötigt.

Da Natronlauge häufig in einer Konzentration von 45 % geliefert wird, ergibt sich $0,91/0,45 = 2,02$ g/g CO_2 .

Bei $7,3 \text{ g/m}^3$ und einer Stundenmenge von 200 m^3 ergibt sich ein stündlicher Verbrauch von

$$2,02 \cdot 7,3 \cdot 200 = 2950 \text{ g/h.}$$

Bei 22 h Betriebszeit beträgt der monatliche Bedarf

$$2,95 \cdot 22 \cdot 30 = 1947 \text{ kg oder } 1,947 \text{ t.}$$

Mit einer Dichte von $\approx 1,48 \text{ t/m}^3$ berechnet sich das erforderliche Lagervolumen zu $1,947/1,48 \approx 1,3 \text{ m}^3$.

Soll mit Kalkzusatz gearbeitet werden, so ergibt sich ein Kalkverbrauch (100%ig $\text{Ca}(\text{OH})_2$) von $0,84 \text{ mg/l}$ abgebundener Kohlensäure.

5.2.6.3 Marmorfiltrierung

Das Verfahren der „Marmor“- oder „Kalkstein“-Filtration verläuft entsprechend Gleichung (4.23) ab. Es eignet sich besonders für sehr weiche Wässer mit einem m -Wert $< 1 \text{ mol/m}^3$. Da Ca-Ionen gebildet werden, kommt es zu einer auch gewünschten Aufhärtung (Tafel 4.8).

Die Filter sollten spülbar ausgelegt werden. Beim Rückspülvorgang werden Feinstteile ausgespült, der praktische Materialverbrauch liegt daher bei $2,50 \text{ g je g}$ abgebundenes CO_2 .

Im Handel sind dichte Calciumcarbonate, z. B. Juraperle JH oder Hydro-Carbonat, oder poröse Calciumcarbonate aus Muschel- oder Korallenkalk. Beide Materialien haben Vor- und Nachteile.

Für die chemische Reaktion ist eine bestimmte Kontaktzeit erforderlich: EBCT (empty bed contact time). Sie bezieht sich auf das leere Filterbettvolumen und hängt von der Korngröße des Materials und der Temperatur ab. Es liegen je nach Aufbereitungsziel Diagramme für $pH = pH_C$ und $pH = 8$ vor. Die Kontaktzeit für $pH = pH_C$ ist wesentlich länger, das heißt die Filter werden größer, wenn $pH = pH_C$ eingestellt werden soll (siehe Beispiel 5.3).

Beispielhaft ist in Bild 5.25 für Kalkstein der Körnung 1,2 bis 1,8 mm ein Bemessungsdiagramm für das Aufbereitungsziel $pH = pH_C$ und $t = 7^\circ\text{C}$ dargestellt.

Weitere Bemessungsdiagramme werden von den Lieferfirmen der Filtermaterialien (Bild 5.26) zur Verfügung gestellt.

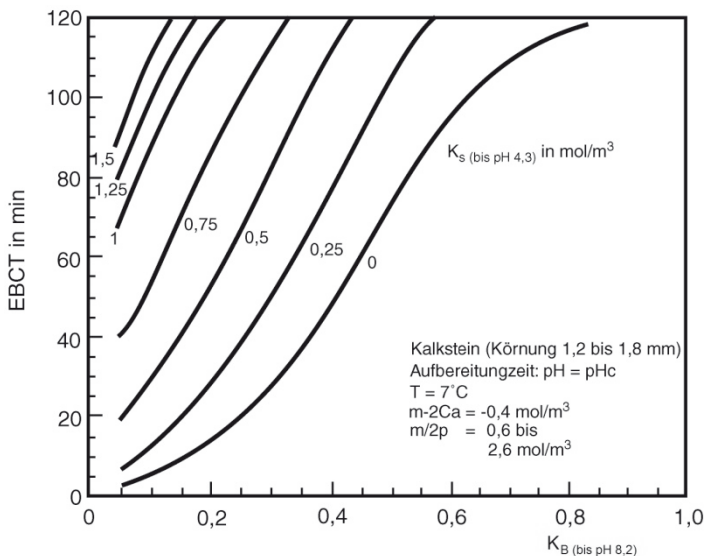


Bild 5.25 Kontaktzeit (EBCT) in Abhängigkeit von K_B und K_S für dichtes Calciumcarbonat, $t = 7\text{ °C}$ und $pH = pH_C$ [110]

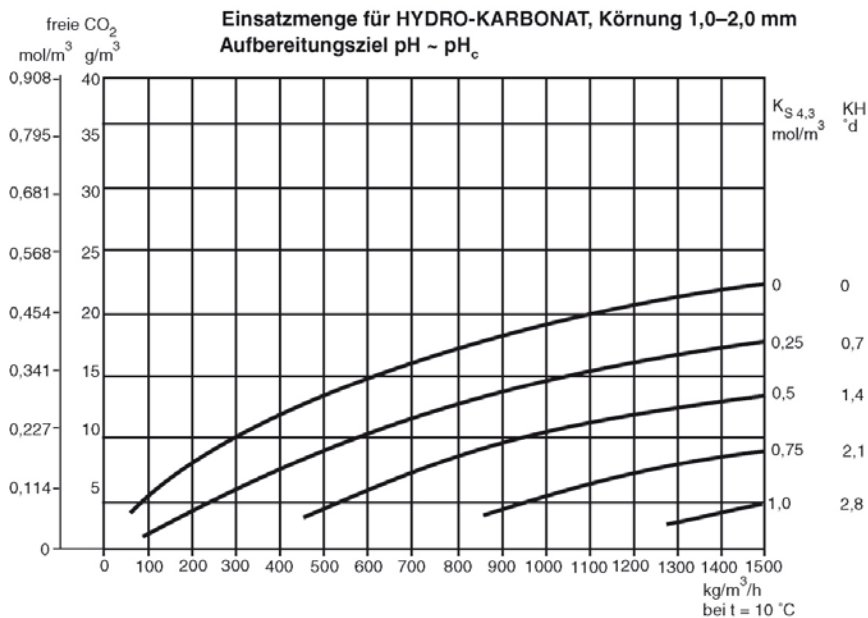


Bild 5.26 Einsatzmengen für HYDRO-KARBONAT und Aufbereitungsziel $pH \approx pH_C$ [112]

Beispiel 5.3

Gegeben:

$$\begin{aligned}
 t &= 7\text{ °C} \\
 K_{S4,3} &= 0,25\text{ mol/m}^3 \\
 K_{B8,2} &= 0,34\text{ mol/m}^3 \\
 \text{freies CO}_2 &= 15\text{ mg/l} \\
 \text{Volumenstrom} &= 80\text{ m}^3/\text{h}
 \end{aligned}$$

Prüfung:

$$K_{S4,3} + 2 \cdot K_{B8,2} \leq 1,0\text{ mmol/l}; 0,25 + 2 \cdot 0,34 = 0,93 < 1,0$$

Nach Bild 5.26 folgt für 10 °C mit $K_{S4,3} = 0,25\text{ mol/m}^3$ und freies $\text{CO}_2 = 15\text{ mg/l}$ eine Einsatzmenge von $1070\text{ kg/m}^3/\text{h}$.

Für $t = 7\text{ °C}$ ergibt sich mit dem Faktor aus Bild 5.27: $1070 \cdot 1,24 = 1326,8\text{ kg/m}^3/\text{h}$

Mit der Schüttdichte nach Firmenunterlagen von 1,45 bis $1,5\text{ t/m}^3$ ergibt sich:

$$1326/1,5 = 884\text{ l/m}^3/\text{h} \text{ oder } 0,884\text{ m}^3/\text{m}^3/\text{h}$$

$$\text{erforderliches Reaktionvolumen: } V_{\text{erf}} = 80 \cdot 0,884 = 70,7\text{ m}^3$$

$$\text{Höhe Filtermaterial: gewählt: } 2,0\text{ m}$$

$$A_{\text{erf}} = \frac{V}{h} = \frac{70,7}{2,0} = 35,35\text{ m}^2$$

gewählt: 3 Filter

$$\text{Filterfläche} = \frac{35,35}{3} = 11,78\text{ m}^2$$

$$\text{erforderlicher Filterdurchmesser } d: \quad d = \sqrt{\frac{4 \cdot 11,78}{\pi}} = 3,87\text{ m}$$

gewählt: 3,90 m; $A = 11,94\text{ m}^2$

$$\text{Filtergeschwindigkeit: } v = \frac{Q/3}{A} = \frac{80/3}{11,94} = 2,23\text{ m/h}$$

Bei Bemessung auf $pH = 8$ vermindert sich der Raumbedarf auf ungefähr $0,220\text{ m}^3/\text{m}^3/\text{h}$ und das erforderliche Reaktionsvolumen von $70,7\text{ m}^3$ auf $80 \cdot 0,22 = 17,6\text{ m}^3$.

Die Kontaktzeit beträgt dann nur ca. 10 Minuten.

Bemessung mit Diagramm nach Bild 5.25

EBCT in min = 60

Temperaturfaktor für 7 °C = 1,0

$$\text{erforderliches Volumen } \frac{1}{60} \cdot 60 \cdot 1,0 = 1,00\text{ m}^3 \text{ pro m}^3/\text{h} \text{ aufzubereitendes Wasser}$$

$$\text{Gesamtvolumen } V = 80 \cdot 1,00 = 80,0\text{ m}^3$$

Beispiel 5.3 verdeutlicht, dass bei der Forderung $pH \approx pH_C$ (Bild 5.26) und $pH = pH_C$ (Bild 5.25) sehr große Reaktionsvolumen benötigt werden.

Der Lösungsweg, bis $pH = 8$ zu entsäuern und dann eine Nachentsäuerung mit Natronlauge vorzunehmen, wird für kleine Wasserwerke als kritisch angesehen [40]. Es bleibt noch die Möglichkeit, auf reaktionsschnelle Filtermaterialien umzustellen. In diesem Fall verkürzt sich die *EBCT*-Zeit auf ca. 12 Minuten [112].

Für die Spülung der gewählten Körnung 1,0 bis 2,0 mm werden folgende Spülgeschwindigkeiten empfohlen:

Spülung mit Luft und Wasser kombiniert

- Luft ca. 5 Minuten mit ca. 60 m/h
- Luft/Wasser ca. 2 bis 5 Minuten mit Luft ca. 60 m/h
- mit Wasser 8 bis 12 m/h
- Wasserspülung bis zum Klarablauf mit 20 bis 25 m/h

5.2.6.4 Dolomitfiltration

Filtermaterial aus halbgebrannten Dolomiten eignen sich gut für weiche und für mittelharte Wässer mit einem m -Wert $< 2,5 \text{ mol/m}^3$.

Die chemische Reaktion verläuft entsprechend Gleichung (4.24). Mit den Einsatzmengen nach Bild 5.27 lässt sich der Gleichgewichtszustand einstellen.

Die Neutralisation von 1 mg/l freier Kohlensäure bewirkt eine Aufhärtung von 0,1 °dH und einem Materialverbrauch von 1,3 g je m^3 Wasser. Bei Unterlast und schwach gepuffertem Wasser steigt der pH -Wert bis knapp unter 9,5 und liegt über dem Gleichgewichtswert [5]. Unterlastungen $> 30 \%$, bezogen auf die Einsatzmenge, müssen vermieden werden, da sonst mit Verbackungen zu rechnen ist.

In der Anfangsphase neigt das Material zur Überalkalisierung. Neue Filteranlagen sollten daher nur zu einem Drittel oder bis maximal zur Hälfte gefüllt werden, bei Nachfüllungen ist die Menge $< 10 \%$ zu wählen. Das Diagramm in Bild 5.27 gilt nur für 10 °C und dem Verhältnis Karbonathärte: Calcium (in °dH) von 1: max 2.

Der Eisengehalt soll $< 0,5 \text{ mg/l}$ und der Mangan Gehalt $< 0,05 \text{ mg/l}$ liegen. Die Schüttdichte liegt bei $1,2 \text{ t/m}^3$.

Bei kombinierter Luft-Wasser-Spülung werden folgende Werte empfohlen:

- Luft ca. 5 Minuten mit ca. 60 m/h ($\cong 1 \text{ m}^3$ pro Minute)
- Luft und Wasser ca. 10 Minuten mit 60 m/h Luft und 8 bis 12 m/h Wasser
- Wasser mit 20 bis 25 m/h bis zum klaren Ablauf

Für diese Geschwindigkeiten ergibt sich eine Freibordhöhe von 300 bis 500 mm. Die Filterschichthöhe liegt bei offenen Anlagen zwischen 1000 bis 2000 mm und bei geschlossenen Anlagen zwischen 1500 bis 3000 mm. Als Filtergeschwindigkeit wird empfohlen:

Filteranlage offen	5 bis 15 m/h
geschlossen	10 bis 30 m/h

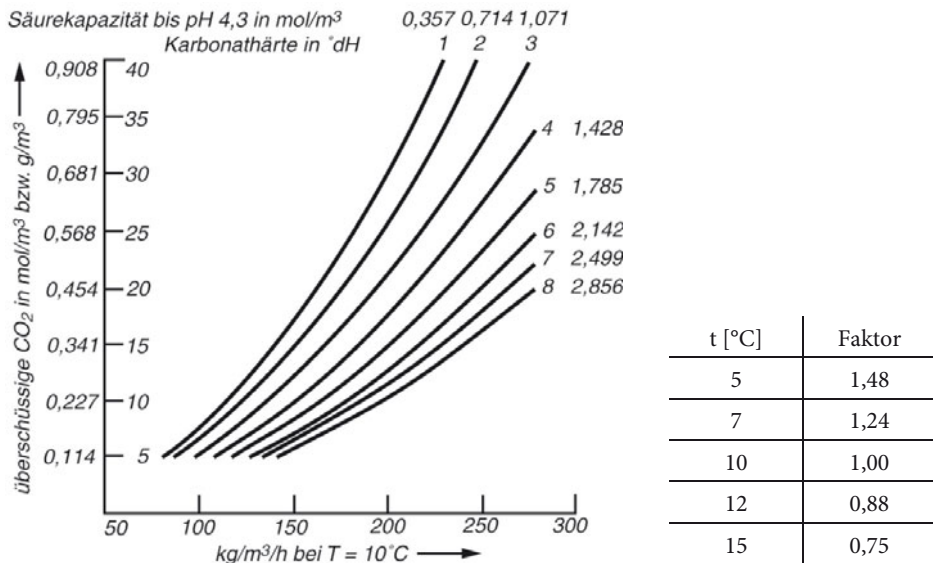


Bild 5.27 Einsatzmengen für MAGNO-DOL [105] – Körnung 0,5 bis 2,5 mm

Beispiel 5.4

Gesucht:

Eine geschlossene Dolomitfilteranlage für das gegebene Rohwasser

Gegeben:

Wasseranalyse:

Temperatur 10 °C

Gesamthärte 6,0 °dH

Summe Erdalkalien 1,07 mol/m³

Säurekapazität bis pH 4,3 = 1,4 mol/m³

KH 3,9 °dH

Basekapazität bis pH 8,2 = 0,62 mol/m³

freie Kohlensäure 27,3 g/m³

Calcium 21,5 g/m³

überschüssige Kohlensäure 26,8 g/m³

Mittlere Betriebszeit der Filter 22 h/d mit folgenden Wassermengen

$$Q_{d \min} = 135 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_d = 155 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{d \max} = 310 \text{ m}^3/\text{h}$$

Überprüfung:

KH: Ca-Härte = max 1:2

3,9 °dH : 0,14 · 21,5; 3,9 : 3,01 < 1 : 2

Aus Bild 5.27 ergibt sich eine Einsatzmenge von 250 kg/m³/h

Reaktionsvolumen für die Wassermengen in (kg/m³/h × m³/h)/kg/m³

$$Q_{d \min} (250 \cdot 135)/1200 = 28,1 \text{ m}^3$$

$$Q_d (250 \cdot 155)/1200 = 32,3 \text{ m}^3$$

$$Q_{d \max} (250 \cdot 310)/1200 = 64,6 \text{ m}^3$$

Gewählt:

Filterdurchmesser 4,0 m mit A = 12,57 m²

Filterschichthöhe h = 2,60 m

Reaktionsvolumen 12,57 · 2,60 = 32,7 m³ pro Filter

Wasser- menge	Mindestfilterfläche A = Reaktionsvol./h in m ²	Filterzahl Ø 4,0 m	Vorhandene Filterfläche in m ²	Filtergeschwindigkeit $V = Q/A_{\text{vorh}}$ in m/h
$Q_{d \min}$	10,81	1	12,57	10,7
Q_d	12,42	1	12,57	12,3
$Q_{d \max}$	24,85	2	25,14	12,3

Prüfung der Unterlastung bei $Q_{d \min}$:

erf. Reaktionsvolumen/(vorh. Reaktionsvolumen/100)

$$28,1 / (32,7 / 100) \approx 86 \%$$

Verbrauchsmenge:

$$155 \cdot 22 \cdot 365 \cdot 1,3 \cdot 26,8 \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{1}{1200} = 36,13$$

$\frac{\text{m}^3/\text{h}}{\text{h/d}} \cdot \frac{\text{d/a}}{\text{g Dolomit/}} \cdot \frac{\text{mg/l}}{\text{CO}_2} \cdot \frac{\text{kg/g}}{\text{CO}_2} \cdot \frac{\text{m}^3/\text{kg}}{\text{m}^3/\text{a}}$

max. Nachfüllmenge < 10 % des Reaktionsvolumens:

$$0,1 \times 32,7 = < 3,3 \text{ m}^3$$

gewählt monatliche Füllung mit 3,0 m³

Rückspülung der Filter:

- 1) 12,57 m² · 1,0 m³/min Luft je m² · 5 min ≈ 63 m³
- 2) 12,57 m² · 1,0 m³/min Luft je m² · 10 min ≈ 126 m³
- 12,57 m² · 0,2 m³/min Wasser je m² · 10 min ≈ 25 m³
- 3) 12,57 m² · 0,4 m³/min Wasser je m² · 5 min ≈ 25 m³

Der Reinwasserbehälter muss daher > 50 m³ sein, besser $Q_{d \min} = 155 \text{ m}^3$

5.2.6.5 Zugabe von alkalischen Dosiermitteln und Überwachung des pH_C -Wertes

Zur Nachentsäuerung und zur genauen Einstellung des pH_C -Wertes werden vielfach Kalkhydrat (als Kalkwasser) (Bild 5.13), Natronlauge und Soda eingesetzt.

Die chemischen Umsetzungen verlaufen entsprechend der Gleichung (4.21) und Gleichung (4.22).

Natronlauge erfordert besondere Lagerungsbedingungen und Maßnahmen entsprechend den Unfallverhütungsvorschriften. Der Einsatz bei kleinen Wasserwerken wird daher als problematisch angesehen [40].

Die Dosierung dieser Chemikalien erfordert erfahrenes Fachpersonal. Bei der Zugabe sind genaue Dosierstellenwahl und die schnelle Durchmischung wichtig. Bei weichen und gering gepufferten Wässern kann leicht pH_C überschritten werden, und bei harten Wässern kann es zu Kalkabscheidungen kommen.

Der pH -Wert kann mit entsprechender Messtechnik kontinuierlich gemessen werden. Da der pH -Wert exponentiell verläuft, ist die Kennlinie für die pH -Einstellung nicht linear, d. h. die Zugabe basischer Lösung kann zu sprunghaften Veränderungen des pH -Wertes führen. Für weitere Einzelheiten wird auf Hölzel [40] verwiesen.

Die Feststellung der Calcit-Sättigung kann nach W 214-1 (siehe Kapitel 4) über kontinuierliche Messverfahren und rechnerische Verfahren überprüft werden. Doch sind sowohl die pH -Wert-Messung als auch die Berechnung mit Unsicherheiten behaftet.

Da sich die Rohwasserqualität je nach Gewinnungsanlage (siehe Kapitel 3) verändert, ändert sich auch der pH_C -Wert. Hinweise über den Einsatz von Messgeräten zur Kontrolle der Wassergüte gibt W 645-1.

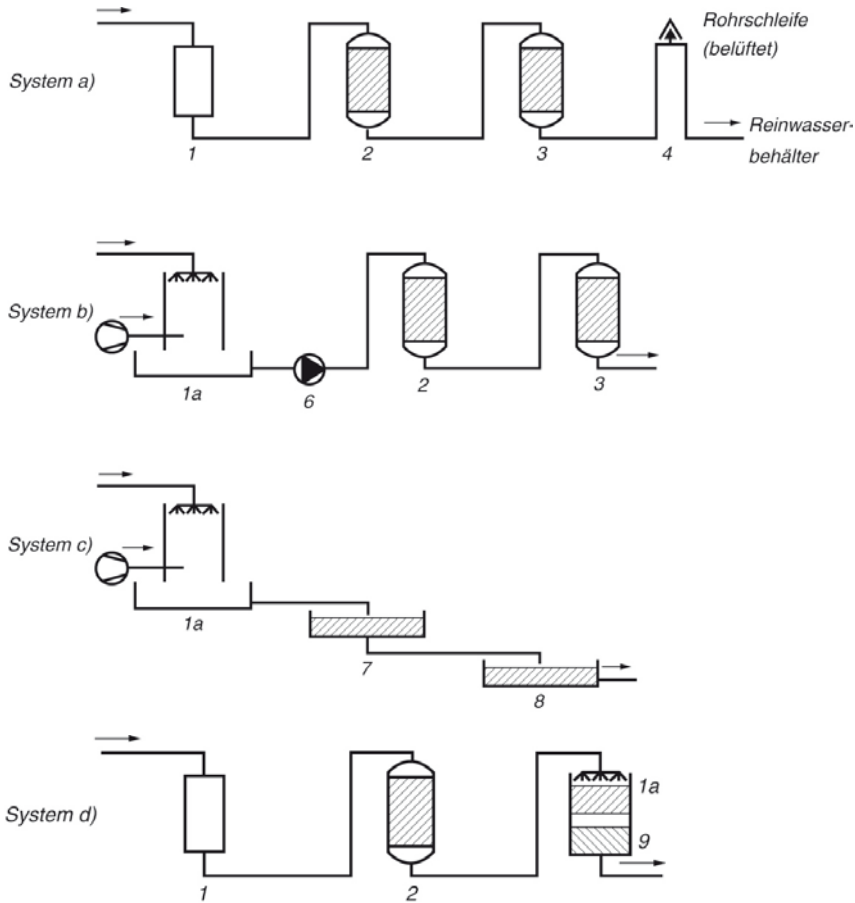
5.2.6.6 Kombinierte Entfernung von Wasserinhaltsstoffen

Sehr häufig sind im Grundwasser überschüssige Kohlensäure, Eisen und Mangan gleichzeitig vorhanden.

Die Kurzcharakteristik für Grundwässer und die möglichen Aufbereitungsschritte sind in Tafel 5.12 aufgezeigt.

In Bild 5.28 sind Hauptverfahren dargestellt. Der erste Schritt ist die Begasung bzw. Belüftung. Dies kann im geschlossenen Oxidator (1) oder mit einem offenen Belüftungssystem (1a) erfolgen.

Im offenen System können neben dem Sauerstoffeintrag auch Gase (z. B. CO_2) ausgestrippt werden. Der Vordruck der U-Pumpen geht hierbei allerdings verloren, und ein Zwischenpumpwerk wird erforderlich (siehe Bild 5.28, System b). Die erste Filterstufe (2) dient zur Eisenentfernung und wird als Ein- oder Mehrschicht-Filter mit inertem Filtermaterial betrieben. Die zweite Filterstufe (3) ist entweder mit alkalischem Filtermaterial gefüllt oder sie wirkt katalytisch. Dieser Filter dient der Manganentfernung und sorgt für eine Restentsäuerung.



1 geschlossener Oxidator zur Belüftung	6 Zwischenpumpwerk zum Betrieb der Druckfilter
1a offene Belüftung zur Be- und Entgasung	7 offener Schnellfilter 1
2 geschlossene Schnellfilterstufe 1	8 offener Schnellfilter 2 in Kaskade geschaltet mit Filter 1
3 geschlossene nachgeschaltete Schnellfilterstufe 2	9 nachgeschaltete offene Schnellfilterstufe
4 belüftete Rohrschleife als Trockenlaufsperrung	
5 Gebläse zur Unterstützung der Be- und Entgasung	

Bild 5.28 Hauptverfahren zur kombinierten Entfernung von Wasserinhaltsstoffen ohne Desinfektionsstufe und pH_C -Feineinstellung [114 verändert]

Bild 5.29 zeigt eine einstufige Fallverdüsung. Die offene Filterstufe ist entweder mit Filtersand (einstufig), Mehrschicht-Filtermaterial oder alkalischem Filtermaterial gefüllt. Bei kleinen Wasserwerken $< 100 \text{ m}^3/\text{h}$ hat sich Bild 5.28, System a) ohne zweite Schnellfilterstufe bewährt, wenn diese mit Marmor oder halbgebranntem Dolomit gefüllt ist und die Eisenwerte nicht höher als 2 bis 3 mg/l liegen. Die belüftete Rohrschleife verhindert ein Trockenfallen der Filteranlage. Diese Rohrschleife ist auch für System b) bis d) vorzusehen.

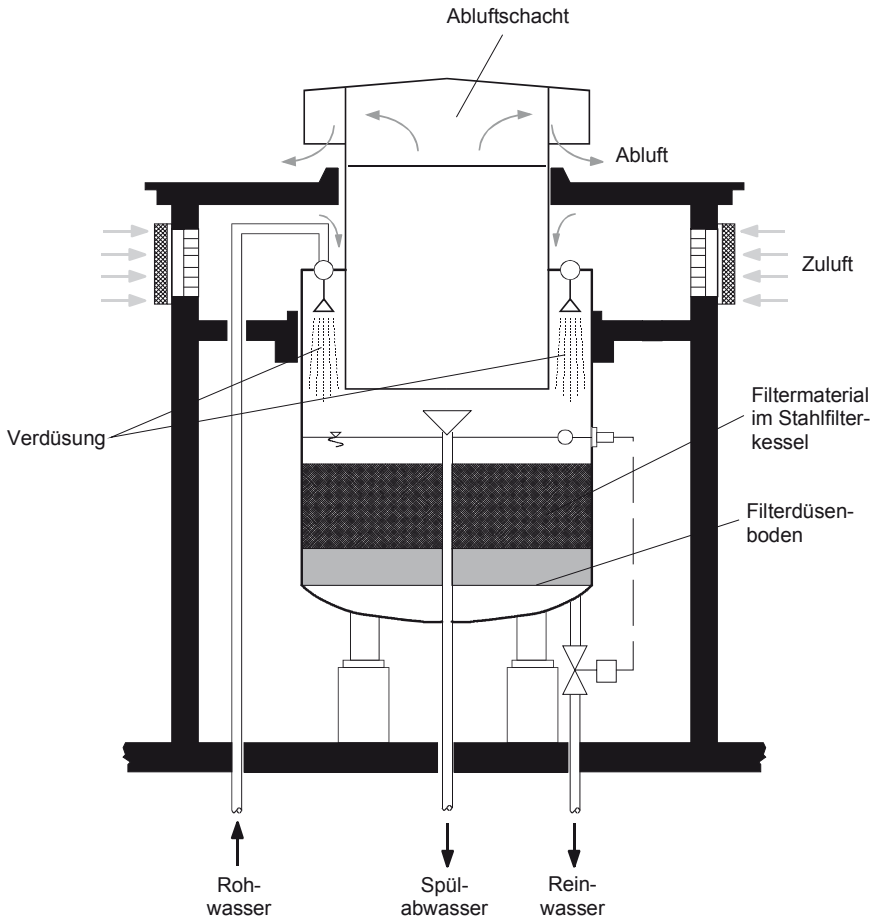


Bild 5.29 Einstufige Fallverdüsung

Das System d) in Bild 5.28 ist dann besonders günstig, wenn neben hohen Eisen- und Mangangehalten auch überschüssige Kohlensäure entfernt werden muss. Die Filtereinheiten können zur Flächeneinsparung auch übereinander aufgestellt werden.

In Bild 5.30 ist ein derartiger Fallverdüsungsdoppelfilter [77] dargestellt. In der unteren ersten Druckfilterstufe wird das Eisen entfernt. Durch die anschließende Fallverdüsung wird CO_2 ausgegast und erneut Sauerstoff eingetragen. Der Abspritzdruck am Verdüsungsring muss 0,5 bar betragen. Die zweite Filterstufe ist als offener Schnellfilter ausgebildet. Beispielhaft ist in Tafel 5.13 die Reinigungsleistung einer derartigen Anlage aufgelistet [71]. Zur genauen pH -Wert-Einstellung wird i. d. R. eine kleine Natronlauge-menge zudosiert.

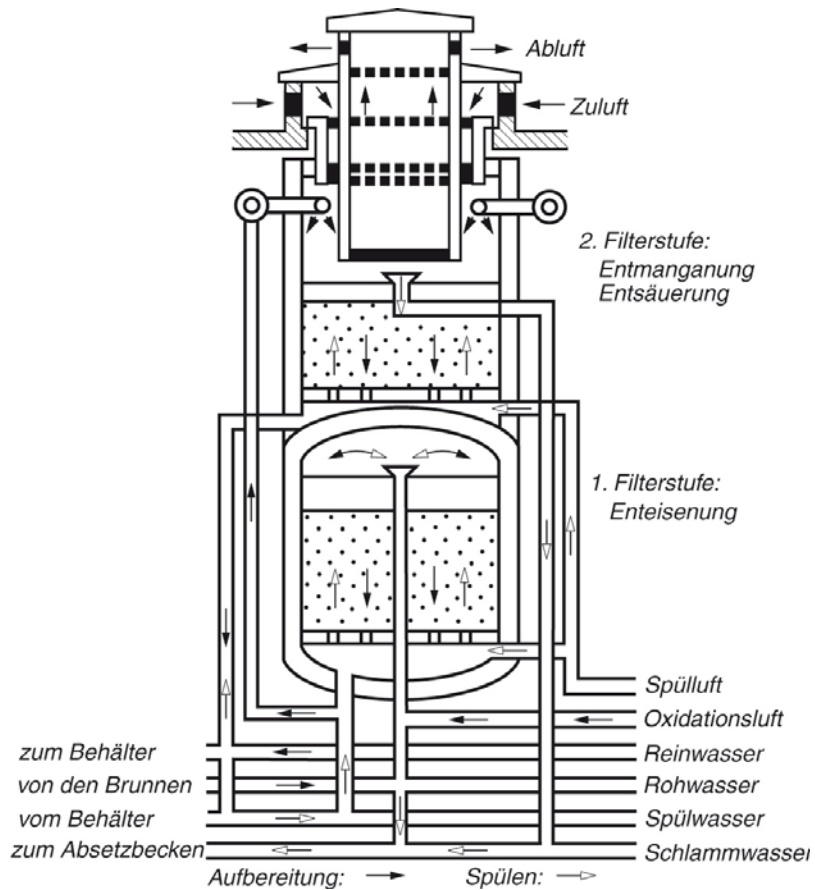


Bild 5.30 Fallverdünsungsdoppelfilter [126]

Tafel 5.13 Zweistufige Fallverdüsung Werte in mg/l bzw. °dH [71]

	Rohwasser	Reinwasser I	Reinwasser II
<i>pH</i>	6,5	6,5	7,2
freies CO ₂	200	40	5
GH	8,5	8,5	8,5
KH	8,5	8,5	8,5
Fe	4,0	0,2	0,02
Mn	0,4	0,4	0,01

In Bild 5.31 und Bild 5.32 ist im Schema und Lageplan ein Gesamtkonzept von der Gewinnung bis zum Reinwasserbehälter für das Wasserwerk der Stadtwerke Wolfenbüttel dargestellt [83]. Aus 4 Tiefbrunnen mit ca. 60 m Tiefe und einem Durchmesser von 600 mm werden ca. 1000 m³/h Rohwasser gefördert.

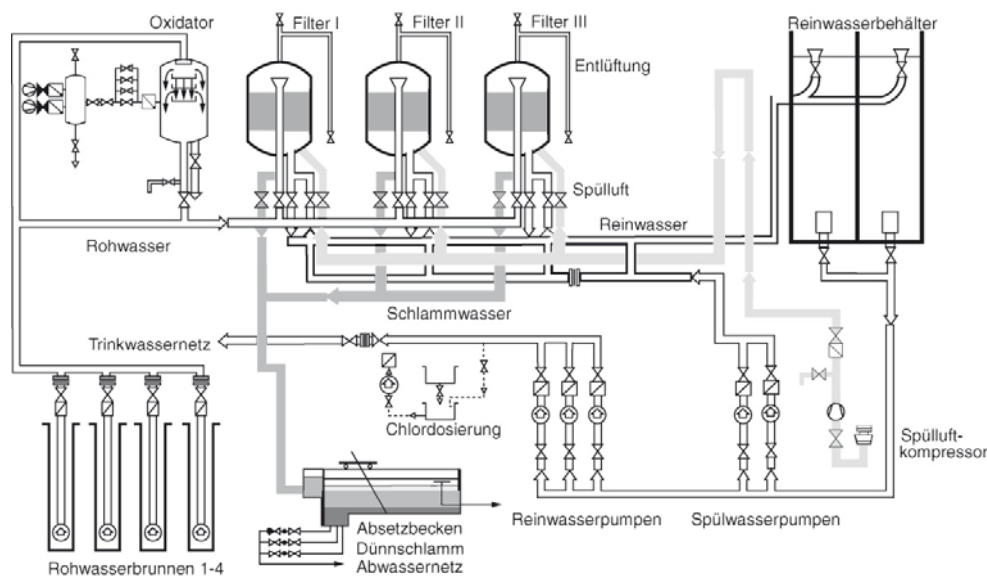


Bild 5.31 Systemskizze zum Wasserwerk Wolfenbüttel [83]

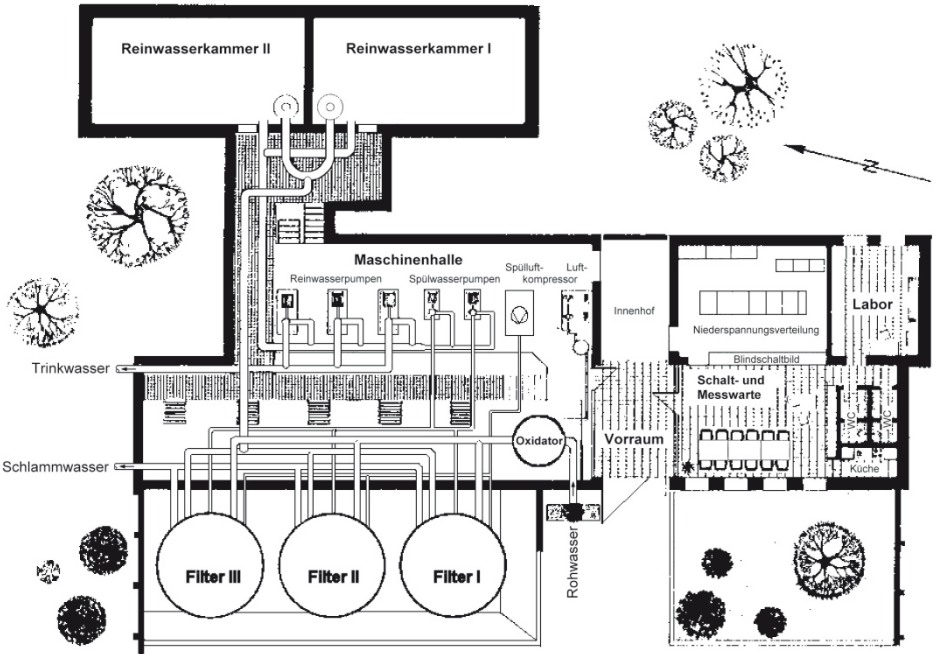


Bild 5.32 Lageplan vom Wasserwerk Wolfenbüttel [83]

Zur Entfernung von Eisen und Mangan wurde eine geschlossene Schnellfilteranlage gebaut, d. h., das Rohwasser bleibt von der U-Pumpe bis zum Reinwasserbehälter in einem Drucksystem. Das Rohwasser wird über einen Oxidator mit Luft versetzt. Die drei in Freiluftaufstellung und parallel betriebenen Filterkessel haben einen Durchmesser von 4,5 m und eine zylindrische Mantelhöhe von 3,5 m. Die Mehrschicht-Filter sind folgendermaßen aufgebaut:

- 200 mm Tragschicht (Quarzsand)
- 1300 mm Filterschicht (Sand 0,7 bis 1,0 mm)
- 800 mm Hydroanthrazitschicht (1,4 bis 2,5 mm)
- 900 mm Freibord

Die Rückspülung erfolgt vollautomatisch und dauert ca. 40 Minuten. Es werden ca. 120 m³ pro Filterspülung an Spülwasser benötigt.

Seit dem Jahr 2006 werden dem aufbereiteten, harten Grundwasser im Wasserwerk Wolfenbüttel noch 60% weiches Harzwasser zugemischt. Die hierzu nachgerüstete Anlagentechnik ist nicht in den Bildern 5.31 und 5.32 dargestellt.

5.2.7 Desinfektion von Trinkwasser und Versorgungsanlagen

In der derzeit gültigen Trinkwasserverordnung von 2011 sind keine Angaben zu Einsatzmengen von Desinfektionsmitteln wiedergegeben. Detailinformationen über Desinfektionsmittel werden vom Bundesministerium für Gesundheit in einer speziellen Liste veröffentlicht. Die Liste wird ständig aktualisiert und unter Berücksichtigung des technischen Fortschritts angepasst. Hierzu werden die zuständigen Stellen in den Behörden sowie der beteiligten Fachkreise und Verbände gehört. Rechtlich verbindlich sind die Veröffentlichungen in der Zeitschrift „Bundesgesundheitsblatt-Gesundheitsforschung-Gesundheitsschutz“. Die einzusetzenden Desinfektionsmittel müssen den allgemein anerkannten Regeln der Technik entsprechen. Nur zugelassene Stoffe dürfen eingesetzt werden. Einsatzmengen sind auf das notwendige Maß zu beschränken (Minimierungsgebot).

Das Trinkwasser selbst und auch die Anlagen, die mit Trinkwasser in Berührung kommen, müssen mikrobiologisch einwandfrei sein (siehe Kapitel 4.2). Einsatz- und Anforderungskriterien für die Desinfektion von Trinkwasser finden sich im Arbeitsblatt W 290. Für die Desinfektion von Wasserversorgungsanlagen wird auf W 291 verwiesen. Wichtig ist hierbei eine umweltgerechte Entsorgung nach Beendigung der Desinfektion.

In [7] wird *Schoenen* zitiert mit folgender Definition für Desinfektion:

„Desinfektion ist die Abtötung von Mikroorganismen. Nach einer einwandfreien Desinfektion sind in definierten Volumina Krankheitserreger mit spezifizierten Verfahren nicht mehr nachweisbar und die Zahl unspezifischer Mikroorganismen liegt unter einem geforderten Wert.“

Um Trinkwasser frei von gesundheitsschädigenden Keimen und Bakterien zu bekommen, können unterschiedliche Wege beschritten werden. Man kann die Krankheitserreger entfernen oder physikalisch/chemisch abtöten.

Bekannte Verfahren sind:

- physikalisch: Ultrafiltration, Langsamfilter, UV-Desinfektion
- chemisch (biozide Wirkung von Oxidationsmittel): Chlor, Natrium-, Calcium-, Magnesiumhypochlorit, Chlorkalk, Chlordioxid, Ozon

Die Wirkung dieser Desinfektionsverfahren wird durch Faktoren beeinflusst, die den Wirkungsmechanismus behindern oder unmöglich machen. Außerdem können unerwünschte Nebenprodukte entstehen (z. B. Bromat, Trihalogenmethan (THM)).

Folgende Faktoren können den Prozess beeinflussen:

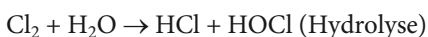
- organische und anorganische Stoffe, die als Reduktionsmittel reagieren (z. B. Huminsäuren, Stoffwechsel- und Abbauprodukte von Plankton). Diese Stoffe können bei Anwendung von Chlor auch als Prekursoren für die THM-Bildung dienen.
- Ammonium (es kann Nitrit entstehen)
- Bromidionen (bei Ozonanwendung kann Bromat entstehen)
- Biokolloide und Anlagerungen von Trübstoffen (dies unterbindet die biozide Wirkung)

Zur Erzeugung von Trinkwasser aus mikrobiell belasteten Rohwässern können auch *Ultrafiltrationsmembranen* eingesetzt werden, bei denen prinzipiell auch Partikel im Größenbereich von Viren zurückgehalten werden. Hierbei ist aber an die Integritätsprüfung der Membranen im laufenden Betrieb besonders hohe Anforderungen zu stellen. Da hierfür zur Zeit keine geeigneten Online-Messverfahren zur Verfügung stehen, wird empfohlen, zusätzlich eine abschließende chemische Desinfektion vorzusehen. [16]

Langsamfilter: Bei langsamer Filterung mit Filtergeschwindigkeiten < 100 mm/h werden auch Bakterien zurückgehalten. Diese Filter können entweder mit Überstau oder als Trockenfilter betrieben werden. Langsamfilter werden vor allem in abgelegenen Gebieten und in Entwicklungsländern eingesetzt. Wenn auch die Entkeimungswirkung nicht in jedem Fall der WHO-Empfehlung entspricht sind Langsamsandfilter gerade bei ungenügender oder fehlender Wartung einer chemischen Entkeimung vorzuziehen.

Für die *UV-Desinfektion* spricht, dass nach heutigem Wissensstand keine Nebenprodukte entstehen. Der Ausstattungsgrad dieser Anlagen und Hinweise für den technischen Einsatz findet man in W 294. Das Wasser soll partikelarm sein, der Fe-Gehalt unter 0,03 mg/l liegen und der für Mn unter 0,02 mg/l. Es werden nur typgeprüfte Anlagen empfohlen [7].

Die häufigste Anwendung findet die *Chlorgas-Desinfektion*, da sie einfach und preisgünstig ist. Da Chlor sehr giftig ist (MAK-Wert 1,5 mg/m³), gelten für den Umgang strenge Vorschriften, DIN 19606, und UVV 24a [95] regeln den Umgang mit Chlorgas. Das Chlorgas wird im Teilstrom mit Wasser gemischt. Es läuft folgende chemische Reaktion ab:



Es bildet sich Salzsäure, die durch die Karbonate im Wasser sofort neutralisiert wird, und unterchlorige Säure. Die Dissoziation der unterchlorigen Säure ist stark pH -Wert-abhängig. Mit steigendem pH -Wert muss die Zugabemenge gesteigert werden. Da Chlor auch als Oxidationsmittel wirkt (die Keimtötungswirkung wird durch den abgespaltenen aktiven Sauerstoff erreicht), rufen oxidierbare Substanzen eine Chlorzehrung hervor. In Normalfall beträgt die zulässige Zugabe 1,2 mg/l, sie darf nach der Aufbereitung einen Grenzwert von 0,3 mg/l nicht überschreiten. In Sonderfällen erlaubt die TrinkwV bis 6,0 mg/l bzw. einen Grenzwert nach der Aufbereitung von 0,6 mg/l. Die TrinkwV schreibt einen Mindestgehalt von 0,1 mg/l vor. Um einen Chlorüberschuss von $> 0,1$ mg/l zu erreichen, sind für 10 °C Wassertemperatur und $pH = 6,0$ ca. 30 Minuten und $pH = 8,0$ ca. 60 Minuten Einwirkzeit erforderlich. Die Wirkung sollte über Redox-Messungen kontrolliert werden. Unmittelbar danach und nach 30 bis 60 Minuten nach der Dosierung sollten folgende Werte vorliegen:

- Chlor und Chlordioxid: 750 mV
- Ozon: 800 bis 900 mV

Weitere Hinweise zur Desinfektion von Trinkwasser mit Chlor finden sich im Arbeitsblatt W 229. Für den Aufbau einer Chlorgasdosiereinrichtung wird auf W 623 verwiesen.

Ein wesentlicher Nachteil des Chlors ist darin zu sehen, dass organische Inhaltsstoffe des Wassers chloriert werden. Dabei werden unterschiedliche Trihalogenmethane (THM oder Haloforme) gebildet (siehe oben). Einige Haloforme stehen im Verdacht, krebserregend zu wirken. Für die Summe der vier Haloforme gilt ein Grenzwert von 10 mg/l. Weiterhin führt der Chloreinsatz in den Wasserwerken zur Bildung von Chlorphenolen, die dem Wasser einen unangenehmen muffigen Geschmack geben. Eine Konzentration ab 0,02 mg/l wirkt bereits störend.

Für kleinere Wasserwerke verwendet man *Natriumhypochlorit* (NaOCl).

Die Lösung muss DIN EN 901 entsprechen. Sie ist licht- und wärmeempfindlich und nur begrenzt lagerfähig.

Chlordioxid (ClO_2) hat gegenüber Chlorgas Vorteile, da sein höheres Oxidationsvermögen bei stark reduzierter Geschmacks- und Geruchsgrenze erreicht wird. Da Chlordioxid nicht stabil ist, muss es vor Ort aus Natriumchlorit (NaClO_2) und Chlorgas oder aus Chlorit und Salzsäure hergestellt werden [47]. Einzelheiten über Herstellung, Steuerung, Überwachung und Sicherheitsaspekte sind in W 224 zu finden.

Ozon (O_3) ist ein wirksames Oxidations- und Desinfektionsmittel. Für die Reaktionsprodukte wird gefordert, dass nach Ozonung und Abschluss der Aufbereitung ein Grenzwert von 10 $\mu\text{g/l}$ nicht überschritten wird. Für den Restozongehalt im Wasser gilt bei Einsatz von Ozon als Desinfektionsmittel ein Grenzwert von 0,05 mg/l und bei Einsatz von Ozon als Oxidationsmittel ein Grenzwert von 0,01 mg/l. Ozon wird vor Ort durch elektrische Entladung erzeugt. Für den Ozoneintrag gibt es mehrere Verfahren [68]. Ozon ist wie alle oxidierenden Gase hochgiftig. Die maximale Arbeitsplatzkonzentration beträgt 0,2 mg/m³ Ozon in der Luft. Bei ungenügend aufbereitetem Oberflächenwasser führt der schnelle Zerfall des Ozons im Wasser zu einer Nachverkeimung

im Rohrnetz. Bei wenig belastetem Grundwasser ist ein Keimwachstum bei der Ozonung nicht zu befürchten. Zur Desinfektion kann Ozon somit unter folgenden Bedingungen eingesetzt werden:

- Grundwasser mit geringer organischer Belastung ohne Einschränkung.
- Einwandfrei aufbereitetes Oberflächenwasser in einem sauberen Rohrnetz ohne Ablagerungen.
- Oberflächenwasser ohne Einschränkung bei nachgeschalteter Aktivkohlefiltration und Sicherheitschlorung. Die Sicherheitschlorung benötigt weniger als 0,1 g Chlor pro m³ und keine Reaktionszeit. [31]

Bekannt ist auch die bakterizide Wirkung von *Silber*. Ein Nachteil liegt in der langen Einwirkzeit.

5.2.8 Spurenstoffentfernung, Entsalzung, Enthärtung sowie Sonderprobleme der Aufbereitung

Die zunehmende Umweltbelastung durch Luftverunreinigungen, Altlasten, undichte Abwasserkanäle, wassergefährdende Stoffe, Intensivlandwirtschaft u. a. hat zu anorganischen und organischen Mikroverunreinigungen im Grund- und Oberflächenwasser geführt.

Teilweise müssen auf Grund regionaler Engpässe auch schwierige Wässer für die Trinkwasserversorgung herangezogen werden. In der Wasseraufbereitung spielen daher in zunehmendem Maße der Ionenaustauscher, die Membranverfahren, die Aktivkohlefiltration und die Denitrifikation (biologische Nitratentfernung) eine Rolle.

Beim *Ionenaustauschverfahren* werden hochmolekulare Stoffe benutzt, die unerwünschte Ionen aus der Umgebungsflüssigkeit aufnehmen und dafür andere abgeben. Ionenaustauscher sind selektiv. Das heißt, sie tauschen bestimmte Ionen bevorzugt aus. So kann man für die verschiedenen Austauscher *Affinitätsreihen* angeben, anhand derer man abschätzen kann, welche Stoffe bevorzugt ausgetauscht werden oder welche Stoffe als Regenerationsmittel geeignet sind. Je weiter rechts in einer Reihe ein Stoff steht, desto größer ist sein Vermögen, sich am Tauscher anzulagern und dabei andere Stoffe zu verdrängen.

- *Stark saure Kationenaustauscher:*
 $H^+ < Na^+ < NH_4^+ < K^+ < Cu^+ < Mg^{2+} < Zn^{2+} < Ca^{2+} < Cu^{2+} < Ba^{2+} < Al^{3+} < Ti^{4+}$
- *Schwach saure Kationenaustauscher (pH > 5)*
 $Na^+ < K^+ < NH_4^+ < Mg^{2+} < Ca^{2+} < Ni^{2+} < Zn^{2+} < Cu^{2+}$
- *Stark basische Anionenaustauscher*
 $[OH^-] < CN^- < HSiO_3^- < HCO_3^- < COO^- < F^- < Cl^- < SO_4^{2-} < NO_3^-$
- *Schwach basische Anionenaustauscher (pH < 8)*
 $F^- < Cl^- < SCN^- < NO_3^- < HPO_4^{2-} < SO_4^{2-} < CrO_4^{2-} < \text{anionische Tenside}$

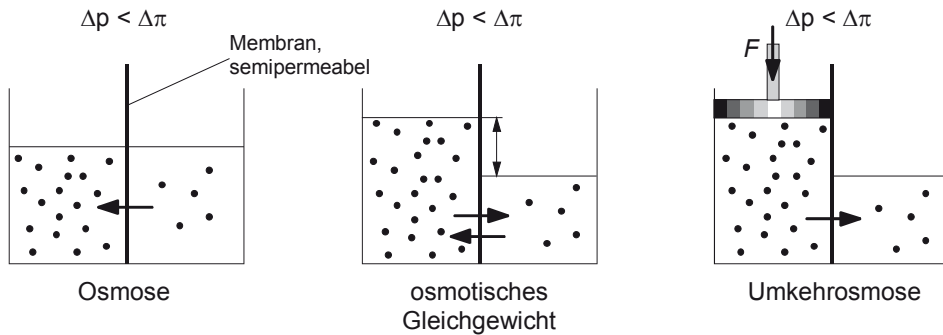


Bild 5.33 Osmose und Umkehrosmose [42]

Neben der Nitrat- und Sulfatentfernung können auch die Härtebildner Calcium und Magnesium entfernt werden, d. h., das Verfahren wird auch zur Enthärtung eingesetzt [38]. Für die Entkarbonisierung (die Entfernung von Hydrogenkarbonationen) wird allerdings die Fällung bevorzugt [20]. Die Fällung ist in der Lage, auch anorganische Mikrostoffe zu entfernen. Die Tauscherharze müssen regeneriert werden. Die Salzlösungen oder Schlämme aus der Regeneration sind gesondert zu beseitigen.

Zur Reinstwasserherstellung, zur Brack- und Meerwasseraufbereitung und zur Entfernung von Keimen und nichtionogenen Stoffen werden *Membranverfahren* eingesetzt [94]. Befinden sich auf beiden Seiten einer semipermeablen (halbdurchlässigen) Membran Lösungen unterschiedlicher Konzentration, so bildet sich in Abhängigkeit von der Konzentrationsdifferenz unterschiedlich großer Differenzdruck auf. Dieser bewirkt, dass das Lösungsmittel (hier: Wasser) so lange durch die Membran tritt, bis ein Ausgleich stattgefunden hat. Dieses aus der Natur bekannte Phänomen wird Osmose genannt. Es kann durch Aufbringung eines Druckes der größer ist als der osmotische Druck umgekehrt werden und so zur Entfernung von Ionen, Makromolekülen, Partikeln und Keimen eingesetzt werden (Bild 5.33).

Man unterscheidet hauptsächlich vier Verfahren, je nach Größe der Partikel bzw. Moleküle, die entfernt werden sollen.

Die Übersicht in Tafel 5.14 zeigt die Trenngrenzen der einzelnen Verfahren.

Die Einheit Dalton (Da) ist ein Maß für die Abscheidefähigkeit einer Membran.

Mikrofiltrationsanlagen eignen sich zum Abtrennen von dispersen Stoffen mit Partikelgrößen zwischen $0,05\ \mu\text{m}$ und $500\ \mu\text{m}$. Das Verfahren zählt wie die Ultrafiltration noch zu den mechanischen Filtrationsverfahren. Dies bedeutet, dass alle Partikel in der Lösung, die größer sind als die Poren der Membran, zurückgehalten werden. Als Werkstoffe für Mikrofiltrationsmembranen eignen sich Edelstahl, Keramik, verschiedene Kunststoffe oder textile Gewebe. Bereits Betriebsdrücke zwischen $0,1\ \text{bar}$ und $2\ \text{bar}$ sind für dieses Verfahren ausreichend. Bevorzugtes Einsatzgebiet sind die Getränke- und Ölfiltration sowie die Vorfiltration vor anderen Aufbereitungsverfahren.

Tafel 5.14 Einteilung der Membranverfahren

	Mikrofiltration	Ultrafiltration	Nanofiltration	Umkehrosmose
Partikelgröße	> 0,1 µm > 500.000 Da	0,1 – 0,01 µm 1.000 – 500.000 Da	0,01 – 0,001 µm 100 – 1.000 Da	< 0,001µm < 100 Da
Partikelart	Suspendierte Partikel, kolloide Trübung, Ölemulsionen	Makromoleküle, Bakterien, Zellen, Viren, Proteine	Niedermolekula- re organische Verbindungen	Ionen

Ultrafiltrationsanlagen eignen sich zur Entfernung von Trübstoffen, Partikeln und mikrobiologischen Verunreinigungen (Bakterien, Viren, Parasiten) mit Partikelgrößen zwischen 2 nm und 100 nm. Hierfür bedarf es Drücken von 0,1 bar bis zu 5 bar. Ultrafiltrationsanlagen werden eingesetzt bei der Aufbereitung von Trinkwasser aus Oberflächenwasser, Quell- oder Brunnenwasser oder zur Aufbereitung von Wasser für die Lebensmittel- und Getränkeindustrie. Auch Ultrafiltrationsanlagen werden als Vorstufe zur Verlängerung der Standzeiten von anderen Aufbereitungsverfahren wie Umkehrosmose, Nanofiltration oder Ionenaustausch angewandt. Bakterien und Viren werden durch Ultrafiltration bis zu 99,999 % zurückgehalten.

Die *Nanofiltration* beruht auf dem gleichen Prinzip wie die Umkehrosmose. Allerdings liegt die Trenngrenze etwas niedriger. Es werden weniger im Wasser gelöste Ionen zurückgehalten als bei der Umkehrosmose. Typische Salzzückhalteraten liegen bei ca. 80 bis 85 %. Dabei werden mehrwertige Ionen wie beispielsweise Calcium und Magnesium besser zurückgehalten als einwertige wie Kalium und Natrium. So dienen Nanofiltrationsanlagen häufig auch als Alternative zur klassischen Enthärtung durch Ionenaustausch. Man spart so im Betrieb den Aufwand für das Regenerationssalz. Die Nanofiltration kann aber auch zur Sulfat-Entfernung bei der Trinkwasseraufbereitung und sogar in der Abwasseraufbereitung eingesetzt werden.

Da Nanofiltrationsanlagen weniger Stoffe zurückhalten, können sie mit geringeren Betriebsdrücken betrieben werden. Typische Betriebsdrücke liegen bei 1 bar bis 10 bar. Das ermöglicht niedrige Anlagen- und Betriebskosten.

Das Wirkprinzip der *Umkehrosmose*, vielfach auch *Hyperfiltration* genannt, wurde bereits oben beschrieben. Hyperfiltrationsanlagen dienen zur Herstellung von Reinwasser, zur Meerwasserentsalzung, zur Aufbereitung von Kesselspeisewasser, und für andere Anwendungen, die Wasser mit möglichst niedrigem Gehalt an gelösten Stoffen erfordern wie beispielsweise in der Lebensmittel- oder Elektronikindustrie. Aufgrund der teilweise sehr großen Konzentrationsdifferenzen liegen die Systemdrücke bei 1 bar bis hin zu 100 bar.

Hyperfiltrationsanlagen bedürfen immer einer Voraufbereitung, da sonst die Gefahr besteht, dass die Membranen schnell durch Ablagerungen verblocken und so unbrauchbar werden. Hierfür können Kerzenfilter mit Durchlassweiten bis zu 0,5 µm oder Mikro- und Ultrafiltrationsanlagen eingesetzt werden. Um die Qualität des erzeugten Permeats nicht zu vermindern, sollten für das Produktwasser korrosionsbeständige Rohrmaterialien und weitgehend spaltfreie Verbindungstechniken eingesetzt werden.

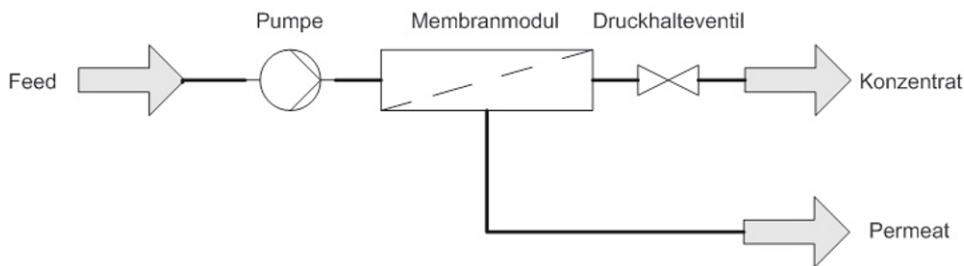


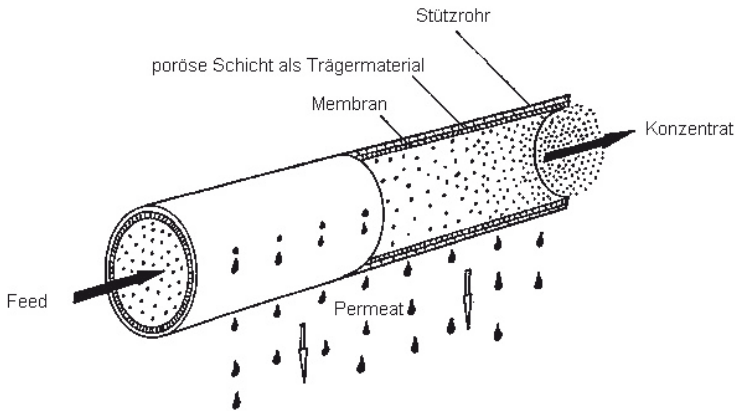
Bild 5.34 Membranprozess, schematisch

Das den Membrananlagen zugeführte Rohwasser wird allgemein als Feed bezeichnet, beim Betrieb der Anlage fallen Reinwasser (Permeat) und Konzentrat an (siehe Bild 5.34).

An Membranmodule werden zahlreiche Anforderungen gestellt:

- einheitliche und reproduzierbare Porenweite mit geringen Abweichungen, Richtigkeit der garantierten Trenngrenze
- hohe mechanische und chemische Beständigkeit der Membranen und Module für möglichst lange Betriebszeiten
- übersichtlicher Aufbau der Anlage, einfache Wartung, gute Zugänglichkeit und Austauschbarkeit von Modulen bzw. Membranelementen und Komponenten
- zur Überprüfung der Filterwirksamkeit: Möglichkeit des „Freischaltens“ von einzelnen Modulen, Probeentnahmehähne für Online-Messungen, Möglichkeit für Integritätsüberwachung
- Spülbarkeit der Module mit möglichst günstigem Austrag der entfernten Beläge aus dem Modul über das schlammhaltige Wasser
- Beherrschung von Bio-Fouling und damit möglichst kein oder nur geringer Einsatz von Desinfektionsmitteln bei der Spülung oder Reinigung
- Verwendung von Materialien für Membranen und Module, die für den Einsatz im Trinkwasserbereich geeignet sind (KTW-Empfehlungen, W 270)
- hydraulisch gleichmäßige Beschickung aller Module in allen Betriebsmodi
- Be- und Entlüftungsmöglichkeiten
- Entleerungsmöglichkeit
- Spülvorrichtungen

Entscheidend für die gewonnene Menge an aufbereitetem Wasser ist der Fluss durch die Membrane. Dieser ist abhängig von der Art der Membran, der Konzentrationsdifferenz, der Druckdifferenz und vor allem von der Membranfläche. Um möglichst große Flächen auf geringstem Raum unterzubringen werden Membranen in Module unterschiedlichen Aufbaus zusammengestellt. Membranen aus Kunststofffolien werden zusätzlich auf eine poröse Trägerschicht aufgebracht, um die mechanische Festigkeit zu erhöhen.

**Bild 5.35** Röhrenmodul

Bei *Röhrenmodulen* werden Membranen mit ihrer Trägerschicht zu Röhren mit kleinem Durchmesser geformt und als Bündel in ein Mantelrohr eingebaut. Dieses wird oben und unten dicht verklebt. Je nachdem, ob die Membrane auf der Innen- oder Außenseite des Rohres angebracht ist, wird das Feed entweder in den Mantelraum oder das Rohrbündel geleitet.

Bei innenliegender Membrane tritt das Feed stirnseitig auf der einen Seite in das Rohrbündel ein. Das Permeat fließt durch die Membranschicht, wird im Mantelraum des Moduls gesammelt und von dort abgeleitet. Dadurch erhöht sich wiederum die Konzentration der Inhaltsstoffe auf dem Weg durch die Membranrohre und die nicht durch die Membran gedrungene Lösung fließt auf der anderen Seite als Konzentrat ab.

Eine Sonderform des Röhrenmoduls ist das Kapillar- oder Hohlfasermodule, bei dem statt der Röhren Hohlfasern mit Durchmessern von 0,6 bis 6 mm verwendet werden. Hierbei sind die Rohre selbsttragend und immer innendurchströmt. Die Module haben eine höhere Packungsdichte als Rohrmodule. Sie sind kostengünstig zu fertigen, haben aber eine geringere Druckfestigkeit.

Bei *Wickelmodulen* sind immer zwei Membranen mit einem dazwischen gelegten Abstandshalter, dem so genannten Permeatspacer, zu einer Tasche aufeinander geklebt. Daher ist diese Bauform nur für kleb- oder schweißbare Membranwerkstoffe geeignet. Diese Tasche wird dann mit der Öffnung an ein Permeatsammelrohr angeschlossen und gemeinsam mit einem zweiten Abstandshalter, dem Konzentrat-spacer, auf diesem aufgewickelt.

Das Feed fließt bei Wickelmodulen von der Einströmseite stirnseitig in das Modul und strömt axial durch das Modul. Der Permeatvolumenstrom tritt dann durch die Membran. Dadurch erhöht sich die Konzentration der Inhaltsstoffe auf dem Weg durch den Konzentratspacer und die nicht durch die Membran gedrungene Lösung fließt auf der Austrittsseite als Konzentrat ab. Das Permeat fließt in der aufgewickelten Membrantasse spiralförmig zum Mittelrohr und wird von dort zum Permeatanschluss geleitet.

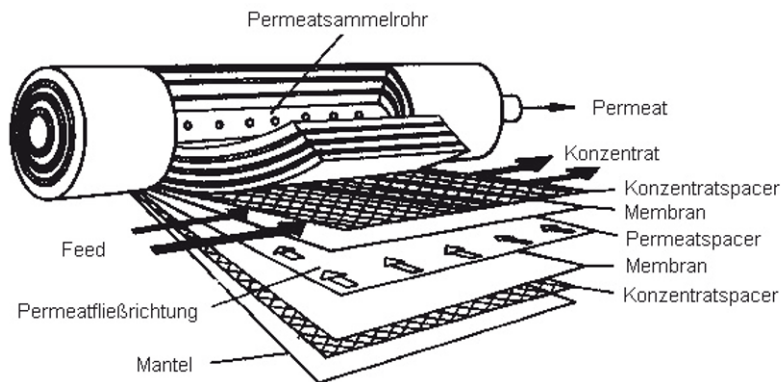


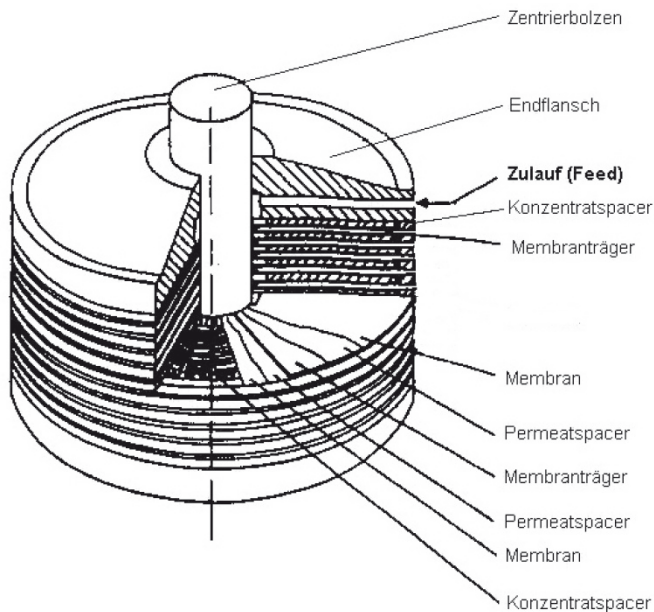
Bild 5.36 Wickelmodul

Wickelmodule sind am weitesten verbreitet. Sie haben den Vorteil, einen relativ einfachen und damit preiswerten Aufbau zu haben. Es sind Packungsdichten von bis zu 1000 m^2 Membranfläche pro m^3 Modulvolumen möglich. Sie sind zwar unempfindlich gegenüber Verschmutzungen, lassen sich aber nur sehr schwer reinigen.

Plattenmodule bestehen aus Flachmembranen, Platten zur Membranabstützung und Platten zur feedseitigen Strömungsführung. Diese werden immer abwechselnd zu Stapeln zusammengefügt. Die Abdichtung zwischen den einzelnen Paketen erfolgt über Dichtungen, daher müssen die Membranen nicht kleb- oder schweißbar sein. Der gesamte Plattenstapel wird dann, ähnlich einem Plattenwärmeübertrager, mittels Gewindestangen zusammengepresst. Plattenmodule haben aufgrund ihrer Konstruktion einen relativ hohen internen Druckverlust.

Eine Mischform aus Platten- und Wickelmodul stellen die *Kissenmodule* dar. Hierbei werden wie beim Wickelmodul zwei Membranen und ein Permeatspacer zu rundum geschlossenen Kissen mit einem Mittelloch verklebt oder verschweißt. Diese Kissen werden dann wie beim Plattenmodul immer abwechseln mit Trägerplatten zur Konzentratführung auf einen zentralen Spannbolzen montiert. Das Feed tritt auf einer Seite in das Modul, verteilt sich über die Trägerplatten und fließt auf der anderen Seite als Konzentrat wieder ab. Das Permeat, das durch die Membranen in die Kissen fließt, wird in der Mitte am Spannbolzen abgeführt.

Zu einer Membranfiltrationsanlage gehören im wesentlichen Vorfilter (als Schutz der Feed-Pumpe und der Membranen); Feed-Pumpe (falls Vordruck nicht ausreicht); Tragkonstruktion für Module; Membranmodule; Zu- und Ableitungen; Filtratsammelbehälter; Rezirkulationspumpe (bei Cross-Flow-Betrieb); Messwertaufnehmer für Durchfluss, Druck, Temperatur; Energieversorgung; Steuerungs- und Regelungseinrichtungen; Spülpumpe; Vorlagebehälter und Dosiereinrichtung für Desinfektions- oder Reinigungsmittel; Luftkompressor bei luftgespülten Membranen, Vorrichtung zur Prüfung der Membran- und Modulintegrität.

**Bild 5.37** Kissenmodul

Beim Betrieb von Membranfiltrationsanlagen können zwei verschiedene Betriebsformen eingesetzt werden. Beim dynamischen Betrieb, der so genannten *Cross-Flow-Filtration* (Querstromfiltration) wird immer ein bestimmter Konzentratvolumenstrom abgeleitet. Dies führt zu einer kontrollierten Strömung an der Membranoberfläche und soll Ablagerungen vermeiden bzw. in hinnehmbaren Grenzen halten. Kennzahl für die Wirksamkeit ist das als Ausbeute oder WCF bezeichnete Verhältnis von Permeatvolumenstrom zu Feedvolumenstrom.

$$\text{WCF} = \frac{\dot{V}_P}{\dot{V}_F} \quad (5.1)$$

Sind die Verfahrensparameter richtig gewählt, wird sich ein konstanter Permeatstrom einstellen. Dieser sollte zur Betriebskontrolle immer überwacht werden. Sinkt er stetig, müssen die Betriebsparameter korrigiert und erforderlichenfalls das Modul gespült werden. Um die Fließgeschwindigkeit an der Membranoberfläche zu erhöhen kann man die Überströmung durch parallelschalten einer Pumpe erhöhen.

Bei Ultra- und Mikrofiltration kann auch der so bezeichnete *Dead-End-Betrieb* eingesetzt werden (Bild 5.39). Bei diesem diskontinuierlichen Betrieb muss das auf der Membran abgelagerte Filtrat in regelmäßigen Abständen entfernt werden. Dies kann entweder durch Rückspülen, durch mechanische oder durch chemische Reinigung erfolgen.

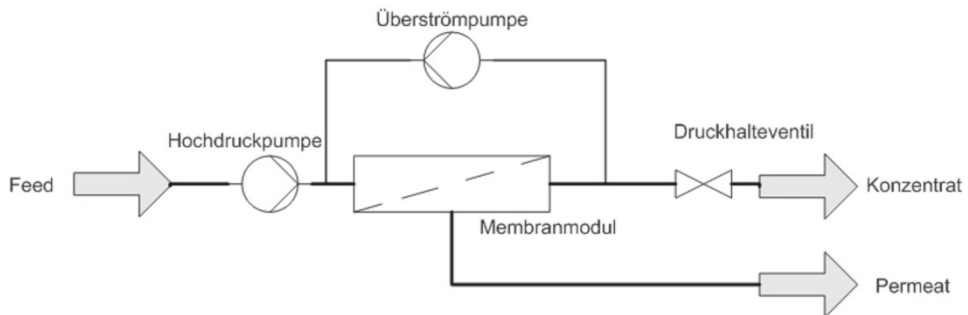


Bild 5.38 Fließbild einer Membrananlage mit erhöhter Überströmung

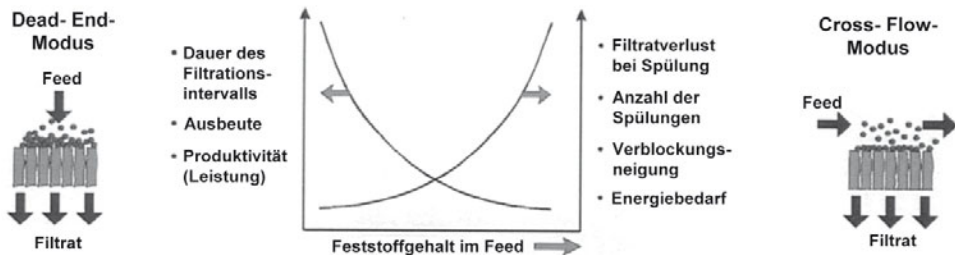


Bild 5.39 Einflussgrößen für Dead-End- und Cross-Flow-Betrieb (W 213 –5)

Beeinträchtigungen des Betriebes durch Ablagerungen auf der Membran nennt man *Fouling*. Ursachen hierfür können Ausfällungen verschiedener Wasserinhaltsstoffe, chemische Reaktionen an der Membranoberfläche, Gelschichtbildung durch große Moleküle oder bakterieller Befall sein. Je nach Art und Form der Ausfällungen kommt es zu einer Verringerung des Permeatflusses und einer Veränderung des Trennverhaltens der Membran, da die Ablagerungen wie eine zweite Membran wirken können.

Eine besondere Form des Fouling ist das *Scaling*. Dabei kommt es während des Betriebes in der Membran zu kristallinen Ausfällungen von Rohwasserinhaltsstoffen. Derartige Ablagerungen auf der Membran können diese bis zur völligen Undurchlässigkeit verstopfen. Ist es zu derartigen Ablagerungen gekommen, lassen sich diese meist nur durch Spülung mit Säuren wieder entfernen. Hierbei muss beachtet werden, dass nicht alle Membranwerkstoffe säurebeständig sind.

Ist es zu einer bakteriellen Verschmutzung der Membran gekommen, so sollte sie desinfiziert werden. Aber auch bei der Desinfektion ist zu beachten, dass nicht alle Desinfektionsverfahren für Membranen geeignet sind.

Zur Überwachung der Aufbereitungswirksamkeit werden Trübung, Partikelkonzentrationen und mikrobiologische Parameter gemessen. Zur Überwachung der Integrität der Module dienen neben der Partikelzählung der Druckhaltetest, der Diffusionstest, der

Schalltest, der Blasentest und der Wasserverdrängungstest (Air-Flow-Test). Weitere Hinweise sind dem Arbeitsblatt W 213-5 zu entnehmen.

Je nach Salzgehalt und Aufbereitungsziel werden Ionenaustauscher und Membranverfahren kombiniert [35].

Für die Entfernung von Geruchs- und Geschmacksstoffen, die Beseitigung von Chlor und Ozon, die Entfernung von organischen Substanzen und chlorierten Kohlenwasserstoffen u. a. hat sich *Aktivkohle* bewährt. Es werden Pulverkohle nach DIN EN 12903 und granulierte Aktivkohle nach DIN EN 12915 eingesetzt.

A-Kohle ist mit einer Oberfläche bis 1400 m²/g zur Sorption hervorragend geeignet.

Die aus Torf, Stein- und Braunkohle gewinnbaren Kohlen müssen auf jeden Fall in Vorversuchen getestet werden, da sie sehr unterschiedliche Adsorptionsisothermen haben. Die Isotherme beschreibt die Gleichgewichtsbeladung der A-Kohle (mg/g AK) in Abhängigkeit von der Adsorptionskonzentration der Lösung. Weitere Hinweise zum Einsatz von Aktivkohle in der Wasseraufbereitung finden sich im Arbeitsblatt W 239.

In manchen Wasserwerken hat die Intensivierung der Landwirtschaft und der Rückgriff auf Grundwässer aus unzureichend geschützten Einzugsgebieten zu einer starken Erhöhung der Nitratgehalte geführt. Daher wird vielfach auf tiefer liegende, weniger belastete Wässer zurückgegriffen. Durch eine Mischung von belastetem und weniger belastetem Wasser werden die Werte der TrinkwV erreicht.

Zur Aufbereitung von Wasser mit hohem Nitratgehalt eignet sich neben den oben aufgeführten Verfahren auch die biologische *Denitrifikation*, um das Nitrat aus dem Wasser zu entfernen [31].

Hinweise zu diesen Sondergebieten findet man in [37][103].

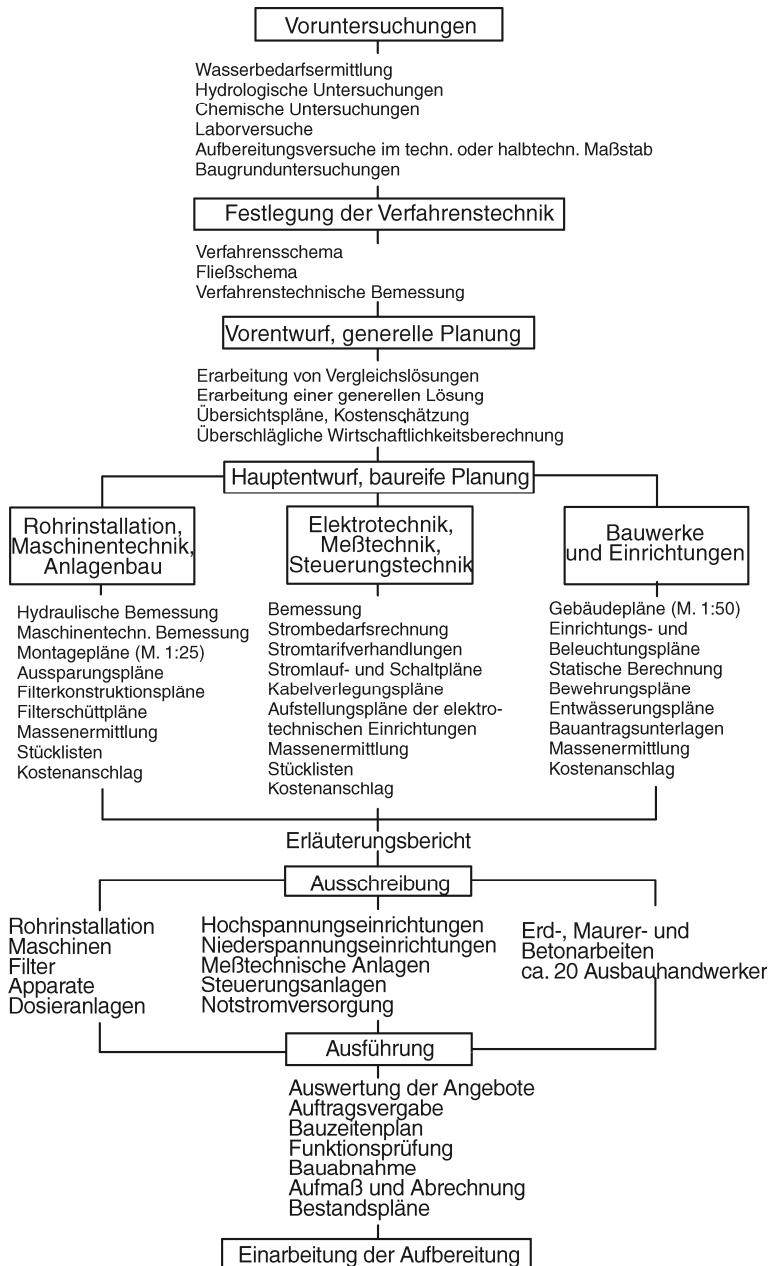
Durch die Senkung des Grenzwertes für Arsen von 40 µg/l auf 10 µg/l durch die Trinkwasserverordnung von 1996, mussten die geogen bedingten erhöhten Arsengehalte in einigen Teilgebieten von Deutschland stärker beachtet werden. Dabei wurden in Grund- und Quellwässern Werte zwischen 15 und 50 µg/l, in Extremfällen bis zu 2 mg/l festgestellt. Bei den Arsenbelastungen im Trinkwasser handelt es sich um leichtlösliche Verbindungen von Arsenat(III) und Arsenat(V), wobei in Deutschland in den zur Trinkwassergewinnung genutzten Grundwässern überwiegend fünfwertiges Arsen vorkommt.

Die Entfernung von As(V) aus Trinkwasser durch Adsorption an granuliertes Fe(III)-Arsenat ermöglicht es, auch kleinen Wasserwerken zuverlässig, den geforderten Grenzwert am Wasserwerksausgang zu unterschreiten [75].

Zur Behandlung, Verwertung und Beseitigung von Rückständen und Nebenprodukten aus der Wasseraufbereitung gibt das Arbeitsblatt W 221, Teil 1 bis 3, umfassende Hinweise.

5.2.9 Ablaufplan für die Herstellung eines Wasserwerkes [60]

Untersuchungen, Unterlagen und Pläne für die Herstellung von Aufbereitungsanlagen (Wasserwerke)



Wasser muss von der Fassungsanlage zum Wasserwerk, vom Reinwasserbehälter in einen Hochbehälter oder direkt in das Wasserverteilungsnetz gefördert werden.

Für die Förderung werden Pumpen eingesetzt, die mit einem saugseitigen und einem druckseitigen Anlagenteil ein System bilden, das eine bestimmte Anlagenförderhöhe überwinden kann (Bild 6.1).

Die Begriffe und Formelzeichen im Gebiet der Pumpentechnik nach DIN EN 12723; der Hydromechanik nach DIN 4044 und der Wasserversorgung nach DIN 4046 sind leider nicht einheitlich [67].

Da DIN 4046 auch immer eine Definition des Begriffes enthält, werden die Formelzeichen soweit erforderlich in Klammern hinzugefügt.

Die Förderhöhe einer Anlage beträgt [3][49]:

$$H_A = H_{\text{geo}} + \frac{p_a - p_e}{\rho \cdot g} + \frac{v_a^2 - v_e^2}{2g} + H_V \quad (6.1)$$

- H_A Gesamtförderhöhe (h_{ges}) der Anlage in m
 H_{geo} geodätische Förderhöhe ($h_{\text{geo}} = z_a - z_e$) = Höhenunterschied zwischen saug- und druckseitigem Flüssigkeitsspiegel in m
Mündet die Druckleitung oberhalb des Flüssigkeitsspiegels aus, wird auf die Mitte des Ausflussquerschnittes bezogen
 p_a Druck im Austrittsquerschnitt der Anlage in bar (kPa = kN/m²)
 p_e Druck im Eintrittsquerschnitt der Anlage in bar (kPa = kN/m²)
 v_a Strömungsgeschwindigkeit im Austrittsquerschnitt in m/s
 v_e Strömungsgeschwindigkeit im Eintrittsquerschnitt in m/s
 ρ Dichte in kg/m³
 g Erdbeschleunigung = 9,81 m/s²
 H_V Summe der Druckhöhenverluste (h_V) in Saug- und Druckleitung in m (z. B. Rohrleitungs-, Armaturen- und Formstückwiderstände)

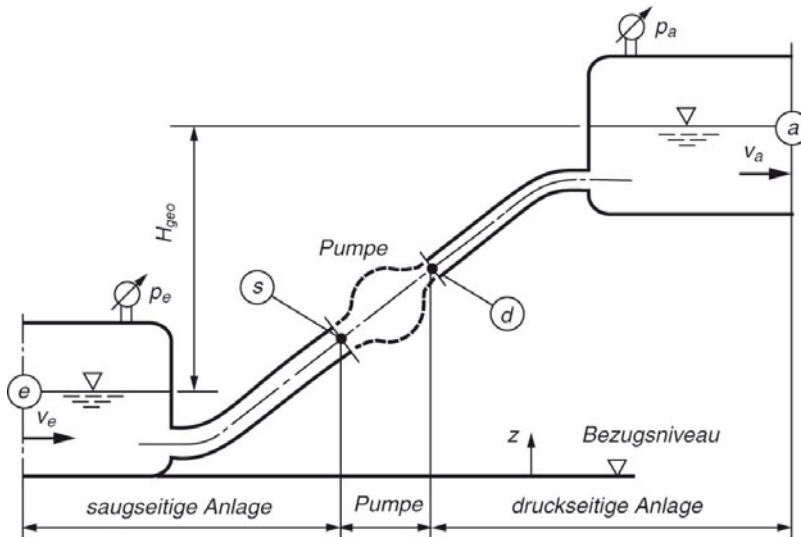


Bild 6.1 Größen zur Berechnung der Anlagenförderhöhe $H_A(h_{ges})$ in Gleichung (6.1) [49]

In der Praxis kann die Differenz der Geschwindigkeitshöhen vernachlässigt werden und wenn es sich zusätzlich noch um offene Behälter handelt, so vereinfacht sich die Gleichung zu:

$$H_A \approx H_{geo} + H_V \quad (6.2)$$

Aus der Gleichung wird deutlich, dass die Pumpenwahl und das Rohrleitungssystem sich gegenseitig beeinflussen. Je kleiner die Leitung ist, um so kostengünstiger kann sie gebaut werden. Die Fließgeschwindigkeit muss bei gleichem Förderstrom aber größer werden und damit erhöht sich die Anlagenförderhöhe.

Die Förderhöhe bestimmt die Pumpenleistung und somit die Betriebskosten. Diejenige Anlage, die aus Kapitaldienst und Betriebskosten die Jahreskosten minimiert, ergibt ein optimales System (Bild 8.22).

6.1 Pumpen für die Trinkwasserversorgung

Neben den Verdrängerpumpen als Hub- und Kreiskolbenpumpe, Membranpumpe, Excenterschneckenpumpe u. a. hat sich heute überwiegend die Kreiselpumpe durchgesetzt. Bei der Hubkolbenpumpe wird der Kolben im Pumpengehäuse hin- und herbewegt. Beim Herausziehen entsteht Unterdruck im Gehäuse und über das Saugventil strömt das Fördermedium ein. Wird der Kolben wieder in das Pumpengehäuse gedrückt, so wird aufgrund der geringen Kompressibilität des Fördermediums dieses zwangsweise über das Druckventil in die Rohrleitung gedrückt.

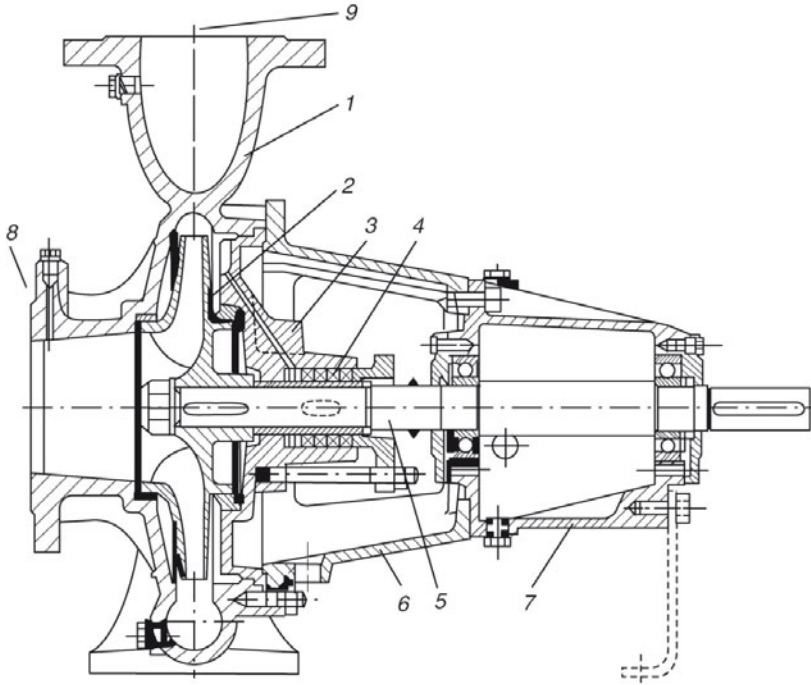


Bild 6.2 Schnitt durch eine Spiralgehäusepumpe

Kolbenpumpen haben bei konstanter Drehzahl und in Abhängigkeit von der Förderhöhe einen kaum veränderten Förderstrom. Unter Förderstrom versteht man den nutzbaren Durchfluss eines Fließquerschnittes pro Zeiteinheit, z. B. in l/s; m³/s oder m³/h. Kolbenpumpen eignen sich gut für kleine Förderströme bei großer Förderhöhe. Da sich der Förderstrom nicht verändert sind sie gut als Dosierpumpen einsetzbar.

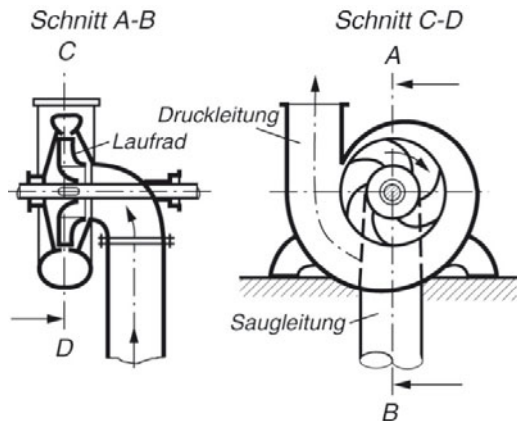
Für die Wasserförderung ist die Kreiselpumpe von großer Bedeutung. In Bild 6.2 sind die wesentlichen Bestandteile einer Kreiselpumpe veranschaulicht.

Es sind dies: Spiralgehäuse (1) – Laufrad (2) – Druckdeckel (3) – Wellendichtung (4) – Welle (5) – Zwischenstück (6) – Lagerträger (7) – Saug- (8) und Druckstutzen (9)

Dargestellt ist eine Normpumpe nach W 610. Es handelt sich um eine einflutige, einstufige Spiralgehäusepumpe mit axialem Eintritt. Motor und Pumpe sind getrennte Bauteile und durch eine elastische Kupplung miteinander verbunden. Der Gehäusedruck darf maximal 10 bar betragen, die Druckstutzennennweite ist auf DN 150 begrenzt. Die Förderhöhe geht bis maximal 100 m und der Förderstrom bis ca. 600 m³/h.

Die Wirkungsweise einer Kreiselpumpe geht vom Impulssatz aus. Das mit Schaufeln besetzte Laufrad überträgt die mechanische Energie der Pumpe auf den Förderstrom. Das Wasser strömt dem Laufrad axial zu und wird axial, diagonal oder radial umgelenkt. Durch die Fliehkraft werden die Wasserteilchen zum Laufradrand geschleudert und am Spiralwandgehäuse (diagonale oder radiale Umlenkung) in Druckenergie umgewandelt (Bild 6.3).

Bild 6.3 Schnitt durch eine Kreiselpumpe



Die Laufradform (Radial-, Halbaxial- oder Axialrad) bestimmt die Förderhöhe in Abhängigkeit vom Förderstrom. Jeder Laufradform lässt sich ein bestimmter Bereich einer spezifischen Drehzahl zuordnen (W 610). Die mit einem Laufrad erzielbare Förderhöhe ist begrenzt. Um größere Förderhöhen zu erreichen, müssen daher mehrere Laufräder hintereinander angeordnet werden. Man spricht dann von mehrstufigen Pumpen. Saugen zwei spiegelbildlich angeordnete Laufräder über getrennte Saugkanäle an und fördern gemeinsam in ein Spiralgehäuse, so spricht man von Zweiflutigkeit.

Wichtige Kenngrößen für Kreiselpumpen sind der Förderstrom Q in Abhängigkeit von der Förderhöhe H (h), die Leistungsaufnahme P , der Wirkungsgrad η und die Nettoenergiehöhe NPSH (Net Positiv Suction Head) bzw. die erforderliche Haltedruckhöhe (h_H). Die Haltedruckhöhe ist der kleinste Wert, bei dem die Pumpe dauerhaft betrieben werden kann, ohne dass durch Kavitation Schäden zu erwarten sind.

Die entsprechenden Daten sind den Pumpenkatalogen der Hersteller (z. B. KSB, Grundfos, Ritz etc.) zu entnehmen.

In Bild 6.4 ist eine Pumpenkennlinie für eine Normpumpe (KSB ETANORM 65-250) dargestellt. Die Pumpenkennlinie (oder auch Drosselkurve einer Pumpe) gibt bei vorgegebener Drehzahl n den Zusammenhang zwischen Förderstrom und Förderhöhe wieder. Es gibt Pumpen mit flacher und mit steiler Kennlinie. Mit zunehmendem Förderstrom Q nimmt die Förderhöhe H ab. Zu jeder QH-Linie gehört eine Wirkungsgradlinie, eine Leistungsbedarfslinie sowie die NPSH-Linie (Haltedruckhöhe).

Nach Gleichung (6.1) setzt sich die Förderhöhe einer Anlage aus einem dynamischen und einem statischen Anteil zusammen. Der statische Anteil besteht aus der geodätischen Höhe H_{geo} und dem Druckhöhenunterschied zwischen Ein- und Austrittsquerschnitt. Bei offenen Behältern entfällt der letzte Anteil, so dass nur H_{geo} ermittelt werden muss. Der dynamische Anteil besteht aus den Druckhöhenverlusten H_V und der Differenz der Geschwindigkeitshöhen. Da der letzte Anteil häufig auf der Saug- und Druckseite sehr gering ist, wird er gleich Null gesetzt.

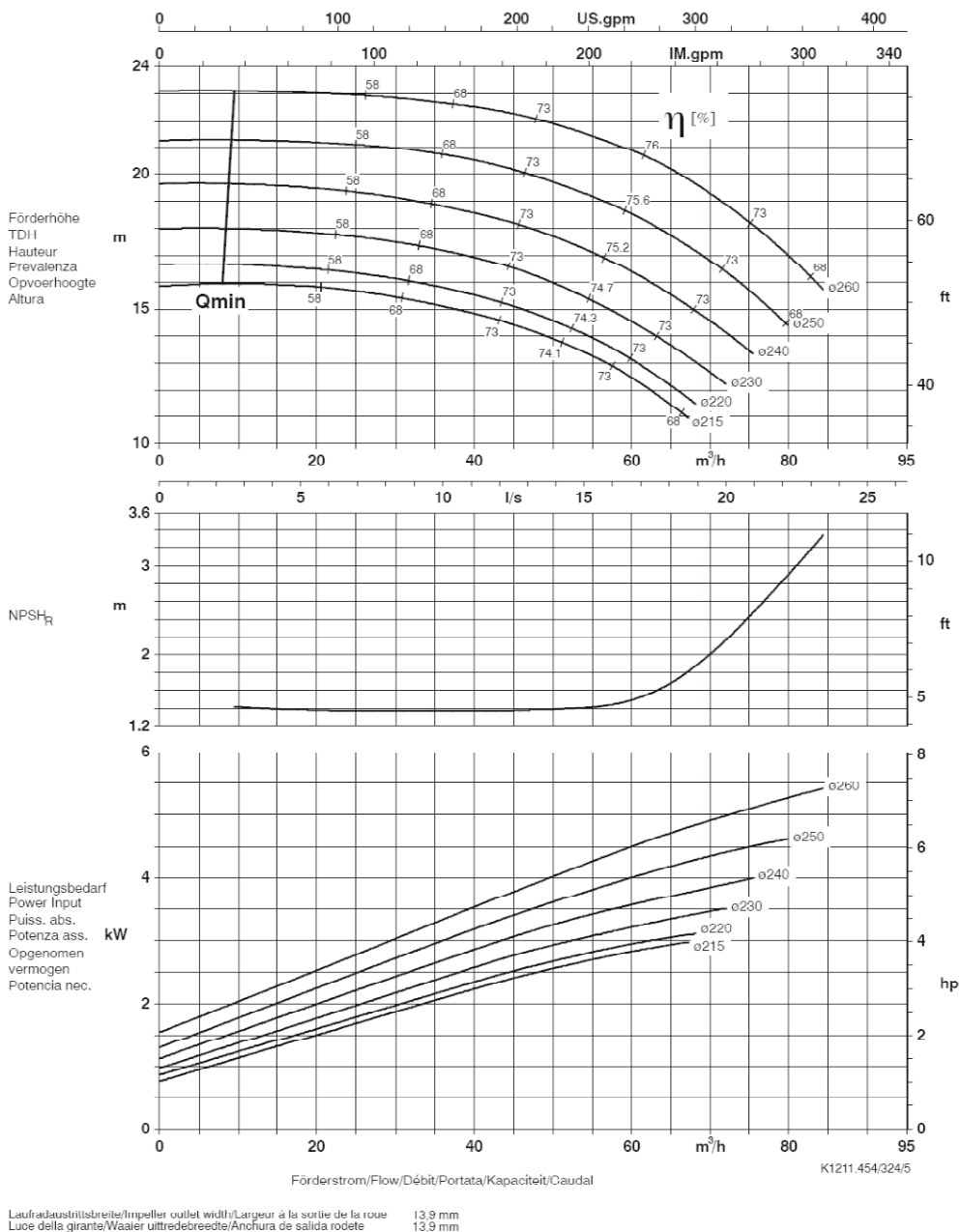


Bild 6.4 Pumpenkennlinien, Leistungsbedarf, η - und NPSH-Werte für eine KSB-ETANORM-Pumpe mit einer Drehzahl von 1450 min^{-1} nach Firmenunterlagen Fa. KSB

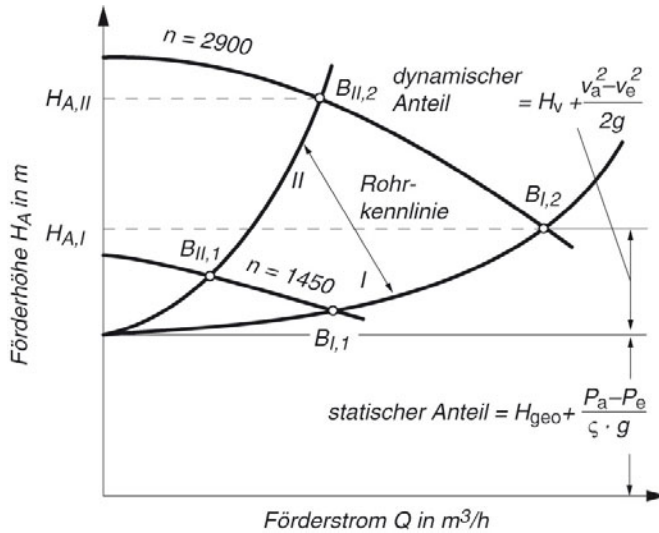


Bild 6.5 Pumpenkennlinien für Drehzahl $n = 2900 \text{ min}^{-1}$ und 1450 min^{-1} kombiniert mit einer flachen Rohrleitungs-kennlinie I und einer steilen Rohrleitungs-kennlinie II

Die mit wachsendem Förderstrom quadratisch ansteigenden Rohrreibungsverluste bestimmen hauptsächlich den Druckhöhenverlust (siehe Kapitel 8). Trägt man den vom Förderstrom unabhängigen Anteil H_{geo} und den mit wachsendem Förderstrom ansteigenden Druckhöhenverlust H_v über Q auf, so erhält man die Rohrleitungs-kennlinie (Anlagenkennlinie) (Bild 6.5). Der Schnittpunkt der Rohrleitungs-kennlinie mit der Pumpenkennlinie ergibt den Betriebspunkt. Auf diesen Punkt stellt sich die Kreiselpumpe selbsttätig ein. Der am häufigsten auftretende Förderstrombedarfsfall, die zugehörige Förderhöhe und das Wirkungsgradlinienoptimum sollen möglichst in der Nähe des Betriebspunktes liegen. Ein Förderstrom rechts vom Betriebspunkt ist nicht möglich. Wird nur mit einer Pumpe gearbeitet, so können kleinere Förderströme nur durch Widerstandsvergrößerung (z. B. Schließung eines Drosselorgans auf der Druckseite, Anlagenkennlinie II in Bild 6.5) oder durch Drehzahlveränderung erreicht werden.

Das Verfahren der Schieberdrosselung ist sehr energieaufwändig, da die Förderhöhe von $H_{A,I}$ auf $H_{A,II}$ ansteigt. Daher werden sehr häufig drehzahlgeregelte Pumpenmotoren verwendet bzw. vorhandene Anlagen um- und nachgerüstet. Eine Drehzahlregelung bringt insbesondere in Kombination mit einer steilen Rohrleitungs-kennlinie Vorteile, da hierdurch ein guter Wirkungsgradbereich möglich ist. Mit steigender Drehzahl, aber sonst gleichem Anlagensystem, verschiebt sich der Betriebspunkt von $B_{I,1}$ nach $B_{I,2}$.

Der Förderstrom Q_2 , die Förderhöhe H_2 und die Antriebsleistung P_2 errechnen sich zu:

$$Q_2 = \frac{n_2}{n_1} \cdot Q_1 \quad H_2 = \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^2 \cdot H_1 \quad P_2 = \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^3 \cdot P_1 \quad (6.3)$$

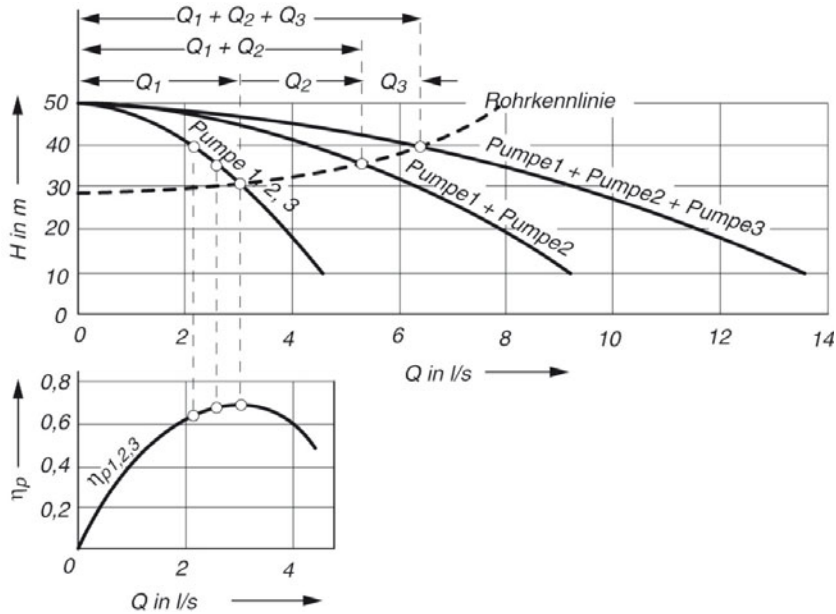


Bild 6.6 Parallelbetrieb von drei gleichen Kreiselpumpen

Bei der Steigerung von $n_1 = 1450 \text{ min}^{-1}$ auf 2900 min^{-1} ergibt sich eine Verdoppelung des Förderstroms.

Eine weitere Möglichkeit, den Förderstrom zu verändern, ist der Parallelbetrieb von Kreispumpen. Beim Parallelbetrieb sind die Förderströme nicht einfach zu addieren, sondern die gemeinsame Pumpenkennlinie muss durch Addieren der Abszissenabschnitte bei gleicher Förderhöhe konstruiert werden. Hierzu liegen auch EDV-Programme der Pumpenhersteller vor.

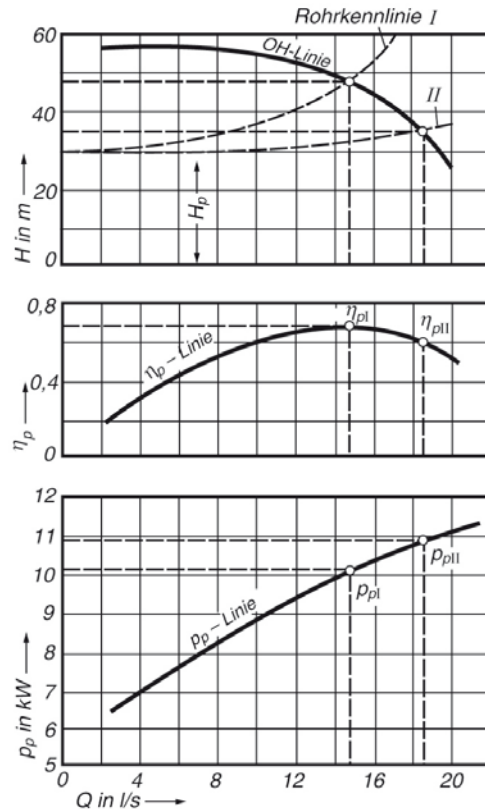
In Bild 6.6 ist der Parallelbetrieb von drei Pumpen dargestellt.

Da die Pumpen in die gleiche Leitung fördern, erhöhen sich die Fließgeschwindigkeiten, und die Verluste steigen stark an. Bei ungünstiger Pumpenwahl kann im Parallelbetrieb der Förderstromzuwachs sehr gering werden. Werden zwei gleich große Pumpen parallel gefahren, so ist die Summe Q immer kleiner als $2Q$. Beim Pumpenparallelbetrieb von gleichen Pumpen ergeben steile Pumpenkennlinien mit flacher Anlagenkennlinie einen günstigen Förderstromzuwachs.

Beim Parallelbetrieb unterschiedlicher Pumpen ist darauf zu achten, dass keine instabilen Verhältnisse entstehen, d. h. der Pumpenbetrieb darf nicht zwei Betriebspunkte bei gleicher Förderhöhe erlauben. Die Ausführungen verdeutlichen, dass die richtige Auswahl der Pumpen von großer Bedeutung ist.

Der Förderstrombedarf muss mit Hilfe der Dauerlinie $Q = f(t)$ ermittelt werden. Die Förderhöhe und damit die Anlagenkennlinie H_A als $f(Q)$ und der Aufstellungsort müssen genau analysiert werden, um dann den Pumpentyp und die Pumpenbauart zu bestimmen.

Bild 6.7 Pumpencharakteristik und Rohrkenlinie



Sicherheitszuschläge und zu grobe Rundungen führen zu Fehlplanungen.

Wird z. B. der Rohrwiderstand zu groß berechnet (Bild 6.7, Rohrkenlinie I), so wird im späteren Betrieb die Förderhöhe kleiner sein (Rohrkenlinie II) und der Förderstrom wird sich vergrößern. Die Pumpen arbeiten dann ständig im ungünstigen Bereich des Wirkungsgrades und die Leistungsaufnahme ist höher.

Bei wechselnden Förderhöhen ist die erforderliche Motorleistung für die kleinste Förderhöhe somit größer. Für die Dauerleistung, d. h. für den im Pumpenbetrieb am häufigsten vorkommenden Förderstrom ist der Bereich des größten Wirkungsgrades η_p auf den Betriebspunkt Q_{max} zu legen.

6.1.1 Hauptpumpenbauarten und -einsatzbereiche

Neben der Laufradform werden die Pumpen auch noch nach der Einbaulage und der Aufstellungsart unterschieden. Die Einbaulage kann horizontal oder vertikal erfolgen. Die Aufstellung ist nass oder trocken möglich und das gesamte Aggregat oder nur die Pumpe ist überflutungssicher ausgelegt.

Tafel 6.1 Einsatzbereiche von Kreiselpumpen (W 610)

Einsatzbereiche		Laufradform	Pumpenbauart	
		radial	halbaxial	axial
Förderung aus Brunnen, Schächten		Unterwassermotorpumpe, Bohrlochwellenpumpe, Tauchmotorpumpe		
		Gliederpumpe, Spiralgehäusepumpe		
Förderung aus oberirdischen Gewässern (Direktentnahme)		Unterwassermotorpumpe, Tauchmotorpumpe		
		Gliederpumpe	Rohrgehäusepumpe	
		Bohrlochwellenpumpe, Spiralgehäusepumpe		
Förderung in Rohrleitungssystemen		Unterwassermotorpumpe, Spiralgehäusepumpe		
		Gliederpumpe		
Spez. Drehzahl n_s in min^{-1}		10 bis 60	50 bis 150	100 bis 500
Förderhöhe	einstufig Normalausführung	bis ca. 250 m	bis ca. 90 m	bis ca. 18 m
	mehrstufig	bis ca. 1000 m		bis ca. 40 m
NPSH _{erf} in m		1 bis 20	3 bis 12	3 bis 12

Eine sehr häufig verwendete Pumpe, bei der das gesamte Aggregat geschützt ist, ist die Unterwasserpumpe. Bei dieser Pumpenbauart bilden Motor und Pumpe eine konstruktive Einheit.

Neben der bereits beschriebenen Spiralgehäusepumpe finden noch Gliederpumpe, Bohrlochwellenpumpe, Rohrgehäusepumpe, Tauchmotorpumpe und Seitenkanalpumpe Anwendung.

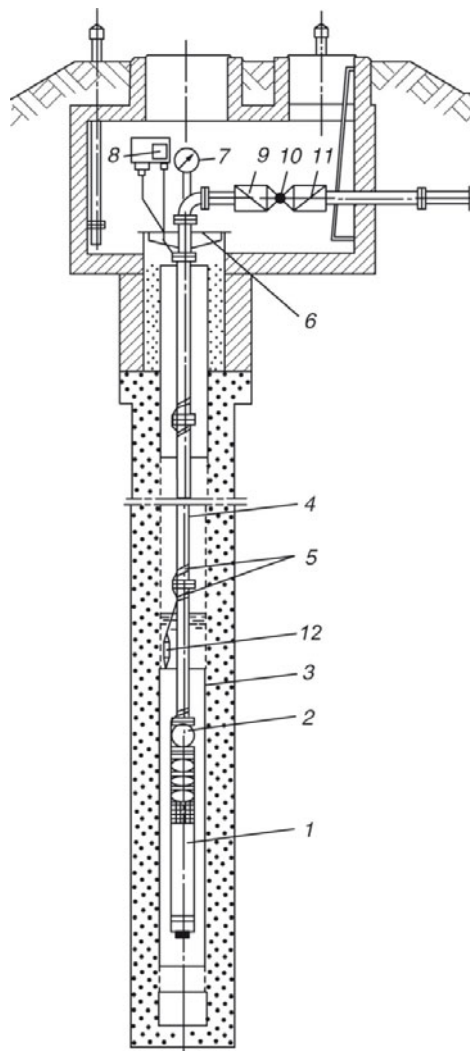
Spiralgehäusepumpen werden horizontal und vertikal aufgestellt, wobei die horizontale Aufstellung mehr Platz benötigt. Spiralgehäusepumpen werden quer- und längsgeteilt gebaut. Querteilung bedeutet, dass die Pumpengehäusetrennfuge senkrecht zur Wellenebene liegt. Der Pumpensaugstutzen ist häufig in axialer Richtung und der Druckstutzen in tangentialer Richtung nach oben angeordnet. Bei Inlinestellung liegen sich die Saug- und Druckstutzen gegenüber.

Bei den Blockpumpen sind Pumpen- und Motorwelle starr miteinander verbunden. In Abhängigkeit von der Bauart können für normale Kreiselpumpen folgende Einsatzbereiche genannt werden (W 610) (Tafel 6.1).

In Bild 6.8 ist der Einbau einer Unterwasserpumpe in einem Brunnen dargestellt. Die Pumpe hängt im Filterrohr an der Steigleitung, die am Brunnenkopf angeflanscht ist. Zum Aus- und Einbau muss das Steigrohr stückweise montiert werden.

Bild 6.8 Systemskizze einer Brunnenanlage mit U-Pumpe [117]

- 1 Unterwasserpumpe
- 2 Rückschlagventil
- 3 Blindrohr im Bereich der Pumpe
- 4 Steigleitung (Druckrohr)
- 5 Kabelschelle
- 6 Brunnenkopf
- 7 Pneumatischer Wasserstandsanzeiger
- 8 Wasserstandsschaltgerät (Trockenlaufschutz)
- 9 Rückschlagklappe
- 10 Schieber
- 11 Wasserzähler
- 12 Schwimmerschalter



Nicht gesicherte hydraulische Hebeegeräte sind aufgrund der Schutzzone I in der Regel für die Montage nicht möglich, da die Hydrauliköle eine Gefahr darstellen. Das Steigrohr fördert das im Pumpenseiher eintretende Wasser über die Transportleitung bis zur Aufbereitungsanlage. Der Durchmesser der Steigleitung hängt vom Pumpentyp ab und muss dem Katalog entnommen werden. Übergangsflansche von Zoll auf DN sind erhältlich. Der Steigleitungsdurchmesser ist somit durch die Pumpenwahl festgelegt.

Damit die Werte der Tafel 6.2 nicht überschritten werden, sollten für die Steigleitung (Druckrohr) folgende Nennweiten gewählt werden [124]:

Tafel 6.2 Steigleitungsdurchmesser für $v < 2,5 \text{ m/s}$

DN (mm)	80	100	125	150	200	250
Q (m ³ /h)	45	71	110	160	280	440

Die Verbindungen der Steigrohre müssen so bemessen sein, dass sie das Eigengewicht der Wasserfüllung und das Pumpengewicht tragen können.

Die U-Pumpe hängt ca. 3 bis 5 m unter dem tiefsten zu erwartenden Wasserstand. Sie sollte möglichst oberhalb des Zulaufbereiches des Brunnens im Vollwandrohrbereich eingebaut werden. Hierdurch wird eine gute Kühlung des Motors durch das Förderwasser erreicht. Ist dies nicht möglich, so ist entsprechend Bild 3.32 in der Filterstrecke ein 3 bis 5 m langes Blindrohr (Vollwandrohr) einzubauen.

Durch eine Wasserstandsmesseinrichtung ist die Pumpe gegen Trockenlauf geschützt (Bild 6.8). Damit bei der Demontage der Pumpe die Rohrleitung nicht leer läuft, ist im Schacht ein Schieber vorzusehen. Obwohl die Pumpe selbst ein Rückschlagventil besitzt, sollte zusätzlich auch im Brunnenschacht eine Rückschlagklappe eingebaut werden.

Für die Berechnung der Förderhöhe müssen folgende Angaben vorliegen:

- Steigrohrlänge = Länge vom Pumpenanschluss bis zum Brunnenkopf
- Förderweite = Abstand Brunnen zum Wasserwerk
- H_{geo} = Höhenunterschied zwischen tiefstem zu erwartenden Wasserstand im Brunnen und höchstem Punkt der Druckrohrleitung.

Folgende Besonderheiten sind bei H_{geo} zu beachten:

Mündet die Rohrleitung in einem Behälter unter Wasser aus, so ist der höchste Wasserstand im Behälter maßgebend, im Allgemeinen ist dies die Höhe der Überlaufleitung.

Mündet die Leitung über Wasser aus, so gilt die Rohrachse als höchster Punkt.

Befindet sich am Ende der Rohrleitung ein System, das einen Auslaufdruck benötigt, z. B. ein Druckbehälter oder eine Verdüsung, so wird dieser Druck in bar durch Multiplikation mit 10 näherungsweise in m Verlusthöhe umgerechnet.

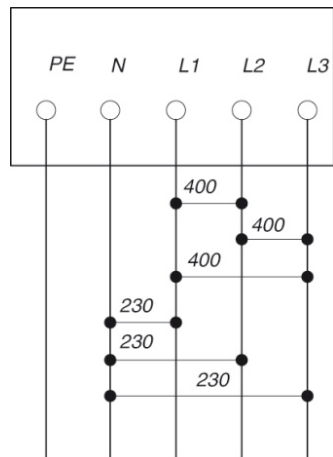
Erfolgt die Leitungsführung zwischen Wassergewinnung und Wasserwerk über einen geographisch höheren Punkt, so ist diese NN-Höhe zu berücksichtigen, damit kein Unterdruck in der Leitung entsteht.

6.1.2 Antriebsmaschinen (W 630)

Elektromotoren werden heute fast ausschließlich verwendet. Die übliche Stromart ist Drehstrom. Die Hauptleiter wurden früher mit R, S und T bezeichnet, heute mit L1, L2 und L3. N ist der Neutralleiter und PE der Schutzleiter. Gebräuchlichste Betriebsspannung ist 230/400 Volt (DIN IEC 38) mit der in Europa üblichen Frequenz von 50 Hertz (Hz).

Die Spannung zwischen den Hauptleitern zeigt Bild 6.9.

Bild 6.9 Betriebsspannungen
bei Drehstrom



<i>Polpaarzahl</i>	1	2	3	4
<i>Synchrondrehzahl</i>	1/min 3000	1500	1000	750
<i>Lastdrehzahl bei</i>				
<i>3 bis 5 % Schlupf</i>	1/min 2910 bis 2850	1455 bis 1425	970 bis 950	728 bis 712

Bild 6.10 Lastdrehzahlen von Asynchronmotoren

Die Kraftübertragung auf die Pumpe erfolgt im Allgemeinen direkt ohne ausrückbare Kupplung.

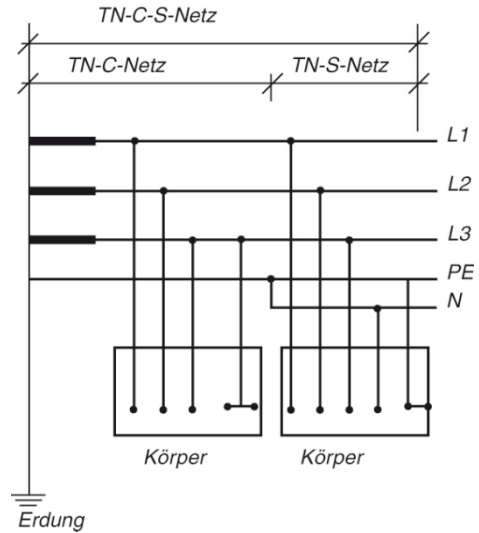
Die synchrone Drehzahl ergibt sich aus der Gleichung

$$n = \frac{\text{Frequenz} \cdot 60}{\text{Polpaarzahl}} \quad \text{in} \quad \frac{\text{U}}{\text{min}}$$

Bei den gebräuchlichen Asynchronmotoren (das sind Kurzschlussläufermotoren mit kurzgeschlossener Wicklung des Rotors) beträgt der Schlupf gegenüber der Synchrondrehzahl 3 bis 5 % (Bild 6.10).

Gebräuchliche Lastdrehzahlen sind 2900 min^{-1} und 1450 min^{-1} .

Kleine Motoren können direkt eingeschaltet werden. Der Einschaltstrom beträgt dabei das 5- bis 6fache des Normalstromes. Die direkte Einschaltung wird in der Regel bis 4 kW zugelassen. Dies ist mit dem EVU (Energieversorgungsunternehmen) abzustimmen. Die Schalthäufigkeit liegt bei 15 Schaltungen bis 26 kW pro Stunde und verringert sich auf acht Schaltungen bei mehr als 80 kW.

Bild 6.11 TN-Netzform

Größere Motoren, die nicht über Vollast anlaufen, müssen, wie es bei Kreislumpen immer der Fall ist, über Stern-Dreieckschaltung angelassen werden.

Bei der Sternschaltung beträgt der Einschaltstrom nur ein Drittel des Einschaltstroms bei Direktschaltung.

Bei Anlass-Trafosystemen und elektronischen Sanftanlaufanlagen erhöht sich der Anlaufstrom ca. auf das 2,5-fache.

Ob Direktschaltung, Stern-Dreieckschaltung oder Sanftanlaufanlage vorzusehen ist, hängt von der Belastbarkeit des Stromnetzes ab und wird vom zuständigen EVU entschieden.

Um tödliche Berührungsspannungen zu vermeiden, müssen Schutzmaßnahmen entsprechend der geltenden VDE-Richtlinien und der Unfallverhütungsvorschriften getroffen werden. Hierzu werden Schutzleiter (PE) oder Neutralleiter (N) vorgesehen. Eine gebräuchliche Netzform (Erdverbindung) ist die TN-Netzform (Bild 6.11).

Elektromotoren haben gute Wirkungsgrade von 0,8 bis 0,95 je nach Größe des Motors, der η -Wert für Vollast ist auf dem Leistungsschild des Motors angegeben. Ist ein Antrieb für nicht konstante Drehzahlen vorgesehen, so kann dies über polumschaltbare Drehstrom-Asynchronmotoren oder Gleichstrommotoren erfolgen. Wird eine stufenlose Drehzahlveränderung gewünscht, so kann dies mit Widerstandsdrehzahlstellern im Läuferkreis, Frequenzumrichtern oder untersynchronen Stromrichteraskaden für Drehstrommotoren und mit Stromrichtern für Gleichstromnebenschlussmotoren erreicht werden. Die jeweiligen Frequenzbereiche sind in W 630 aufgezeigt.

Verbrennungsmotoren als Diesel- oder Gasmotor werden bis ca. 500 kW gebaut. Da die Betriebskosten recht hoch sind, werden sie vornehmlich neben Elektromotoren nur aus Gründen der Versorgungssicherheit vorgehalten (Notstromversorgung). Für weitere Hinweise zu den Antriebsformen wird auf [57] verwiesen.

6.1.3 Förderhöhe, NPSHA-Wert und Leistungsbedarf

Die Förderhöhe H (h) in m ist die von der Pumpe auf das Wasser übertragene nutzbare mechanische Arbeit, bezogen auf die Massenkraft des Wassers (DIN 4046). Sie setzt sich aus der Höhen-, Druck- und Geschwindigkeitsenergie zusammen.

Da Pumpe und Rohrleitung ein System bilden, muss die Förderung von Q vom Eintrittsquerschnitt A_e bis zum Austrittsquerschnitt A_a sichergestellt sein.

Für die Gesamtförderhöhe der Anlage H_A in m kommen zu H_{geo} ($H_{\text{sg}} + H_{\text{dg}}$) noch die Verluste der Saugseite (h_{se}) und der Druckseite (h_{de}) hinzu. Die geodätische Förderhöhe (H_{geo}) und der Druckhöhenunterschied bilden den statischen Anteil (H_{stat}) der Gesamtverluste, während der Unterschied der Geschwindigkeitshöhe und die Reibungsverluste den dynamischen Teil (H_{dyn}) bilden (DIN EN 12723).

Für ein offenes Behältersystem sind die Förderhöhen vereinfacht in Bild 6.12 dargestellt.

Um Kavitation in der Pumpe zu vermeiden, muss beim Eintrittsquerschnitt der Pumpe eine über dem Dampfdruck liegende Energiehöhe zur Verfügung stehen. Die Nettoenergiehöhe NPSH (Net Positive Suction Head) entspricht etwa dem Begriff der Halte-
druckhöhe nach DIN 4046.

Man unterscheidet zwischen NPSHA = NPSH-Wert der Anlage (früher $\text{NPSH}_{\text{vorh}}$) und dem NPSHR = NPSH-Wert der Pumpe (früher NPSH_{erf}).

Die Pumpe kann im Zulauf- oder Saugbetrieb gefahren werden (Bild 6.13). Beim Saugbetrieb liegt der höchste Wasserspiegel unter der Laufradmitte und die Zulaufhöhe ist negativ. In diesen Fällen muss der NPSHR-Wert < 10 m sein, und beim Anfahren der Pumpe sind Hilfen erforderlich (Fußventil, Evakuierung u. a.). Um die Verluste auf der Saugseite gering zu halten, erhält jede Pumpe eine eigene Saugleitung. Diese Betriebsform ist jedoch möglichst zu vermeiden, da sie hydraulisch ungünstig ist.

Die Berechnung der NPSHA-Werte erfolgt nach [3] und lautet für den

- Saugbetrieb:

$$\text{NPSHA} = \frac{p_e + p_b - p_D}{\rho \cdot g} + \frac{v_s^2}{2g} - H_{v,s} - H_{s,\text{geo}} \quad (6.4)$$

- Zulaufbetrieb:

$$\text{NPSHA} = \frac{p_e + p_b - p_D}{\rho \cdot g} + \frac{v_s^2}{2g} - H_{v,s} - H_{z,\text{geo}} \quad (6.5)$$

Für kaltes Wasser und offene Behälter kann die Formel für die Praxis vereinfacht werden. Hierbei werden folgende Annahmen getroffen:

- p_b = Luftdruck = 1 bar (= 10^5 n/m²) und $p_e = 0$ bar
- ρ = 1000 kg/m³ und $g = 10$ m/s² (Abweichung von $9,81 \approx 2\%$)
- $\frac{v_s^2}{2g}$ = Geschwindigkeitshöhe ≈ 0 , da sehr klein
- p_D = Dampfdruck bei $7^\circ\text{C} = 0,0100$ bar

Bild 6.12 Förderhöhen für eine Pumpe aus einem offenen Behälter in einen offenen Behälter

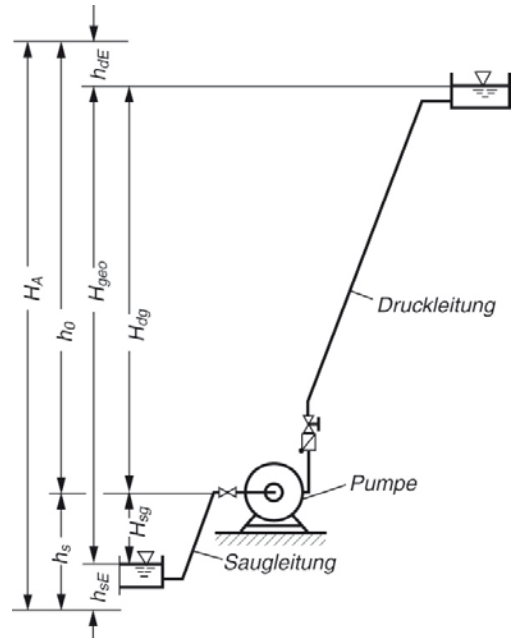
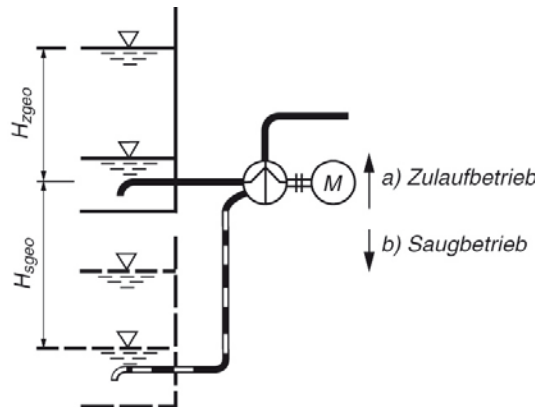


Bild 6.13 Saug- und Zulaufbetrieb einer Pumpe



Es bedeutet:

v_s = Geschwindigkeit in der Saugleitung

$H_{v,s}$ ($h_{v,s}$) = Reibungsverluste in der Saugleitung

$H_{s,geo}$ ($h_{s,geo}$) = geodätische Saughöhe

Für kaltes Wasser und offene Behälter ist daher ausreichend genau:

$$NPSHA \approx 10 - H_{v,s} - H_{s,geo} \quad (\text{Saugbetrieb}) \quad (6.6)$$

$$NPSHA \approx 10 - H_{v,s} + H_{z,geo} \quad (\text{Zulaufbetrieb}) \quad (6.7)$$

Es muss immer $NPSHA > NPSHR$ sein.

Die $NPSHR$ -Werte ($NPSH$ -Werte nach Bild 6.4) findet man in den Pumpenkatalogen der Hersteller. Die dort angegebenen Werte sind um einen Sicherheitszuschlag von 0,5 m zu erhöhen.

Beispiel 6.1

Gesucht:

$$H_{s,geo} = \text{geodätische Saughöhe}$$

Gegeben:

Pumpendaten gemäß Bild 6.4

Förderstrom der Pumpe = $55 \text{ m}^3/\text{h}$

Saugleitungsverlust $h_{sE}(h_{v,s}) = 1,50 \text{ m}$ als Vorgabe

Berechnungsweg siehe Kapitel 8 Beispiel 8.1

Berechnung:

Gleichung (6.5) wird umgestellt:

$$H_{s,geo} = 10,0 - 1,5 - 2,0 = 6,5 \text{ m}$$

Der Wert 2,0 m ergibt sich aus Bild 6.4, wo 1,5 m für $NPSH$ abgelesen wird, und einem Sicherheitszuschlag von 0,5 m.

Der Leistungsbedarf P , der vom Motor an die Pumpenwelle abzugeben ist, berechnet sich nach der Formel:

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H}{1000 \cdot \eta} \quad \text{in kW} \quad (6.8)$$

ρ = Dichte von Wasser ($1,0 \text{ kg/dm}^3$)

g = Fallbeschleunigung ($9,81 \text{ m/s}^2$)

Q = Förderstrom in l/s

H = Förderhöhe in m

η = Wirkungsgrad der Pumpe

Anstelle von 1000 findet man in der Praxis noch die Werte 367 oder 102. Sie beruhen auf folgender Überlegung:

Leistung in kW mal Zeit in h = Arbeit in kWh.

Mit $1 \text{ kWh} = 36700 \text{ kpm}$ ergibt sich für Q in m^3/h der Wert 367 und für Q in l/s ($367/3,6$) die Zahl 102.

Für die Motorauswahl ist der Wirkungsgrad des Motors zu beachten. Er liegt bei Elektromotoren zwischen 0,8 und 0,95.

In der Praxis werden in Abhängigkeit vom berechneten Leistungsbedarf folgende Zuschläge gemacht:

bis 7,7 kW	≈ 20 %
7,5 bis 40 kW	≈ 15 %
> 40 kW	≈ 10 %

Beispiel 6.2

Gesucht:

Leistungsbedarf P_p der Pumpe
erforderliche Leistungsaufnahme P_M des Elektromotors

Gegeben:

Systemskizze Bild 6.14
Förderstrom der Pumpe = 55 m³/h bzw. 15,3 l/s
 k_i -Wert = 0,1 (siehe Kapitel 8.1.2)
Verluste der Saugseite $h_{sE} = 0,22$ m (siehe Kapitel 8, Beispiel 8.1)
Wirkungsgrad der Pumpe $\eta = 0,73$
Wirkungsgrad des Motors $\eta = 0,90$

Berechnung:

Die Verluste werden für die Saug- und für die Druckseite getrennt ermittelt:

$$h_{sE} + H_{sg} = 0,22 + 3,0 = 3,22 \text{ m (Verluste Saugseite)}$$

$$I = 14,0 \text{ m/km für DN 125, Tafel 8.3; } l = 160,0 \text{ m}$$

$$h_{dE} = \frac{(14,0 \cdot 160,0)}{1000} = 2,24 \text{ m}$$

$$H_{dg} = 2,24 + 14,0 = 16,24 \text{ m (Verluste Druckseite)}$$

$$\text{Gesamtförderhöhe } H_A = 3,22 + 16,24 = 19,46 \text{ m}$$

Leistungsaufnahme der Pumpe ($\eta_p = 0,73$) nach Gleichung (6.8):

$$P_p = \frac{1,0 \cdot 9,81 \cdot 15,3 \cdot 19,46}{1000 \cdot 0,73} = 4,0 \text{ kW}$$

Bemessung des E-Motors ($\eta_M = 0,9$) und Leistungsreserve 20 %:

$$P_M = 1,2 \cdot \frac{4,0}{0,9} = 5,3 \text{ kW}$$

Da die gleiche Pumpe wie in Beispiel 6.1 gewählt wird, ist die Forderung $NPSHA > NPSHR$ erfüllt.

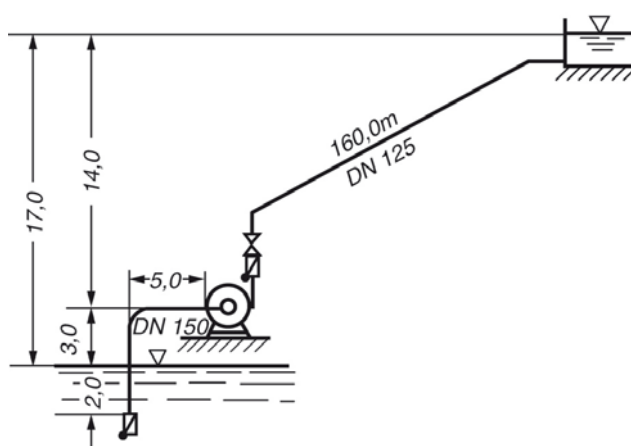


Bild 6.14 Systemskizze zur Berechnung des Leistungsbedarfs eines Kreiselpumpenmotors

Beispiel 6.3

Gesucht:

- Rohrkennlinie für DN 100 und DN 150
- maximal möglicher Förderstrom in l/s
- maximal mögliche Gesamtförderhöhe H_A

Gegeben:

- Rohrleitungslänge $l = 500$ m
- k_i -Wert = 0,1 mm
- $H_{\text{geo}} = 50$ m
- Pumpenkennlinie entsprechend Bild 6.15

Hinweis:

I = auf die Längeneinheit bezogene Reibungsverlusthöhe, siehe Tafel 8.3

Rohrkennlinienberechnung: $H_A = H_{\text{geo}} + H_v$

Rohrkennlinie	DN 100					DN 150				
Q in l/s	3	6	9	12	15	5	7	10	15	20
I in m/km	1,9	7,0	15,0	26,0	40,0	0,7	1,3	2,4	5,2	8,9
$H_v = I \cdot l$ in m	0,97	3,5	7,5	13,0	20,0	0,3	0,6	1,2	2,6	4,4
Schnittpunkt bei	$Q = 13,7$ l/s und $H_A = 66,77$ m					$Q = 18,8$ l/s und $H_A = 53,95$ m				

Für $Q = 13,7$ l/s ergibt sich $H_v = 16,77$ m;

Für $Q = 18,8$ l/s ergibt sich $H_v = 3,95$ m;

Mit $H_{\text{geo}} = 50,0$ m ergeben sich die Werte $H_A = 66,77$ m bzw. 53,95 m

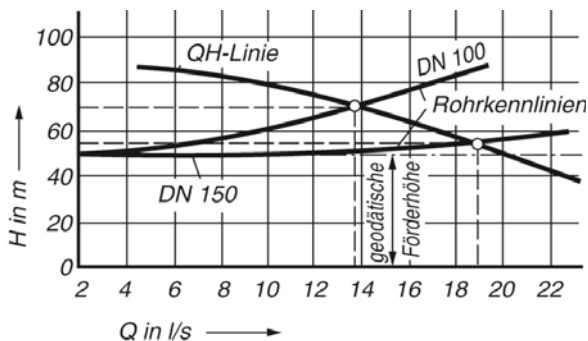


Bild 6.15 Pumpenkennlinie (QH-Linie und Rohrkenlinie)

6.2 Allgemeine Hinweise für Pumpwerke

(W 400-1, W 610, W 611, W 617, W 618)

Wie für alle Wasserversorgungsanlagen gilt insbesondere für Pumpwerke der Grundsatz: *Betriebssicherheit geht vor Wirtschaftlichkeit.*

Es sind daher mindestens zwei Maschinensätze vorzusehen, von denen jeder den Bedarf allein abdecken muss. Da Pumpwerk, Rohrleitung und Speichersystem eine Einheit bilden, ergeben sich wirtschaftlich und technisch eng miteinander verknüpfte Wechselbeziehungen.

Es empfiehlt sich daher, Kostenvarianten zu untersuchen und die Betriebs- und Anlagenkosten zu optimieren (siehe Kapitel 7 und 8). Durch hohe Fließgeschwindigkeiten kann die Rohrleitung zwar kleiner gewählt werden, die Energiekosten steigen aber an. Für Pumpenleistungen werden nach W 400-1 die in der Tafel 6.3 aufgelisteten Richtwerte genannt.

Tafel 6.3 Fließgeschwindigkeiten in Pumpenleitungen in m/s (W 400-1)

Pumpendruckleitung als Steigleitung im Brunnen	1,5 bis 2,5
Pumpendruckleitungen	1,0 bis 2,0
Pumpensaugleitungen	0,5 bis 1,0

Höhere Fließgeschwindigkeiten sind dann günstig, wenn nur kurze Pumpenbetriebszeiten vorgesehen sind.

Wenige große Pumpen, miteinander kombiniert, erlauben oft günstigere Wirkungsgrade. Da die Reservepumpen dann ebenfalls groß sind, steigen hierdurch die Baukosten.

Bei schwankenden Förderströmen kann es vorteilhaft sein, mit Grundlastpumpen zu arbeiten und über eine drehzahlgeregelte Pumpe die Feinregulierung vorzunehmen.

Folgende Förderarten sind für Pumpwerke nach Tafel 6.4 zu unterscheiden:

Tafel 6.4 Wasserförderungsanlagen

	Förderbeginn	Förderende	Bemerkungen
1	Brunnen	Wasserwerk	Bild 6.8
2	offener Behälter (Pumpensumpf)	Hochbehälter	Bild 6.14
3	offener Behälter	Rohrnetz	
4	offener Behälter	durch das Rohrnetz in einen Gegenbehälter	Bild 7.2c
5a	Rohrnetz	Rohrnetz	DEA, mit Windkessel, Bild 6.22
5b	Rohrnetz	Rohrnetz	DEA, mit gestaffelten Pumpen mit und ohne Druckwindkessel
5c	Rohrnetz	Rohrnetz	DEA, mit Drehzahlregelung mit und ohne Druckwindkessel,

Die Rohrleitungen in Pumpwerken neigen zur Kondenswasserbildung, sie sind daher in getrennten Rohrkellern oder Rohrkanälen zu führen. Die Rohrleitungen sind innen und außen gegen Korrosion zu schützen. Für den Innenschutz kommen Bitumenstoffe, Zementmörtel, Kunststoffe, Emaile und für den Außenschutz spezielle Anstrichfarben oder Kunststoffbeschichtungen in Betracht. Es werden auch Edelstähle eingesetzt. Zur Verminderung von Korrosionsschäden kann eine Raumluftentfeuchtungsanlage vorteilhaft sein.

Neben dem Kondenswasser fällt auch noch Entleerungs-, Leck- und Spritzwasser an, das teilweise von Öl verunreinigt ist. Diese Wässer sind gesondert abzuleiten.

Da Sauberkeit das oberste Gebot in Trinkwasseranlagen ist, sind Fußböden und Wände mit Fliesen oder abwaschbaren Farbstoffen zu versehen.

Bei kleineren Pumpwerken werden die Überwachungs-, Mess-, Steuer- und Regeleinrichtungen (W 645) in einem Schaltschrank zusammengefasst. Für große Pumpwerke sind Maschinenraum und Schaltwarte zu trennen.

Zum Schutz der Motoren sollte die Schalthäufigkeit begrenzt werden, um eine unzulässige Erwärmung der Motorwicklungen zu vermeiden. Bei größeren Anlagen wird eine Schalthäufigkeit von 4 bis 8 pro Stunde, bei mittleren ländlichen und städtischen Versorgungen von 6 bis 12 pro Stunde empfohlen [31].

Für die Gestaltung der Pumpenvorlage bzw. des Wasserspeichers und die Anordnung der Saugleitung sind folgende Hinweise wichtig:

Der Abstand zwischen Zulauf- und Saugleitung muss groß genug sein, damit keine Luft in die Saugleitung gelangt. Daher muss die Zulaufleitung auch immer unter dem Wasserspiegel ausmünden. Bei Gefahr eines Luftzutrittes sind Zulauf- und Saugleitung durch eine Prallwand zu trennen. Um Hohlwirbel zu vermeiden sind die Abstände nach Bild 6.16 für die Saugleitungen einzuhalten.

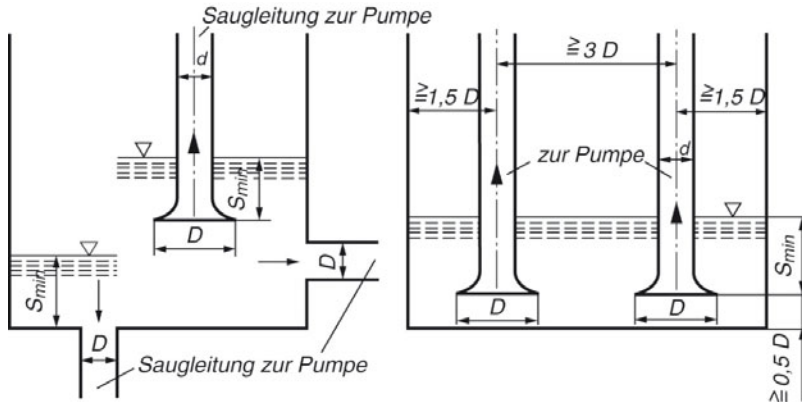


Bild 6.16 Rohrleitungsanordnung im Pumpensumpf [3]

Mit v in m/s in der Saugleitung und $S_{\min}$ in m rechnet sich die Mindestüberdeckung zu:

$$S_{\min} = \frac{v^2}{2g} + 0,1 \quad \text{in m}$$

Die Saugleitung muss bis zur Pumpe steigend verlegt werden. Um eine Förderanlage optimal betreiben zu können, müssen vor und hinter dem Pumpenein- und -austritt Armaturen und Messeinrichtungen eingebaut werden. In Bild 6.17 sind mögliche Anordnungen aufgezeigt.

Um die Pumpe von Kräften und Momenten freizuhalten, sind die feststellbaren Ausbaustücke besonders wichtig. Bei Armaturen und Messeinrichtungen ist auf die Druckverlustbeiwerte zu achten, da hierdurch Energieverluste entstehen (W 610, W 611 und Kapitel 8).

Richtungsänderungen der Rohrachsen sind auf ein Minimum zu beschränken. Bei einigen Messeinrichtungen müssen störungsfreie Rohrstrecken vor dem Messgerät vorhanden sein. Damit die Pumpe störungsfrei angeströmt werden kann, sind Richtungsänderungen und Rohreinbauten bis zur vierfachen Nennweite vor dem Eintrittsstutzen unzulässig. Am Pumpenaustritt wird eine Länge von mindestens zweifacher Nennweite empfohlen. Ausgenommen hiervon sind Reduzierstücke. Raumkrümmer sind auf jeden Fall zu vermeiden.

Die Abmessung der Räume hängt ab von der Pumpenaufstellungsart und der Größe der Aggregate. Für den Ein- und Ausbau sind Hebezeuge wie Flaschenzüge und Laufkatzen unumgänglich. Um eine schnelle Ein- und Ausbaumontage zu ermöglichen, sind Mindestabstände von den Wänden und zwischen den Aggregaten erforderlich. Für die Zwischenlagerung sind Freiflächen vorzuhalten.

Folgende Pumpen und Motoraufstellungen sind möglich:

Die Pumpe und der Motor liegen über dem maximalen Wasserstand im Pumpensumpf oder Behälter. Dieser Betrieb ist hydraulisch ungünstig, auf der Saugseite sind dann besondere Vorkehrungen zu treffen (z. B. Fußventil, Evakuierungsanlage). In Bild 6.18 ist dieser Fall dargestellt.

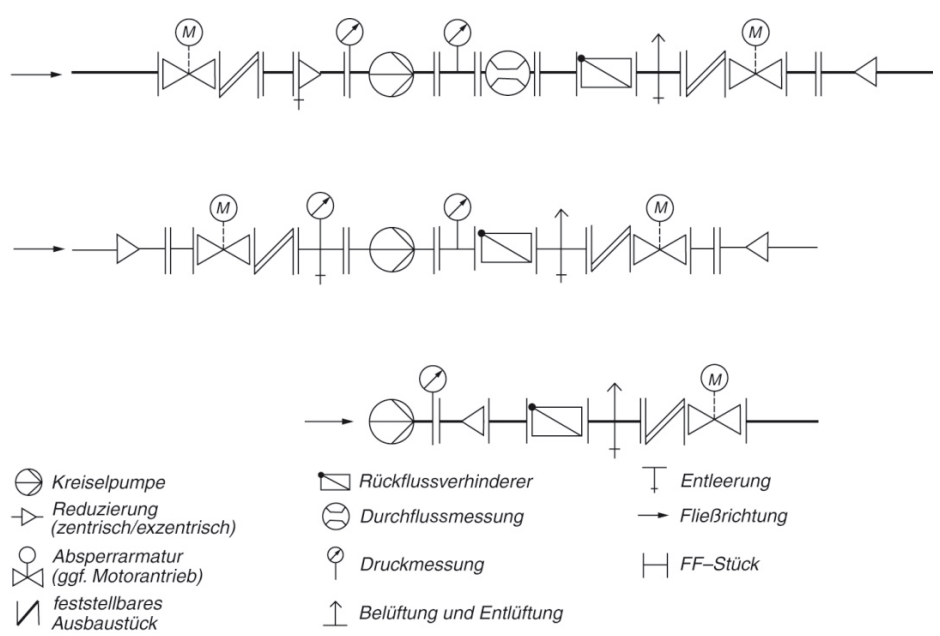


Bild 6.17 Anordnung der Rohrleitungskomponenten vor und hinter der Pumpe (siehe auch W 610)

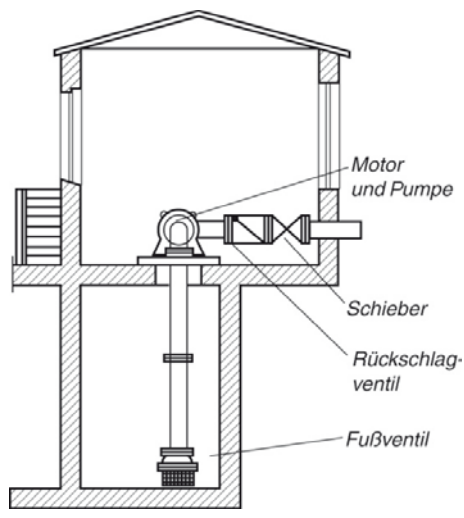


Bild 6.18 Pumpenanlage mit Motor und Pumpe in hoher Trockenaufstellung [117]

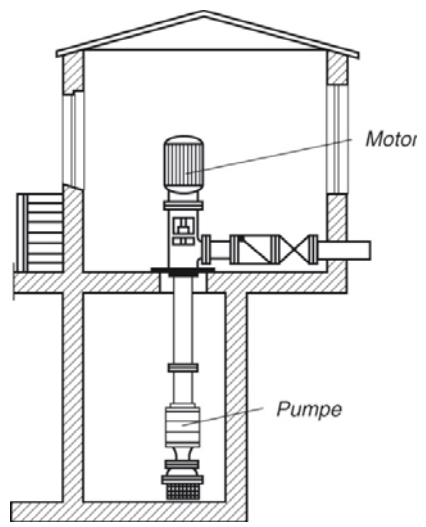


Bild 6.19 Pumpenanlage mit Motor in Trockenaufstellung und Pumpe in Nassaufstellung [117]

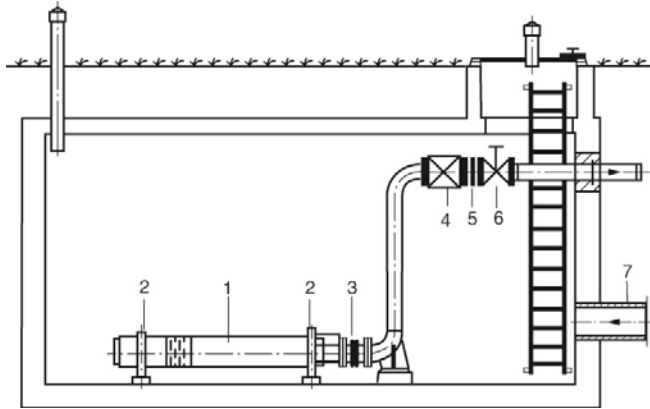
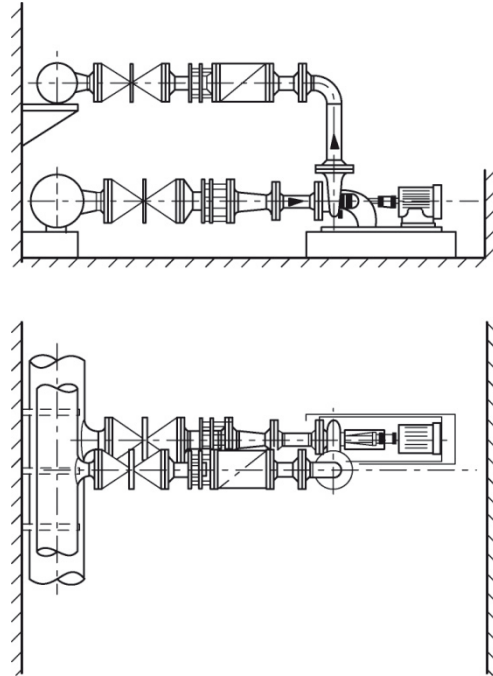


Bild 6.20 Horizontaler Einbau einer U-Pumpe in einem Behälter [117]

Bild 6.21 Spiralgehäusepumpe, einflutig und in horizontaler Einbau-lage (siehe auch W 610)



Die Variante in Bild 6.19 unterscheidet sich durch die tiefliegende Pumpe in Nassaufstellung. Die Pumpe hat somit freien Zulauf und das System ist hydraulisch günstiger.

In Bild 6.20 ist eine horizontal liegende U-Pumpe in den Behälter eingebaut. Bei einem Pumpenwechsel muss allerdings der Behälter geleert werden. Dies kann man vermeiden, indem man eine U-Pumpe mit Druckmantel wählt. Pumpe und Motor werden normalerweise auf einer gemeinsamen Grundplatte angeordnet.

In Bild 6.21 ist eine einflutige und horizontal eingebaute Spiralgehäusepumpe dargestellt. Bei mehreren Pumpensätzen sind getrennte Grundplatten zu wählen, da sonst Schwingungen auftreten können.

Für die Überwachung und Instandhaltung von Förderanlagen mit Kreiselpumpen in der Wasserversorgung gilt W 614. Instandhaltungsziele sind z. B. Erhaltung bzw. Erhöhung der Arbeitssicherheit, Verfügbarkeit, Umweltverträglichkeit und Wirtschaftlichkeit. Die Instandhaltung bietet folgende Möglichkeiten der Kostenoptimierung:

- Senkung der spezifischen Kapitalkosten durch Erhöhung der Nutzungsdauer der Anlage
- Reduzierung der Energiekosten durch Erhaltung, zum Teil auch Verbesserung des Wirkungsgrades der Förderanlage
- Senkung der Personalkosten durch Ausweitung der kontinuierlichen Überwachung
- Senkung der Personal- und Materialkosten durch Ausweitung der zustandsorientierten Instandhaltung
- Senkung der Lagerkosten durch Reduzierung des Ersatzteilbestandes

Die in der Wasserversorgung eingesetzten Kreiselpumpen sind, abgesehen von Maschinen für sehr große Förderhöhen oder Förderströme, von relativ einfacher Bauart. Aber auch diese Kreiselpumpen sind im Laufe des Betriebes Zustandsänderungen unterworfen, die zu Betriebsstörungen, Maschinenausfall und Wirkungsgradeinbußen durch Verschleiß, Korrosion, Erosion, Ablagerungen und Kavitationen führen.

6.3 Druckerhöhungsanlagen

Wenn der Versorgungsdruck (Fließdruck $< 50 \text{ kPa}$ bzw. $< 0,5 \text{ bar}$ an der ungünstigsten Versorgungsstelle) an der Anschlussstelle für den Hausanschluss nicht mehr ausreichend ist, wird eine Druckerhöhung unumgänglich. Dies kann im Spitzenbedarfsfall bedingt durch ein Hochhaus, eine höher gelegene Wohnsiedlung oder neue Versorgungsgebiete auftreten. Hierzu werden Druckerhöhungsanlagen (DEA) mit Druckerhöhungspumpen eingebaut.

Druckerhöhungsanlagen müssen sorgfältig gewartet werden, da bei einem Ausfall der Versorgungsdruck nicht mehr sichergestellt ist. Die Kombination mit einem Gegenbehälter (siehe Kapitel 7) ist die sicherste Betriebsform, da bei einer Störung über den Hochbehälter eine Teilversorgung möglich ist. Zur Versorgungssicherheit sind möglichst immer zwei Pumpen zu wählen. In Bild 6.22 ist schematisch eine DEA mit Druckbehälter und Gaspolster dargestellt.

Zwei für $Q_{h\max}$ ausgelegte Pumpen sind parallel geschaltet. Eine dient als Betriebspumpe, die zweite als Reservepumpe. Eine Automatik sorgt für wechselnden Einsatz, hierdurch werden längere Stillstandszeiten einer Pumpe vermieden. Bei unvorhergesehenen Spitzenbelastungen können auch beide Pumpen zugeschaltet werden.

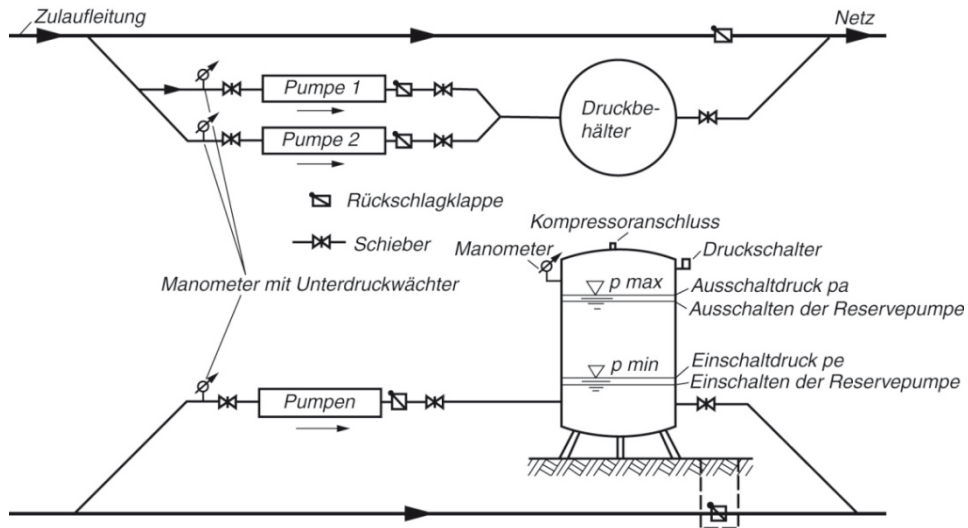


Bild 6.22 Schematische Darstellung einer Druckerhöhungsanlage (DEA)

Hierbei wird über ein Kontaktmanometer bei Unterschreitung eines minimalen Druckes die Reservepumpe zugeschaltet (Mindestversorgungsdruck (Netzdruck) p_e zum Einschalten um 20 bis 30 kPa bzw. 0,2 bis 0,3 bar).

Der Druckbehälter besitzt nur eine geringe Speicherkapazität, denn er hat die Aufgabe, die Schaltzeiten der Pumpe zu begrenzen (siehe Kapitel 7). Als Trockenlaufschutz ist ein Manometer eingebaut, das bei der Unterschreitung des Minimaldruckes die Pumpe abschaltet. Spezialdruckbehälter trennen das Luftpolster vom Wasser mit Hilfe einer Gummibläse oder einer Membran. Hierdurch kann das Wasser keine Luft sorbieren.

Bei Inbetriebnahme wird der Behälter vorgepresst und die sonst erforderliche Kompressoranlage kann entfallen.

Für die Berechnung des Druckbehälters wird auf Kapitel 7.3 verwiesen.

Eine weitere Möglichkeit der Druckerhöhung ist der Einsatz von U-Pumpen im Druckmantel. Der Einbau kann Inline oder als Bypass sowohl horizontal als auch vertikal erfolgen. In Bild 6.23 ist eine vertikale Lösung mit Druckkessel dargestellt, während Bild 6.24 eine horizontale Lösung im Bypass zeigt.

Durch Rückflussverhinderer (Hydrostop) wird ein Rücklauf in das Zulaufrohr verhindert. Vor und hinter der Pumpe sind Schieber vorzusehen, die den Ein- und Ausbau ohne Betriebsunterbrechung ermöglichen. Ausbaustücke erleichtern die Montage.

Für Druckerhöhungsanlagen von Einzelgebäuden, z. B. Hochhäusern muss darauf geachtet werden, dass benachbarte Anlagen durch den Betrieb nicht gestört werden. Der direkte Anschluss an das Versorgungsnetz von nicht drehzahlgeregelten DEA ist daher in der Regel nicht zulässig, sondern es wird mit Vordruckbehältern oder drucklosen Vorbehältern gearbeitet. Üblicherweise werden bei neu zu errichtenden Anlagen drehzahlgeregelte Pumpen eingesetzt.

Bild 6.23 Vertikale U-Pumpe zur Druckerhöhung in einem Druckmantel

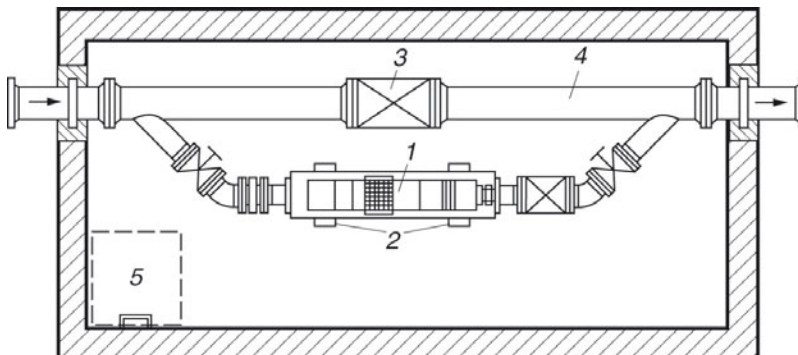
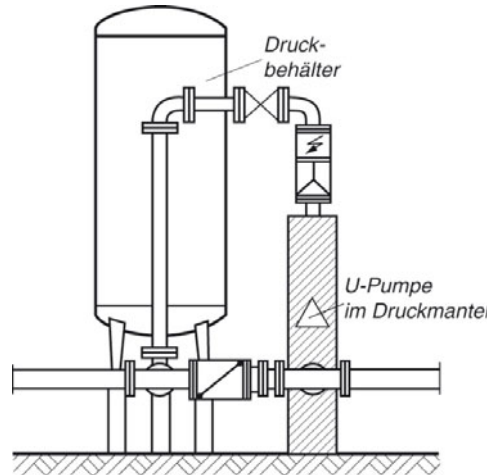
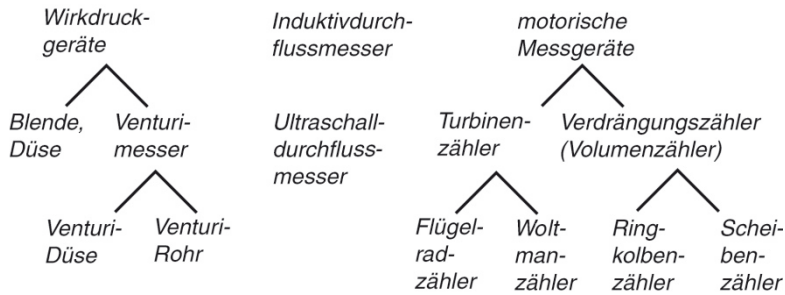


Bild 6.24 Horizontale U-Pumpe zur Druckerhöhung in einem Druckmantel

Berechnungshinweise sind z. B. in DIN 1988-500 zu finden. Durch alle Schaltvorgänge in Pumpwerken können instationäre Betriebszustände auftreten (Hinweise hierzu siehe Kapitel 7.4).

6.4 Wassermengenmessung

Für einen geordneten Betrieb der Wasserversorgungsanlagen ist eine Mengenmessung unumgänglich. Nur durch eine sichere Messeinrichtung können spezifischer Verbrauch, Spitzenbelastungen, Verluste u. a. ermittelt werden. Nach [104] können in Druckleitungen und in Abhängigkeit von der Messaufgabe die Messeinrichtungen nach Bild 6.25 verwendet werden.

**Bild 6.25** Wassermessgeräte

Nach dem Einsatzbereich kann man unterscheiden in:

- Wohnungswasserzähler
- Hauswasserzähler
- Großwasserzähler

Wasserzähler unterliegen dem Mess- und Eichgesetz. Seit dem 1.1.1979 besteht Eichpflicht für Kaltwasserzähler und aufgrund der EU-Harmonisierung seit dem 1.1.1986 eine einheitliche Kennzeichnung nach DIN ISO 4064-1. Eichung und Beglaubigung haben seit dem 1.1.1993 maximal 6 Jahre Gültigkeit.

Seit dem 30.10.2006 ist die EG Messgeräte-Richtlinie aus dem Jahr 2004 in Kraft. Anzuwenden ist diese Richtlinie mit einer Übergangsfrist von 10 Jahren. Für neue Zähler ergeben sich daraus bei der Zulassung und Kennzeichnung von Wasserzählern spätestens ab 2016 wesentliche Änderungen. Nach der Measuring instruments directive (MID) werden die Zähler durch die Angabe des Dauerdurchflusses Q_3 und des Verhältnisses Q_3/Q_1 , welches mit dem Buchstaben „R“ bezeichnet wird, gekennzeichnet. Beide Angaben ermöglichen die Berechnung der übrigen für einen Zähler relevanten Größen. Dies sind der Mindestdurchfluss Q_1 als kleinster Durchfluss, bei dem der Wasserzähler die Fehlergrenzen einhält, der Übergangsdurchfluss Q_2 , der Dauerdurchfluss Q_3 und der Überlastdurchfluss Q_4 (siehe Bild 6.26). Zwischen diesen Größen besteht folgender Zusammenhang:

$$\begin{aligned} Q_3/Q_1 &\geq 10 \\ Q_2/Q_1 &= 1,6 \\ Q_4/Q_3 &= 1,25 \end{aligned}$$

Bis zum Ende der Übergangsfrist im Jahr 2016 können Zähler noch entsprechend der alten Richtlinien bezeichnet werden. Diese unterteilt die Zähler in drei metrologische Klassen A, B und C, die sich durch ihre Prüfbereiche unterscheiden. Die Bezeichnung der Zähler erfolgte sowohl nach ISO/DIN als auch nach der alten EU-Richtlinie anhand des Nenndurchflusses $Q_n = (Q_{\max}/2)$.

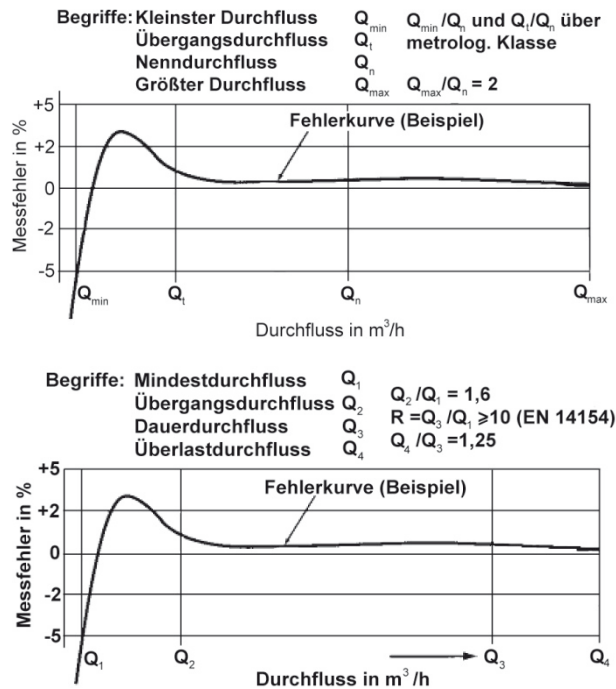


Bild 6.26 Gegenüberstellung neuer und alter Bezeichnungen für Wasserzähler [78]

In der Bundesrepublik Deutschland sind rund 17 Millionen Hauswasserzähler im Einsatz. 15 % der Mehrfamilienhäuser sind mit Wohnungswasserzählern ausgestattet. In den Landesbauordnungen sind unterschiedliche Festsetzungen für den Einsatz von Wohnungswasserzählern bei Neubau und Sanierung getroffen.

Bei den Hauswasserzählern werden folgende Bauformen unterschieden:

- Mehrstrahlflügelradwasserzähler
- Einstrahlflügelradwasserzähler
- Ringkolbenwasserzähler

Flügelradwasserzähler arbeiten nach folgendem Messprinzip: Ein Flügelrad wird vom durchströmenden Wasser in Rotation versetzt. Die Drehgeschwindigkeit ist der Strömungsgeschwindigkeit direkt proportional. Durch zeitliche Integration durch das Zählwerk ergibt sich das durchgeflossene Volumen. Beim Ringkolbenzähler wird ein ringförmiger Kolben, dessen Volumen bekannt ist, durch die Strömung gefüllt, in Drehbewegung versetzt und nach einer Umdrehung entleert. Somit wird bei einer Umdrehung des Kolbens das bekannte Inhaltsvolumen weitergegeben. Als Zählwerk kommen Zeiger- und Rollenzählwerke zum Einsatz. Sind Zählwerk und Messwerk wasserdicht voneinander getrennt, so spricht man von Trockenläufern.

Vor- und Nachteile der verschiedenen Bauformen gibt Tafel 6.5 wieder.

Tafel 6.5 Vor- und Nachteile verschiedener Bauformen von Hauswasserzählern

Mehrstrahlflügelrad- wasserzähler	Einstrahlflügelradwasserzähler	Ringkolbenwasserzähler
<i>Vorteile:</i> toleriert Partikel im Wasser kostengünstig	<i>Vorteile:</i> unempfindlich gegen Partikel und Sand zuverlässig, einfacher Aufbau langzeitstabile Messgüte	<i>Vorteile:</i> Messgenauigkeit bei kleinen Durchflüssen Völlig unabhängig von Ein- baulage sehr geringe Anlaufwerte völlig unempfindlich gegen hydraulische Störer einfache, kostengünstige Re- paratur
<i>Nachteile:</i> empfindlich gegen Ablage- rungen (Kalk)	<i>Nachteile:</i> R 160 oder besser nur bei horizontalem Einbau	<i>Nachteile:</i> empfindlich gegenüber groben Partikeln im Wasser

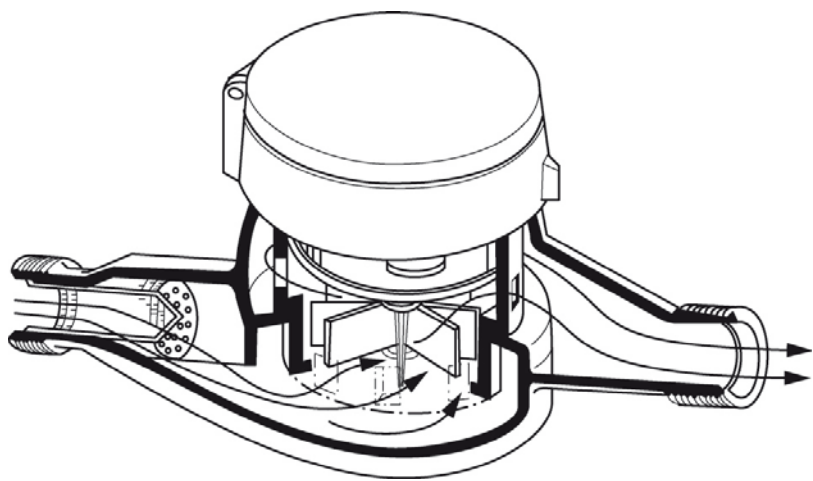


Bild 6.27 Mehrstrahlflügelradwasserzähler

Bei den Hauswasserzählern sind Mehrstrahlflügelradwasserzähler als Nassläufer mit Rollenzählwerk (Bild 6.27) am weitesten verbreitet. Sie sind für Kaltwasser bis 40 °C zu gebrauchen. In verschiedenen Versorgungsbereichen werden in letzter Zeit zunehmend auch Ringkolbenzähler (Bild 6.28) eingesetzt.

Etwa 90 % aller Anwendungsfälle sind mit einem Zähler $Q_3 = 4$ abzudecken, da hier 15 Wohneinheiten (WE) bei Druckspülung und 30 WE beim Einsatz von Spülkästen anschließbar sind.

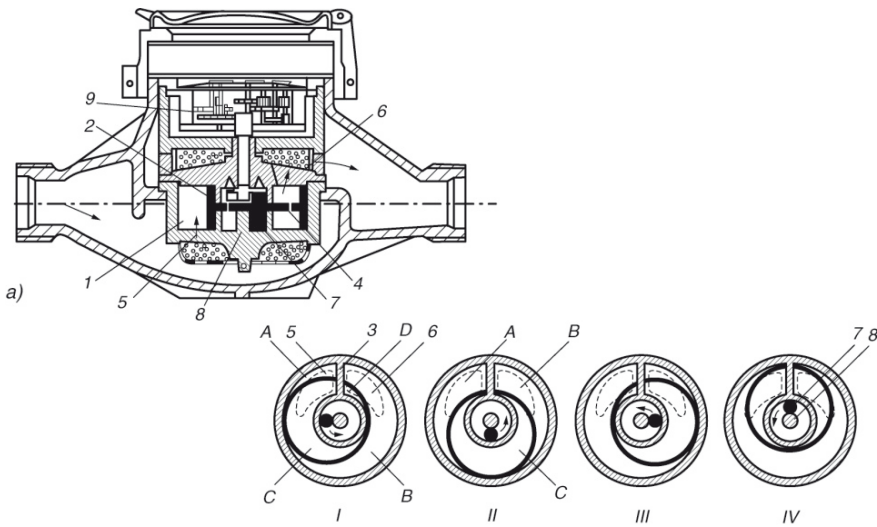


Bild 6.28 Ringkolbenwasserzähler

Tafel 6.6 Baugrößen und Genauigkeitsklassen für Kaltwasserzähler nach MID (Auswahl)

		R = 40		R=50		R =63		R =80	
Q_3	Q_4	Q_1	Q_2	Q_1	Q_2	Q_1	Q_2	Q_1	Q_2
in m ³ /h	in m ³ /h	in l/h	in l/h	in l/h	in l/h	in l/h	in l/h	in l/h	in l/h
1,0	1,25	25	40	20	32	16	25	13	20
1,6	2	40	64	32	51	25	41	20	32
2,5	3,125	63	100	50	80	40	63	31	50
4	5	100	160	80	128	63	102	50	80
6,3	7,875	158	252	126	202	100	160	79	126
10	12,5	250	400	200	320	159	254	125	200
16	20	400	640	320	512	254	406	200	320
25	31,25	625	1000	500	800	397	635	313	500

		R =100		R =125		R =160		R =200	
Q_3	Q_4	Q_1	Q_2	Q_1	Q_2	Q_1	Q_2	Q_1	Q_2
in m ³ /h	in m ³ /h	in l/h	in l/h	in l/h	in l/h	in l/h	in l/h	in l/h	in l/h
1,0	1,25	10	16	8	13	6	10	5	8
1,6	2	16	26	13	20	10	16	8	13
2,5	3,125	25	40	20	32	16	25	13	20
4	5	40	64	32	51	25	40	20	32
6,3	7,875	63	101	50	81	39	63	32	50
10	12,5	100	160	80	128	63	100	50	80
16	20	160	256	128	205	100	160	80	128
25	31,3	250	400	200	320	156	250	125	200

In Tafel 6.6 sind einige Leistungsdaten von Wasserzählern nach der europäischen Messegeräterichtlinie zusammengestellt. Hierbei entspricht der Durchflussmessbereich R40 etwa der früheren metrologischen Klasse A, R80 etwa der Klasse B und R160 etwa der Klasse C.

Im Bereich von Q_1 bis Q_2 (Übergangsvolumenstrom) beträgt der zulässige prozentuale Messfehler $\pm 5 \%$, während im Bereich zwischen Q_2 und Q_4 nur $\pm 2 \%$ Abweichung zulässig sind.

Für den Einbau der Hauswasserzähler sind die Empfehlungen der W 406, der DIN 1988-200 und die gültige Eichordnung zu beachten.

Neben den technischen Parametern spielen bei der Auswahl der Zählerbauform auch betriebswirtschaftliche Überlegungen eine Rolle. Dabei sind nicht nur die Anschaffungskosten sondern die Gesamtkosten über die gesamte Nutzungsdauer zu betrachten.

Bei Großwasserzählern ($> \text{DN } 50$) für Großverbraucher, Wasserwerkszähler, Brunnenwasserzähler u. a. hat sich der Woltmanzähler bewährt. Hierbei handelt es sich um einen Turbinenzähler, bei dem ebenfalls die Messung der Strömungsgeschwindigkeit Grundlage des Messprinzips ist. Bei der Zählerauswahl sind die entsprechenden Betriebsdrücke, Druckverluste und Einbaulagen zu berücksichtigen. Die Rohrleitungsführung ist so zu wählen, dass das Zählwerk stets vollständig gefüllt ist.

Neben den von den Herstellern angegebenen Einbaubedingungen wie z. B. maximale Wassertemperatur und Einbaulage ist die strömungstechnische Einbindung des Messgerätes sehr wichtig. Grundsätzlich gilt hier, dass die Anströmung möglichst ungestört sein soll.

Für den Einbau eines Wasserzählers hinter hydraulischen Störern wie Rohrkrümmer, T-Stück, Absperrorganen, Pumpen oder Reduzierungen werden folgende Mindestanströmlängen empfohlen:

DN 50 – DN 300	$3 \cdot \text{DN}$
ab DN 400	$5 \cdot \text{DN}$
Bei Krümmern generell:	$5 \cdot \text{DN}$

Müssen stark schwankende Wassermengen auch im unteren Messbereich genau gemessen werden, so kann man hierfür entweder einen Verbundwasserzähler (Bild 6.29) oder einen Einstrahlflügelradwasserzähler mit einem Durchflussmessbereich von mindestens R160 (Bild 6.30) einsetzen. Beim Verbundwasserzähler handelt es sich um eine Kombination aus einem Woltmanzähler als Hauptzähler und meist einem Mehrstrahlflügelradwasserzähler als Nebenzähler für die Kleinmengen. Zwischen beiden Zählern wird in Abhängigkeit vom Differenzdruck (nach DIN maximal 0,2 bar) mittels einer Umschaltvorrichtung volumenstromabhängig gewechselt. Beim Einbau in Hochbehälter wird die erforderliche Druckdifferenz nicht immer erreicht. Dient die Anlage zudem der Löschwasserversorgung, ist vor dem Einsatz Rücksprache mit dem jeweiligen Sachversicherer zu halten. Hier sind Einstrahlflügelradwasserzähler hoher Messgüte besser geeignet.

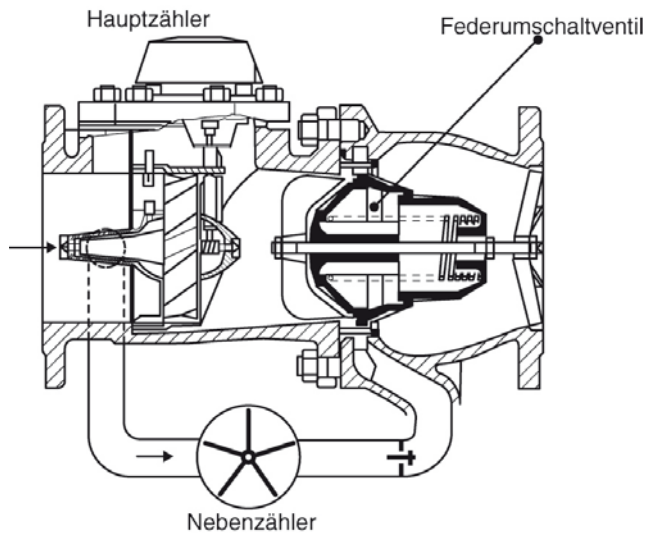


Bild 6.29 Verbundwasserzähler für Kaltwasser

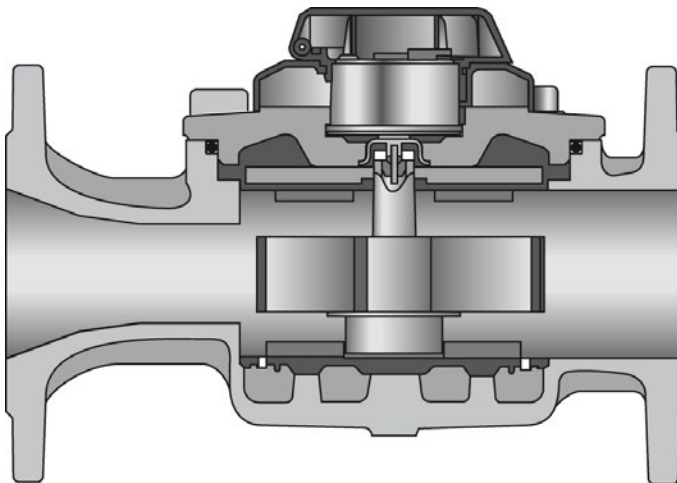


Bild 6.30 Einstrahlflügelradwasserzähler [113]

Die Ultraschallmessung beruht auf dem Messprinzip, dass sich die Geschwindigkeit einer im fließenden Wasser fortpflanzenden Schallwelle mit der Fließgeschwindigkeit verändert. In Strömungsrichtung ist die Laufzeit des Schalls kürzer als im Gegenstrom. Diese Differenz der Schall-Laufzeit-Impulse wird für die Messung benutzt.

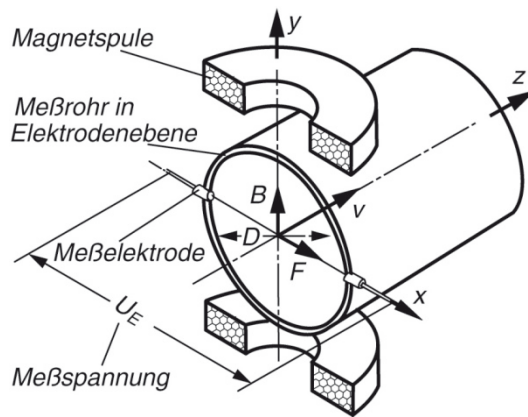


Bild 6.31 Schema eines magnetisch-induktiven Durchflussmessers [118]

Der Venturimesser (Wirkdruckmesser oder Differenzmanometer) misst die Druckunterschiede, die beim Durchfluss von Wasser durch ein Rohr mit verschiedenen großen Querschnitten (Venturirohr) entstehen. Im verengten Querschnitt ist die Geschwindigkeit größer, der Druck kleiner als im ursprünglichen Querschnitt. Die Druckdifferenz ist eine Funktion der Durchflussgeschwindigkeit. Aus ihr ergibt sich die durchflossene Wassermenge in der Zeiteinheit.

Magnetisch-Induktive Durchflussmesser (MID) arbeiten auf der Grundlage des Faraday'schen Induktionsgesetzes.

Wird in ein zeitlich verändertes Magnetfeld eine Leiterschleife gebracht, so wird in ihr eine Spannung induziert. Bei der gerätetechnischen Ausnutzung dieses Messprinzips fließt der Messstoff (das Wasser) durch ein Rohr, in dem senkrecht zur Fließrichtung ein Magnetfeld erzeugt wird. In dem Rohr sind zwei Elektroden diametral so angeordnet, dass ihre gedachte Verbindungslinie senkrecht zur Fließrichtung und zum Magnetfeld steht. Die an den Elektroden induzierte Messspannung ist der mittleren Fließgeschwindigkeit proportional: $U_E = B \cdot D \cdot v$ (Bild 6.31).

Im nachgeschalteten Messumformer wird die Messspannung in ein Gleichstromsignal und/oder in ein Frequenzsignal umgewandelt. Mit diesen Signalen können Schreiber, Zähler, Integratoren, Regler u. a. betrieben werden.

Konstruktionsmerkmale:

- Lineare und genaue Durchflussmessung
- keine Druckverluste durch Rohrverengungen
- keine mechanisch bewegten Teile
- große Messbereichsbreite
- hohe Messgenauigkeit

7.1 Einführung

Wasser kann in verschiedenen Speichern mit unterschiedlichen Zielsetzungen gespeichert werden. Man unterscheidet folgende Arten von Wasserspeichern:

- *Hochbehälter* – als Erdbehälter oder als Wasserturm – gleichen die Verbraucherschwankungen aus und sorgen für einen gleichmäßigen Versorgungsdruck. Ferner ermöglichen sie einen gleichmäßigen Pumpbetrieb. Das Speichervermögen gibt Sicherheit gegen betriebliche Störungen wie Stromausfall, Maschinenschaden und Rohrbruch und schafft die Voraussetzung einer ständigen Bereitstellung einer Löschwasserreserve, unabhängig von menschlichem oder maschinellen Einsatz.
- *Tiefbehälter* haben sämtliche Aufgaben wie Hochbehälter, jedoch muss der Versorgungsdruck erst durch Pumpanlagen erzeugt werden, da der Wasserspiegel im Tiefbehälter unter dem Niveau des Versorgungsdruckes liegt. Die Störanfälligkeit gegen Maschinenschaden ist demnach größer.
- *Druckbehälter* (früher Druckwindkessel) sind Speicheranlagen mit kleinstem Fassungsraum. Dieser hat nur die Aufgabe, die Schalthäufigkeit von Pumpanlagen ohne Wasserspeicher zu vermindern. Druckbehälteranlagen sind besonders empfindlich gegen Förderpumpenausfall, da die im Kessel gespeicherte Wassermenge nur für kürzeste Zeiträume ausreicht.
- *Löschwasserspeicher* werden meist in Form unter- oder oberirdischer künstlicher Behälter oder als Teiche angelegt und vielfach mit Oberflächenwasser gespeist.
- *Talsperren der Trinkwasserversorgung* sind Großspeicher, die wegen ihres Fassungsvermögens einen Ausgleich zwischen Angebot der Natur und Verbrauch über große Zeiträume hinweg schaffen (Mehrjahresspeicher).

7.2 Wasserspeicher

7.2.1 Lage der Wasserspeicher

Es ist anzustreben, die Wasserspeicher in der Nähe des Versorgungsschwerpunktes anzulegen, weil sich dadurch eine Reihe von Vorteilen ergeben (Bild 7.1):

1. Der Druckverlust und damit der Unterschied zwischen hydrostatischem Druck und Versorgungsdruck wird gering gehalten.
2. Ein Hochbehälter braucht aus diesem Grund nicht so hoch angelegt zu werden.
3. Der hydrostatische Druck im Versorgungsnetz wird nicht so groß.
4. Die Störanfälligkeit durch Rohrbruchgefahr ist geringer, da sich die Zubringerleitung bald im Netz verästelt.
5. Die Zubringerleitung vom Pumpwerk zum Wasserspeicher, die während der Pumpzeit gleichmäßig belastet wird und daher kleiner bemessen werden kann, wird allerdings um das Maß länger, um welches die Leitung vom Wasserspeicher zum Netz kürzer wird.

Die Höhenlage des Wasserspeichers ergibt sich aus dem erforderlichen Versorgungsdruck und den Druckverlusten in der Rohrleitung bis zum ungünstigsten Versorgungspunkt.

Der Höchstdruck, der für die obere Grenze der Höhenlage des Speichers maßgebend ist, entsteht in einem Netz im hydrostatischen Zustand, also wenn nahezu kein Wasser entnommen wird, d. h. nachts. Der hydrostatische Druck soll 6 bar nicht übersteigen, da sonst die Rohrverbindungen, Armaturen, Hausinstallationen u. a. zu hoch beansprucht werden, die Rohrbruchgefahr wächst und die Wasserverluste durch Leckstellen, undichte Hähne u. a. steigen. Bestrebungen und Versuche durch weitere Reduzierung des Netzdruckes Wasserverluste und Reparaturkosten zu sparen haben sich als nicht nachhaltig und, auf längere Sicht betrachtet, nicht kostengünstiger erwiesen.

In Orten mit Höhenunterschieden > 50 m sind mehrere Hochbehälter anzuordnen, die entsprechend ihrer Höhenlage die Versorgung der einzelnen Druckzonen übernehmen (siehe auch Kapitel 8.2.1).

Verschiedene Lagen der Wasserspeicher zum Versorgungsnetz sind möglich, haben aber Vor- und Nachteile (Bild 7.2) (W 400-1).

Durchlaufbehälter (Bild 7.2a). Der Wasserspeicher liegt zwischen Wassergewinnung und Versorgungsgebiet. Die Förderhöhen für die Pumpen bleiben fast alle gleich, die Druckverhältnisse im Netz sind ausgeglichen. Das bedeutet eine gute Erneuerung des Wasservorrates.

Zentralbehälter (Bild 7.2b). Der Wasserspeicher im Schwerpunkt des Versorgungsgebietes stellt die ideale Lage dar, ist aber eine rein theoretische Lösung, oder sie wird durch einen Wasserturm realisiert. Ein Vorteil sind die kurzen Fließwege und somit geringen Druckverluste.

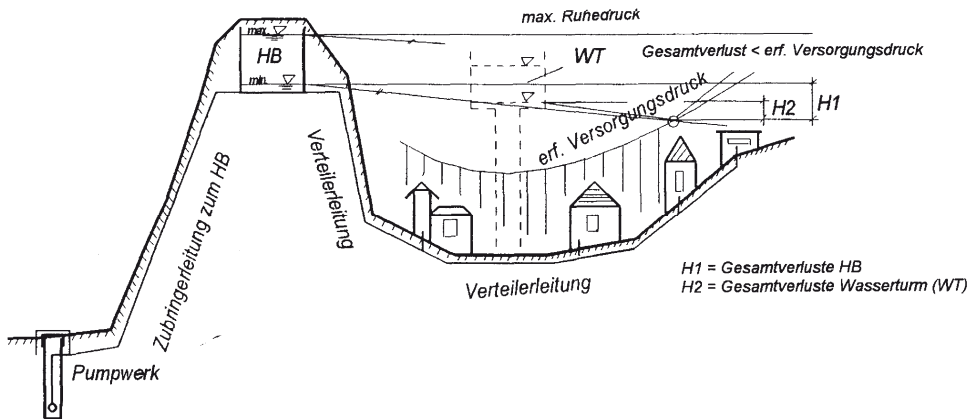


Bild 7.1 Versorgung über einen Durchlaufbehälter

Bild 7.2 Lage der Hochbehälter zum Versorgungsgebiet

a) Durchlaufbehälter

b) Zentralbehälter

c) Gegenbehälter

W Wasserwerk (Pumpen)

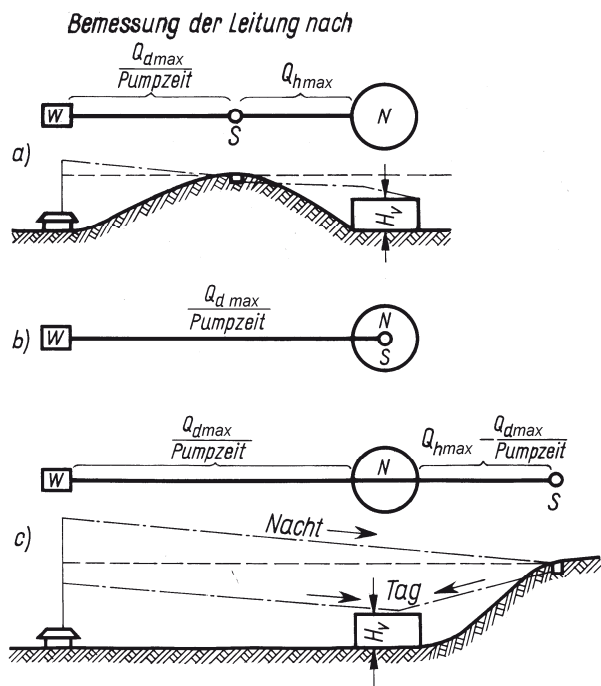
S Speicher

N Versorgungsnetz

H_v Versorgungsdruck

hydraulische Drucklinie

hydrostatische Drucklinie



Gegenbehälter (Bild 7.2c). Der Wasserspeicher liegt so, dass das Versorgungsgebiet zwischen Wasserfassung und Speicher liegt. Es gelangt somit nur ein Teil des geförderten Wassers in den Speicher, der andere Teil fließt unmittelbar zum Verbraucher. Von Vorteil ist die zweiseitige Versorgung (vom Wasserspeicher und vom Pumpwerk) besonders

beim Spitzenverbrauch, da sich dann günstige hydraulische Verhältnisse ergeben. Andererseits ist die Erneuerung des Wassers im Hochbehälter weniger gut. Die Förderhöhen der Pumpen sind unterschiedlich und schwankend.

7.2.2 Speicherbemessung

Die Bewirtschaftung der örtlichen Wasserspeicher erfolgt im Regelfall über den Tagesausgleich. Zur Festlegung der fluktuierenden Wassermenge ist die Tagesverbrauchslinie (Bild 2.4) wichtig, mit deren Hilfe die Verbrauchssummenlinie ermittelt werden kann.

Sofern keine eigenen Messungen vorliegen, sollte die Bemessung des Speicherinhaltes mit Wasserbedarfszahlen und Spitzenfaktoren nach W 410 durchgeführt werden.

Der erforderliche Nutzinhalt ist das Bereitstellungsvolumen am Tage des Höchstbedarfs. Es ist vorteilhaft, für spätere Erweiterungen bereits in der ersten Baustufe Reserveflächen für weitere Wasserkammern vorzusehen.

Ob noch eine Betriebsreserve für Störfälle, Filterspülung u. a. vorgesehen ist, hängt vom Gesamtsystem ab. Dies wird unter anderem von der /den Zubringerleitung(en) und der Leistung und Störanfälligkeit der Wasserversorgungsanlagen bestimmt. Handelt es sich um ein Verbundsystem mit mehreren Behältern, so ist die gesamte fluktuierende Wassermenge zu betrachten.

Bis zu einer höchsten Tagesmenge von ca. 2000 m³ wird der Nutzinhalt für den höchsten Tagesbedarf bemessen.

Für Tagesmengen zwischen 2000 m³ und 4000 m³ sind geringfügige Abminderungen unter $Q_{d\max}$ möglich.

Für große Versorgungsanlagen mit > 4000 m³ liegt der Nutzinhalt zwischen 30 bis 80 % des höchsten Tagesbedarfs.

Erfolgt die Löschwasserbereitstellung über die öffentliche Versorgung, so werden nach W 405 folgende Richtwertwerte empfohlen:

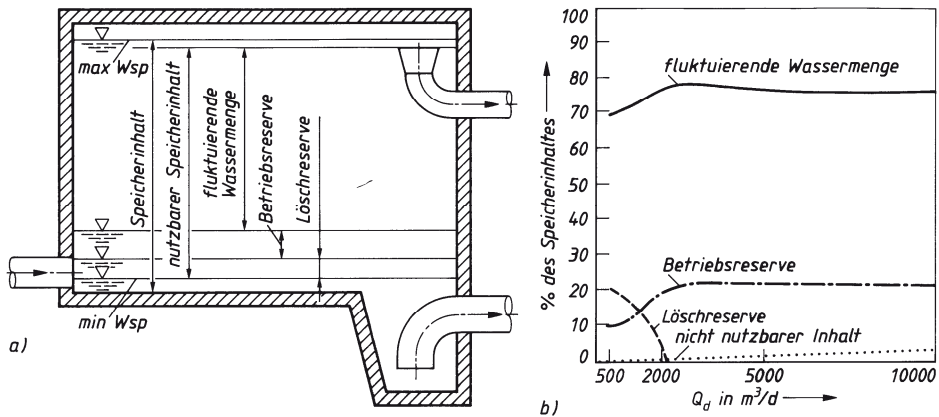
- Ländliche Orte 100 bis 200 m³
- Städtische Gebiete 200 bis 400 m³

Bei einem höchsten Tagesbedarf > 2000 m³ wird kein Löschwasserzuschlag mehr vorgenommen.

Da in Kleinsiedlungsgebieten die Löschwassermenge den Tagesverbrauch übersteigen kann, kommt es zu Stagnationen im Behälter. In diesen Fällen ist auf eine Versorgung mit Löschwasser aus dem öffentlichen Netz zu verzichten und eine Bereitstellung aus Teichen, Löschwasserbrunnen, Wasserläufen u. a. anzustreben.

Der Speicherinhalt (Bild 7.3) ist das Gesamtvolumen aller Wasserkammern, das für den Speicherbetrieb genutzt werden kann. Es wird durch den maximalen Wasserspiegel begrenzt. Der Nutzinhalt entspricht der Differenz zwischen dem minimalen und maximalen Betriebswasserspiegel und setzt sich zusammen aus der fluktuierenden Wassermenge, der Betriebsreserve und der Löschwasserreserve.

Die Behälterbemessung erfolgt grafisch (Bild 7.16) oder in Tabellenform (Tafel 7.1).



- a) Schema
b) Aufteilung in Abhängigkeit von der täglichen Abgabe

Bild 7.3 Aufteilung des Behältervolumens [17]

7.2.3 Bauliche Grundsätze für Wasserspeicher

Als Behältergrundrisse haben sich die Rechteck- und die Kreisform bewährt. Damit bei der Reinigung und bei der Reparatur eine Kammer in Betrieb gehalten werden kann, sind Zweikammerbehälter zweckmäßig.

Bei runden Behältern können die Wasserkammern in Brillenform oder konzentrisch angeordnet werden (Bild 7.4). Sie werden als erdüberdeckte, angeschüttete oder freistehende Behälter ausgeführt. Sofern nicht der Baugrund dies erschwert, z. B. bei felsigem Untergrund, hohem Grundwasserstand u. a., sollte ein erdüberdeckter Behälter mit einem Massenausgleich zwischen Aushub und Verfüllung angestrebt werden. Die Konstruktionselemente der Wasserkammern sind Decken, Wände, Sohlplatte und Stützen. Für die Pendelstützen hat sich bei einer Erdüberdeckung von ca. 1,0 m ein Stützenraster von 5 bis 6 m als wirtschaftlich erwiesen.

Auf Bewegungsfugen kann auch bei großen Abmessungen verzichtet werden. Werden Fugen vorgesehen, so ist bei der Auswahl der Fugenbänder die KTW-Empfehlung [28] und W 270 zu beachten. Dies gilt auch für die gesamten ausgewählten Baustoffe, da neben der hygienischen die mikrobiologische Unbedenklichkeit von großer Bedeutung ist. Falsch verwendete Baustoffe, z. B. zur Innenbeschichtung oder zur Auskleidung der Wasserkammern, können zu einer Verkeimung des Wassers führen.

Undichtigkeiten an Bewegungsfugen können einerseits durch Beschädigung am Dehnungsfugenband, andererseits durch Umläufigkeiten entlang des einbetonierten Dichtungsteils des Dehnungsfugenbandes entstehen. Ursachen hierfür sind Fehler bei der Planung (z. B.: falsch bemessene Fugen und Fugenbänder), ungeeignetes Material, Materialfehler und Fehler bei der Verarbeitung (z. B.: mangelhafte Einbindung des Fugenbandes im Beton).

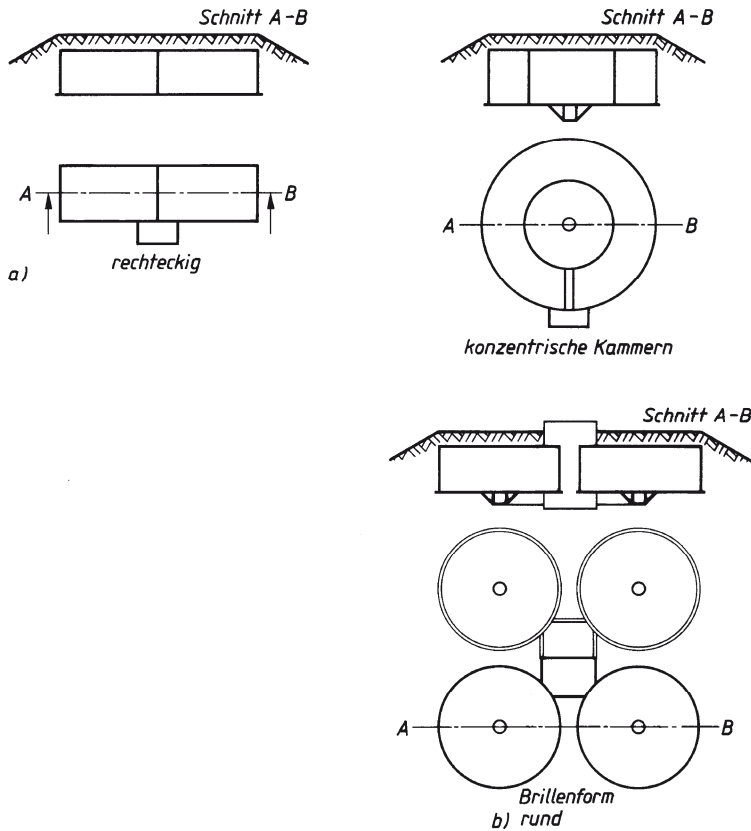


Bild 7.4 Grundformen von Hochbehältern

Undichte Bewegungsfugen lassen sich nur sehr aufwändig instandsetzen. Lokalisierbare Undichtheiten in folge mangelnder Einbindung des Dichtungsteils im Beton lassen sich durch gezielte Injektionen auf Kunststoff- oder Zementbasis beheben. Ist die undichte Stelle nicht lokalisierbar kann die Dichtheit durch Aufdübeln eines Fugenbandes über der gesamten Dehnungsfuge, durch Verpressen unterhalb der Dehnungsfuge mit unter Wasser aushärtendem Material oder durch Auspressen der Dehnungsfuge mit dauerelastischem Material wieder hergestellt werden (Ursachen und Behebung weiterer baulicher Mängel siehe W 312).

Ob ein Behälter mit einem Putz oder einem Anstrich zu versehen ist, eine Beschichtung oder eine Folienauskleidung erhält, ist unter Fachleuten nicht unumstritten [2].

Eine glatte, gleichmäßig strukturierte und vor allen Dingen porenfreie Betonoberfläche kommt ohne weitere Zusatzmaßnahmen aus. Planung und Bau erfordern daher eine hohe Sorgfalt und setzen umfassende Erfahrungen in der Betontechnologie voraus. So erhöhen Mehlkornanteil und Zementgehalt die spätere Zähigkeit, Trennmittel verstärken die Porenbildung. Betonzusätze wie Verflüssiger, Dichtungsmittel u. a. sind hinsichtlich ihrer hygienischen Unbedenklichkeit zu untersuchen, wenn der Beton dem

Wasser direkt ausgesetzt werden soll. Bei der Bauausführung ist eine kleine Steiggeschwindigkeit beim Betonieren (Schütthöhe ca. 0,3 bis 0,5 m) und ein sorgfältiges Rütteln vorzunehmen. Die Mindestbetonüberdeckung muss 3,5 bis 4 cm betragen und durch Abstandhalter gesichert sein. Dies gilt auch für die Decken. Beton gilt als wasserundurchlässig, wenn die Wassereindringtiefe nach DIN 1048 < 5 cm ist. Es sollte grundsätzlich ein Beton II hergestellt werden. Über die Forderung von DIN 1045-1 hinausgehend ist ein Wasserzementwert (W/Z -Wert) $\leq 0,5$ anzustreben ($W 300$). Wichtig ist eine Nachbehandlung des Betons, z. B. Abdeckung gegen rasches Austrocknen (nicht berie-seln).

Die Sohlplatte erhält ein Gefälle von 1 bis 2 % zur Entleerungseinrichtung. Sie lagert auf einer Dränageschicht, die durch ein $> 0,05$ m dicke Sauberkeitsschicht abgeschlossen wird. Damit Niederschläge abgeleitet werden können, erhält die Decke ein Gefälle von ca. 2 %. Zur besseren Entlüftung soll die Deckenunterseite glatt sein und in Richtung der Entlüftung ansteigen.

Betonaußenteile, die mit aggressiven Böden oder Wässern in Berührung kommen, müssen besonders geschützt werden [55]. Um die Tauwasserbildung so gering wie möglich zu halten, sind Wärmeschutz und Lüftung sehr wichtig. Bewährt hat sich eine ca. 1,0 m dicke Erdüberschüttung. Es kommen aber auch Kombinationen mit künstlichen Dämmstoffen zur Anwendung.

W 300 nennt beispielhaft den folgenden Aufbau:

- Massivdecke, Voranstrich mit Kaltbitumen ca. $0,3 \text{ kg/m}^2$
- 10 cm Wärmedämmung mit Schaumglasplatten
- Bauwerksabdichtung (wurzelfest, z. B. zweilagig mit Schweißbahnen)
- Trenn/Gleitschicht mit PE-Folie $2 \times 0,20 \text{ mm}$
- 5 cm Schutzschicht mit bewehrtem Estrich
- 10 cm Kies 16/32, Filter-Vlies 150 g/m^2
- 50 cm Erdaufschüttung Humus-Kies

Da die Wassertiefe im Behälter Einfluss auf die Druckverhältnisse im Versorgungsnetz hat (bestimmte Mindest- und Höchstdrücke sind einzuhalten, siehe Kapitel 8), darf die Schwankung zwischen maxWsp und minWsp (Bild 7.3) nicht zu groß werden ($5 \text{ m} \cong 0,5 \text{ bar}$). Als Anhaltswerte nennt W 300 folgende Werte:

Nutzhalt	Wassertiefe
bis 500 m^3	2,5 bis 3,5 m
500 bis 2000 m^3	3,0 bis 5,0 m
2000 bis 5000 m^3	4,5 bis 5,0 m
$> 5000 \text{ m}^3$	5,0 bis 8,0 m

Neben den Wasserkammern ist das Bedienungshaus (Schieberkammer) ein wesentliches Bauelement.

Von hier aus werden die Rohrleitungen in die Wasserkammern geführt. Es enthält alle Mess- und Steuereinrichtungen des Wasserbehälters.

Über die Schieberkammer erfolgt auch der Zugang zu den Wasserbehältern. Auch bei kleinen Behältern darf die Zugangsöffnung nicht über der Wasseroberfläche liegen. Der Zugang zu den Wasserkammern erfolgt auf Sohlenhöhe des Behälters mittels einer Drucktür oder oberhalb des maximalen Wasserspiegels über eine Treppe. Für das Gelände wird der Werkstoff Edelstahl empfohlen.

Damit die freie Wasseroberfläche der Kammern jederzeit von der Schieberkammer aus eingesehen werden kann, sind Isolierfenster vorteilhaft. Die Schieberkammer ist gegen unbefugtes Betreten zu sichern. Am Ende der Baumaßnahme steht eine Dichtheitsprüfung an, über die ein Abnahmeprotokoll nach W 300 zu fertigen ist.

Bei der *Sanierung von Trinkwasserbehältern* werden zunehmend zementgebundene Beschichtungen verwendet. Diese sichern einerseits die Trinkwasserqualität und schützen andererseits den Beton vor Hydrolyse. So haben z. B. die Stadtwerke Saarbrücken AG bei der Instandsetzung des Behälters Gehlenberg (20000 m³) mit dem Einsatz des hochsulfatbeständigen PCC-Mörtelsystems gute Erfahrungen gemacht. Vor der Ausschreibung wurden umfangreiche Untersuchungen mit unterschiedlichen Materialien durchgeführt [6].

Neben mineralischen Systemen werden bei der Behältersanierung auch Epoxydharzbeschichtungen eingesetzt. Sie haben sich seit Jahrzehnten als Korrosionsschutz- und Gebrauchsbeschichtung bewährt. Hingewiesen wird in diesem Zusammenhang auf die „Leitlinie zur hygienischen Beurteilung von Epoxydharzbeschichtungen im Kontakt mit Trinkwasser“ [11].

Die Inbetriebnahme des Trinkwasserbehälters „Hansastraße“ der SWB Netze, Bremerhaven verzögerte sich nach einer turnusmäßigen Reinigung wegen einer nicht ausreichenden Keimfreiheit nach Wiederbefüllung. Daraufhin wurde der Behälter vollständig außer Betrieb genommen. Es wurde festgestellt, dass die Beschichtung aus Inertol (1-Komponenten-, phenolfreies, schwarzes Anstrichmittel auf Bitumenbasis) stark beschädigt war. Im Rahmen der Sanierungsmaßnahmen erhielt der Wasserbehälter im Innenbereich über die gesamten Wand-, Säulen-, Sohlflächen und Pumpensümpfe ein Betonschutzsystem aus PE-HD-Platten [58].

Weist der Beton von zu sanierenden Behältern eine geringe Haftzugfestigkeit kann eine Beschichtung mit edelstahlfaserverstärktem Feinbeton eine wirtschaftliche Alternative zu einer vollflächigen Bewehrung sein. Unter wissenschaftlicher Begleitung der Fachhochschule Koblenz wurden bei der Sanierung des Wasserturms von Emsdetten gute Erfahrungen mit diesem Verfahren gemacht [12].

7.2.4 Einrichtungen der Wasserspeicher

Jede Wasserkammer erhält:

- eine Zulaufleitung
- eine Entnahmeleitung
- eine Überlaufleitung
- eine Entleerungsleitung

Die Rohrleitungen und die erforderlichen Armaturen werden in der *Schieberkammer* übersichtlich und gut zugänglich eingebaut. Der Zugang erfolgt über eine isolierte und gesicherte Edelstahl- oder Aluminium-Doppeltür.

Bei kleinen Behältern kann ein Einstieg von oben angeordnet werden. Er darf jedoch niemals über dem Wasserspiegel liegen. Die Schachtabdeckung wird nach DIN 1239 ausgeführt. Schieberkammern sind zu entwässern.

Zum Abstieg in den *Rohrkeller* dient eine Betontreppe, bei kleinen Behältern eine Stahl- oder Aluminiumleiter. Der Rohrkeller wird vom Bedienungsteil, der Schieberkammer, durch eine Stahlbetondecke getrennt, die eine abdeckbare Öffnung mit darüber angeordneter Hebevorrichtung zum Befördern von schweren Armaturen, Rohren und Formstücken hat. Zum Einstieg in die *Wasserkammern* dienen i. d. R. Treppen.

Für die *Belichtung* ist eine elektrische Beleuchtung erforderlich. Außenfenster sind i. d. R. zu vermeiden, da Lichteinfall zur Algenbildung führt. Holz ist als Baustoff nicht zu verwenden.

Da an den Rohrleitungen, Wänden und Türen leicht Kondenswasser gebildet wird, ist für eine gut funktionierende *Be- und Entlüftung* zu sorgen. Wasserkammern und Schieberkammer sind möglichst getrennt zu entlüften. Der durch die Wasserspiegelschwankung bedingte Luftaustausch macht eine Entlüftung der Wasserkammern erforderlich. Die Lüftungsöffnungen sollen im Extremfall (Rohrbruch) eine Luftgeschwindigkeit $< 10 \text{ m/s}$ haben. Sie sind gegen Insektenzutritt und sonstige Verunreinigungen zu sichern. In Bild 7.5 ist eine Möglichkeit zur Be- und Entlüftung einer Wasserkammer dargestellt. Weitere Beispiele, insbesondere um die Kondenswasserbildung an der Behälterdecke zu vermindern, sind in [2] und [84] abgebildet.

Zur Aufnahme der Rohrleitungen und Armaturen muss die Schieberkammer genügend groß sein. Die Rohrdurchführungen in die Wasserkammern sind auf eine Mindestzahl zu beschränken. Die Wanddurchführung erfolgt mit einzubetonierenden Mauerflanschen oder Spezialrohrdurchführungen in starrer oder beweglicher Lagerung. Den prinzipiellen Aufbau der *Zuleitung* zeigt Bild 7.6.

Für die Messgeräte ist eine ausreichende Messstreckenlänge vorzusehen. Der Zulauf kann über oder unter Wasser erfolgen (Bild 7.7). Bei einer Einleitung unter Wasser soll der Richtstrahl eine Eintrittsgeschwindigkeit von ca. 1 m/s haben. Die Einleitung über Wasser kann als „Schwanenhals“, „Tulpe“ oder Überlaufwehr ausgebildet werden [15]. Werden Mischwässer im Sinne von W 216 zusammengeführt, so ist eine Mischkammer beispielsweise mit einem Strahlaparat vorzusehen [2]. Bei einer Einleitung über Wasser ist zu beachten, dass Wässer, die sich im KKSG befinden (siehe Kapitel 4), durch die Belüftung im Gleichgewicht gestört werden können.

Die *Entnahmeleitung* und die darunter liegende *Entleerungsleitung* liegen am tiefsten Punkt jeder Kammer. Um ein Luftansaugen zu vermeiden, ist ein Überstau zwischen Rohrscheitel und unterem Betriebswasserspiegel erforderlich. Anstelle des früher üblichen Seihers sind Halbschale, Aufweitung, Trichter mit Abdeckung und Rohrbogen getreten (Bild 7.3) (W 300). Um die Anzahl der Rohrdurchführungen zu beschränken, werden Brauch- und Feuerlöschwasser über dieselbe Entnahmeleitung entnommen.

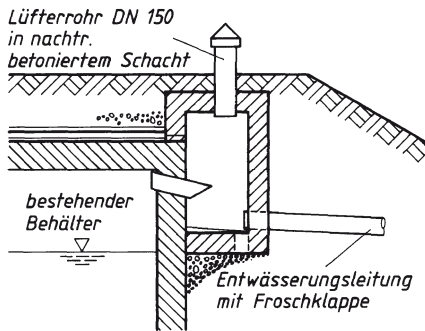


Bild 7.5 Belüftungsmöglichkeiten
für eine Wasserkammer [2]

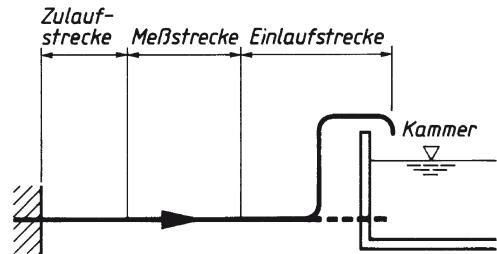
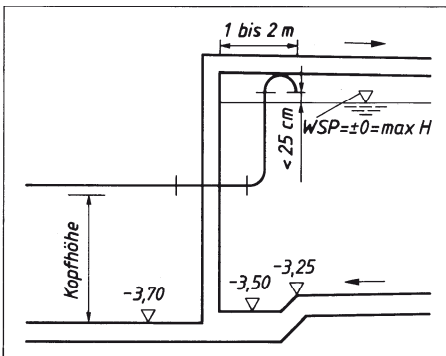
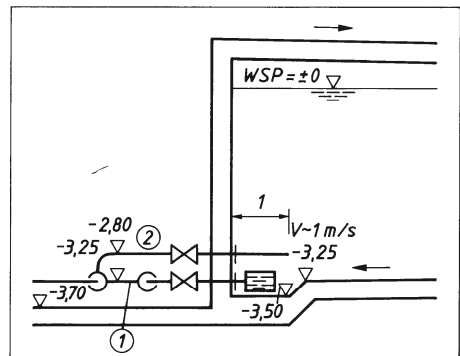


Bild 7.6 Prinzipieller Aufbau der Zuleitung eines
Hochbehälters [15]



a)

a) Einlauf über Wasser



b)

b) Einlauf unter Wasser

Bild 7.7 Zulaufvarianten für einen Wasserbehälter [15]

Der Löschwasservorrat wird dadurch sichergestellt, dass die Entnahmeleitung in einem Bogen bis zur Höhenlage der gewünschten Wasserreserve hochgeführt und belüftet wird, um die Entnahme der Reserve durch Heberwirkung unmöglich zu machen. Die Brandleitung überbrückt den Bogen und ist durch einen Schieber geschlossen, der nur im Brandfall geöffnet wird (Bild 7.8).

Beispiele für die Anordnung der Rohre und Armaturen von Durchgangs- und Gegenbehältern zeigen Bild 7.8 und Bild 7.9.

Zum leichteren Ein- und Ausbau sind bewegliche Ansatzstücke hilfreich. Für die Entnahme von Wasserproben und zur Reinigung sind Zapfhähne vorzusehen. Die Rohrleitungen, Schieber und Armaturen können bei Hochbehältern für niedere Drücke (PN 4, PN 6)(siehe Kapitel 8) bemessen werden.

Bild 7.10 zeigt einen Gegenbehälter in Rechteckform mit je $2 \times 1000 \text{ m}^3$ Nutzinhalt.

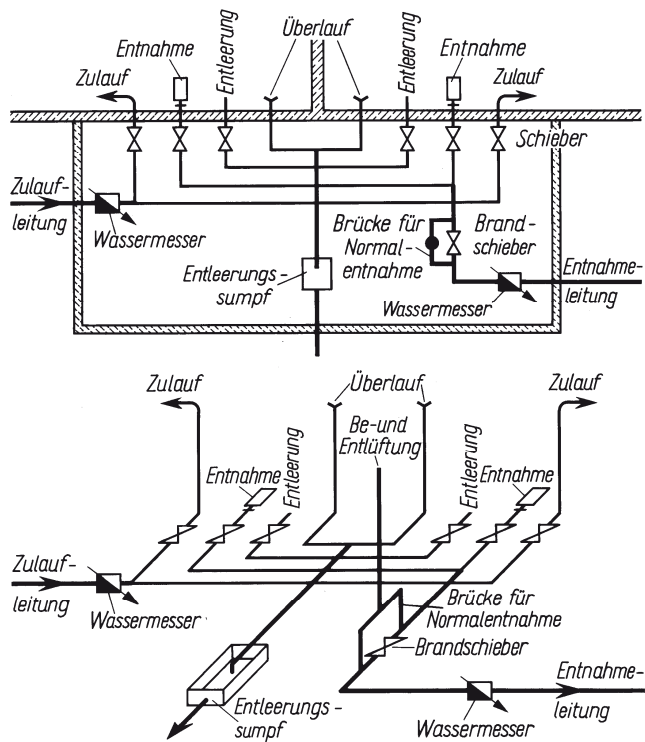


Bild 7.8 Schieberkammer – Rohrschema für einen Durchlaufbehälter

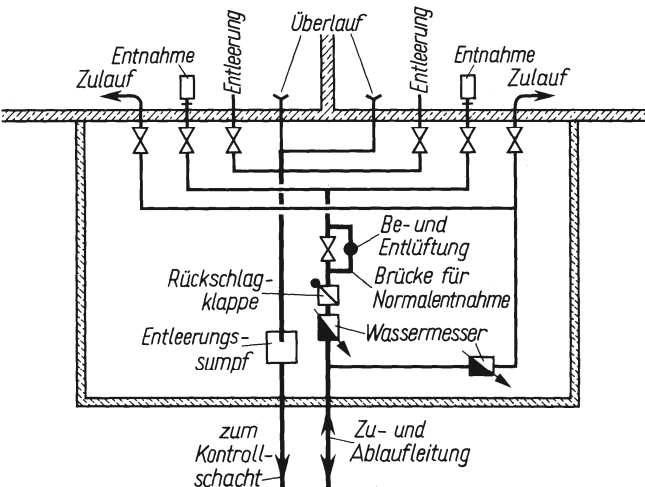


Bild 7.9 Schieberkammer – Rohrschema für einen Gegenbehälter

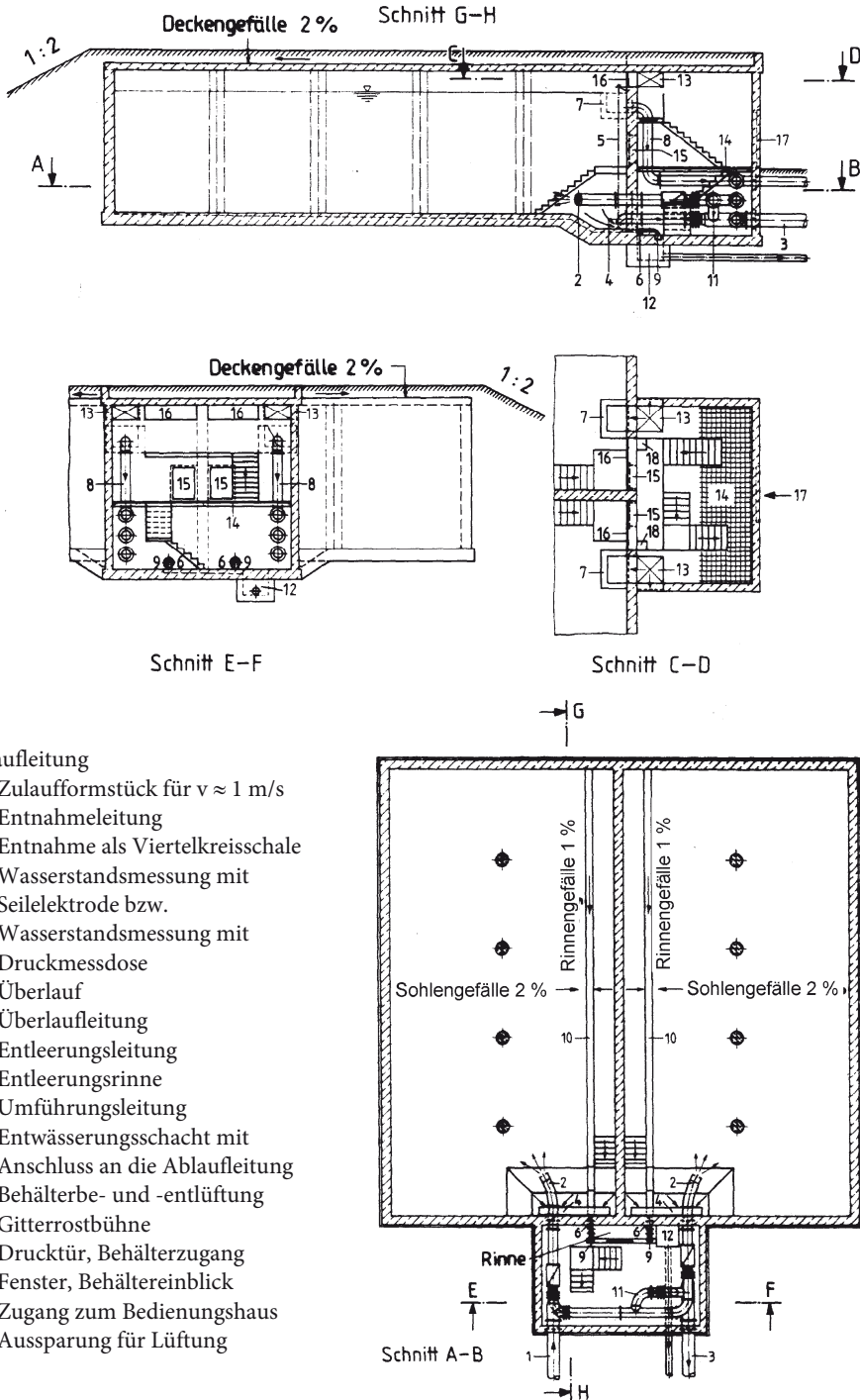


Bild 7.10 Rechteckbehälter $2 \times 1000 \text{ m}^3$ Nutzinhalt, erdüberdeckt, Ausführungsbeispiel

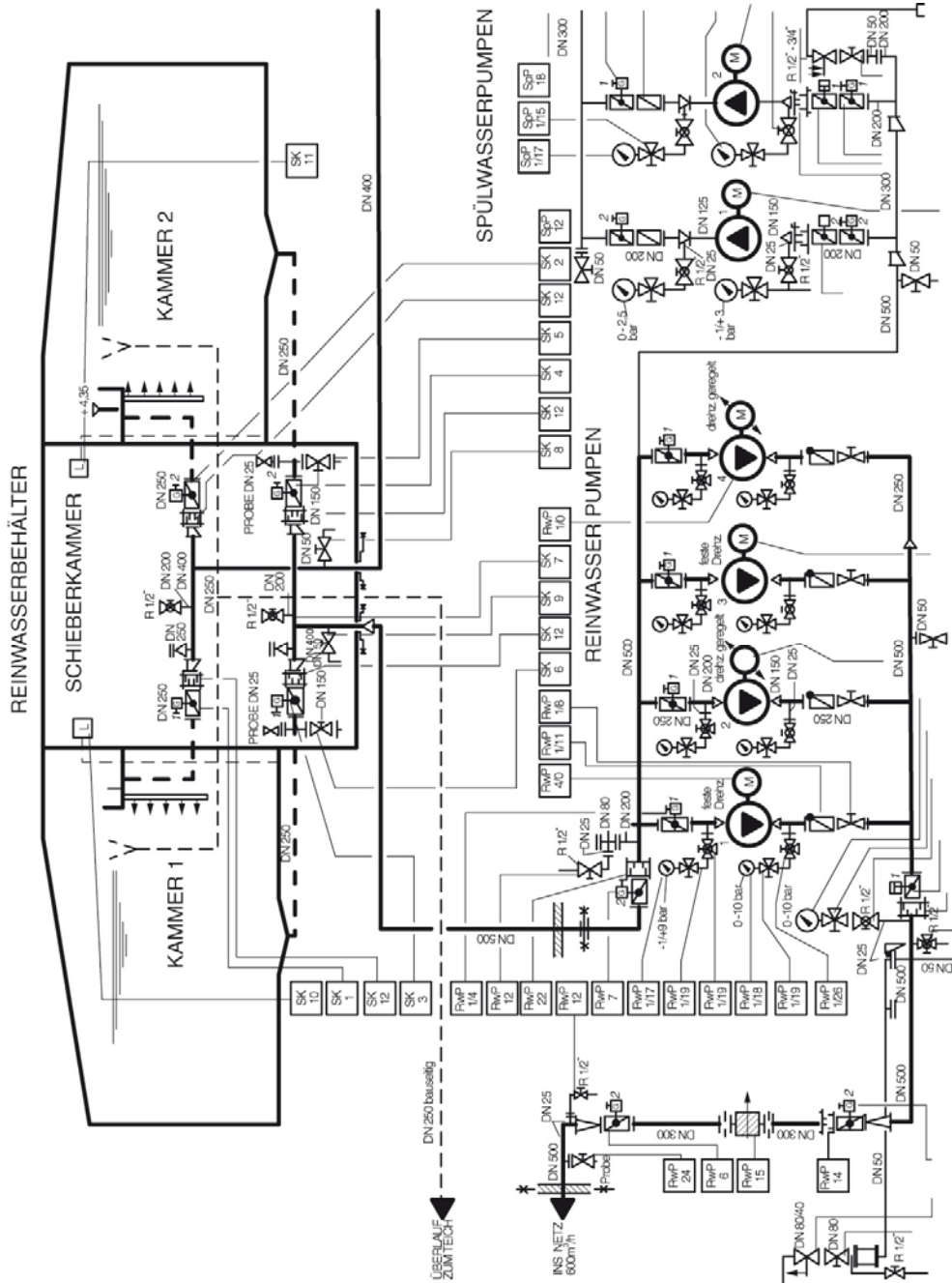


Bild 7.11 Reinwasser-Tiefbehälter mit je $2 \times 1000 \text{ m}^3$ Inhalt im Wasserwerk Wehnsen

Bild 7.11 zeigt den Tief-Reinwasserbehälter im Wasserwerk Wehnsen mit je $2 \times 1000 \text{ m}^3$ Kammerinhalt bei einem Durchmesser von ca. 16 m. Der Behälter befindet sich in unmittelbarer Nähe des Wasserwerkes und versorgt mit je 2 starren und 2 drehzahl-geregelten Pumpen das Verteilungsnetz.

Die Zu- und Ablaufmengen und der Behälterwasserstand werden gemessen und die Daten mit einer Fernübertragung zur Zentrale gemeldet. Sie ermöglichen die Steuerung der Zulaufmenge.

7.2.5 Wassertürme

Fehlt eine ausreichende Bodenerhebung in der Nähe des Versorgungsgebietes, so kann der erforderliche Versorgungsdruck entweder durch eine Druckerhöhungsanlage erzeugt werden, oder der Wasserbehälter wird auf einen künstlichen Unterbau gestellt. Man spricht dann von einem Wasserturm.

Wassertürme bieten hinsichtlich der Versorgung die gleichen Vorteile und Sicherheiten wie Erdbehälter. Architektonisch stellen sie besonders auffallende Objekte dar, die deshalb sorgfältig gestaltet werden müssen.

Wegen des künstlichen Unterbaus sind die Baukosten eines Wasserturms um das Drei- bis Fünffache höher als die eines gleich großen Erdbehälters.

Bei konstantem 24-stündigen Zufluss werden ohne Löschwassermenge folgende Nutzinhalte empfohlen (W 300):

$< 1000 \text{ m}^3$ Tageshöchstbedarf	$I = 0,35 \cdot Q_{d \max}$
1000 bis 4000 m^3	$I = 0,25 \cdot Q_{d \max}$
$> 4000 \text{ m}^3$	$I = 0,20 \cdot Q_{d \max}$

Für Nutzinhalte von 100 bis 3000 m^3 beträgt die Wassertiefe 5,0 m und für mehr als 3000 m^3 8,0 m. Die Kammersohle liegt etwa 20 bis 30 m über dem Gelände.

Es haben sich 4 Grundtypen von Wassertürmen herausgebildet (Bild 7.12).

Rohrdurchführungen für die Entnahme und Entleerung werden bei Turmbehältern zweckmäßig von unten nach oben vorgenommen. Sie sind, wie bei den Erdbehältern, sehr sorgfältig auszuführen und auf eine Mindestzahl zu beschränken.

Um eine symmetrische Belastung zu erreichen, wird die Wasserkammer in Kreisform ausgebildet. Meist unterteilt man den Behälter durch eine konzentrische Zwischenwand in zwei Kammern. Die innere Kammer speichert im Allgemeinen die Löschwasserreserve und die äußere die fluktuierende Wassermenge. Jedoch muss für Reparatur- und Reinigungszwecke eine wechselseitige Benutzung möglich sein. Eine radial verlaufende Trennwand soll einen guten Wasserumlauf unterstützen.

Der Zulauf führt im Normalfall in die Kammer mit der Feuerlöschreserve und soll $\geq 20 \text{ cm}$ über dem höchsten Wasserspiegel liegen. Nachdem das Wasser den inneren ringförmigen Behälterraum durchflossen hat, wird es durch ein Überlaufrohr in die äußere Wasserkammer geleitet. Diese durchfließt es nun in umgekehrter Richtung und wird auf der anderen Seite der Trennwand entnommen (Bild 7.13).

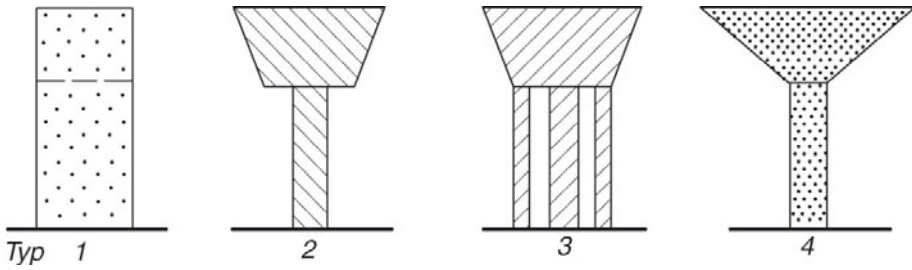


Bild 7.12 Grundtypen von Wassertürmen

Bild 7.13 Armaturen-anordnung im zweikammerigen Wasserturm

- Z Zulauf
- F Feuerlöschwasser
- E Entleerung
- B Brauchwasser
- Ü Überlauf

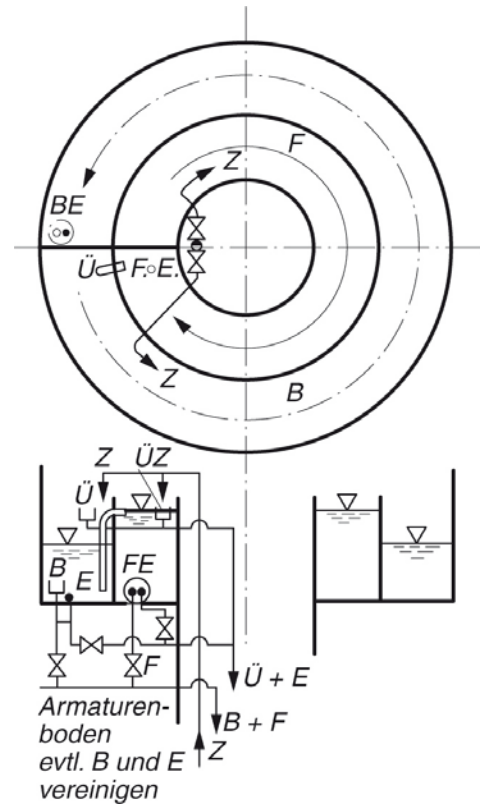


Bild 7.14 zeigt Schnitte eines Wasserturms in Hamburg.

Die weitere technische Ausrüstung von Wassertürmen unterscheidet sich nicht grundsätzlich von Erdhochbehältern.

Für Einzelheiten gelten die Grundsätze von W 300.

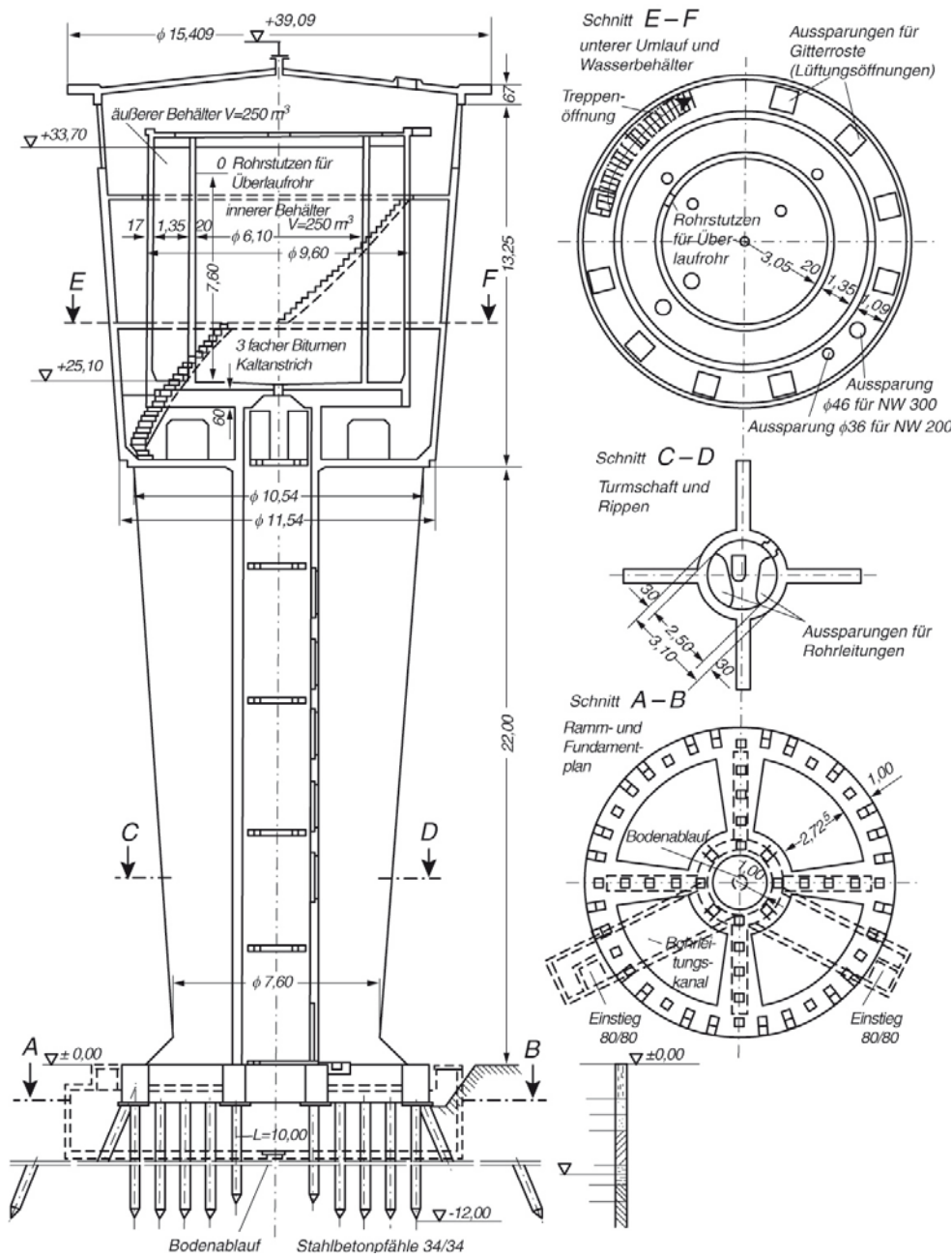


Bild 7.14 Wasserturm Bahnhof Hamburg-Altona (Grün & Bilfinger AG)

7.2.6 Wasserspeicherbemessung

Nachfolgend wird exemplarisch eine Speicherbemessung durchgeführt.

Beispiel 7.1

Gesucht:

Rechnerische Ermittlung des Inhaltes eines Speichers

Gegeben:

Einwohnerzahl	14000
mittlerer Wasserverbrauch	$0,150 \text{ m}^3/\text{E} \times d$
Feuerlöschreserve	entfällt, da $Q_{d \max} > 2000 \text{ m}^3/\text{d}$
Rohrleitungslänge WW bis HB	1700 m
geodätische Förderhöhe	55,0 m
stündlicher Wasserverbrauch nach Bild 7.15	

Berechnung:

Um das Beispiel übersichtlich zu halten, wird vereinfacht die Pumpleistung während der gesamten Pumpzeit konstant angenommen, und die Pumpen werden nicht gesondert abgeschrieben.

Rechnerische Ermittlung des Speicherinhalts für verschiedene Pumpzeiten (Tafel 7.1):

Pumpe A Pumpzeit 22 bis 8 Uhr = 10 h mit $F = 10 \%$ von $Q_{d \max}$ je h

Pumpe B Pumpzeit 4 bis 16 Uhr = 12 h mit $F = 8,34 \%$ von $Q_{d \max}$ je h

Pumpe C Pumpzeit 6 bis 22 Uhr = 16 h mit $F = 6,25 \%$ von $Q_{d \max}$ je h

Nach Tafel 7.1 berechnet sich der erforderliche Speicherinhalt in % von $Q_{d \max}$ für

Fall A = $67,5 + |-14,5| = 82 \%$ oder 0,82

Fall B = $35,0 + |-3,0| = 38 \%$ oder 0,38

Fall C = $|-6,5| + 6,25 = 12,75 \%$ oder $\approx 0,13$

mit $Q_d = 14000 \times 0,150 = 2100 \text{ m}^3 = \text{mittlerer Tagesbedarf}$

Für die Speicherbemessung ist der größte Tagesbedarf $Q_{d \max}$ maßgebend. Die Löschwasserreserve ist nicht einzurechnen, da $Q_d > 2000 \text{ m}^3$ (siehe Kapitel 2). Nach Bild 2.6 beträgt der Faktor $f_d = 1,9$ (für eine Einwohnerzahl von 14000). Damit berechnet sich $Q_{d \max}$ zu

$$Q_{d \max} = 2100 \cdot 1,9 = 3990 \text{ m}^3 = \text{größter Tagesbedarf}$$

Fall A $0,82 \times 3990 \approx 3272 \text{ m}^3$

Speicherinhalt gewählt 3300 m^3

Fall B $0,38 \times 3990 \approx 1516 \text{ m}^3$

Speicherinhalt gewählt 1600 m^3

Fall C $0,13 \times 3990 \approx 519 \text{ m}^3$

Speicherinhalt gewählt 550 m^3

Tafel 7.1 Wasserbedarf V je h, Fördermenge F je h, Förderüberschuss $F - V$ je h und Speichereinhalt $\Sigma(F - V)$; alle in % von $Q_{\max}$

Pumpe	A					B			C		
Uhrzeit	V	ΣV	F	$F-V$	$\Sigma(F-V)$	F	$F-V$	$\Sigma(F-V)$	F	$F-V$	$\Sigma(F-V)$
0 bis 1	1	1	10	9	9		-1	-1		-1	-1
1 bis 2	0,5	1,5	10	9,5	18,5		-0,5	-1,5		-0,5	-1,5
2 bis 3	0,5	2	10	9,5	28		-0,5	-2		-0,5	-2
3 bis 4	1	3	10	9	37		-1	<u>-3</u>		-1	-3
4 bis 5	1,5	4,5	10	8,5	45,5	8,34	6,84	3,84		-1,5	-4,5
5 bis 6	2	6,5	10	8	53,5	8,33	6,33	10,17		-2	<u>-6,5</u>
6 bis 7	3	9,5	10	7	60,5	8,33	5,33	15,5	6,25	3,25	-3,25
7 bis 8	3	12,5	10	7	<u>67,5</u>	8,34	5,34	20,84	6,25	3,25	0
8 bis 9	3,5	16		-3,5	64	8,33	4,83	25,67	6,25	2,75	2,75
9 bis 10	4	20		-4	60	8,33	4,33	30	6,25	2,25	5
10 bis 11	5	25		-5	55	8,34	3,34	33,34	6,25	1,25	<u>6,25</u>
11 bis 12	7	32		-7	48	8,33	1,33	34,67	6,25	-0,75	5,5
12 bis 13	9,5	41,5		-9,5	38,5	8,33	-1,17	33,5	6,25	-3,25	2,25
13 bis 14	10,5	52		-10,5	28	8,34	-2,16	31,34	6,25	-4,25	-2
14 bis 15	8	60		-8	20	8,33	0,33	31,67	6,25	-1,75	-3,75
15 bis 16	5	65		-5	15	8,33	3,33	<u>35</u>	6,25	1,25	-2,5
16 bis 17	3	68		-3	12		-3	32	6,25	3,25	0,75
17 bis 18	3,5	71,5		-3,5	8,5		-3,5	28,5	6,25	2,75	3,5
18 bis 19	5	76,5		-5	3,5		-5	23,5	6,25	1,25	4,75
19 bis 20	8	84,5		-8	-4,5		-8	15,5	6,25	-1,75	3
20 bis 21	6	90,5		-6	-10,5		-6	9,5	6,25	0,25	3,25
21 bis 22	4	94,5		-4	<u>-14,5</u>		-4	5,5	6,25	2,25	5,5
22 bis 23	3	97,5	10	7	-7,5		-3	2,5		-3	2,5
23 bis 24	2,5	100	10	7,5	0		-2,5	0		-2,5	0

Fall A: Pumpzeit 10 h; Speicher 3300 m³Bemessung der Leitung nach $Q_{d\max}$

$$\text{Förderleistung} = \frac{Q_{d\max}}{\text{Pumpzeit}} = \frac{3990 \times 1000}{10 \times 3600} = 1111/\text{s}$$

gewählt DN 300 mm mit $I = 7,0$ m/km ($k_i = 0,1$ mm)(siehe Kapitel 8, Tafel 8.1)

$$H_{\text{geo}} = 55,0 \text{ m}$$

$$H_v = I \times l = 1,7 \times 7,0 = 11,9 \text{ m}$$

$$H_A = \text{Gesamtförderhöhe} = 66,9 \text{ m}$$

Die Gesamtförderhöhe der Anlage ist für die Bemessung der Pumpe und den E-Motor maßgebend.

Wirkungsgrad der Kreiselpumpe $\eta_p = 0,65$; des E-Motors $\eta_M = 0,90$
 Pumpe P_p nach Gleichung (6.8):

$$P_p = \frac{\rho \times g \times Q \times H_A}{1000 \times \eta}$$

$$P_p = \frac{1,0 \times 9,81 \times 111 \times 66,9}{1000 \times 0,65} = 112 \text{ kW}$$

Motorreserve mit 10 % ergibt $P_M = (1,1 \times 112)/0,9 \approx 137 \text{ kW}$ (installierte Leistung)
 Für den Stromverbrauch werden die Tagesmittelwerte eingesetzt:

$$\text{Förderleistung} = \frac{Q_d}{\text{Pumpzeit}} = \frac{2100 \times 1000}{10 \times 3600} = 58,3 \text{ l/s}$$

$$\begin{array}{lll} \text{Reibungsverluste bei } 58,3 \text{ l/s } (I = 2,0 \text{ m/km}) & 1,7 \times 2,0 & = 3,40 \text{ m} \\ H_{\text{geo}} & & = 55,00 \text{ m} \\ \text{Gesamtförderhöhe der Anlage } H_A & & = 58,40 \text{ m} \end{array}$$

Mittlere Leistungsaufnahme P_{Mm} :

$$P_{Mm} = \frac{1,0 \times 9,81 \times 58,3 \times 58,40}{1000 \times 0,65 \times 0,90} = 57,1 \text{ kW}$$

Tafel 7.2 Zusammenstellung von Berechnungsergebnissen

Pumpe	A	B	C	Einheit
Pumpzeit	22 bis 8	4 bis 16	6 bis 22	Uhr
Pumpdauer	10	12	16	h
Tagstrom (6 bis 22 Uhr)	2	10	16	h
Nachtstrom (22 bis 6 Uhr)	8	2		h
Speicherinhalt	3300	1600	550	m ³
$Q_d = 14000 \times 0,150$	2100	2100	2100	m ³ /d
$Q_{d \text{ max}} = 2100 \times 1,9$	3990	3990	3990	m ³ /d
mittl. Förderleistung $Q = Q_d/\text{Pumpzeit}$	58,3	48,6	36,5	l/s
max. Förderleistung				
$Q_{\text{max}} = Q_{d \text{ max}}/\text{Pumpzeit}$	111	92,4	69,3	l/s
Leitung Wassergewinnung bis HB DN	300	300	300	mm
Reibungsgefälle bei Q_{max} $I =$	7	4,9	2,9	m/km
Reibungsverlusthöhe $h_r = I (l = 1,7 \text{ km})$	11,9	8,3	4,9	m
max. Förderhöhe $H_{\text{max}} = 55,0 + h_r$				
Pumpe P_p	66,9	63,3	59,9	m
Motor $P_M = \frac{P_p}{0,9} \times 1,1$ inst. Leistung	112	88	63	kW
	≈ 137	≈ 108	≈ 77	kW
Reibungsgefälle bei Q $I =$				
Reibungsverlusthöhe $h_r (l = 1,7 \text{ km})$	2,0	1,5	0,85	m/km
mittl. Förderhöhe $H_m = 55,0 + h_r$	3,4	2,55	1,45	m
mittl. Leistungsaufnahme P_{Mm}	58,4	57,55	56,45	m
	57,1	46,9	34,6	kW

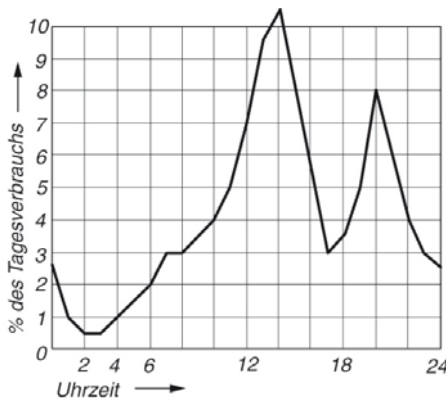


Bild 7.15 Tagesverbrauchskurve

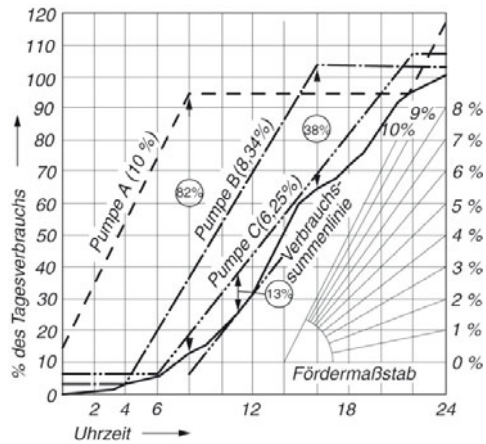


Bild 7.16 Grafische Ermittlung des Behälterinhaltes

Der Speicherinhalt kann auch grafisch ermittelt werden (Bild 7.16).

Für die grafische Ermittlung ist es zweckmäßig, zunächst die Summenkurve aus der Tagesverbrauchskurve (Bild 7.15) zu ermitteln und einen Fördermaßstab einzutragen. Man wählt hierzu einen 10-Stunden-Abschnitt der Abszisse x und erhält auf der Ordinate y bei 10 % des Tagesverbrauchs die Neigung der Förderlinie für die einprozentige Förderung. Auf die gleiche Weise konstruiert man die Linien bis zur zehnprozentigen Förderung.

Die Wasserförderung kann durch Parallelverschiebung in die Verbrauchssummenlinie übertragen werden. Der erforderliche Behälterinhalt ist durch Differenz der Ordinaten von Förderlinie und Summenkurve gegeben. Mit diesem Verfahren kann man sehr schnell die Behältergröße abschätzen.

Beispiel 7.2

Gesucht:

Zeichnerische Ermittlung des Inhalts eines Speichers

Gegeben:

Es gelten die gleichen Vorgaben wie in Beispiel 7.1.

7.3 Spezielle Wasserspeicher

7.3.1 Druckbehälter (DIN 4810)

Wenn der Bau von hochliegenden Wasserspeichern nicht möglich ist, kann die Versorgung mit dem erforderlichen Druck auch unmittelbar durch die Pumpen erfolgen.

In sehr großen Netzen genügen die Druckschwankungen des in den Rohren gespeicherten Wasservorrates, um die Pumpen zu schalten. Die schnelle Bereitschaft der elektrisch angetriebenen Kreiselpumpen und ihr elastisches Verhalten bei Druckschwankungen erlauben es, auch bei kleineren Netzen auf einen Speicher zu verzichten. Jedoch muss die Schalthäufigkeit der Pumpen in Grenzen gehalten werden, da sonst die Schalter zu stark belastet werden, der Motor zu sehr erwärmt wird und der Stromverbrauch durch erhöhten Anlaufstrom steigt (siehe Kapitel 6.1.2).

Andererseits erfordern lange Schaltperioden große Druckbehälter. Das wirtschaftliche Optimum liegt bei ca. 6 Schaltungen je h. Um diese Schaltzeiten einzuhalten, wird ein Druckbehälter als Druck- und Mengenausgleichsbehälter eingeschaltet, der für die Spitzenwassermenge zu bemessen ist. Zum bessern Verständnis der Arbeitsweise einer Druckbehälteranlage wird die Ableitung der Inhaltsberechnung gebracht.

Für die Berechnung von Druckbehältern gelten folgende Hinweise.

Wenn der kleinste zulässige Druck $\min p = p_e$ erreicht ist, werden die Pumpen eingeschaltet. Bei gleichzeitiger Wasserentnahme geht ein Teil des geförderten Wassers in den Behälter, der andere Teil in das Netz.

Die Füllzeit, d. h. die Zeit, bis der Behälter bis zum Ausschaltdruck $\max p = p_a$ gefüllt ist, beträgt nach Bild 7.18 t_1 in s, die Entleerungszeit, d. h. die Zeit vom Ausschalten der Pumpe bis zur Entleerung des Behälters bis auf den Druck p_e , t_2 in s.

Die Zeit vom Einschalten bis zum Wiedereinschalten (Schaltperiode) ist demnach

$$t_s = t_1 + t_2 \quad (7.1)$$

In der Zeit t_1 ist der Behälter gefüllt worden; die gespeicherte Wassermenge J_n entspricht der Förderung abzüglich der Entleerung in der Zeit t_1 .

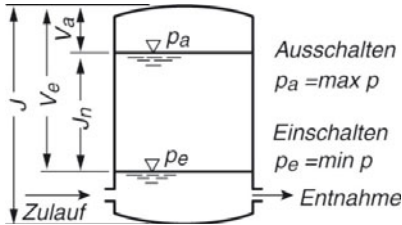
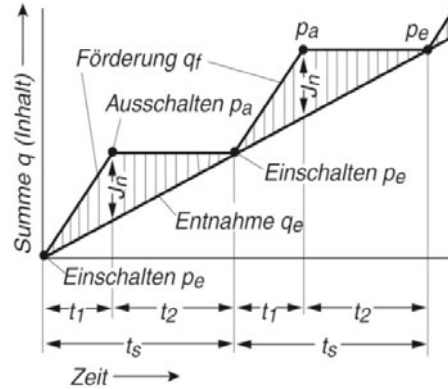
$$J_n = (q_f - q_e) t_1 \quad \text{oder} \quad t_1 = \frac{J_n}{q_f - q_e}$$

Ebenso ist während der Entleerungszeit t_2

$$J_n = q_e \times t_2 \quad \text{oder} \quad t_2 = \frac{J_n}{q_e}$$

In Gleichung (7.1) eingesetzt erhält man

$$t_s = \frac{J_n}{q_f - q_e} + \frac{J_n}{q_e} = \frac{J_n \times q_e + J_n (q_f - q_e)}{(q_f - q_e) q_e} = J_n \times \frac{q_f}{q_f \times q_e - q_e^2}$$

**Bild 7.17** Druckbehälter**Bild 7.18** Zusammenhang zwischen Fördern, Entnehmen und Speichern

und daraus

$$J_n = \frac{t_s}{q_f} (q_f \times q_e - q_e^2) \quad (7.2)$$

In dieser Gleichung sind die Schaltzeit t_s und die Förderung q_f in l/s gewählte feste Größen, die als Konstante angesehen werden können.

Nur J_n und die Entnahmemenge q_e in l/s sind veränderlich. Es ist also zu untersuchen, für welche Entnahme q_e in l/s der Wasserinhalt zu einem Maximum wird.

$$\frac{dJ_n}{dq_e} = \frac{t_s}{q_f} (q_f - 2q_e) = 0$$

Im Zähler kann nur $q_f - 2q_e = 0$ werden. Daraus folgt $q_e = q_f/2$, d. h. der Wasserinhalt wird am größten, wenn die Entnahmemenge gleich der halben Fördermenge ist.

$$\left(\frac{d^2 J_n}{dq_e} = -\frac{2t_s}{q_f} \right) \text{ (negativ), es liegt also ein Maximum vor}$$

Setzt man $q_e = q_f/2$ in Gleichung (7.2) ein, so wird

$$J_n = \max J = t_s \times \frac{q_f^2 / 2 - q_f^2 / 4}{q_f} = t_s \times \frac{q_f}{4} \quad (7.3)$$

Nach dem *Boyle-Mariotteschen* Gesetz (welches besagt, dass das Produkt aus Gasdruck und Volumen bei gleicher Temperatur konstant ist) gilt

$$V_e \times p_e = V_a \times p_a \quad \text{oder} \quad V_a = \frac{V_e \times p_e}{p_a}$$

Nutzinhalt

$$J_n = \max J = V_e - V_a = V_e - \frac{V_e \times p_e}{p_a} = V_e \left(1 - \frac{p_e}{p_a} \right) \quad (7.4)$$

$J_n = \max J = t_s \times q_f / 4$ nach Gleichung (7.3). Die Gleichung ergibt

$$V_e \left(1 - \frac{p_e}{p_a} \right) = t_s \times \frac{q_f}{4} \quad (7.5)$$

daraus folgt für den Behälterinhalt

$$V_e = t_s \times \frac{q_f}{4} \times \frac{1}{1 - p_e / p_a}$$

Durch Umformung erhält man mit $p_a - p_e = \Delta p$

$$V_e = t_s \times \frac{q_f}{4} \times \frac{p_a}{\Delta p} \quad (7.6)$$

Aus Sicherheitsgründen und wegen einer notwendigen Mindestfüllung wird der Behälterinhalt ca. 30 % größer gewählt ($J = 1,3 V_e$).

$$J = 1,3 t_s \times \frac{q_f}{4} \times \frac{p_a}{\Delta p} \quad \text{in l} \quad (7.7)$$

Mit t_s = Schaltzeit in s

q_f = Fördermenge in l/s $\geq \max q_e \cong \max Q_h$

p_a = Ausschaltdruck in absolutem Druck bar_{abs}

Δp = Unterschied zwischen Ausschaltdruck- und Einschaltdruck in bar

Wenn man die stündliche Schaltzahl $i = 3600/t_s$ einführt, so erhält man

$$J = 1,3 \times \frac{3600}{i} \times \frac{q_f}{4} \times \frac{p_a}{\Delta p} \approx 1200 \times \frac{q_f \times p_a}{i \times \Delta p} \quad \text{in l} \quad (7.8)$$

Beispiel 7.3

Gesucht:

Größe eines Druckbehälters

Gegeben:

stündliche Schaltzahl $i = 6$ ($t_s = 10 \text{ min} = 600 \text{ s}$)

Förderung $q_f = 4 \text{ l/s}$

Ausschaltdruck $p_a = 5 \text{ bar}_{\text{abs}}$

Einschaltdruck $p_e = 4 \text{ bar}_{\text{abs}}$

$\Delta p = 1 \text{ bar}$

Berechnung:

Absoluter Druck = Druck bezogen auf den luftleeren Raum;

d. h. absoluter Druck (bar_{abs}) = Überdruck + atmosphärischer Druck (≈ 1 bar bei 0 mNN)

$$J = 1200 \frac{4 \times 5}{6 \times 1} = 4000 \text{ l}$$

Da die Druckbehälter bis 3000 l genormt sind, wählt man zweckmäßig zwei Behälter mit je 2000 l.

Druckbehälter sind nach DIN 4810 für Betriebsüberdrücke von 4, 6 und 10 bar genormt (Bild 7.19).

Beispiel 7.4

Gesucht:

Die Pumpe für eine Druckbehälteranlage ist zu bemessen.

Gegeben:

$$p_a = 6 \text{ bar}_{\text{abs}}$$

$$p_e = 4 \text{ bar}_{\text{abs}}$$

$$\Delta p = 2 \text{ bar oder } 200 \text{ kPa}$$

QH- und η -Linie der Pumpe gemäß Bild 7.20

Rohrleitung DN 80 mit $l = 200 \text{ m}$

$$H_{\text{geo}} = 30 \text{ m bzw. } 50 \text{ m}$$

Berechnung:

Q in l/s	1,0	2,0	4,0	7,0	9,0
I in m/km	0,92	3,41	12,99	38,85	63,74
$h = I \times l$ in m	0,18	0,68	2,60	7,77	12,75

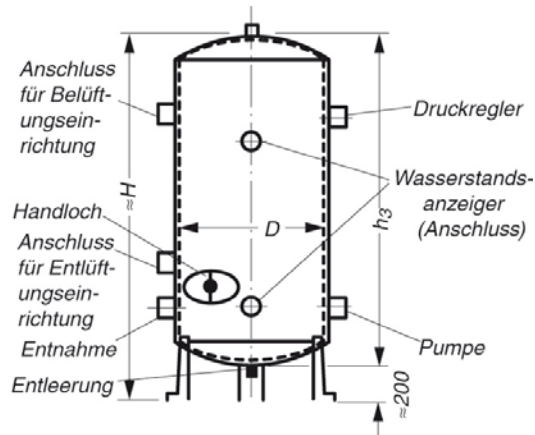
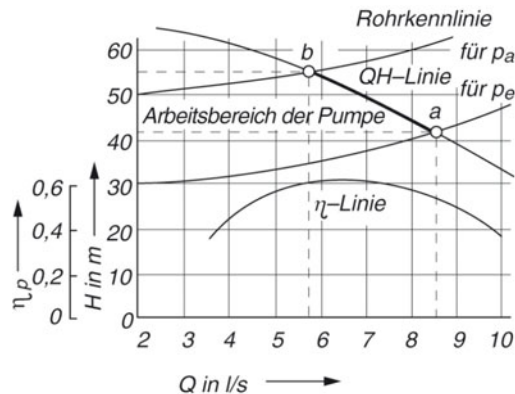
Die Rohrkenlinien für verschiedene Förderströme werden für $k_i = 0,4 \text{ mm}$ ermittelt (Tafel 8.2). Diese Rohrkenlinien beginnen beim Ein- bzw. Ausschalten (Bild 7.20).

Der Schnittpunkt mit der Pumpenkenlinie gibt die zusammengehörigen Q - und H -Werte an.

$$\text{Einschalten (Bild 7.20 „a“) } \quad Q = 8,65 \text{ l/s} \quad H = 42,0 \text{ m} \quad \eta_P = 0,53$$

$$\text{Ausschalten (Bild 7.20 „b“) } \quad Q = 5,80 \text{ l/s} \quad H = 55,4 \text{ m} \quad \eta_P = 0,62$$

Bemessen des E-Motors einschließlich einer Kraftreserve von 20 % ($\eta_M = 0,9$) (siehe Beispiel 6.2 Abschn. 6.1.3).

**Bild 7.19** Druckbehälter nach DIN 4810

Punkt a Einschalten

Punkt b Ausschalten

Bild 7.20 Kennlinien für Kreiselpumpen bei Druckbehältern

$$P_M = 1,2 \times \frac{1,0 \times 9,81 \times Q \times H}{1000 \times \eta_p \times \eta_M}$$

$$\text{Einschalten} \quad 1,2 \times \frac{1,0 \times 9,81 \times 8,65 \times 42,0}{1000 \times 0,53 \times 0,9} = 8,96 \text{ kW}$$

$$\text{Ausschalten} \quad 1,2 \times \frac{1,0 \times 9,81 \times 5,8 \times 55,4}{1000 \times 0,62 \times 0,9} = 6,78 \text{ kW}$$

Gewählt wird ein Motor mit 9,0 kW.

Maßgebend für die Bemessung des Motors ist stets die kleinste Förderhöhe mit der zugehörigen Wassermenge.

Beispiel 7.5

Gesucht:

Bemessung einer Druckbehälteranlage.

Die Höhenverhältnisse sind in Bild 7.21 dargestellt.

Gegeben:

Schalzhäufigkeit 6 Schaltungen/h $\cong 600$ s; $Q_{\max} = q_f = 840$ l/min

Versorgungsdruck 25 mWS am Rand des Bebauungsgebietes

Leitungslänge vom Brunnen bis zur Grenze des Bebauungsgebietes $l = 2100$ m

$k_i = 0,1$ mm

$\eta_{\text{ges}} \times \eta_M = 0,53$

Berechnung:

Leitung: 840 l/min = 14 l/s; gewählt DN 150 mm mit $v = 0,80$ m/s

Reibungsverlust Druckbehälter:

$$I = 4,50 \text{ m/km; damit } h_r = \frac{2100 \times 4,5}{1000} = 9,50 \text{ m}$$

1. Aufstellung in A (am Brunnen)

Geländehöhendifferenz 80,00 – 58,00 22,00 m

Versorgungsdruck 25,00 m

Reibungsverlust 9,50 m

Einschaltdruck $p_e = 56,50 \text{ m} \cong 6,65 \text{ bar}_{\text{abs}}$

Ausschaltdruck (gewählt) $p_a = 71,50 \text{ m} \cong 8,15 \text{ bar}_{\text{abs}}$

$$\Delta p = p_a - p_e = 1,50 \text{ bar}$$

$$\text{Behälterinhalt } J = 1,3 \times 600 \times \frac{14}{4} \times \frac{8,15}{1,5} = 14833 \text{ l}$$

Es wären z. B. fünf Behälter mit je 3000 l erforderlich.

$$\text{Ausnutzungskoeffizient } \alpha_n = \frac{1,5}{1,3 \times 8,15} \times 100 = 14,2\%$$

2. Aufstellung in B (am Rande des Versorgungsgebietes)

Einschaltdruck = Versorgungsdruck = 25,00 m $\cong 3,5 \text{ bar}_{\text{abs}}$

Ausschaltdruck (gewählt) $p_a = 40,00 \text{ m} \cong 5,0 \text{ bar}_{\text{abs}}$

$$\Delta p = p_a - p_e = 1,50 \text{ bar}$$

$$\text{Behälterinhalt } J = 1,3 \times 600 \times \frac{14}{4} \times \frac{5,0}{1,5} = 9100 \text{ l}$$

Es können genormte Druckkessel mit 4 bar Betriebsüberdruck nach DIN 4810, z. B. drei Kessel mit je 3000 l, gewählt werden.

$$\text{Ausnutzungskoeffizient } \alpha_n = \frac{1,5}{1,3 \times 5,0} \times 100 = 23,1\%$$

Die Aufstellung der Behälter so hoch wie möglich bringt eine wesentlich bessere Ausnutzung mit sich. Außerdem ist das erforderliche Behältervolumen wesentlich kleiner.

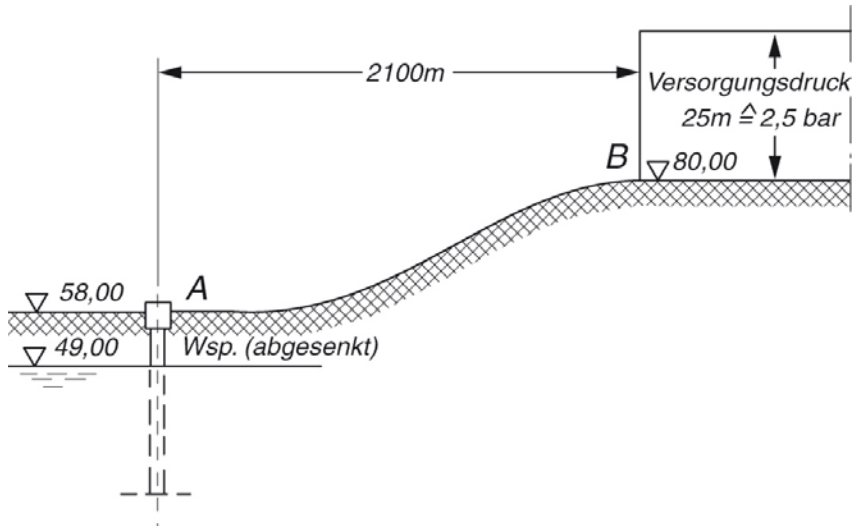


Bild 7.21 Darstellung zum Beispiel 7.5

7.3.2 Löschwasserspeicher

Feuerlösch-Wasserbehälter oder –Wasserteiche sind anzulegen, wenn die Wasserversorgung für Feuerlöschzwecke nicht ausreicht und auch Oberflächenwasser oder Grundwasser nicht in genügender Menge zur Verfügung steht.

Löschwasserbehälter (Bild 7.22) sind unterirdische Behälter, die in den Städten meist unter Freiflächen, auf Plätzen oder Höfen angelegt werden.

Sie sollen $\geq 70 \text{ m}^3$ fassen. Mit 100 m^3 oder 150 m^3 lassen sich größere Brände löschen. In sehr gefährdeter Gegend geht man bis zu 300 m^3 , selbst bis zu 500 m^3 . Die Behälter sollen mindestens Stehhöhe, also 2,0 m Höhe haben. Die Behältersohle muss wegen der Saughöhe der Pumpen $\leq 5,0 \text{ m}$ unter der Straßenoberfläche liegen.

Die Wasserfüllung kann aus Leitungswasser, Oberflächenwasser aus Gräben, Regenwasser von Höfen und Dachflächen bestehen. Schlamm wird durch Schlammfänger zurückgehalten. Zur Entnahme $\leq 100 \text{ m}^3$ genügt ein Saugrohr, für $\leq 300 \text{ m}^3$ sind zwei, unter Umständen auch drei Saugrohre einzubauen. Das obere Ende des Saugrohres erhält eine genormte Festkupplung von 100 mm Weite, das untere ist als Saugkorb auszubilden und taucht in den Pumpensumpf, der 50 cm Tiefe und $1,0 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$ lichte Weite hat.

Die Decke erhält eine mit einer Schachtabdeckung (DIN 4271-2 und 4271-3) abschließende Öffnung. Die Durchbrüche des Deckels genügen zum Ent- und Belüften des Behälters. Die Behälter können in Beton oder Stahlbeton nach Art der Hochbehälter ausgeführt werden. Bei der statischen Berechnung ist neben der ständigen Last (Eigengewicht und Erdüberdeckung) eine Verkehrslast in ungünstiger Laststellung anzusetzen.

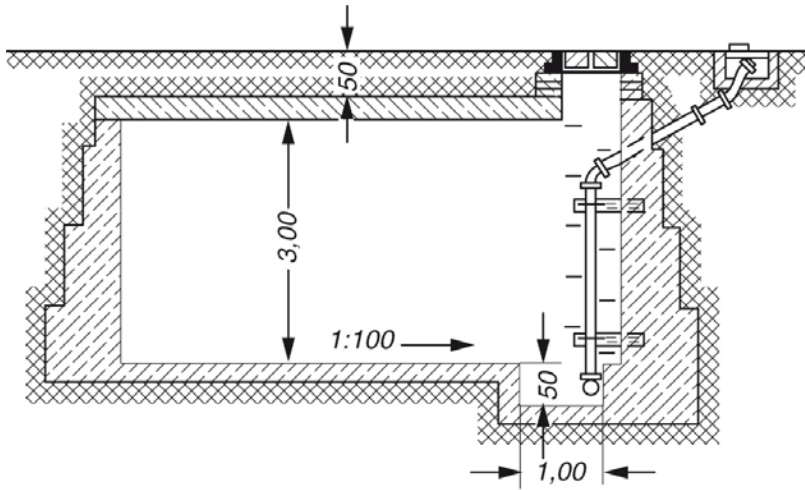


Bild 7.22 Löschwasserbehälter für 70 bis 500 m³

Die Sohle erhält ca. 1:100 Gefälle zum Pumpensumpf. Die Wände sind innen wasserdicht zu verputzen, außen mit einem Bitumenanstrich zu versehen. Die Erdüberdeckung des Behälters ist ca. 0,50 m dick.

Löschwasserteiche sind in der Nähe von Fluss- oder Bachläufen anzulegen. Die Anfahrt muss für Fahrzeuge der Feuerwehr befahrbar sein. Der Teich muss durch einen Zaun gesichert werden.

Löschwasserteiche haben an Bedeutung verloren, da vielfach Löschwasserbecken bevorzugt werden.

7.3.3 Talsperren

Nach dem Niedersächsischen Wassergesetz (siehe Kapitel 9.2) sind Wasserspeicher mit einer Dammhöhe > 5 m und einem Speicherinhalt > 100000 m³ als Talsperren definiert.

Talsperren sind künstliche oberirdische Gewässer, die durch den Bau von Staudämmen oder Staumauern in Bach- oder Flussläufen entstehen. Sie haben vielfach eine Mehrfachfunktion. Sie vermeiden Hochwässer, erhöhen die Niedrigwasserführung und stellen Rohwasser für Trinkwasser zur Verfügung. Welcher Entnahmeanteil für Versorgungszwecke möglich ist, wird in einem Bewirtschaftungsplan festgelegt.

Während für die Trinkwasserversorgung und Niedrigwasseraufhöhung die Talsperren möglichst gut gefüllt sein sollten, ist für den Hochwasserschutz eine geringe Füllung günstig.

Für weitere Hinweise wird auf [104] verwiesen, für die Gewinnung und Aufbereitung siehe Kapitel 3.3.2 und 5.2.3.2.

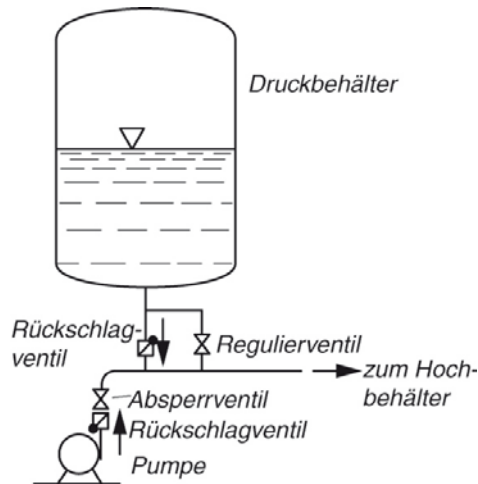


Bild 7.23 Druckbehälter zur Dämpfung des Druckstoßes

7.4 Dynamische Druckänderung in Wasserversorgungsanlagen (W 303)

Aufgrund der Massenträgheit des Wassers bewirkt jede Durchflussänderung eine dynamische Druckänderung.

Druckstoßvorgänge lassen sich durch partielle Differentialgleichungen beschreiben.

W 303 unterscheidet fünf Fälle für die Wasserversorgung:

- Anlagen mit natürlichem Gefälle
- Anlagen mit natürlichem Gefälle und Entspannungsturbinen
- Anlagen mit Pumpwerken
- Rohrnetze
- Anlagen mit natürlichem Gefälle und Druckerhöhungsanlagen zur Durchflusssteigerung

Druckstoßberechnungen sind sehr komplex und sollten nur einer Fachkraft überlassen bleiben. Durch geeignete Auswahl der Absperr- und Drosselarmaturen, durch den Einbau von Be- und Entlüftungsarmaturen, den Einbau von Schwungmassen, Druckbehälter (Bild 7.23), Wasserschlössern u. a. kann der Druckstoß in seiner Wirkung beeinflusst und gedämpft werden.

Für weitere Hinweise zur Begrenzung dynamischer Druckänderungen wird auf *Schubert* [zit. in 57] verwiesen.

8.1 Hydraulische Grundlagen

Die Begriffe wurden entsprechend DIN 4046 gewählt.

8.1.1 Reibungsverlusthöhe

Die Reibungsverlusthöhe (Drucklinienabfall) in einem geraden Kreisrohr wird berechnet nach der Grundgleichung von *Darcy-Weisbach*

$$h_{vr} = I \cdot l = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{in m} \quad (8.1)$$

h_{vr} = Reibungsverlusthöhe in m

l = Rohrleitungslänge in m bzw. km

I = bezogene Reibungsverlusthöhe (Reibungsgefälle) in m/m bzw. m/km (‰)

λ = Widerstandsbeiwert (Reibungszahl)

d = lichter Rohrdurchmesser in m

g = Erdbeschleunigung in m/s²

v = mittlere Strömungsgeschwindigkeit in m/s

In Gleichung (8.1) ist λ eine einheitenlose Größe, die von der Art der Strömung – laminar oder turbulent – abhängig ist. Die Strömungsart wird durch die einheitenlose Reynolds-Zahl

$$\text{Re} = \frac{v \cdot d}{\nu}$$

gekennzeichnet.

Darin ist ν = kinematische Zähigkeit (Stoffeigenschaft des Mediums) in m^2/s .

$Re_{krit} = 2320$ kennzeichnet den Umschlagpunkt vom laminaren zum turbulenten Bereich.

Beispiel 8.1

Gesucht:

Reibungszahl und Strömungsart

Gegeben:

Wasser 10°C mit $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, $v = 1 \text{ m/s}$, lichter Rohrdurchmesser $d = 0,10 \text{ m}$

Berechnung:

$$Re = \frac{1 \cdot 0,1}{1,31 \cdot 10^{-6}} = 76336 > 2320, \text{ d. h. turbulente Strömung}$$

$$\text{Bei } v = \frac{Re \cdot \nu}{d} \leq 0,0304 \text{ m/s wird die Strömung laminar.}$$

Von einem Grenzbereich I (Bild 8.1) an tritt eine zusätzliche Abhängigkeit des Widerstandsbeiwertes λ von der relativen Rauheit k/d ein (Übergangsbereich) (k = absolute Rauheit des Rohres in mm).

Ab Grenzbereich II besteht nur noch eine Abhängigkeit von k/d .

In Bild 8.1 sind die gesamten Strömungsverhältnisse in Form λ bzw. $1/\sqrt{\lambda} = f(Re)$, $f(Re, k/d)$ und $f(k/d)$ dargestellt.

Danach gilt:

Gesetz von *Hagen-Poiseuille*: laminarer Bereich ($Re \leq 2320$)

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad \text{bzw.} \quad \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = \frac{Re \cdot \sqrt{\lambda}}{64} \quad (8.2)$$

Grenzbereich I; Gesetz von *Prandtl-Kármán*: für hydraulisch glatte Rohre

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,0 \lg \frac{Re \cdot \sqrt{\lambda}}{2,51} = 2,0 \lg (Re \cdot \sqrt{\lambda}) - 0,8 \quad (8.3)$$

Gesetz von *Prandtl-Colebrook*: Übergangsbereich

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \lg \left(\frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{k}{d} \cdot \frac{1}{3,71} \right) \quad (8.4)$$

Grenzbereich II; Gesetz von *Prandtl-Kármán*: für hydraulisch raue Rohre

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,0 \lg \frac{3,71 \cdot d}{k} = 1,14 - 2,0 \lg \frac{k}{d} \quad (8.5)$$

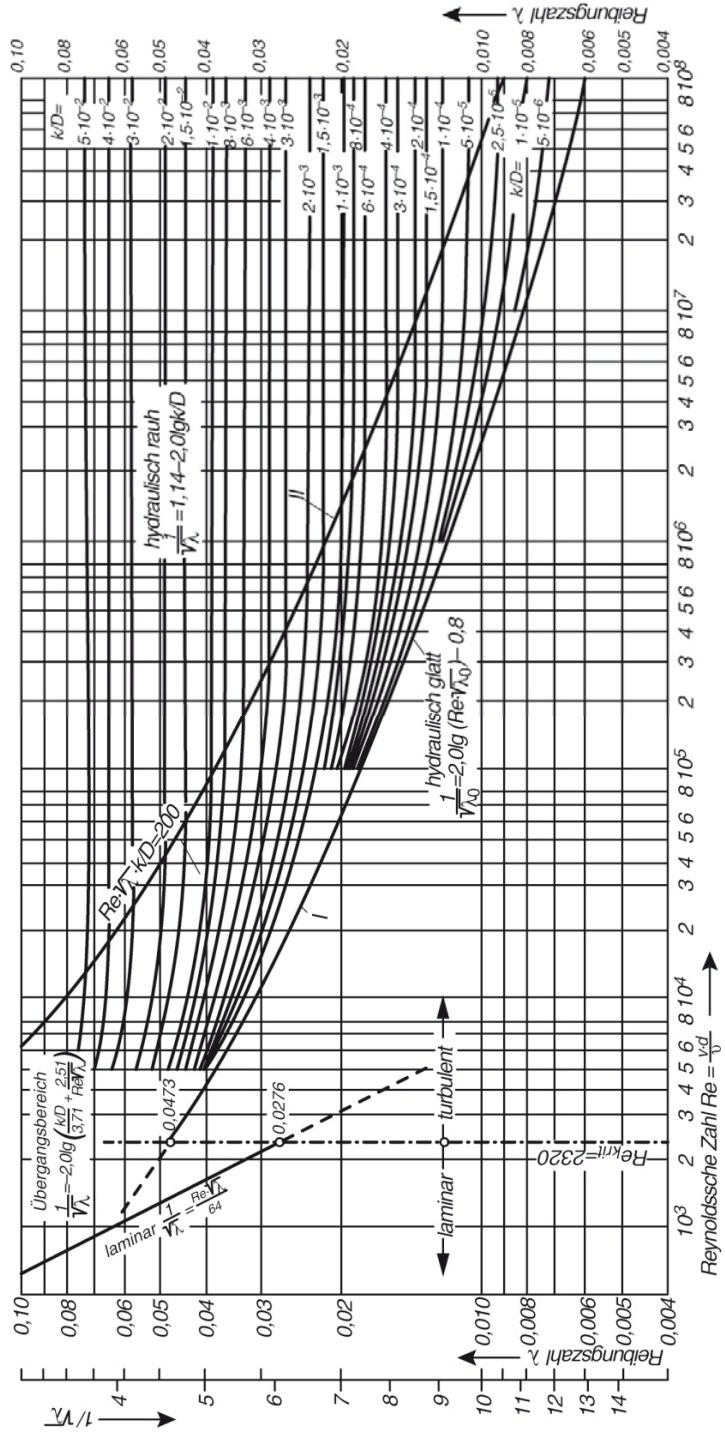


Bild 8.1 Widerstandsbeiwert λ für hydraulisch glatte und raue Druckrohrleitungen

Bei den in Wasserversorgungsnetzen üblichen Rohrdurchmessern und Geschwindigkeiten liegt die Strömung überwiegend im Übergangsbereich, und sie lässt sich nach der Gleichung von *Prandtl-Colebrook* berechnen. k ist dabei die absolute Rauheit der Rohrwandung in mm. Um die Rechenarbeit mit dieser Gleichung technisch zu ermöglichen, wurden Diagramme und Tabellen (GW 303-1) aufgestellt und entsprechende EDV-Programme entwickelt. In der Praxis werden derartige Berechnungen heute üblicherweise mittels EDV-Programmen durchgeführt. Die im Folgenden aufgeführten Tafeln und Rechenbeispiele dienen zur Verdeutlichung des Rechengangs.

8.1.2 Energiehöhenverluste

Fließt Wasser durch eine Rohrleitung aus einem Gefäß aus, so wird zum Erzeugen der Fließgeschwindigkeit und zum Überwinden des Eintrittswiderstandes und der Rohrreibung Energiehöhe verbraucht (Bild 8.2).

Kinetische Energiehöhe oder Geschwindigkeitshöhe

$$h_K = \frac{v^2}{2g} \quad \text{in m; mit } v \text{ in m/s und } g \text{ in m/s}^2 \quad (8.6)$$

zur Erzeugung der mittleren Geschwindigkeit v

Eintrittsverlusthöhe

$$h_{vE} = \zeta_e \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{in m} \quad (8.7)$$

zur Überwindung des Eintrittswiderstandes (Reibung des Wassers an der Einlaufkante, Kontraktion des Strahls).

Der Beiwert ζ_e ist von der Form der Eintrittsöffnung abhängig (Bild 8.3).

Zur Reibungsverlusthöhe h_r und Leitungslänge l gehört das Reibungsgefälle $I = h_{vr}/l$.

Reibungsverlusthöhe

$$h_{vr} = I \cdot l \quad \text{in m mit } I \text{ in m/km und } l \text{ in km = wahre Rohrlänge} \quad (8.8)$$

In einer Wasserleitung treten noch Verluste durch Einbauten, wie Krümmer, Schieber, Übergangsstücke u. a., auf.

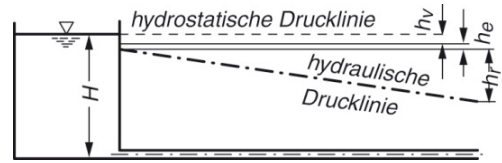
Krümmungsverlust

$$h_{vK} = \zeta_K \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (8.9)$$

Schieberverlust

$$h_{vS} = \zeta_S \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (8.10)$$

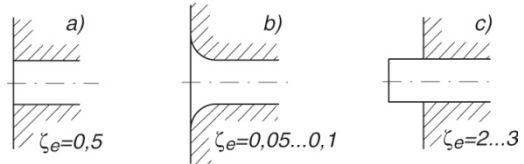
Weitere Beiwerte findet man in [3][109], W 610.

Bild 8.2 Druckhöhenverluste h_K kinetische Energiehöhe (h_v) h_E Eintrittsverlustrhöhe (h_e) h_{vr} Reibungsverlustrhöhe (h_r)**Bild 8.3** Einlaufverluste bei Öffnungen

a) scharfkantig

b) abgerundet

c) vorstehend



Die Summe aller Werte bedingt durch den Abflussvorgang in einer Rohrleitung (Geschwindigkeitshöhe, Reibungsverlustrhöhe und örtliche Verluste) lautet:

$$h_v = \sum h_{vr} + h_{vE} + h_{vK} + h_{vS} + \dots \quad \text{in m}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} + I \cdot l + \zeta_e \cdot \frac{v^2}{2g} + \zeta_K \cdot \frac{v^2}{2g} + \zeta_S \cdot \frac{v^2}{2g} + \dots \quad (8.11)$$

$$h_v = I \cdot l + \frac{v^2}{2g} (1 + \zeta_e + \zeta_K + \zeta_S + \dots)$$

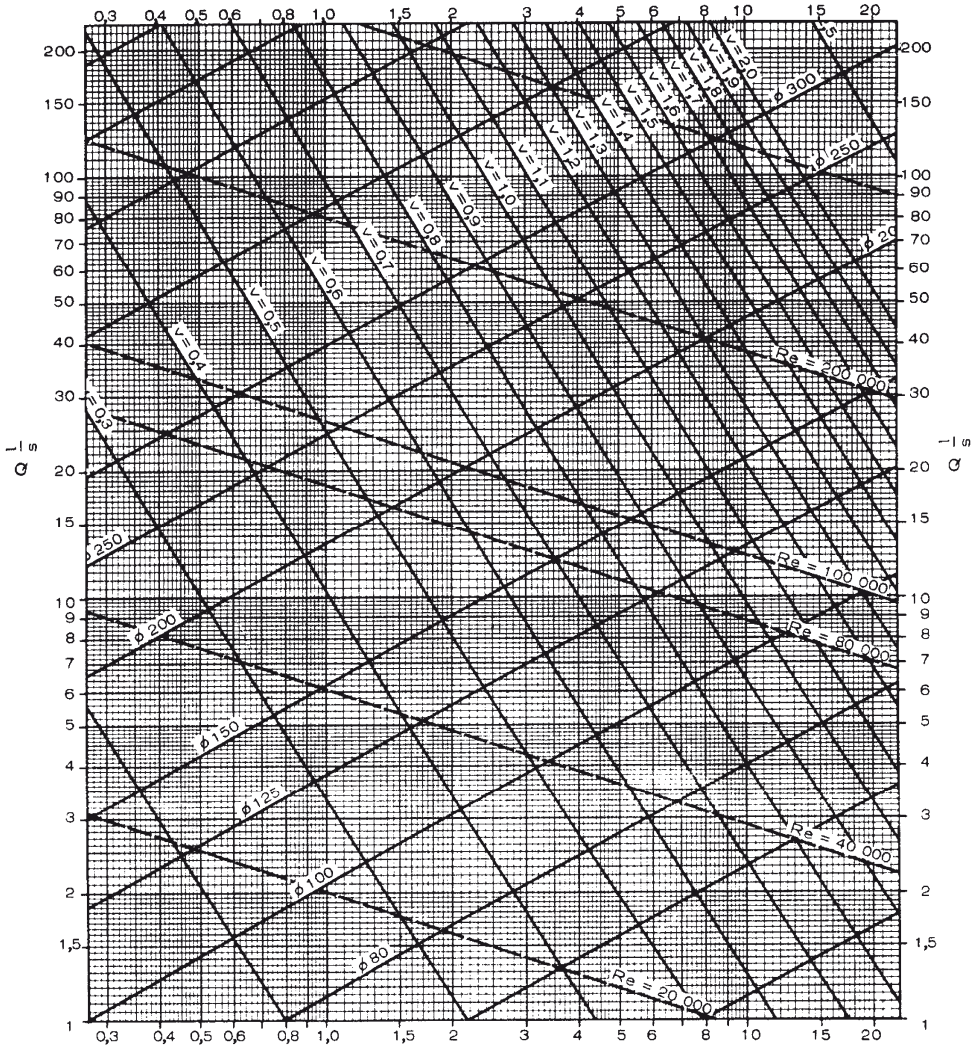
Den Unterschied zwischen hydrostatischer und hydraulischer Drucklinie zeigt Bild 8.2. Über der Drucklinie liegt noch die Energielinie, die sich durch das Geschwindigkeitsglied der Gleichung (8.6) unterscheidet. Hohe Fließgeschwindigkeiten (z. B. Löschwasserentnahme) können zu Unterdrücken führen. Die Gleichung (8.11) zeigt, dass nur die Reibungsverlustrhöhe proportional der Leitungslänge ist. Ferner ist die Wassergeschwindigkeit in Versorgungsleitungen meist < 1 m/s, das Quadrat von v also noch kleiner, und die ζ -Werte ebenfalls sehr klein. Damit werden die Verluste durch Formstücke, Eintritt und Fließgeschwindigkeit so klein, dass man sie pauschalisieren darf. Das vereinfacht die Rohrnetzberechnung erheblich. Lediglich bei kurzen Leitungen, bei denen man mit großer Genauigkeit die Summe aller Verluste berechnen muss, z. B. bei Saug- und Heberleitungen, werden alle Verluste genau ermittelt.

Die Häufung von Krümmern, Abzweigen, Armaturen u. a. in Ortsnetzen wird durch die Wahl eines größeren k -Wertes bei der Berechnung des Druckabfalls nach *Prandtl-Colebrook* berücksichtigt und als integrale Rauheit mit k_i bezeichnet. Bei Ortsnetzen wird $k_i = 0,4$ mm festgelegt, gegenüber $k_i = 0,1$ mm bei Fernleitungen und $k_i = 1,0$ mm für neue stark vermaschte Netze.

Einzelheiten für den k -Wert enthalten die Tafeln 8.1 bis 8.3 und GW 303-1. Die Tafeln 8.1, 8.2 und 8.4 berücksichtigen somit schon Einbauten. Die genaue Berechnung erfolgt mit der EDV oder es liegen Berechnungstabellen vor, z. B. in [80]. Bei Anwendung der Tafeln ist zu beachten, dass der lichte Durchmesser ($\varnothing$) im Allgemeinen ungleich dem Nenndurchmesser DN ist. Die Tafeln gelten daher nur für überschlägige Berechnungen.

Tafel 8.1 Reibungsgefälle I ; Rauheit $k_f = 0,1 \text{ mm}$; $t = 10^\circ \text{C}$

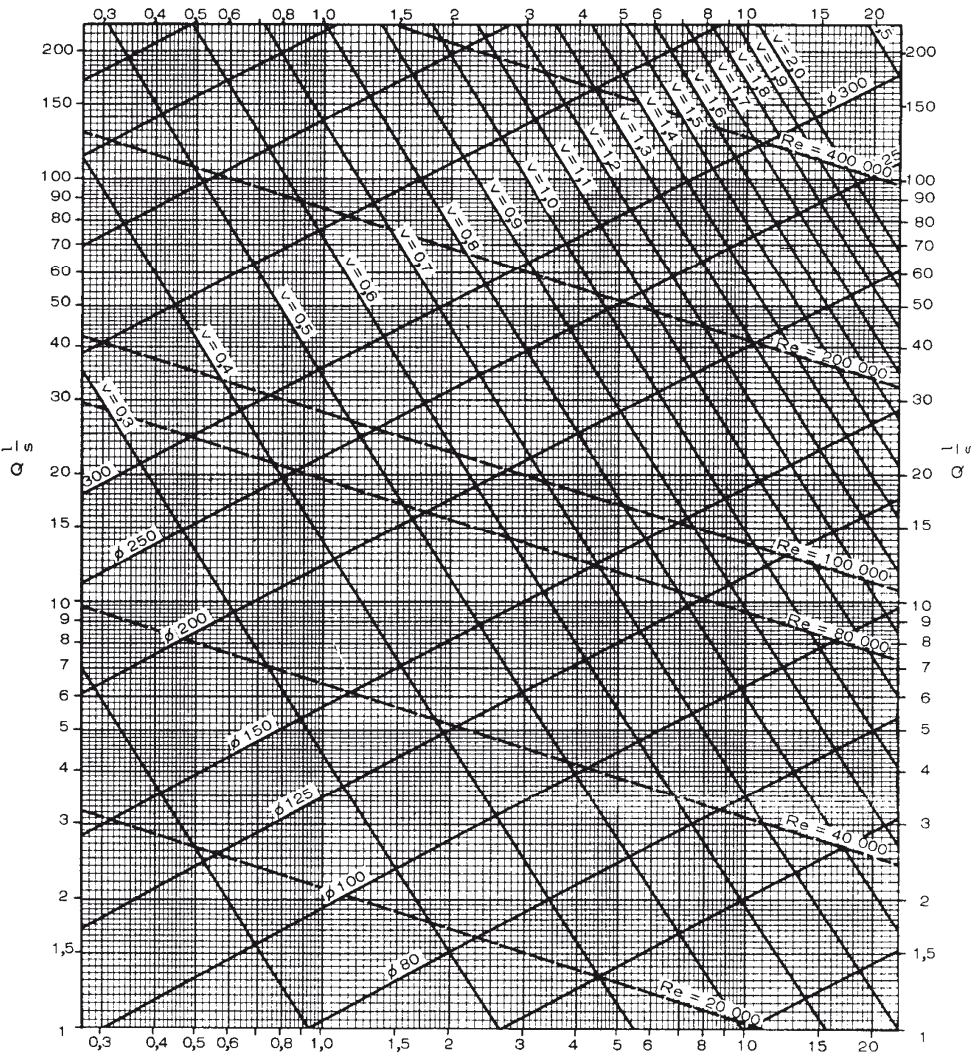
Fernleitungen und Zubringerleitungen mit gestreckter Leitungsführung aus Stahl- oder Gussrohren mit Zement- bzw. Bitumenauskleidung sowie aus Spannbeton- oder Faserzementrohren sowie Kunststoffrohren (Ausschnitt aus Tafel Ia DVGW GW 303-1, v (m/s), $\varnothing$ = lichter Durchmesser in mm)



Reibungsgefälle bzw. bezogene Reibungsverlustrhöhe I in m/km bzw. ‰

Tafel 8.2 Reibungsgefälle I ; Rauheit $k_f = 0,4 \text{ mm}$; $t = 10 \text{ }^\circ\text{C}$

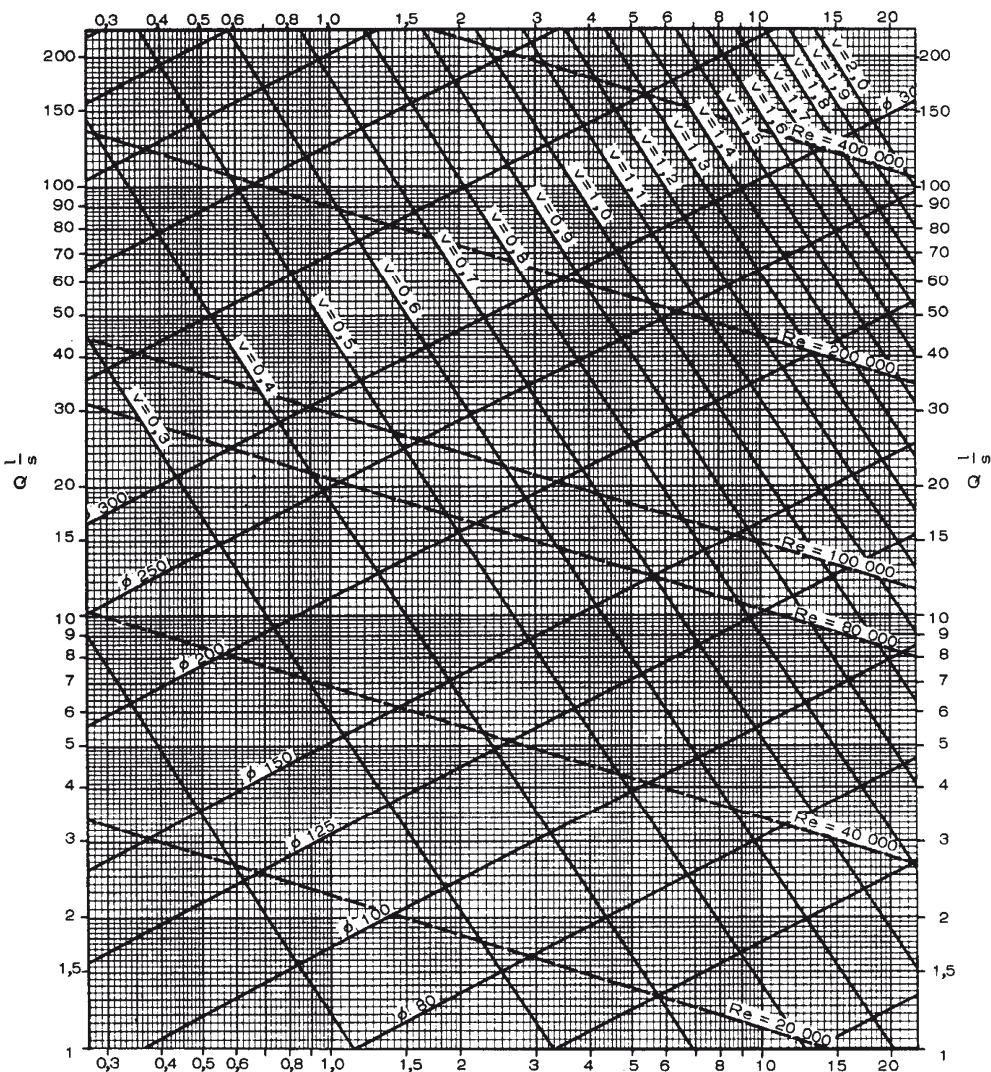
Hauptleitungen mit weitgehend gestreckter Leitungsführung aus denselben Rohren, aber auch aus Stahl- oder Gussrohren ohne Auskleidung, sofern Wassergüte und Betriebsweise nicht zu Ablagerungen führen (Ausschnitt aus Tafel IIa DVGW GW 303-1, v (m/s), $\varnothing$ = lichter Durchmesser in mm)



Reibungsgefälle bzw. bezogene Reibungsverlustrhöhe I in m/km bzw. ‰

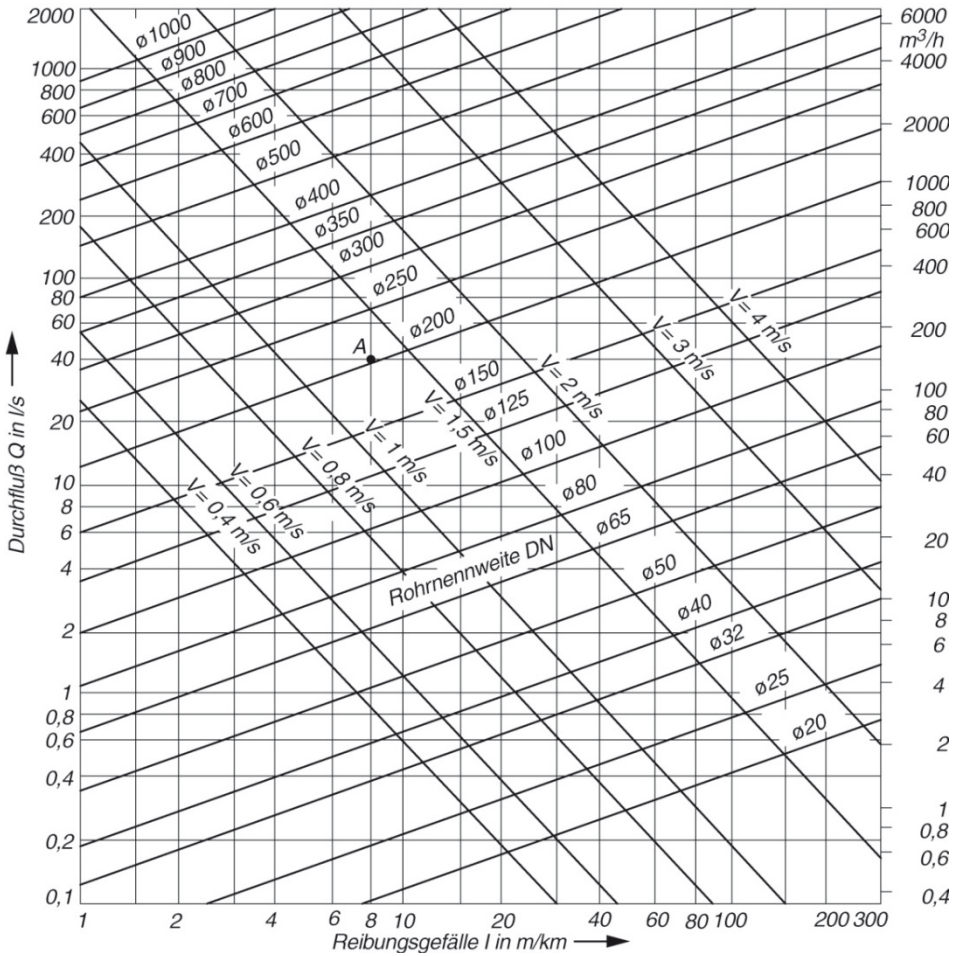
Tafel 8.3 Reibungsgefälle I ; Rauheit $k_i = 1,0 \text{ mm}$; $t = 10^\circ \text{C}$

Neue Netze; durch den Übergang von $k_i = 0,4 \text{ mm}$ auf $k_i = 1,0 \text{ mm}$ wird der Einfluss starker Vermaschung näherungsweise berücksichtigt (Ausschnitt aus Tafel III DVGW GW 303-1, $v \text{ (m/s)}$, $\varnothing = \text{lichter Durchmesser in mm}$)



Reibungsgefälle bzw. bezogene Reibungsverlustrhöhe I in m/km bzw. ‰

Tafel 8.4 Reibungsgefälle I in geraden neuen Graugussleitungen nach [125] abgeändert,
 $\varnothing$ = lichter Durchmesser in mm; $k = 0,1$ mm, $t = 10^\circ\text{C}$



Die Reibungsverlusthöhen betragen:

bei neuen gewalzten Stahlrohren	das 0,8-fache
bei neuen Kunststoffrohren	das 0,8-fache
bei älteren angerosteten Gussrohren	das 1,25-fache
bei inkrustierten Rohren bis ca.	das 1,7-fache

Beispiel 8.2

Gesucht:

Berechnung der Verlusthöhen für eine Saugleitung: DN 150 mm

Gegeben:

$l = 10 \text{ m}$; I : siehe Tafel 8.4; $Q = 15,2 \text{ l/s}$, $v = 0,85 \text{ m/s}$; $\zeta_e = 0,5$

Berechnung:

Geschwindigkeitshöhe $h_V = \frac{v^2}{2g} = \frac{0,85^2}{2 \cdot 9,81} = 0,037 \text{ m}$

Eintritt $h_{vE} = \zeta_e \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,5 \cdot 0,037 = 0,020 \text{ m}$

für $\frac{R}{DN} = \frac{250}{150} \approx 1,7$ ist nach Tafel 8.5 $\zeta_k = 0,16$

2 Krümmer, $\varphi = 90^\circ$ $h_{vK} = \zeta_k \cdot \frac{v^2}{2g} = 2 \cdot (0,16 \cdot 0,037) = 0,012 \text{ m}$

1 Saugkorb [8] $h_{vsaug} = \zeta_{saug} \cdot \frac{v^2}{2g} = 2,5 \cdot 0,037 = 0,090 \text{ m}$

1 Schieber (Tafel 8.6) $h_{vS} = \zeta_S \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,265 \cdot 0,037 = 0,090 \text{ m}$

Reibung $h_{vr} \approx I \cdot l = 4,4 \cdot 0,010 = 0,040 \text{ m}$
 $\Sigma h = 0,289 \text{ m}$

Tafel 8.5 Beiwerte ζ_k für Rohrkrümmer (Bild 8.4)

Krümmungsradius: Nennweite = R:DN					
φ	1	2	4	6	10
15°	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
22,5°	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045
45°	0,14	0,09	0,08	0,075	0,07
60°	0,19	0,12	0,10	0,09	0,07
90°	0,21	0,14	0,11	0,09	0,11

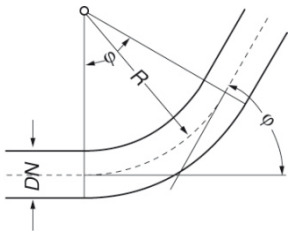


Bild 8.4 Rohrkrümmer

Tafel 8.6 Beiwerte ζ_S für offene Schieber

DN	100	200	300	400	500
ζ_S	0,28	0,25	0,22	0,18	0,13

Beispiel 8.3

Gesucht:

Berechnung der Verlusthöhen für eine Versorgungsleitung

Gegeben:

 $l = 2660 \text{ m}$; $\text{DN} = 200 \text{ mm}$; $Q = 23,4 \text{ l/s}$; $v = 0,75 \text{ m/s}$; $\zeta_e = 0,5$;10 Krümmer $22,5^\circ$ mit $\zeta_k = 0,045$; 6 Schieber mit $\zeta_s = 0,25$; $k_i = 0,1 \text{ mm}$; I siehe Tafel 8.4

Berechnung:

Geschwindigkeitshöhe	$\frac{0,75^2}{2 \cdot 9,81}$	$= 0,029$	$\approx 0,03 \text{ m}$
Verlust durch:			
Eintritt	$0,5 \cdot 0,03$	$= 0,015$	$\approx 0,02 \text{ m}$
10 Krümmer	$10 \cdot 0,045 \cdot 0,03$	$= 0,0135$	$\approx 0,01 \text{ m}$
6 Schieber	$6 \cdot 0,25 \cdot 0,03$	$= 0,045$	$\approx 0,04 \text{ m}$
Reibungsverlust	$h_{vr} \approx I \cdot l = 2,8 \times 2,660$		$\approx 7,45 \text{ m}$
			$\Sigma h \approx 7,55 \text{ m}$

Beispiel 8.4

Gesucht:

Rohrdurchmesser einer Verteilungsleitung

Gegeben:

 $Q = 100 \text{ l/s}$ und $I = 2,0 \text{ m/km}$

Berechnung:

bei $v = 0,87 \text{ m/s}$ leistet nach Tafel 8.2 ($k_i = 0,4 \text{ mm}$) das Rohr DN 400: $Q = 109 \text{ l/s}$;DN 300 mit $v = 0,72 \text{ m/s}$ und $Q = 51 \text{ l/s}$ wäre zu klein

Gewählt: DN 400

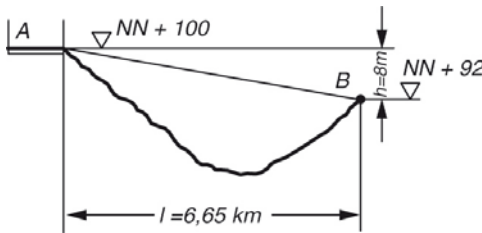
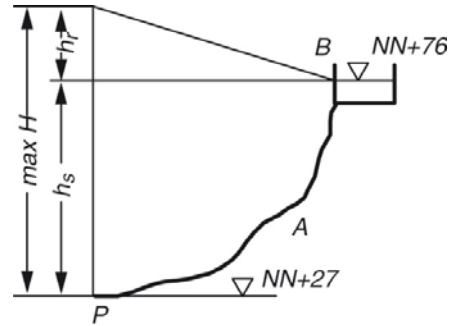
Beispiel 8.5

Gesucht:

Rohrdurchmesser und Geschwindigkeit für ein Rohr in freiem Gefälle als Leitung aus duktilem Gusseisen (Bild 8.5)

Gegeben:

Hochbehälter A mit einem niedrigsten Wasserstand $\text{NN} + 100 \text{ m}$ Punkt B mit $\text{NN} + 92 \text{ m}$ Durchfluss $Q = 15 \text{ l/s}$ $l = 6,65 \text{ m}$

**Bild 8.5** Hauptleitung**Bild 8.6** Verteilungsleitung

Berechnung:

Reibungsverlusthöhe $h_{vr} = (NN + 100 \text{ m}) - (NN + 92 \text{ m}) = 8 \text{ m}$

$$I = \frac{8}{6,65} = 1,2 \text{ m/km}$$

In Tafel 8.1 (Hauptleitung, $k_i = 0,1 \text{ mm}$) wird für $Q = 15 \text{ l/s}$ und DN 200 mm $I = 1,23 \text{ m/km}$ bei $v = 0,49 \text{ m/s}$.

Es wird hierbei $h_{vr} = I \times l = 1,23 \times 6,65 = 8,18 \text{ m}$.

Für $I = 1,2 \text{ m/km}$ wird $Q = 14,8 \text{ l/s}$ und $v = 0,47 \text{ m/s}$.

Gewählt: DN 200

Beispiel 8.6

Gesucht:

maximal erforderliche Gesamtförderhöhe H_A

Die Pumpe P, Achsmittle auf NN + 27 m, soll 50 l/s durch eine Leitung aus duktilem Gusseisen zum Hochbehälter B mit dem höchsten Wasserspiegel auf NN + 76 m in eine Entfernung von $l = 6,0 \text{ km}$ fördern.

Die Leitung führt durch die Ortslage A und dient gleichzeitig als Verteilungsleitung für das Ortsnetz (Bild 8.6).

Berechnung:

Es muss zunächst von der wirtschaftlichen Geschwindigkeit $v = 0,8 \text{ m/s}$ ausgegangen werden. Aus Tafel 8.1 ($k_i = 0,4 \text{ mm}$) ist für $Q = 50 \text{ l/s}$ und $v = 0,71 \text{ m/s}$ ein Durchmesser DN 300 mit $I = 1,91 \text{ m/km}$ abzulesen.

Der Reibungsverlust wird $h_{vr} = I \times l = 1,95 \times 6,0 = 11,7 \text{ m}$.

Mit der statischen Druckhöhe $h_s = (NN + 76 \text{ m}) - (NN + 27 \text{ m}) = 49 \text{ m}$ ergibt sich eine Gesamthöhe von

$$H_{\max} = H_A \text{ bzw. } h_{\text{ges.}} = 11,7 + 49,0 = 60,7 \text{ m} \cong 6,1 \text{ bar.}$$

8.2 Rohrnetzarten und Rohrnetzberechnung

8.2.1 Versorgungsnetze

Vom Hochbehälter aus wird das Wasser durch das Versorgungsnetz im Ort verteilt. Man unterscheidet Verästelungs- und Ringnetze. Je nach Lage der örtlichen Verhältnisse entstehen meist gemischte Bauarten.

Wird das Versorgungsnetz mit Wässern aus verschiedenen Gewinnungsanlagen beschickt, so sind die Empfehlungen des W 216 zu beachten.

Bei sehr unterschiedlichen Wässern kann eine Zonentrennung oder zentrale Mischung mit Aufbereitung erforderlich werden, insbesondere um den *pH*-Wert der Calcit-sättigung (siehe Kapitel 4) einzuhalten.

8.2.1.1 Netzarten

Verästelungsnetz (Bild 8.7). Von der Hauptleitung zweigen Nebenleitungen ab, die sich je nach Zahl und Lage der Straßen weiter verzweigen.

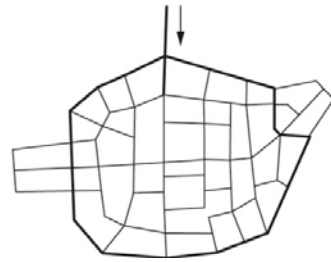
Das Wasser kann stets nur in einer Richtung fließen. Die Grundlagen der Berechnung sind deshalb eindeutig bestimmt. Verästelungsnetze sind unsicher im Betrieb. Die Endstränge müssen häufig gespült werden und sie frieren in harten Wintern durch Stagnation leicht ein. Bei Rohrbrüchen können empfindliche Störungen in der Versorgung auftreten. Sie sind daher nur auszuführen, wenn die örtlichen Verhältnisse ein Ringnetz nicht zulassen.

Ringnetz (Bild 8.8) und *Ringnetz mit Vermaschung* (Bild 8.9) ermöglichen eine Einspeisung von zwei Seiten. Hierdurch kann u. a. Löschwasser besser bereitgestellt werden, die Versorgungssicherheit nimmt zu und die Druckverteilung wird besser.

Nachteilig sind die hohen Kosten und die Gefahr, dass zu starke Vermaschung Stagnationszonen entstehen. Stark vermaschte Netze müssen mit der EDV berechnet werden.

8.2.1.2 Druckzonen

Gemeindegebiete mit starken Höhenunterschieden in der Ortslage werden in Druckzonen unterteilt. Dabei ist der Druck im Stadtnetz $< 5 \text{ bar} = 50 \text{ mWS}$ zu halten, weil Hausinstallationen, Zapfventile, Absperreinrichtungen u. a. bei Drücken darüber nur schwer dicht zu halten sind und dies zu Tropfverlusten führt.

**Bild 8.7** Verästelungsnetz**Bild 8.8** Ringnetz**Bild 8.9** Ringnetz mit Vermaschung**Beispiel 8.7**

Gesucht:

Eine am Hang (Zone I) und im Tal (Zone II) gelegene Ortschaft (Bild 8.10), die durch die Punkte A und C begrenzt wird, soll vom Hochbehälter R_1 aus versorgt werden.

Gegeben:

Der höchste Ortsteil bei A liegt > 50 m über der Talsohle; der Druck darf 5 bar nicht übersteigen.

Lösungsweg:

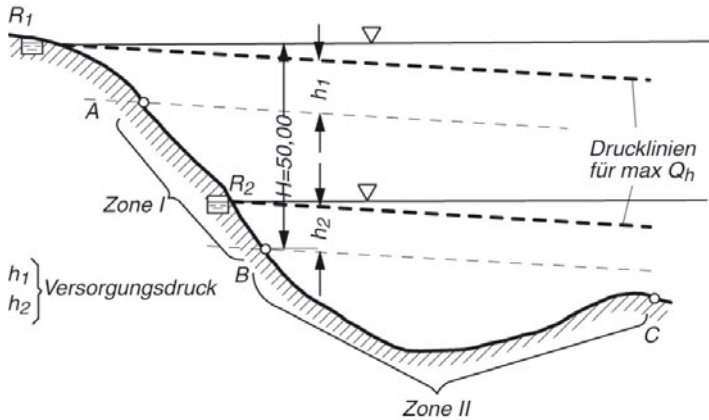
Hochbehälter R_1 versorgt die Zone I und muss um die Höhe des Versorgungsdruckes h_1 über A liegen.

Zone II beginnt bei Punkt B mit $H = 50$ m unter dem Hochbehälter R_1 und wird durch den Zwischenbehälter R_2 versorgt. Dieser muss nun wiederum um die Höhe des Versorgungsdruckes h_2 höher als B liegen.

Die Zuleitung von R_1 nach R_2 ist so zu bemessen, dass sie den mittleren Stundenbedarf Q_h am Tage des Höchstverbrauchs der unteren Zone II zuführen kann, während die Schwankungen des Tages durch den Zwischenbehälter auszugleichen sind. Durch eine Schwimmersteuerung ist die Zuleitung nach R_2 zu schließen, wenn der Behälter voll ist.

8.2.1.3 Gruppenwasserversorgung

Gelegentlich sind aus technischen und wirtschaftlichen Gründen mehrere räumlich getrennt liegende Ortschaften oder Versorgungsgebiete aus einer gemeinsamen Gewinnungsstelle mit Wasser zu versorgen. Bei solchen Gruppenwasserversorgungen kann die örtliche Lage der Gemeinden dazu zwingen, mehrere Versorgungsgebiete von verschiedener Höhenlage durch eine gemeinsame Zuleitung zu versorgen.



h_1, h_2 : Versorgungsdrukkehöhen

Bild 8.10 Druckzonen (siehe Tafel 8.7)

Beispiel 8.8

Gesucht:

Die Orte A, B und C (Bild 8.11) sollen gemeinsam von dem Hochbehälter R_1 aus versorgt werden.

Gegeben:

Zwischen A und C ist der Höhenunterschied $< 50\text{m}$.

Ebenso ist der Höhenunterschied H_1 zwischen R_1 und dem tiefsten Punkt A sowie H_3 zwischen R_1 und dem tiefsten Punkt von C $< 50\text{ m}$, so dass die Versorgung unmittelbar durch eine Leitung möglich ist.

Lösungsweg:

Die tiefste Stelle von B liegt $> 50\text{ m}$ unter R_1 , so dass ein Zwischenbehälter R_2 eingeschaltet werden muss, der durch eine Zweigleitung von E aus einzuspeisen ist. R_2 ist oberhalb des Versorgungsdrucks der höchsten Stelle von B anzulegen. Er erhält eine Schwimmersteuerung, die die Zuleitung absperrt, wenn der Behälter gefüllt ist.

Die Leitung von R_1 nach A und C sowie die von R_2 nach B ist so zu bemessen, dass sie $Q_{h\max}$ am Tage des Höchstverbrauchs unter Einhaltung des Versorgungsdrucks abgeben kann, während die Zweigleitung von E nach R_2 für den mittleren Stundenverbrauch Q_h am Tage des Höchstverbrauchs berechnet werden muss.

Die Tagesschwankungen werden durch R_2 ausgeglichen.

Bei der Leitungsführung von R_1 nach C ist aber zu beachten, dass bei sehr kleiner Wasserabnahme in C die Drucklinie nicht unter der Rohrleitung liegen darf. Diese Betriebszustände sind nicht zulässig.

Weitere Hinweise zur Leitungsführung bei Zubringerleitungen siehe W 400-1 und W 400-2.

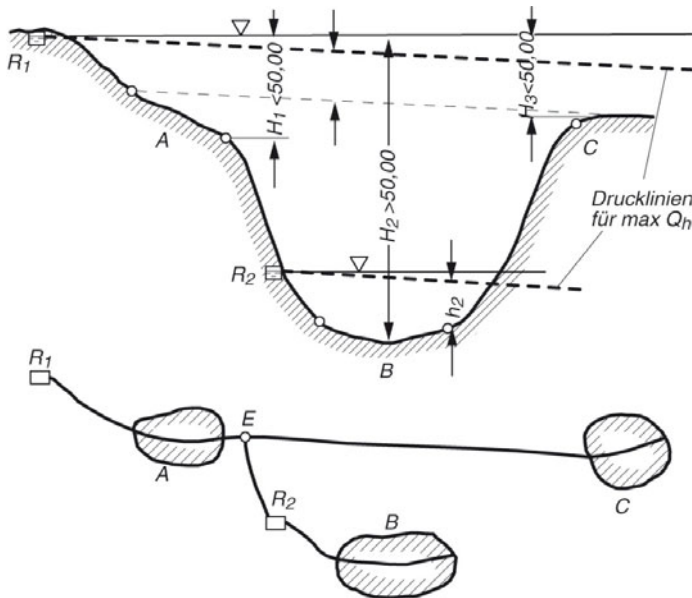


Bild 8.11 Gruppenwasserversorgung

8.2.2 Berechnung der Rohrnetze (W 400-1)

Aufgabe der Rohrnetzberechnung ist die Ermittlung der Nennweiten der Rohre (lichte Weite) und der Druckhöhenverhältnisse im Netz, mit deren Hilfe man die Speicher, Pumpen u. a. auswählen kann.

Für die Nennweitenberechnung steht die Kontinuitätsgleichung $Q = v \cdot A$ zur Verfügung. Die Zusammenhänge zwischen Q , v , I und DN sind in Tabellen, Diagrammen (z. B. Tafel 8.1) und Programmen angegeben.

Da nach Gleichung (8.1) die Geschwindigkeit mit dem Quadrat die Reibungsverluste beeinflusst, steigen die Verluste bei Fließgeschwindigkeiten > 1 m/s stark an. Dies gilt insbesondere für kleine Nennweiten. Für die Wasserverteilung ergeben sich folgende Leitungstypen und deren empfohlene Geschwindigkeiten (W 400-1):

■ Zutrittsgeschwindigkeiten im Entnahgebauwerk	0,2 – 0,5 m/s
■ Entnahmeleitungen	1,0 – 1,5 m/s
■ Steigleitungen in Brunnen aus Pumpendruckleitungen	1,5 – 2,5 m/s
■ Pumpendruckleitungen	1,0 – 2,0 m/s
■ Pumpensaugleitungen	0,5 – 1,0 m/s
■ Fallleitungen (Abgang Hochbehälter)	1,0 – 1,5 m/s
■ Fallleitungen mit Druckerhöhung während der Höchstbelastung	$< 2,0$ m/s
■ Hauptleitungen und Versorgungsleitungen in Verteilungsnetzen	$\leq 1,0$ m/s
■ Anschlussleitungen	$\leq 2,0$ m/s

Die Mindestfließgeschwindigkeit sollte 0,005 m/s (bei mittlerem Stundendurchfluss) betragen, um mögliche Folgen einer Stagnation (z. B. Trübung, Geschmacksbeeinträchtigung, Ablagerung und Verkeimung) zu vermeiden.

Ortsnetze sind mindestens für MDP (Maximum Design Pressure = höchster Systembetriebsdruck) von 10 bar zu planen. Die Reserve für Druckstöße soll 2 bar betragen, somit muss der höchste Ruhedruck < 8 bar sein.

Jede Änderung des Betriebszustandes in einem Wasserversorgungssystem hat dynamische Druck- und Durchflussänderungen zur Folge. Diese müssen bei der Planung und dem Betrieb der Anlagen beachtet werden, da sie Ursache erheblicher Schäden sein können. Das Arbeitsblatt W 303 verfolgt das Ziel, das Verständnis für instationäre Vorgänge in Wasserversorgungsanlagen zu erleichtern. Es werden praktische Hinweise für Planung, und Betrieb im Hinblick auf dynamische Druckänderungen gegeben. Weiterhin enthält das Arbeitsblatt Angaben über die Anforderungen an Druckstoßberechnungen und Druckstoßmessungen. Für Druckstoßberechnungen sind folgende Daten erforderlich:

- **Daten des Rohrleitungssystems** Höhenprofil, Längen, Innendurchmesser, Wanddicken, Werkstoffe, Auskleidungen, Rohrverbindungen, Druckstufe und Bemessungsdruckhöhenlinie, zulässige Rohrrinnendrucke, Rohrbettung und Auflagerung, E-Moduln der Rohrwerkstoffe, Rauheitsbeiwerte, Be- und Entlüftung von Hochpunkten, Abzweige.
- **Daten der Komponenten, die instationäre Vorgänge auslösen oder beeinflussen** ξ - und k_v -Werte sowie Stellgesetze der Armaturen, Kennlinien der hydraulischen Maschinen, Kennlinien von Einrichtungen zur Begrenzung dynamischer Druckänderungen, Kennwerte von Be- und Entlüftungsventilen, Reglereinstellungen, An- und Abfahrampen, betrieblich festgelegte Steuerungseingriffe.
- **Daten zu allen maßgebenden Betriebszuständen** Wasserspiegelhöhe der Behälter, Durchflüsse in allen Leitungsabschnitten, Öffnungsgrade von Absperr- und Drosselarmaturen, Arbeitspunkte von Pumpen und Turbinen, Betriebsdrücke und Betriebsdruckhöhenlinie, Einstellwerte für Komponenten der Druckstoßsicherung.

Im Schwerpunkt der Druckzone wird ein Ruhedruck von 5 bis 6 bar am Hausanschluss empfohlen, andernfalls müssen die Verbrauchsanlagen durch Druckminderer geschützt werden.

Für die Bemessung der Verteilungs-, Steig- und Stockwerksleitungen sowie von Warmwasserzirkulationsleitungen in den Gebäuden gilt die DIN 1988-300. In Wohngebäuden mit bis sechs Wohnungen (so genannten „Normalinstallationen“) können die Rohrdurchmesser für die Kalt- und Warmwasserverbrauchsleitungen auch nach DIN EN 806-3 bestimmt werden, sofern der Versorgungsdruck ausreicht und die Hygiene sichergestellt ist.

Verteilungsnetze sind so zu bemessen, dass die in Tafel 8.7 genannten Werte (Innendruck bei Nulldurchfluss in der Anschlussleitung an der Übergabestelle zum Verbraucher) nicht unterschritten werden. Bei höheren Gebäuden ist im Bedarfsfall eine Druckerhöhungsanlage für die oberen Etagen vorzusehen.

Tafel 8.7 Versorgungsdrücke (SP = Service Pressure)

	Neue Netze bzw. signifikante Erweiterung bestehender Netze	Bestehende Netze
für Gebäude mit EG	2,00 bar	2,00 bar
für Gebäude mit EG und 1 OG	2,50 bar	2,35 bar
für Gebäude mit EG und 2 OG	3,00 bar	2,70 bar
für Gebäude mit EG und 3 OG	3,50 bar	3,05 bar
für Gebäude mit EG und 4 OG	4,00 bar	3,40 bar

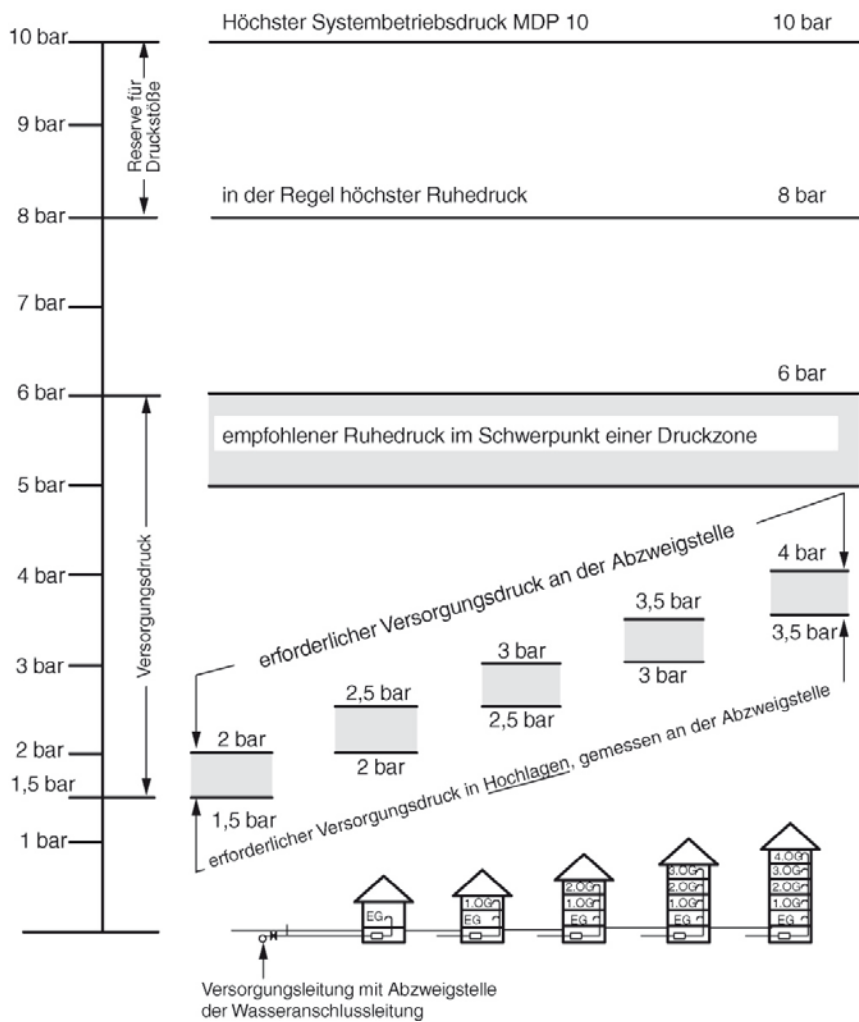


Bild 8.12 Empfohlene Druckverhältnisse in neuen Rohrnetzen (W 400-1)

Wenn die Verteilungsnetze auf dieser Basis bemessen werden, steht bei normgerechter Dimensionierung und Ausführung an der entferntesten Entnahmestelle ein Mindestfließdruck von 1 bar zur Verfügung. Weitere Einzelheiten sind dem Bild 8.12 zu entnehmen.

Für den Nachweis der Löschwasserbereitstellung gilt, dass der Betriebsdruck (OP) an keiner Stelle des Netzes (im bebauten Gebiet) bei Löschwasserentnahme unter 1,5 bar fällt, soweit für besondere Kunden keine höheren Drücke einzuhalten sind. Dieser Nachweis ist bei der größten stündlichen Abgabe eines Tages mit mittlerem Verbrauch zu führen (W 405).

8.2.2.1 Verästelungsnetz

Beim Verästelungsnetz beginnt man am entferntesten Punkt im Lageplan (Bild 8.13) und ermittelt mit der Wassermenge Q , dem I -Wert und der Projektionslänge der Rohrleitung die Reibungsverluste h_{vr} .

Die Summenbildung in Spalte 9 erfolgt von unten nach oben. Die erforderliche HB-Sohle ergibt in Spalte 11 die Höhe von 252,62 m NN. Gewählt wird eine Höhe von 253,00 m NN für die Behältersohle.

Die Berechnung wird am Beispiel 8.9 erläutert.

Beispiel 8.9

Versorgungsdruck im Netz 3,0 bar (30 m WS) siehe Tafel 8.2 ($k_i = 0,4$ mm)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
von bis	Straße	l	Q	v	DN	I	$h_{vr} =$ $I \times l$	$\sum h_{vr}$	Netz- druck- höhe = Gelände- höhe + 30 mWS	HB- Sohle = Netz- druck- höhe + $\sum h_{vr}$	Hydraul. Druck- linie ohne Lösch- wasser m + NN ¹⁾
		m	l/s	m/s	mm	m/km	m	m	m + NN	m + NN	
1–3	Hinden- burg-	200	3,0	0,39	100	2,36	0,47	3,04	244,00	247,04	249,96
2–3	Hinden- burg-	180	2,5	0,32	100	1,67	0,30	2,87	246,00	248,87	250,13
3–6	Kampen-	250	7,5	0,42	150	1,71	0,43	2,57	245,00	247,57	250,43
4–6	Wilhelm-	200	3,0	0,39	100	2,36	0,47	2,61	247,00	249,61	250,39
5–6	Hagener-	190	3,1	0,40	100	2,51	0,48	2,62	250,00	252,62^{*)}	250,38
6–8	Wilhelm-	300	17,6	0,56	200	2,03	0,61	2,14	245,00	247,14	250,86
7–8	Bismarck-	150	2,2	0,28	100	1,31	0,20	1,73	248,00	249,73	251,27
8–9	Wilhelm-	600	19,8	0,63	200	2,55	1,53	1,53	242,00	243,53	251,47
HB										gewählt: 253,00	

) 253,00 m NN abzüglich Spalte 9; *) Mindesthöhe für Behältersohle

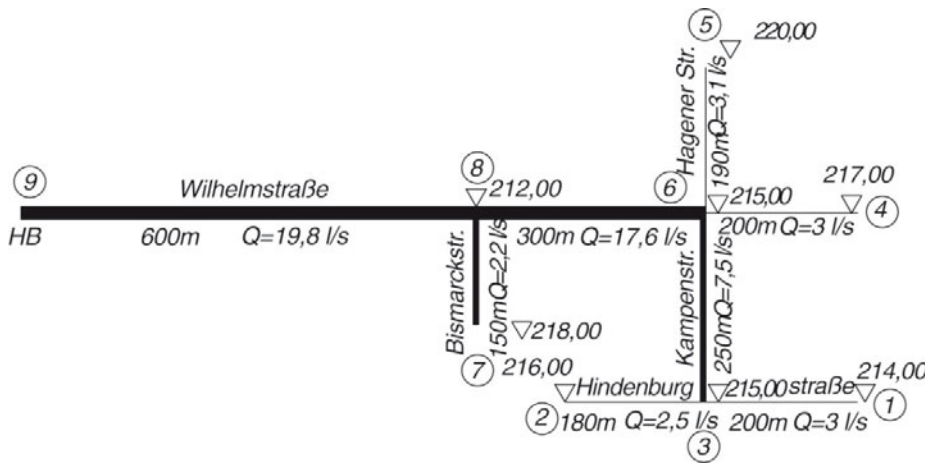


Bild 8.13 Lageplan zum Beispiel 8.9

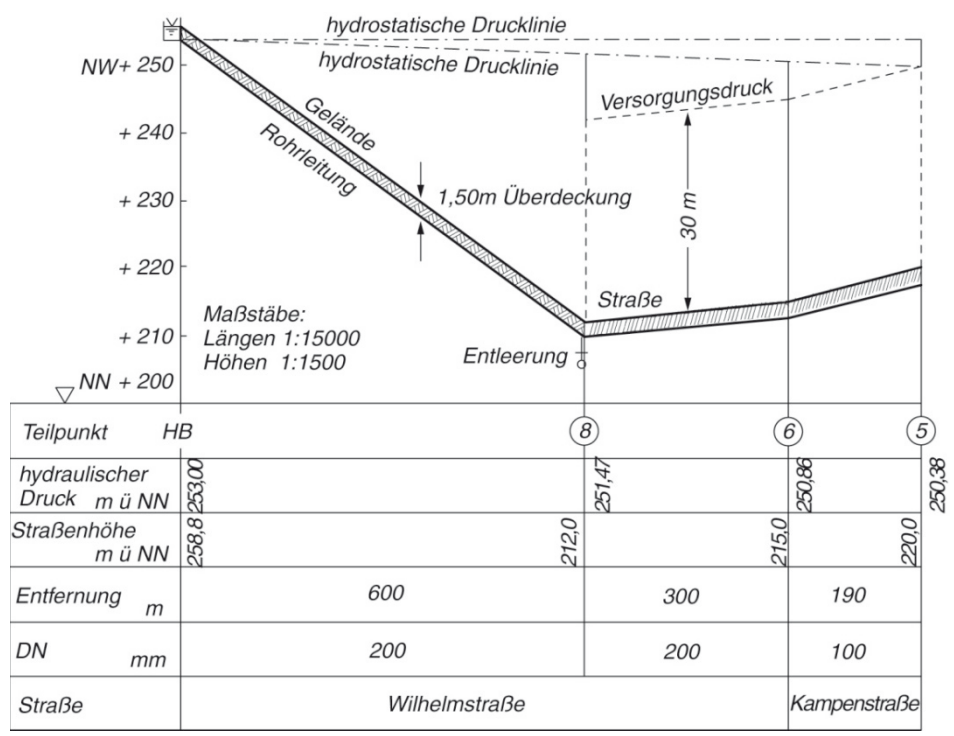


Bild 8.14 Drucklinienplan für den ungünstigsten Versorgungspunkt in Beispiel 8.9

8.2.2.2 Ringnetze

Zur Berechnung von Ringnetzen gibt es iterative Methoden, z. B. nach Cross, oder das Netz wird so „aufgeschnitten“, dass ein Verästelungsnetz entsteht.

Grundsatz für das „Aufschneiden“: das Wasser nimmt den kürzesten Weg zur Schnittstelle. Es ist anzustreben, dass die „theoretischen Druckhöhen“ an der Schnittstelle nicht wesentlich voneinander abweichen ($\pm 10\%$).

Für Neuanlagen geschlossener Siedlungsgebiete bestimmt man den Durchfluss mit Hilfe des Meternmengenwertes m , der angibt, wie viel Wasser einem Meter Rohrstrang entnommen wird.

$$m = \frac{A \cdot D}{\sum l} \cdot \frac{Q_{h \max}}{3600} \qquad \frac{l}{s \cdot m} = ha \cdot \frac{E}{ha} \cdot \frac{1}{m} \cdot \frac{l/h}{E \cdot s/h} \qquad (8.12)$$

mit A = zu versorgende Fläche in ha
 D = Einwohnerdichte je ha
 $\sum l$ = Gesamtlänge der Versorgungsleitungen im Gebiet A
 $Q_{h \max}$ = größter Stundenverbrauch eines Einwohners in l/(E×h)

Für das im Lageplan (Bild 8.16) dargestellte Ringnetz mit zwei Maschen wird eine Schnittstelle an den Punkten 6 und 2 eingeführt. Die Berechnung erfolgt dann als Verästelungsnetz in Beispiel 8.10.

Iterationsverfahren nach Cross

Das Verfahren geht von folgenden Grundlagen aus:

- Knotenbedingung: Summe der Zuflüsse gleich Summe der Abflüsse
 Zufluss (positiv) und Abfluss (negativ) (Bild 8.17)
 $\sum Q_n = 0$
- Maschenbedingung: Summe der Reibungsverluste gleich Null
 Positive Richtung im Uhrzeigersinn (Bild 8.18)
 $\sum h_{vm} = 0$

Für die Reibungsverluste lautet die Bedingung für eine Einzelmasche:

$$h_{r1} + h_{r2} = a_1(Q_1 + \Delta Q)^2 - a_2(Q_2 - \Delta Q)^2 = 0$$

h_{r1}, h_{r2} = Reibungsverluste $\rightarrow$ im Strang 1 bzw. 2
 a_1, a_2 = Rohrkenzzahlen für die Stränge 1 und 2
 Q_1, Q_2 = geschätzter Durchfluss im Strang 1 und 2
 ΔQ = Korrekturwert zur Durchflussverbesserung

Beispiel 8.10

Gesucht:

In einem Wohngebiet mit ca. 2800 E wird ein neues Netz verlegt (Bild 8.16).

Gegeben:

Die Mengenermittlung erfolgt nach Abschn. 2. Bemessen wird auf Q_h für den Tagesdurchschnittswert und auf Löschwasser (siehe Kapitel 2).

Aufgeschnittenes Ringnetz zu Beispiel 8.10

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
lfd. Nr.	Strecke von bis	Länge l	Meter-mengenwert m	Strang-durch-fluss Q	über-nommen aus lfd. Nr.	Durch-fluss Q	Σ	Feuer-lösch-wasser	Gesamt-durch-fluss Q	Rohr-mate-rial
		m	l/s×m	l/s		l/s	l/s	l/s	l/s	
1	1	3	110	0,0049	0,54	–	0,54	6,65	7,19	GGG
2	2	3	75	0,0049	0,37	–	0,37	6,65	7,02	GGG
3	3	4	60	0,0049	0,29	1+2	0,91	1,20	6,65	GGG
4	2	5	40	0,0049	0,20	–	0,20	6,65	6,85	GGG
5	6	5	35	0,0049	0,17	–	0,17	6,65	6,82	GGG
6	5	4	110	0,0049	0,54	4+5	0,37	0,91	6,65	GGG
7	4	7	120	0,0049	0,59	3+6	2,11	2,70	6,65	GGG
8	6	8	85	0,0049	0,42	–	0,42	6,65	7,07	GGG
9	8	7	110	0,0049	0,54	8	0,42	0,96	6,65	GGG
10	7	9	100	0,0049	0,49	7+9	3,66	4,15	13,3	GGG
11	9	Einsp						13,3		GGG
		Σ	845							

12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
k -Wert	Rohr-durch-messer	Reibungs-gefälle	Fließ-geschwin-digkeit	Reibungs-verlust		Druck-höhe ü. NN	Ge-lände-höhe ü. NN	Versor-gungs-druck-höhe	Bemer-kungen
	DN	I	v	h_{vr}	Σh_{vr}	H	$H_{geod.}$	ΔH	
mm	mm	m/m	m/s	m	m	m	m	m	
0,4	100	0,0135	1,0	1,49	4,05	53,20	+20,50	32,70	
0,4	100	0,0121	0,9	0,91	3,47	53,78	+23,50	30,28	
0,4	100	0,0150	1,0	0,90	2,56	54,69	+20,50	34,19	
0,4	100	0,0116	0,9	0,46	3,66	53,59	+23,50	30,09	
0,4	100	0,0115	0,9	0,40	3,60	53,65	+23,00	30,65	*)
0,4	100	0,0140	1,0	1,54	3,20	54,05	+23,00	31,05	
0,4	125	0,0065	0,8	0,78	1,66	55,59	+20,80	34,79	
0,4	100	0,0130	0,9	1,10	3,60	53,65	+23,00	30,65	*)
0,4	200	0,0147	1,0	1,62	2,50	54,75	+22,00	32,75	
0,4	150	0,0088	1,0	0,88	0,88	56,37	+21,00	35,37	
0,4					0,00	57,25	+21,50	35,75	

Einsp = Einspeisungspunkt; *) Schnittstelle 6

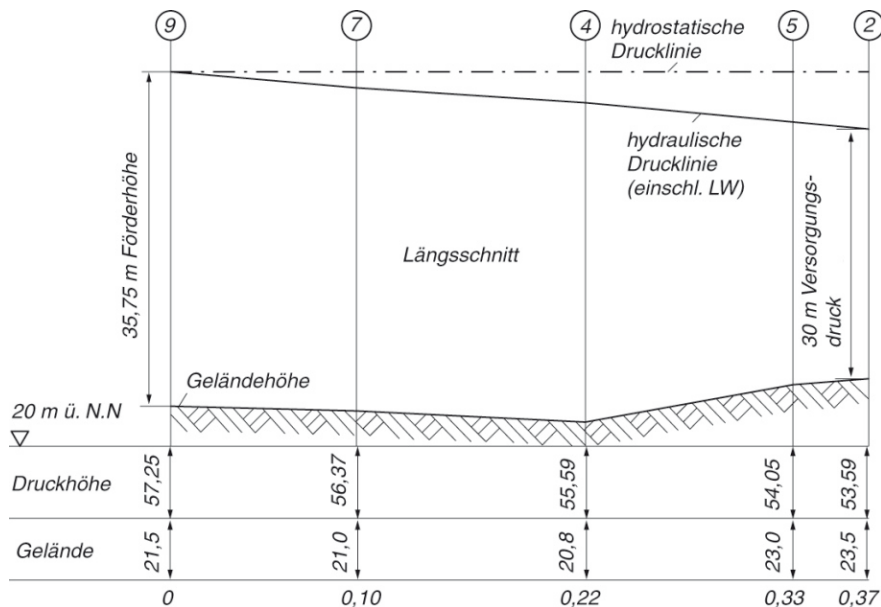


Bild 8.15 Längsschnitt zum Beispiel 8.10 [60]

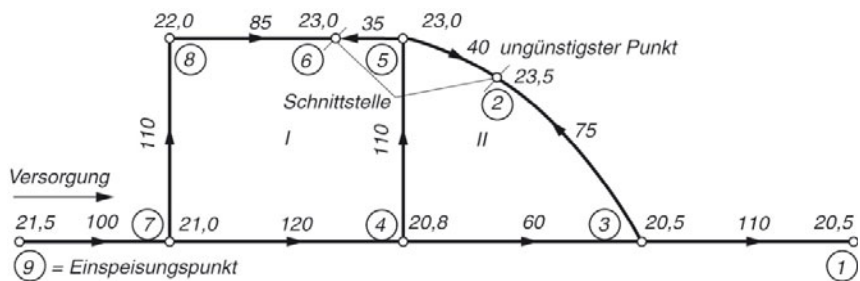


Bild 8.16 Lageplan zum Beispiel 8.10 [60]

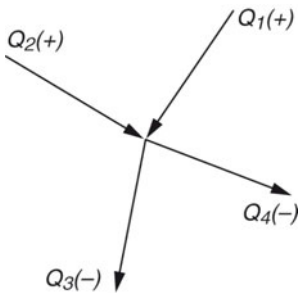


Bild 8.17 Knotenbedingung

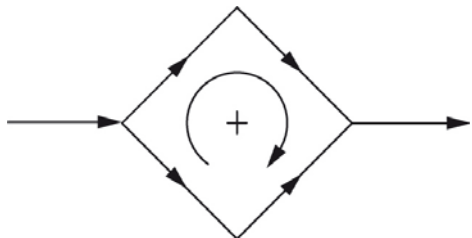


Bild 8.18 Maschenbedingung

Berechnung:

Der Metermengenwert $m = \frac{Q}{E \cdot l}$ errechnet sich zu:

$$Q_d = 2800 \cdot 0,130 = 364 \text{ m}^3 / \text{d}$$

$$Q_h = \frac{364}{86,4} = 4,2 \text{ l/s}$$

$$m = \frac{4,2}{845} = 0,0049 \text{ l/s} \cdot \text{m}$$

Löschwasser = 48 m³/h oder 13,3 l/s; bei zweiseitiger Einspeisung 6,65 l/s

Am Einspeisungspunkt wird eine Druckhöhe von 35,75 m NN vorgewählt, so dass die Anfangsdruckhöhe 57,25 m NN beträgt.

Die ungünstigste Stelle im Netz befindet sich an der Stelle 2, wo die Versorgungshöhe sich berechnet zu (Bild 8.16):

$$53,59 - 23,50 = 30,09 \text{ m } (\approx 0,3 \text{ bar})$$

Unter Vernachlässigung der Glieder höherer Ordnung und unter Anwendung der Druckverlusttafeln (Tafel 8.1 bis 8.4) errechnet sich

$$h_{vr} = I \cdot l = a \cdot Q^2 \quad (8.13)$$

und damit der Korrekturwert zu:

$$\Delta Q = - \frac{\sum h_{vr,i}}{2 \cdot \sum |h_{vr,i} / Q_i|} \quad (8.14)$$

Die Iteration wird solange fortgesetzt, bis für jede Masche die Bedingung $\sum h_{vr} = 0$ mit hinreichender Genauigkeit erreicht ist. Für die Berechnung liegen EDV-Programme vor.

In Beispiel 8.11 erfolgt für eine Gruppenwasserversorgung eine Berechnung in Tabellenform [108].

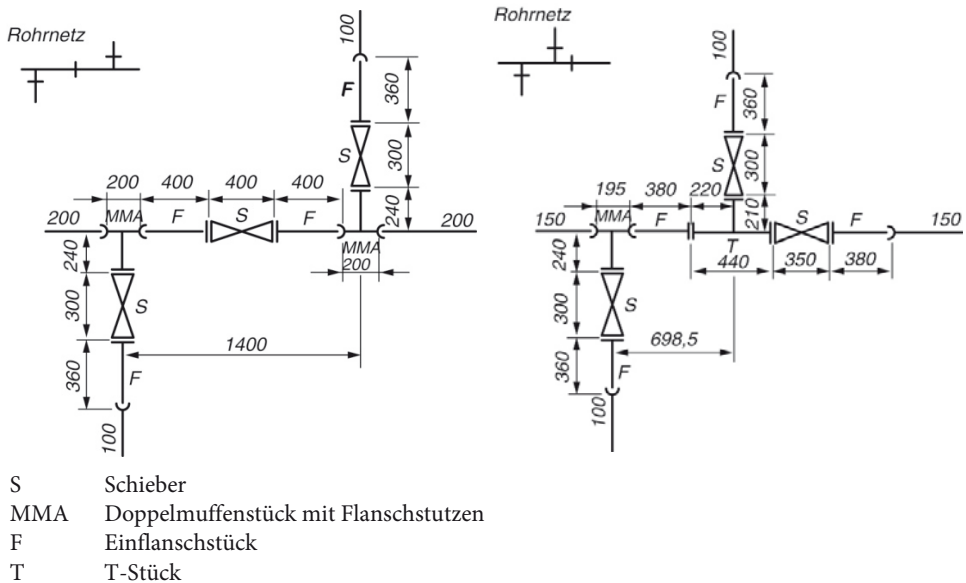
8.2.3 Rohrnetzpläne

Maßgebend ist DIN 2425.

Übersichtspläne haben die topografische Grundkarte 1:5000 zur Grundlage. Bei enger Bebauung ist die Vergrößerung auf 1:2500 zu empfehlen.

Die Pläne sollen alle Hauptleitungen mit Absperrorganen und Hydranten sowie wichtige Anschlussleitungen, z. B. für Fabriken, enthalten.

Ausführungsskizzen können unmaßstäblich sein und sollen nach der örtlichen Aufnahme gefertigt sein. Sie müssen alle verlegten Leitungsteile, alle Maße für die Lage der Rohre, Verbindungen und Einbauteile sowie Angaben über Rohrverbindungen und Werkstoffe enthalten.

**Bild 8.19** Formstückpläne

Bestandspläne geben alle wesentlichen Einzelheiten wieder und erleichtern das spätere Auffinden der Leitungen und Armaturen. Sie werden heute häufig mit Hilfe geographischer Informationssysteme (GIS) erstellt, die auch als Grundlage für Rohrnetzberechnungen dienen (GW 303-2). Maßstab 1:500 bis 1:1000; Muster siehe DIN 2425.

Formstückpläne sind für die Massenermittlung, Ausschreibung und die Ausführung erforderlich (Bild 8.19). Rohrleitungen werden durch schwarze ausgezogene Striche mit unterschiedlicher Stärke dargestellt. Die Nennweite wird darüber eingetragen.

Bei unterschiedlichem Baustoff der Rohre ist eine Kennzeichnung durch ein Kurzzeichen angebracht, z. B.:

- GGG = duktiles Gusseisen
- PVC = Polyvinylchlorid
- AZ = Asbestzement (heute: Faserzement FZ)

Für die Leitungsart gilt z. B.:

- ZW = Zubringerleitung
- VW = Versorgungsleitung

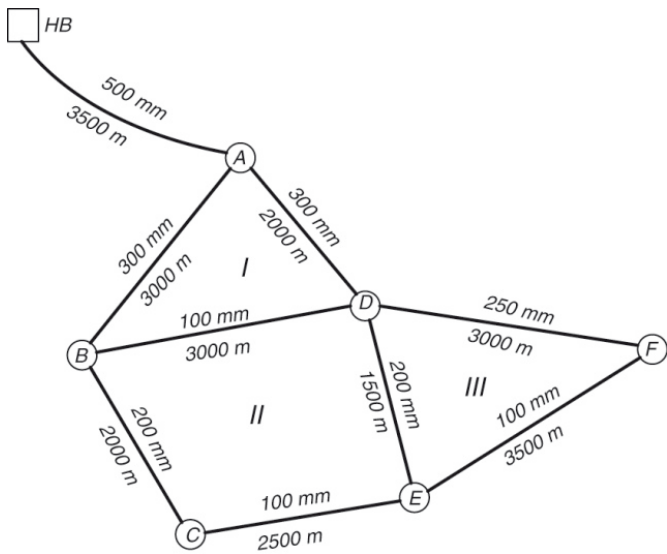
Eine Versorgungsleitung aus PVC und DN 200 erhält die Bezeichnung VW 200 PVC. An den Kreuzungspunkten werden die Leitungen zweckmäßig versetzt (Bild 8.20).

Die Schieber sind so vorzusehen, dass möglichst nicht mehr als zwei Grundstücksfronten eines Häuserblocks ohne Wasser sind, wenn wegen Störungen die Leitung abgestellt werden muss.

Weitere Hinweise zur Dokumentation der Planung einer Wasserverteilungsanlage sind in W 400-1 enthalten.

Bild 8.20 Lageplan
zum Beispiel 8.11 [108]

Länge in m und Rohr-
durchmesser in mm
Knoten A bis F
Maschen(Ringe) I bis III



Beispiel 8.11

Für eine Gruppenwasserversorgung (Bild 8.20) erfolgt für den Tagesspitzenbedarf eine Einspeisung von 180 l/s an der Stelle A. Der k_f -Wert wird mit 0,1 mm angenommen.

Länge und Durchmesser der Rohrleitungen sind dem Lageplan zu entnehmen (Bild 8.20).

In den einzelnen Ortschaften werden folgende Wassermengen entnommen:

Ort	A	B	C	D	E	F
maxQ l/s	38	45	20	34	15	28

In der Spalte 5 werden zunächst die Durchflüsse geschätzt und mit dem ΔQ -Wert nach Gleichung (8.14) der Spalte 9 verbessert. Aufgrund der Vorzeichenregelung sind die ΔQ -Werte der Nachbarmasche mit umgekehrten Vorzeichen mit zu berücksichtigen. Bei Masche (Ring) I ist z. B. im ersten Iterationsschritt für den gemeinsamen Strang B-D aus Masche II der Wert 2,07 l/s zu subtrahieren.

Berechnung einer Gruppenwasserversorgung (Bild 8.20) nach Cross [108] zu Beispiel 8.11

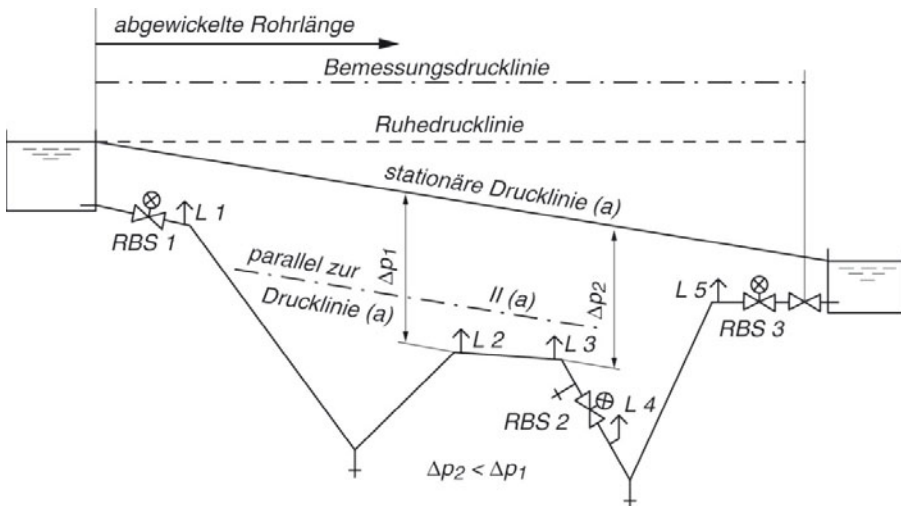
Nr.		Ring	Strang	DN	Länge	Q_0	I_0	h_{r0}	h_{r0}	ΔQ_0	Q_1	I_1	h_{r1}	h_{r1}
								Q_0					Q_1	
				mm	m	l/s	m/km	m		l/s	l/s	m/km	m	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
1		HB-A	500	3500	+180	1,42	+4,97	–	–					
2		A-B	300	3000	–65	2,74	–8,22	0,126	+1,66	–63,34	2,61	–7,83	0,124	
3	I	B-D	100	3000	±0	–	–	–	+1,66–2,07	–0,41	0,07	–0,21	0,512	
4		D-A	300	2000	+77	3,74	+7,48	0,097	+1,66	+78,66	3,88	+7,76	0,099	
						–0,74 0,223						–0,28 0,735		
						$-\left(\frac{-0,74}{2 \cdot 0,223}\right) = +1,66$						$-\left(\frac{-0,28}{2 \cdot 0,735}\right) = +0,19$		
5		B–C	200	3000	–20	2,32	–6,96	0,348	+2,07	–17,93	1,94	–5,82	0,325	
6	II	C–E	100	2500	±0	–	–	–	+2,07	+2,07	1,21	+3,03	1,464	
7		E–D	200	1500	+15	1,36	+2,04	0,136	+2,07+2,75	+19,82	2,28	+3,42	0,173	
8		D–B	100	3000	±0	0,65	–1,95	1,174	+2,07	+0,41	0,05	+0,15	0,682	
						–1,66				–0,19				
						–6,87 1,658						+0,78 2,644		
						$-\left(\frac{-6,87}{2 \cdot 1,658}\right) = +2,07$						$-\left(\frac{+0,78}{2 \cdot 2,644}\right) = -0,15$		
9		D–E	200	1500	–15,0	1,74	–2,61	0,152	–2,75	–19,82	+2,25	–3,38	0,172	
						–2,07				+0,15				
10	III	E–F	100	3500	±0	–	–	–	–2,75	–2,75	+2,04	–7,14	2,596	
11		F–D	250	3000	+28,0	1,43	+4,29	0,153	–2,75	+25,25	–1,20	+3,60	0,143	
						+1,68 0,305						–6,92 2,911		
						$-\left(\frac{+1,68}{2 \cdot 0,305}\right) = -2,75$						$-\left(\frac{-6,92}{2 \cdot 2,911}\right) = +1,21$		

ΔQ_1	Q_2	I_2	h_{r2}	h_{r2}	ΔQ_2	Q_3	I_3	h_{r3}	h_{r3}	ΔQ_3	Q_4
			Q_2					Q_3			
l/s	l/s	m/km	m		l/s	l/s	m/km	m		l/s	l/s
14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
											180,00
+0,19	-63,15	2,59	-7,77	0,123	-0,12	-63,27	2,60	-7,80	0,123	+0,08	-63,19
+0,19					-0,12					+0,08	
+0,15	-0,07	0,01	-0,03	0,428	-0,01	-0,20	0,05	-0,15	0,750	-0,04	-0,16
+0,19	+78,85	3,98	+7,96	0,101	-0,12	+78,73	3,90	+7,80	0,099	+0,08	+78,81
			+0,16	0,652				-0,15	0,972		
			$-\left(\frac{+0,16}{2 \times 0,652}\right) = -0,12$					$-\left(\frac{-0,15}{2 \times 0,972}\right) = +0,08$			
-0,15	-18,08	1,94	-5,82	0,322	+0,01	-16,07	1,94	-5,82	0,322	+0,04	-18,03
-0,15	+1,92	1,03	+2,58	1,344	+0,01	+1,93	1,04	+2,60	1,347	+0,04	+1,97
-0,15					+0,01					+0,04	
-1,21	+18,46	2,02	+3,03	0,164	-0,42	+18,05	1,93	+2,90	0,161	-0,12	+17,97
-0,15	+0,07					+0,20					
	+0,12	0,05	+0,15	0,789	+0,01	-0,08	0,03	+0,09	0,750	+0,04	+0,16
			-0,07	2,619				-0,23	2,580		
			$-\left(\frac{-0,07}{2 \times 2,619}\right) = +0,01$					$-\left(\frac{-0,23}{2 \times 2,580}\right) = +0,04$			
+1,21	-18,46					-18,05					
	-0,01	2,03	-3,05	0,165	+0,42	-0,04	1,95	-2,93	0,162	+0,12	-17,97
+1,21	-1,54	0,70	-2,45	1,591	+0,42	-1,12	0,43	-1,51	1,348	+0,12	-1,00
+1,21	+26,46	1,30	+3,90	0,147	+0,42	+26,88	1,34	+4,02	0,150	+0,12	+27,00
			-1,60	1,903				-0,41	1,660		
			$-\left(\frac{-1,60}{2 \times 1,903}\right) = +0,42$					$-\left(\frac{-0,41}{2 \times 1,660}\right) = +0,12$			

8.2.4 Zubringerleitungen (ZW)

Als Zubringerleitung bezeichnet man die Wasserleitung zwischen Wasserwerk und Versorgungsgebiet. Bei Entfernungen > 25 km und ab DN 500 spricht man von Fernleitungen.

Die Leitungen sollen möglichst gradlinig und mit eindeutigen Hoch- und Tiefpunkten verlegt werden. Sie müssen an geodätischen Hochpunkten Be- und Entlüftungseinrichtungen haben und an hydraulischen Hochpunkten entlüftbar sein. Damit sie an Tiefpunkten entleerbar sind, werden Entleerungsschächte eingebaut.



Entlüftungsventile in:

L2 geodätischer Hochpunkt

L1, L4, L5 hydraulischer Hochpunkt

Entleerung

Sicherheitsarmaturen:

R BS1 Auslaufrohrbruchsicherung

R BS2 Rohrbruchsicherung

R BS3 Sicherung gegen Überlaufen und Rückfluss

Bild 8.21 Fallleitung zwischen zwei Hochbehältern

Zubringerleitungen werden als Fallleitung (dieses sind Druckleitungen, in denen das Wasser aufgrund des geodätischen Höhenunterschiedes fließt) und seltener als Freispiegleleitungen ausgeführt. Es handelt sich zum Teil auch um Pumpendruckleitungen.

Ein Gefälle von 1:200 ist anzustreben.

Bild 8.21 zeigt eine Fallleitung zwischen zwei Hochbehältern mit den entsprechenden Be- und Entlüftungspunkten, den Entleerungsstellen und den erforderlichen Rohrbruchsicherungen [17].

Bei Zubringerleitungen ist die Ermittlung des wirtschaftlichen Rohrdurchmessers von großer Bedeutung.

In Bild 8.22 sind die Zusammenhänge zwischen Betriebs-, und Kapitalkosten dargestellt. Während die Kapitalkosten fast linear steigen, fallen die Betriebskosten mit zunehmender Nennweite hyperbolisch. Der Kostenvergleich kann nach LAWA-Richtlinie [50] erfolgen

Die spezifischen Baukosten hängen stark vom Material, dem Korrosionsschutz, dem Baugelände u. a. ab.

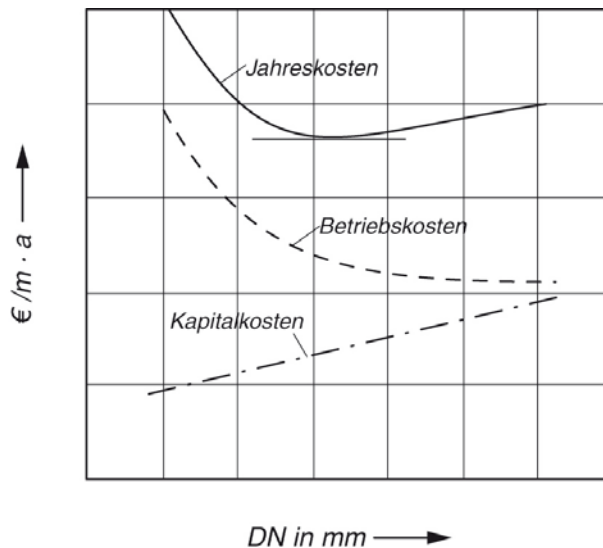


Bild 8.22 Kapital-, Betriebs- und Jahreskosten in Abhängigkeit von DN

8.2.5 Haupt- (HW), Versorgungs- (VW) und Anschlussleitungen (AW) (DIN 4046)

Anschlussleitungen bilden die Verbindung zwischen Versorgungsleitung und Übergabestelle, i. d. R. der Wasserzähler beim Verbraucher.

Von den Hauptleitungen zweigen die Versorgungsleitungen ab. Hauptleitungen haben kaum direkte Anschlussleitungen. Nach DIN 1998 sollen sie in der Fahrbahn liegen, während die Versorgungsleitungen in den Gehwegen in einer Höhezone von 1,0 bis 1,8 m angeordnet sind (siehe Kapitel 8.5.1). Die Tiefenlage hängt im Wesentlichen von der Frostopfindlichkeit der Böden ab. Berücksichtigt werden muss aber auch die Vermeidung einer unzulässigen Erwärmung des Trinkwassers im Sommer. Die erforderliche Mindestüberdeckung der Trinkwasserleitungen erfolgt sowohl für den Sommer- als auch für den Winterfall nach W 397. Tafel 8.9 enthält übliche Überdeckungen von Trinkwasserleitungen.

Im Kernbereich der Städte steigen die Kosten für den Leitungsbau auf $> 500 \text{ €/m}$ an, und die Rohrmaterialekosten treten in den Hintergrund. Die Versorgungsleitung sollte aber auf jeden Fall auf der Seite mit der größten Hausanschlusszahl liegen. Der Hausanschluss muss auf dem kürzesten Weg erfolgen.

Bau und Unterhaltung sind im Allgemeinen Angelegenheit des Versorgungsunternehmens, während die Installation im Haus Angelegenheit des Bauherrn (Versorgungsingenieurs) ist.

Der Anschluss erfolgt mit Hilfe eines Formstückes, oder er wird nachträglich ohne Betriebsunterbrechung mit einer Anbohrschelle (Bild 8.23 und Bild 8.24) hergestellt.

Tafel 8.9 Mindestüberdeckung für Rohrleitungen [73]

DN	Frostbeständige Böden und ständiger Durchfluss	Frostempfindliche Böden stagnierender Durchfluss
100	1,25	1,50
150	1,20	1,45
200	1,10	1,40
300	1,00	1,35
400	0,80	1,30
500	0,80	1,25
600	0,80	1,20
800	0,80	1,10

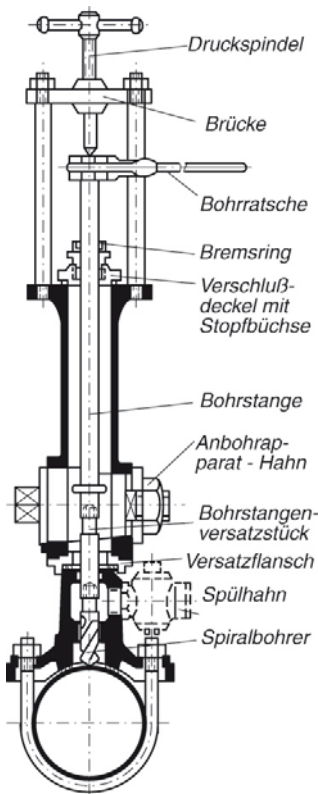


Bild 8.23 Ventilanbohrschelle

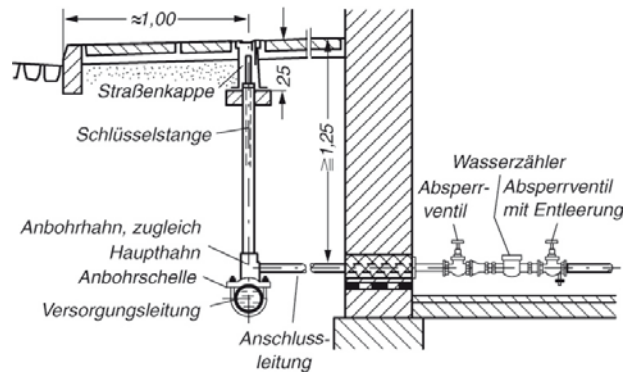


Bild 8.24 Hausanschluss im Keller für Anschlussleitungen aus PE $\geq$ DN 25; Versorgungsleitung im Fußweg; Wasserzähler im Hausanschlussraum (M 1:50)

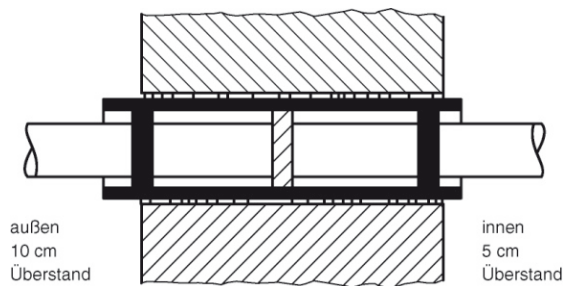


Bild 8.25 Mauerdurchführung mit DENSO-PAL-System

Er endet im Kellerraum oder in einem Schacht mit dem Hauptabsperrrventil und dem Wasserzähler, an den sich Schrägsitzventil mit Entleerung anschließt. Wasserzähler können also ohne Entleeren der Hausinstallation ein- und ausgebaut werden. Ferner können die Gebäudeinstallationsleitungen bei z. B. Erweiterung oder Sanierung entleert werden (Bild 8.24).

Man verwendet heute im Allgemeinen Rohre aus Polyethylen (PE) für den Hausanschluss. Die Anschlussleitung erhält im Fußweg eine Absperrvorrichtung mit Gestänge und Straßenkappe mit Hinweisschild nach DIN 4067 (Bild 8.41).

Das Druckrohr wird mit $\geq 1,25$ m Überdeckung steigend zum Wasserzähler in das Gebäude eingeführt. Die Mauerdurchführung kann nach Bild 8.25 erfolgen. Die Anschlussleitung darf nicht überbaut werden.

Mit der steigenden Zahl von Verbundunternehmen und der zunehmenden Zusammenarbeit auch verschiedener Versorgungsträger werden immer häufiger Mehrsparten-hauseinführungen eingesetzt. Diese ermöglichen durch Einsparungen bei den Erdarbeiten vor dem Haus und der Bündelung der Anschlussarbeiten im Gebäude eine kostengünstige Anbindung von Gebäuden an die öffentlichen Versorgungsnetze.

8.3 Rohrwerkstoffe und Verbindungsarten

8.3.1 Einführung

Die öffentliche Wasserversorgung hat von 1990 bis 2005 ca. 39,2 Milliarden € investiert. Die Investitionen in das Rohrnetz lagen im Jahr 2005 bei 46 % bei einer Gesamtsumme von 2,28 Milliarden € (Bild 8.26).

Für einen ländlichen Wasserverband, der ca. 185.000 Einwohner versorgt, wird beispielhaft aufgezeigt, welche Materialien, Armaturen u. a. im Verteilungsnetz vorhanden sind:

- 6 Wasserbehälter
- 21 Regler- und Druckerhöhungsstationen

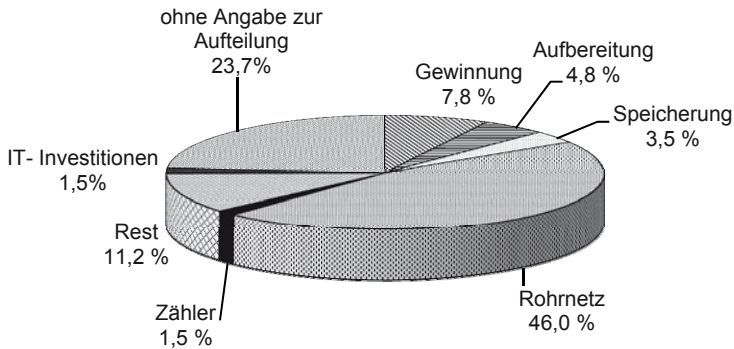


Bild 8.26 Anteile der Investitionen der öffentlichen Wasserversorgung 2005 [106]

- 114 Übergabestationen
- 350 km Transportleitung, davon aus:

– Stahl	0,38 %
– GG (Grauguss)	51,82 %
– GG-ZM (Grauguss mit Zementmörtelauskleidung)	3,75 %
– GGG-ZM (duktiles Gusseisen mit Zementmörtelauskleidung)	8,8 %
– PVC (Polyvinylchlorid)	22,21 %
– FZ (Faserzement)	12,94 %
– Edelstahl	0,02 %
- 895 km Ortsnetzleitungen (ca. 55 % aus PVC, ca. 42 % aus GG)
- 820 km Hausanschlussleitungen (ca. 10 % aus PVC, ca. 78 % aus PE)
- ca. 43.000 Hausanschlüsse
- ca. 8.800 Schieber
- ca. 6.720 Hydranten

8.3.2 Auswahl von Rohren und Formstücken

Bei der Auswahl von Rohmaterialien und Formstücken sind hygienische, technische und wirtschaftliche Anforderungen zu berücksichtigen.

Für die Werkstoffe, Anstriche und Beschichtungen für sämtliche vom Trinkwasser benutzte Flächen gilt die chemische, mikrobiologische und gesundheitliche Unbedenklichkeit.

Es sind Rohre mit DVGW-Zertifizierung (soweit die Prüfanforderungen bestehen) zu verwenden.

Tafel 8.10 Rohrmaterialien in der Wasserversorgung

Material	Normen und Richtlinien	Nennweite DN in mm	Nenndruck in bar	Verbindungen
Rohre aus duktilem Gusseisen (GGG)	DIN EN 545	80 bis 2000	10	Flanschverbindung
	DIN EN 805		16	Steckmuffen
	DIN 28650		25	Schraubverbindungen
	DIN 28601		40	Stopfbuchsmuffen
	DIN 28602			
	DIN 28603 GW 368			
Stahlrohre – nahtlose – geschweißte	DIN 2460	80 bis 500	10	Stumpfschweißen
	DIN EN 10253		16	Steckmuffen
	DIN EN 10224		25	Flanschverbindung
	DIN EN 10311	80 bis 2000	40	
	DIN EN ISO 15607			
	GW 368			
Edelstahlrohre	DIN EN ISO 1127			
Faserzementrohre (FZ) (neu)	DIN EN 512	65 bis 600	bis 6 wirtschaftlich	zugfeste Z-O-K-Kupplung mit Dichtring und Stahlseil
	DIN EN 1444	DN > 600 möglich		
PE80 und PE100	DIN 8074	≤ 630	10	Klemmverschraubungen
	DIN 8075			Steckverbinder
	W 320			Heizwendelschweißung
	GW 335 A2			Heizwendelsattelschweißungen
	GW 332 B2			Stumpfschweißen
	DIN EN 12201-2,3			Bundflanschverbindungen
	DIN EN 12842			Steckmuffen
PE-Xa	DIN 16892	≤ 250	10 (12,5)	Klemmverschraubungen
	DIN 16893			Steckverbinder
	DIN EN 12201-2,3			Heizwendelschweißung
	DIN EN 12842			Heizwendelsattelschweißungen
	GW 335-A3			Bundflanschverbindungen
	GW 335-B2			Pressverbindungen
Polyvinylchloridrohre (PVC-U) weichmacherfrei	DIN EN ISO1452-2	≤ 400	10	Steckmuffen
	DIN 8061		16	Flanschverbindung
	DIN 8062			
	DIN EN ISO1452-3			
	DIN 8063-1,4,5,12			
	W 320			
	GW 335-A1 DIN EN 1905			
GFK	DIN 16869	150 bis 2400	10	Gummigedichtete Steckverbindungen
	DIN 19565			Flanschverbindungen Klebeverbindungen Laminatverbindung

Tafel 8.10 Fortsetzung

Material	Beschichtungen und Korrosionsschutz	Bemerkungen
Rohre aus duktilem Gusseisen (GGG)	außen: siehe Tafel 8.12 Kathodenschutz (GW 12) innen: Zementmörtelauskleidung DIN EN 10298 DIN EN 545	– relativ korrosionsbeständig – hohe Zugfestigkeit und Formänderungsvermögen, schweißbar – Grauguss wird nicht mehr verwendet
Stahlrohre – nahtlose – geschweißte Edelstahlrohre	außen: PE-weich-Beschichtung, Kathodenschutz (GW 12) DIN 30670, DIN 2460, GW 340, innen: Zementmörtelauskleidung DIN EN 10298, DIN 2460, W 343	– evtl. Transport- und Schweißschäden an den Isolierungen müssen nachgebessert werden – Korrosionsschutzmaßnahmen – erfahrene Montagefirma wichtig
Faserzementrohre (FZ)	i. d. R. nicht erforderlich	– die FZ-Grundstoffe erreichen nicht mehr die Festigkeit von Asbest, AZ-Rohre nicht mehr zulässig (W 396)
PE-HD (hohe Dichte) PE-LD (niedere Dichte) Polyethylenrohre	nicht mit lösungsmittelhaltigen Massen und fetthaltigen Stoffen in Verbindung bringen	– schnelles Verlegen – Einspülen von endlosen PE-Rohrleitungen gut möglich – mit zunehmender Betriebstemperatur fällt der zulässige Betriebsüberdruck
PE-Xa	nicht mit lösungsmittelhaltigen Massen und fetthaltigen Stoffen in Verbindung bringen	– Verwendung als Hausanschlussleitung und im Netz (im Hausanschlussbereich bis DN 63)
Polyvinylchloridrohre (PVC-U) weichmacherfrei	nicht mit lösungsmittelhaltigen Massen und fetthaltigen Stoffen in Verbindung bringen	– hohe Korrosionsbeständigkeit – bei aggressiven Böden gut geeignet – Verwendung als Rohwasserleitung zwischen Wassergewinnung und Wasseraufbereitung; in ländlichen Gebieten als Versorgungs- und Transportleitung bei Nennweiten ≤ 400 mm
GFK	i. d. R. nicht erforderlich	– geringes Gewicht – Längsbeweglichkeit bei Steckmuffenverbindungen – sehr glatte Rohrwand – geringe Einsatzerfahrung

Bei den Druckbedingungen gilt Folgendes:

Rohrleitungsteile	System
$PFA \geq DP$	
$PMA \geq MDP$	
$PEA \geq STP$	
$\geq 0,8$ bar Unterdruck	$\leq 0,8$ bar Unterdruck

PFA	=	Zulässiger Bauteilbetriebsdruck
PMA	=	Höchster zulässiger Bauteilbetriebsdruck
PEA	=	Zulässiger Bauteilbetriebsdruck auf der Baustelle
DP	=	Systembetriebsdruck
MDP	=	Höchster Systembetriebsdruck
STP	=	Systemprüfdruck

Ortsnetze sind mindestens für MDP von 10 bar zu planen. Der Systembetriebsdruck ohne Druckstöße sollte etwa 2 bar unter dem höchsten Systembetriebsdruck liegen. Als Ruhedruck im Schwerpunkt einer Druckzone sind 4 bis 6 bar am Hausanschluss empfehlenswert.

Die Materialauswahl sowie die Wahl von Zubehör und Verbindungen wird durch zahlreiche Faktoren bestimmt:

- die zu erwartenden inneren und äußeren Belastungen
- die örtlich vorhandenen Baugrundverhältnisse (ggf. Bergbaubeeinflussungen)
- die Korrosionswahrscheinlichkeit durch den umgebenden Boden und die elektrochemischen Belastungen
- Leitungsführung
- Einbauverfahren
- unterschiedliche Anforderungen an das Fachpersonal
- Betriebskosten über die gesamte Nutzungsdauer
- Instandhaltungsaufwand
- geplante Nutzungsdauer
- Wasserbeschaffenheit
- Frost- und Wärmeeinwirkung

Für die statische Bemessung gilt, dass Rohre und Formstücke, die das DVGW-Zeichen tragen, für die im Betrieb auftretenden inneren und üblichen äußeren Belastungen ausgelegt sind. Für davon abweichende Lastfälle müssen statische Nachweise nach ATV-DVWK-A 127 bzw. VdTÜV 1063 geführt werden.

Die Anforderungen an die Wasserversorgungssysteme und deren Bauteile außerhalb von Gebäuden sind in der DIN EN 805 aufgeführt.

8.3.2.1 Korrosionsverhalten der Baustoffe

Die Werkstoffe unterliegen der Korrosion (siehe Kapitel 4.4).

Bei den Rohrleitungen unterscheidet man zwischen Außen- und Innenkorrosion. Die Korrosion kann flächenhaft oder in Form von Mulden- oder Lochfraß erfolgen.

Der Korrosionsschutz ist ein Spezialgebiet, es sollten immer die entsprechenden Fachleute hinzugezogen werden. Für die Grundlagen wird auf EN ISO 8044 und DIN 50900-2 verwiesen. Hiernach werden Korrosionsschäden vermieden durch:

- Beeinflussung der Reaktionsparameter sowie Änderung der Reaktionsbedingungen
- Trennung der Werkstoffe von korrosiven Mitteln durch Schutzschichten
- elektrochemische Maßnahmen

Die Korrosionsschutzschicht kann bestehen aus einer Umhüllung, einer Auskleidung, einer Beschichtung oder einem Überzug.

Häufig werden bereits werkseitig Korrosionsschutzmaßnahmen vorgenommen, die durch Baustellenmaßnahmen ergänzt werden.

Hinsichtlich des Korrosionsverhaltens von Böden wird auf GW 9 verwiesen. Es werden Bodenaggressivitätsklassen von I a (praktisch nicht aggressiv) bis III (stark aggressiv) für Eisenwerkstoffe festgelegt.

Für die betonangreifenden Wässer und Böden findet man Hinweise in DIN 4030-1. Bei Asbestzementrohren (AZ), heute Faserzementrohre (FZ), ohne Innenbeschichtung kann der zementgebundene Werkstoff bei kalkangreifenden Wässern gelöst werden, und somit können bei älteren Rohren Asbestfasern in das Wasser gelangen.

Für die Außenkorrosion bei metallischen Werkstoffen wird auf DIN 50929-1 bis DIN 50929-3 verwiesen.

Für die Innenkorrosion von Rohrleitungen gelten die Arbeitsblätter W 346, W 347 sowie DIN EN 10298, DIN 2880 und DIN EN 545 (für Rohre aus duktilem Gusseisen). Der Innenschutz mit Zementmörtel ist die Regelausführung

Für nichtrostende Stähle, die Zusätze von Chrom, Nickel oder Molybdän enthalten, wird auf GW 541 verwiesen.

Die alten Bezeichnungen, wie z. B. V4A-Stähle, sollten nicht mehr verwendet werden. Für diese „Edelstähle“ ist besonders auf hohen Sachverstand der Liefer- und Installationsfirmen zu achten. Die sehr dünne Schutzschicht dieser Stähle kann bei Beschädigung und nicht fachgerechter Bearbeitung erhebliche Korrosionen hervorrufen.

Für Planung und Errichtung kathodischer Korrosionsschutzmaßnahmen finden sich Hinweise in GW 12. Beim kathodischen Schutz wird durch einen Schutzstrom eine Sicherung gegen Außenkorrosion erreicht. Grundlagen und Anwendung für Rohrleitungen sind in DIN EN 12954 wiedergegeben.

8.3.2.2 Rohre und Formstücke

Einen Überblick über die Nennweiten, Verbindungen, Einsatzgebiete und eine Auswahl der Normen und Richtlinien gibt Tafel 8.10. Weitere Hinweise sind dem Arbeitsblatt W 400-1 zu entnehmen.

8.3.2.3 Druckrohre aus duktilem Gusseisen (GGG)

Duktiles Gusseisen, dessen Graphitanteil kugelige Form hat, zeichnet sich durch beachtliches Formänderungsvermögen (Duktilität) und durch hohe Festigkeit aus. Die Rohre werden hauptsächlich im Schleudergussverfahren hergestellt.

Die Wanddickenklasse berücksichtigt den Innenüberdruck und äußere Belastungen. So berücksichtigt K 9 eine Überdeckungshöhe von 0,6 bis 10 m und als Verkehrslast einen SLW 60 (siehe Tafel 8.11).

Für den Schutz gegen Innenkorrosion hat sich die Zementmörtelauskleidung durchgesetzt. Bei frischer Zementmörtelauskleidung und weichem Wasser kann es zu einer starken *pH*-Wert-Erhöhung kommen. Durch die Zugabe von CO₂, das Einfahren mit härterem Wasser und durch die Zugabe von Natriumhydrogencarbonat kann dem entgegen gewirkt werden [64]. Für den Rohraußenschutz enthält Tafel 8.12 Hinweise.

Rohrverbindungen

Tyton-Steckmuffenverbindung nach DIN 28603 (Bild 8.27)

In einer Nut der Überschiebmuffe liegt ein Gummi-Dichtring, der aus einem harten und einem weichen Teil besteht. Seine Haltekralle verankert ihn in der Haltenut, so dass er beim Einschieben des Rohrspitzendes seine Lage in der Muffe nicht verändern kann. Der wulstförmige, aus Weichgummi bestehende Teil des Ringes verformt sich in Richtung der Einschubbewegung, wodurch die Dichtigkeit hergestellt wird. Mit zunehmenden Druck wird der Dichtungsring fester eingepresst und damit eine wachsende Abdichtung erzielt. Die Muffe erlaubt Abwinkelungen von 3–5° und Axiale Verschiebungen zwischen 60 und 110 mm. Bei allen beweglichen Verbindungen soll zwischen Muffengrund und Rohrende ein vorgeschriebener Zwischenraum verbleiben. Hierzu sind die Verlegevorschriften der Herstellerfirma zu beachten. Die TYTON-Verbindung ist einfach zu verlegen und dicht bis zum Berstdruck der Rohre. Der Anwendungsbereich reicht von DN 80 bis DN 1400.

Zugfeste Muffenverbindungen

Erdverlegte Rohrleitungen aus duktilem Gusseisen haben im Allgemeinen nicht längskraftschlüssige Muffenverbindungen. Wenn diese Leitungen unter Druck stehen, müssen auftretende Schubkräfte entweder von Betonwiderlagern oder direkt von zugfesten Muffenverbindungen aufgenommen werden. Letzteres wird erforderlich, wenn instabile Böden vorhanden sind oder wenn z. B. Düker verlegt werden. Es werden im Folgenden zwei Möglichkeiten aufgezeigt:

TYTON-NOVO-SIT-Verbindung

Bei der reibschlüssigen NOVO-SIT-Verbindung übertragen in einem Gummiring ein-vulkanisierte Edelstahlkrallen die Axialkräfte im Reibschluss vom Einsteckende in die Vorkammer der Muffe. Die getrennt angeordnete TYTON-Dichtung übernimmt die Funktion der Abdichtung. Diese Verbindung ist für die Wanddickenklassen K9 und C40 bei einer Abwinkelbarkeit von 3° einsetzbar (siehe Bild 8.28).

Tafel 8.11 Belastbarkeit bei K9 TYTON-Rohre sowie NOVO-SIT-Rohre (Auswahl)

DN	TYTON PFA [bar]	NOVO-SIT PFA [bar]
100	85	25/40
150	79	25/40
250	54	25/40
500	38	16
700	34	10

PMA = 1,2 · PFA

PEA = 1,2 · PFA + 5

Tafel 8.12 Rohraußenschutz für GGG-Rohre [125]

Art	Rohr-Außenschutz				Einsatzbereich
	Kurzzeichen	Norm	Schichtdicke mm	Bodengruppe nach GW 9	
Polyethylen- umhüllung	PE	DIN EN 14628	1,8 bis 3,0 je nach Nennweite	I, II, III	
Zementmörtel- umhüllung	ZM	DIN 30674-2	5,0	I, II, III	
Zink-Überzug mit Deckbeschichtung	ZN	DIN 30674-3	Zinkauflage ≥ 130 g/m ²	I, II, III ¹⁾	
Zink-Aluminium- Überzug mit Deck- beschichtung	ZN-AL	DIN EN 545	400 g/m ² Zink/ Aluminium; Epoxid- Deckbeschichtung	I, II, III ²⁾	
Polyethylenfolien- umhüllung	F	DIN 30674-5	≥ 0,2	I, II, III	

1) mit Korrosionsgerechter Bettung

2) ausgenommen säurehaltige, torfige Böden, Böden unterhalb des Meeresspiegels mit Bodenwiderstand < 500 Ω·cm

BLS-Verbindung

Bei der formschlüssigen BLS-Steckmuffenverbindung überträgt eine Schweißraupe auf dem Einsteckende die Axialkraft über Segmente bzw. Riegel auf eine an die Muffe angegossene Sicherungskammer. Die TYTON-Dichtung sorgt für die Dichtheit der Verbindungen. An Rohren, die auf der Baustelle gekürzt werden müssen, kann das nachträgliche Aufbringen von Schweißraupen umgangen werden, indem die reibschlüssigen Klemmringe verwendet werden (siehe Bild 8.29 und 8.30). Die Abwinkelbarkeit der Verbindung beträgt maximal 3,5°. Diese Rohrleitungen sind in der Wanddickenklasse K9 erhältlich.

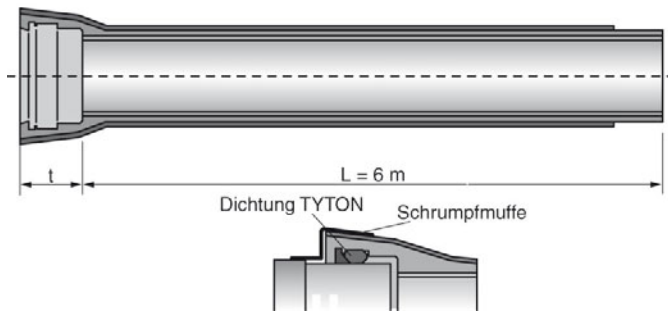


Bild 8.27 TYTON-Verbindung [125]

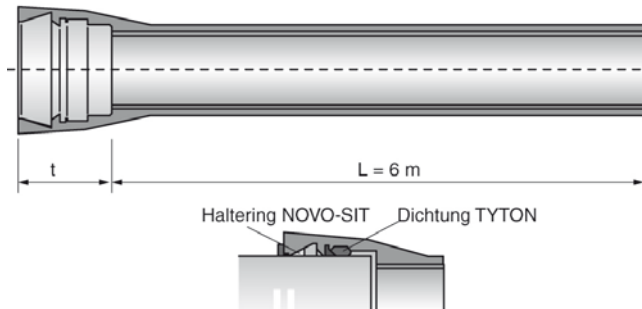


Bild 8.28 TYTON-NOVO-SIT-Verbindung [125]

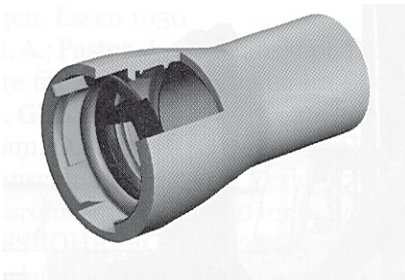


Bild 8.29 BLS-Verbindung mit Riegel

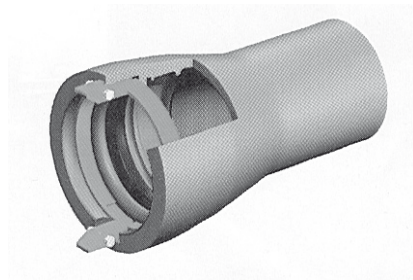


Bild 8.30 BLS-Verbindung mit Klemmring [25]

Flanschverbindung nach DIN EN 1092-2

Flanschverbindungen aus duktilem Gusseisen und mit glatten Dichtleisten werden für Gussrohrleitungen im Allgemeinen angewendet. Sie sind zugfest und starr. Flanschverbindungen wählt man dort, wo die Verbindung leicht lösbar sein muss, z. B. beim Anschluss von Armaturen, in Pumpwerken, Hochbehältern u. a.

8.3.2.4 Stahlrohre und Edelstahlrohre

Stahlrohre zeichnen sich durch hohe Festigkeit und große Bruchdehnung aus. Sie werden daher bevorzugt bei hohen Innendrücken und bei der Gefahr von Druckstößen eingesetzt. Sie kommen für Fern- und Zubringerleitungen in Betracht. Ein Nachteil ist ihre Anfälligkeit gegen Korrosion. Hinsichtlich der Beurteilung des Korrosionsverhaltens von Böden auf erdverlegte Rohrleitungen wird auf GW 9 verwiesen. Als Korrosionsschutz wird überwiegend die PE-Umhüllung angewendet. Die Schweißverbindungen werden durch Schrumpffolien geschützt. Bei Anwendung des kathodischen Korrosionsschutzes (hier verhindert ein Schutzstrom und das hierdurch entstehende Schutzpotential eine Korrosion) gilt das Arbeitsblatt GW 12.

Für den Innenschutz hat sich die Zementmörtelauskleidung durchgesetzt (W 343 und DIN EN 10298)

Bei hoher Korrosionsgefahr werden zunehmend nicht rostende Stähle eingesetzt. Sie haben einen niedrigen Kohlenstoffgehalt oder sind Titan-stabilisiert (z. B. 1.4541).

Rohrverbindungen

Bei den Schweißverbindungen hat sich die Stumpfschweißverbindung durchgesetzt. Sie ist kraftschlüssig und zerstörungsfrei prüfbar. Längskraftschlüssige Steckmuffenverbindungen nach GW 368 haben sich analog zur Verbindungstechnik bei Gussrohren bewährt und sind bis DN 300 erhältlich. Flanschverbindungen werden nahezu ausschließlich für den Anschluss von Armaturen und Messgeräten eingesetzt. Flansche sollten möglichst nicht im Erdreich verwendet werden.

8.3.2.5 Polyethylenrohre (PE-80 und PE-100)

Rohrleitungen aus Polyethylen zeichnen sich durch hohe Korrosionsbeständigkeit, ein geringes Gewicht und eine hohe Flexibilität aus. PE-Rohre sind in großen Ringbündeln erhältlich, wodurch eine wirtschaftliche Verlegung mit wenigen Verbindungsstellen möglich ist. In kontaminierten Böden sind besondere Schutzmaßnahmen gegen die Diffusion von Stoffen durch die Rohrwandung erforderlich. Anwendung finden hier Mehrschichtrohre, die über eine zusätzliche Aluminiumzwischen-schicht verfügen. Nach DIN 8075 werden Rohre mit PE-80 (MRS 8,0) und PE-100 (MRS 10,0) unterschieden. MRS steht dabei für die erforderliche Mindestfestigkeit (minimum required strength) [23]. Unter einem PE-80 Rohr versteht man ein PE-HD-Rohr, welches bezüglich des Zeitstandsverhaltens bei 50 Jahren Standzeit, 20 °C Temperaturbelastung und Wasser als Prüfmedium die Zeitstandskurve bei einer Vergleichsspannung von mindestens 8,0 N/mm² schneidet. Dieser Schnittpunkt liegt bei dem Rohrwerkstoff PE-100 entsprechend bei 10,0 N/mm². Das bedeutet, dass bei gleicher Abmessung Rohre aus PE-100-Werkstoffen mit einem höheren Betriebsdruck betrieben werden dürfen als Rohre aus PE-80.

Zur Anwendung kommen Rohre mit unterschiedlichen SDR-Reihen (standard dimension ratio). SDR bezeichnet das Verhältnis von Außendurchmesser zu Wanddicke. Für den praktischen Einsatz werden meist Rohre in SDR 11 und SDR 17 (17,6) eingesetzt. Tafel 8.13 gibt einen Überblick über die gebräuchlichsten Drücke.

Tafel 8.13 PE-80 und PE-100-Rohre bei unterschiedlichen SDR-Klassen (Auswahl) [116]

°C	Betriebsjahre	PE-80 SDR 7,4 in bar	PE-80 SDR 11,0 in bar	PE-100 SDR 17,0 in bar	PE-100 SDR 11,0 in bar
10	50	23,8	14,8	11,9	19,0
10	100	23,3	14,6	11,6	18,7
20	50	20,0	12,5	10,0	16,0
20	100	19,6	12,2	9,8	15,7

Die Rohre werden in Abhängigkeit von Medium und Rohrwerkstoff farblich gekennzeichnet.

Tafel 8.14 Farbkennzeichnung von PE-Rohrleitungen

	RAL Nummer	Farbe	Einsatz für
PE 80	RAL 9004	Schwarz	Wasser/ Gas
	RAL 5012	Hellblau	Wasser
	RAL 1018	Gelb	Gas
PE100	RAL 9004	Schwarz	Wasser/ Gas
	RAL 5005	Königsblau	Wasser
	RAL 1033	Orange gelb	Gas

Rohrverbindungen

Die Schweißtechnik für PE-Rohre, neben dem Heizelementstumpfschweißverfahren insbesondere das Heizwendelschweißen, hat sich aufgrund der einfachen, sicheren und bewährten Handhabung als Standardtechnik etabliert. Bei der Verarbeitung ist besonders darauf zu achten, dass der Schweißbereich vor ungünstigen Witterungseinflüssen wie Regen, Schnee oder Wind zu schützen ist. Die zu verschweißenden Flächen an Rohr und Fitting sind vor Schmutz, jeglichen Fetten, Ölen und Schmiermitteln sorgfältig zu schützen.

Zum Einsatz kommen auch Klemmverschraubungen in den Dimensionen d16 bis zu d110, Bundflanschverschweißungen und Steckmuffenverbindungen.

8.3.2.6 PE-Xa Rohre

Beim PE-Xa handelt es sich um ein peroxidisch vernetztes Polyethylenrohr. Neben dem Einsatz als Hauptversorgungsleitung kommen PE-Xa-Rohre hauptsächlich im Hausanschlussbereich zum Einsatz. Besondere Vorteile sind hier wie beim PE-Rohr hohe Korrosionsbeständigkeit, ein geringes Gewicht und eine hohe Flexibilität.

Rohrverbindungen

Anders als beim PE-80 bzw. PE-100 können diese Rohre nicht stumpf geschweißt werden. Im Hausanschlussbereich kommt dagegen noch die Pressverbindung mit Fittingen aus Rotguss zum Einsatz. Weitere Informationen zum Einsatz von PE 80, PE 100 und PE-Xa in der Gas- und Wasserverteilung finden sich in der GW-Information Nr. 17.

8.3.2.7 PVC-U-Rohre

Vorteile von PVC-U (PVC-unplastisized = ohne Weichmacher und Füllstoffe) sind wie bei allen Kunststoffrohren hohe Korrosionsbeständigkeit und ein geringes Gewicht. PVC-U-Rohre sind in Rohrlängen von 6 bis 12 m erhältlich. Die Herstellung der elastisch gedichteten Steckmuffenverbindungen ist sehr einfach. Bei kontaminierten Böden sind allerdings besondere Schutzmaßnahmen gegen die Diffusion von Stoffen durch die Rohrwandung erforderlich.

8.3.3 Armaturen

Armaturen werden im Versorgungssystem benötigt, um z.B. Rohrleitungsabschnitte abzusperren, den Durchfluss zu regeln, die Löschwasserentnahme zu sichern, die Rohrleitung zu entlüften u. a. Generelle Hinweise zu Art, Ausführung, Anzahl und Anordnung finden sich im Arbeitsblatt W 400-1.

8.3.3.1 Absperrarmaturen

Die in Wasserversorgungsanlagen üblichen Armaturen lassen sich nach DIN EN 736-1 auf die in Bild 8.31 dargestellten Bauarten zurückführen.

In Fern- und Zubringerleitungen haben Absperrarmaturen die Aufgabe, die Leitungen in Teilstrecken zu gliedern, damit das Entleeren und Füllen sich auf überschaubare Strecken beschränkt. Der Abstand dieser Einrichtungen wird im Wesentlichen durch die Geländeverhältnisse bestimmt. Die Anordnung an Tiefpunkten der Leitung hat sich bewährt, weil dann die beiderseits ansteigenden Strecken getrennt entleert werden können. Zwischen den Absperreinrichtungen sollte hier ein Abstand von 3,5 km nicht überschritten werden.

In Versorgungsleitungen liegen die Absperreinrichtungen häufig im Straßen- oder Gehwegbereich. Liegen diese Armaturen in der Fahrbahn, so sollten sie an Kreuzungen mit starkem Fahrzeugverkehr außerhalb des Kreuzungsbereiches, jedoch nicht in ständig benutzten Parkstreifen eingebaut werden. Außerhalb von Kreuzungen sind Absperrarmaturen möglichst im Bereich von Grundstückseinfahrten anzuordnen, weil sie dort zugänglich bleiben (siehe Bild 8.32).

Als Anhaltspunkte können folgende Absperrstreckenlängen angenommen werden:

- Bei Hauptleitungen: < 1000 m
- Bei Versorgungsleitungen
 - bei offener Bebauung: < 400 m
 - bei geschlossener Bebauung: < 300 m

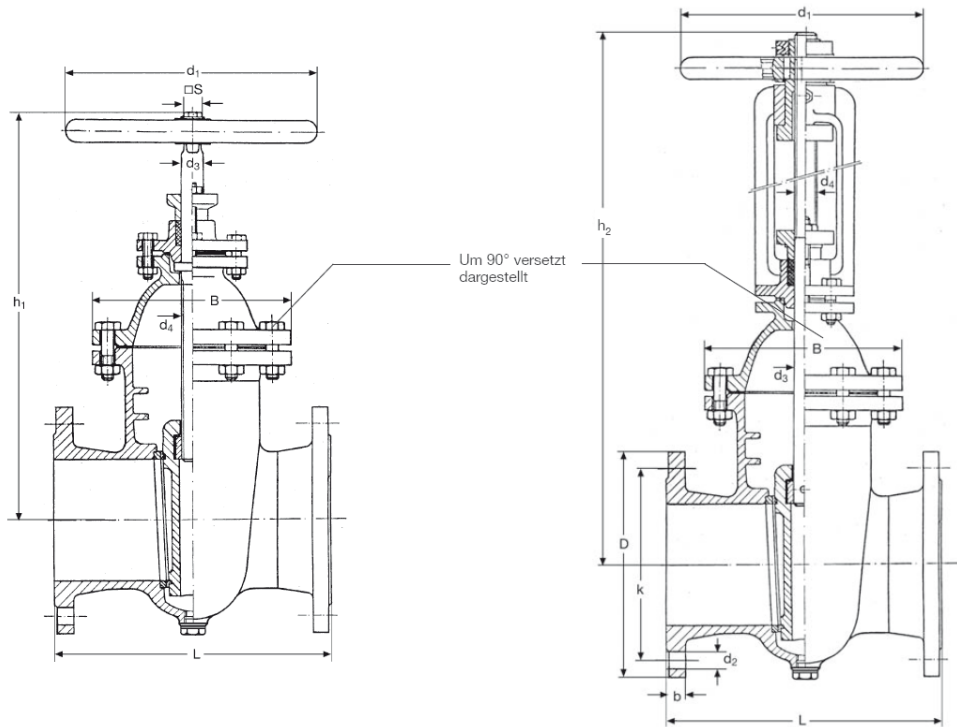


Bild 8.33 Keilschieber KOS [127]

Schieber dienen zur Abspernung von Rohrleitungen. Sie sind eine reine Auf-Zu-Armatur, die den Durchfluss absperrt oder freigibt. Absperrschieber sind in der Offenstellung hydraulisch günstig und molchbar. Bei Absperrschiebern ist der Einsatz bis zu einer Nennweite bis zu DN 300 sinnvoll. Über DN 300 sind wegen der ungünstigen Bauhöhe, des großen Gewichtes und der hohen Betätigungskräfte Absperrklappen zu bevorzugen. Die metallisch dichtenden Schieber wurden im Trinkwasserbereich weitgehend durch die weichdichtenden Schieber verdrängt. Durch die günstige Gehäuseform der weichdichtenden Schieber werden Ablagerungen minimiert (siehe Bild 8.33).

Bei *Absperrklappen* befindet sich der Absperrkörper ständig in der Strömung. Damit ist diese Armaturenbauart nicht molchbar. Der Widerstandsbeiwert von Klappen ist größer als bei Schiebern und Kugelhähnen. Absperrklappen mit zentrischer Lagerung sind bis PN 16 und bis DN 1200 zum Einklemmen oder Anflanschen lieferbar. Die maximal zulässige Strömungsgeschwindigkeit sollte bei diesen Klappen 5 m/s nicht übersteigen. Absperrklappen mit exzentrischer bzw. doppelzentrischer Lagerung sind als Flanscharmatur bis PN 40 und bis DN 2000 erhältlich. Für die maximal zulässige Strömungsgeschwindigkeit sind hier die Herstellerangaben zu berücksichtigen (siehe Bild 8.34).

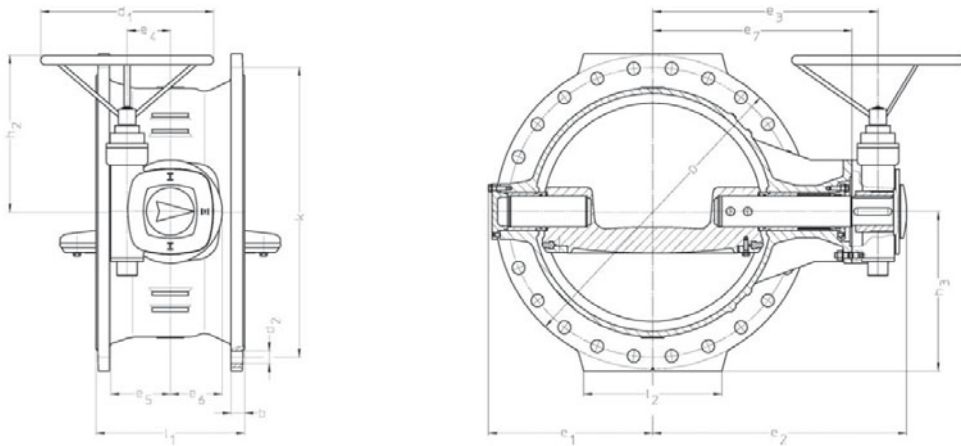


Bild 8.34 Absperriklappe EKN [VAG, 127]

Hähne zeichnen sich durch geringe Bauhöhen aus. Infolge des freien, nicht eingeschnürten und freien Durchgangsquerschnittes weisen sie auch sehr geringe Strömungsverluste auf und sind molchbar. Absperrhähne sind bis PN 10 bis zu einer Nennweite von DN 80 erhältlich.

Ventile werden im Gegensatz zu Auf-Zu-Armaturen als Regelarmatur unter zum Teil sehr hohen Belastungen eingesetzt. So sind Ringkolbenventile z. B. eine Sonderbauart von Ventilen, mit einem nahezu kugelförmigen Gehäuse und einem strömungsgünstigen Nabenkörper, in dem sich ein Kolben befindet. Letzterer wird über einen Kurbelantrieb axial bewegt. Ringkolbenventile werden in DN 100 bis DN 1000 und PN 10 bis PN 63 gefertigt.

Rückflussverhinderer werden nur in einer Richtung durchströmt. Die verschiedenen Bauarten sind Bild 8.36 zu entnehmen. Zu schnell schließende Armaturen führen zu Druckstößen.

Rohrbruchsicherungen sind Einrichtungen, die bei Überschreitung vorgegebener Grenzwerte eine Rohrleitung automatisch oder auf manuellen Eingriff hin absperren. Die Einrichtung besteht aus Ist-Werterfassung, Impulsgeber und Absperrarmatur. Eine Übersicht über Armaturen, Antriebe und Geräte zeigt Bild 8.37. Rohrbruchsicherungen finden Anwendung als Behälterauslaufsicherungen, Fernleitungssicherungen und Zulaufsicherungen vor Turbinen oder Pumpen.

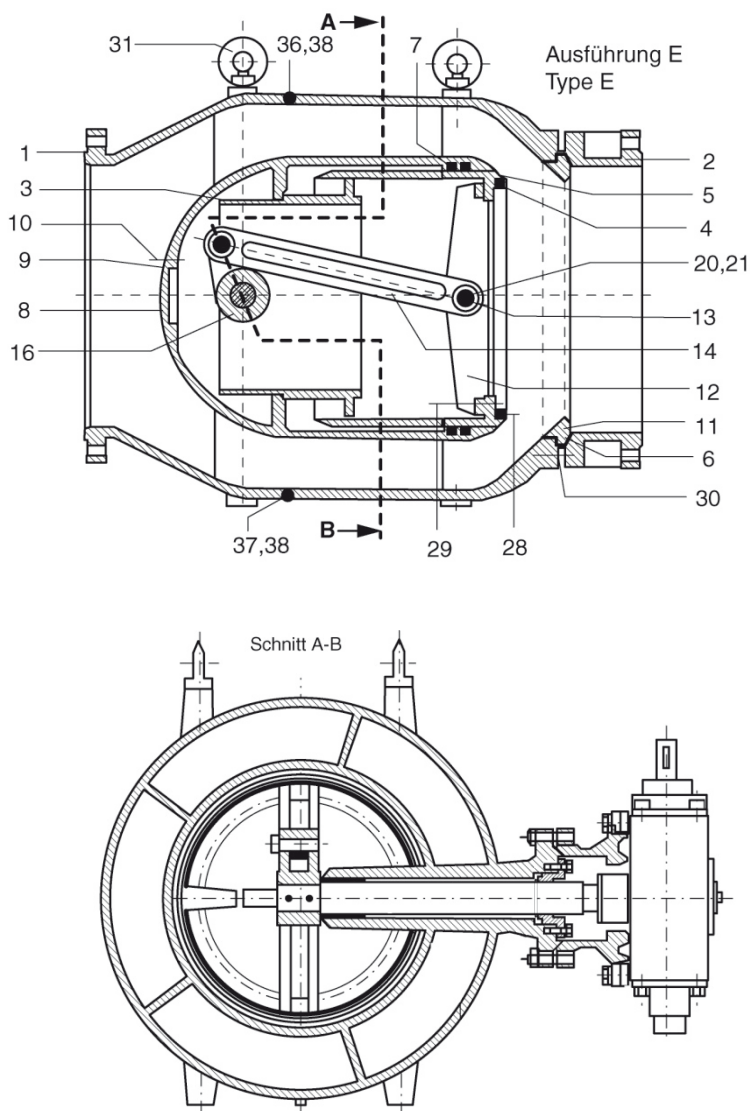


Bild 8.35 Ringkolbenventil RKV [VAG, 127]

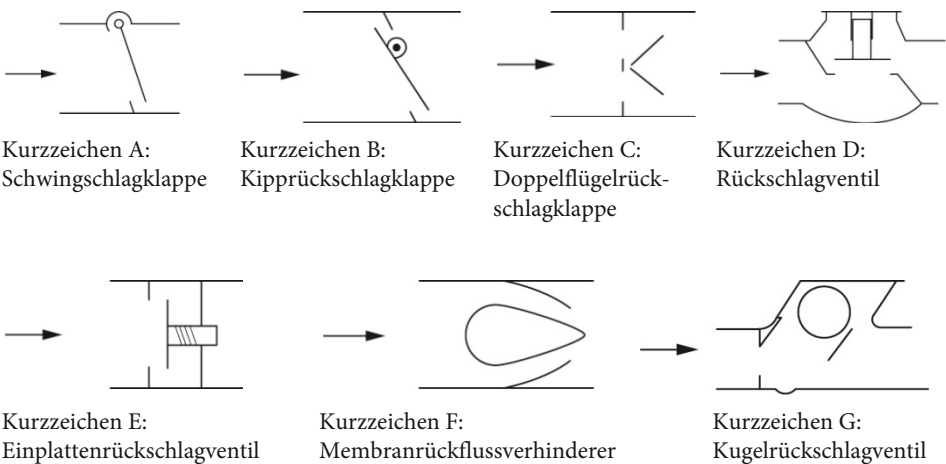


Bild 8.36 Bauarten von Rückflussverhinderern nach DVGW W 332

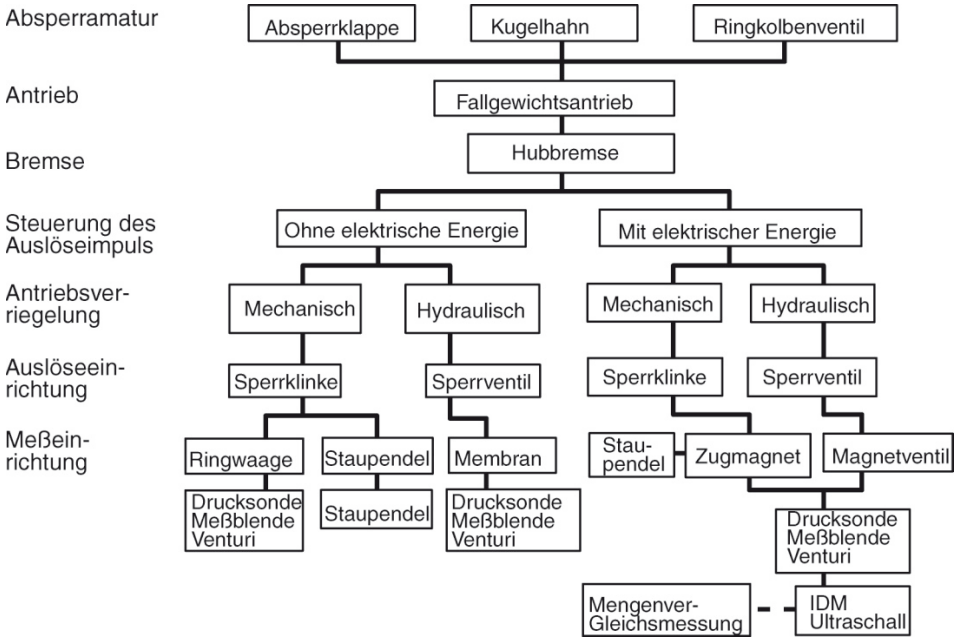


Bild 8.37 Rohrbruchsicherungen-Funktionsgruppen

8.3.3.2 Anbohrarmaturen

Zur Herstellung von Verbindungen zwischen Leitungen und abzweigenden Leitungen dienen Anbohrarmaturen. Diese Armaturen bestehen aus Anschlussstück mit oder ohne eingebauter Betriebs- bzw. Hilfsabspernung und Haltestück. Durch die unterschiedlichen Rohrwerkstoffe sind verschiedene Ausführungsarten von Anbohrarmaturen erforderlich.

Das Anschlussstück der Armatur besitzt die Anbohröffnung und dient zum Anschluss der abzweigenden Leitung. Zur Abdichtung werden Profildichtungen verwendet. Das Haltestück dient zur Befestigung und Anpressung des Anschlussstückes an die Rohrleitung. Bei Leitungen, die unter Druck angebohrt werden, müssen die Anbohrarmaturen entweder mit einer integrierten Betriebs- oder Hilfsabsperrvorrichtung ausgestattet sein, oder die Anbohrgeräte als Schleusengeräte ausgebildet sein. Weitere Hinweise sind den Arbeitsblättern W 333 – Anbohrarmaturen und Anbohrvorgang in der Wasserversorgung – sowie W 336 – Wasseranbohrarmaturen; Anforderungen und Prüfungen – zu entnehmen.

8.3.3.3 Be- und Entlüftungsarmaturen

Fernleitungen und lange Zubringerleitungen müssen an allen Hochpunkten mit Be- und Entlüftungsarmaturen ausgestattet sein (W 400-1).

Luftansammlungen entstehen an Hochpunkten von Leitungen durch unter anderem betriebliche Störungen, nach dem Entleeren von Leitungsabschnitten und unsachgemäßem Füllen. In den Rohrleitungen führen die Luftansammlungen zu einer Einengung des Durchflussquerschnittes und somit zu hohen Druckverlusten.

Bei dynamischen Druckänderungen, z. B. beim Abschalten von Pumpen, Schließen oder Öffnen von Armaturen und Entleeren von Leitungsabschnitten, kann Unterdruck entstehen. Dieser kann zu Betriebsstörungen führen. Weiterhin besteht die Gefahr, dass Rohrleitungen eingebault werden oder das Fremdstoffe an Fehlstellen der Leitung (z. B. Rohrverbindungen) angesaugt werden.

Die Be- und Entlüftung erfolgt häufig über selbsttätig wirkende Ventile als Ventile mit Schwimmkörper (Bild 8.38), federbelastete Tellerventile oder vorgesteuerte Kolbenventile (weitere Hinweise W 334).

8.3.3.4 Hydranten

In Wasserverteilungsanlagen sind Hydranten für Betriebsmaßnahmen der WVU (z. B. Rohrnetzspülungen), Feuerlöschzwecke, Bauwasserversorgung sowie Straßenreinigung bestimmt.

Hydranten sind so anzuordnen, dass die Entnahme von Wasser, das Füllen, Entleeren, Spülen sowie Be- und Entlüften von Leitungsabschnitten einfach möglich ist. Für die Löschwasserbereitstellung gilt das Arbeitsblatt W 405. Die Abstände der Hydranten richtet sich nach den betrieblichen Anforderungen und örtlichen Gegebenheiten. Sie liegen in der Regel zwischen 100 m und 140 m. Weitere Grundsätze und Hinweise sind dem Arbeitsblatt W 331 zu entnehmen.

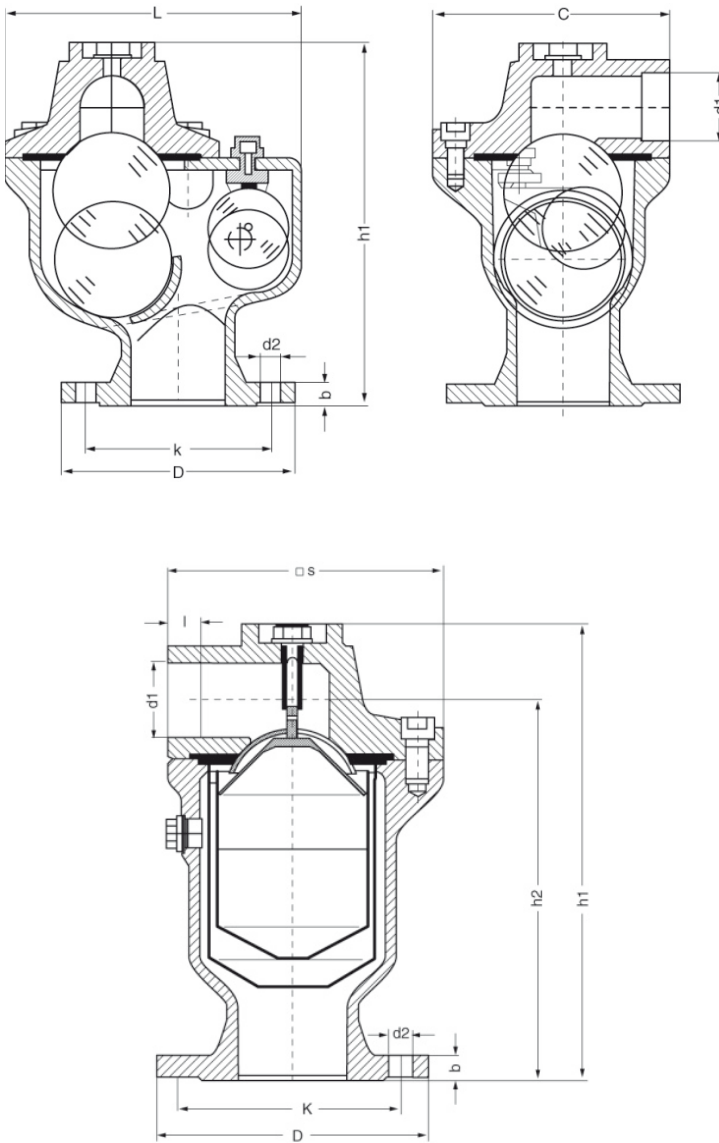


Bild 8.38 Automatische Be- und Entlüftungsventile nach Unterlagen der Firma VAG [127]

Zur Auswahl stehen:

- Unterflurhydranten DN 80/100 nach DIN EN 14339
- Überflurhydranten DN 80/100/150 nach DIN EN 14384

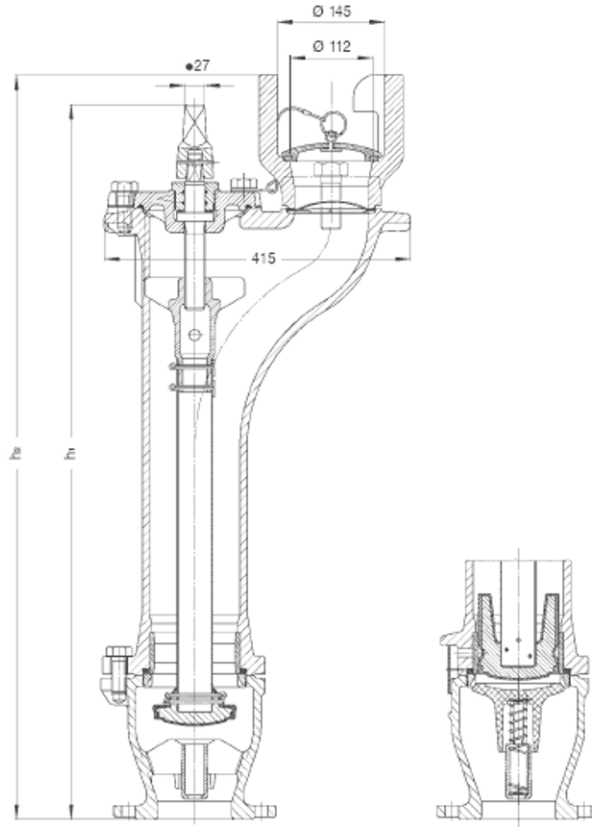


Bild 8.39 Unterflurhydrant nach Unterlagen der Firma VAG [127]

Unterflurhydranten (Bild 8.39) bieten folgende Vor- und Nachteile:

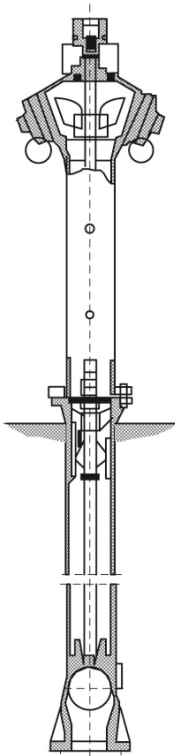
Vorteile

- keine Behinderung des Verkehrs
- keine Gefahr der Beschädigung durch den Straßenverkehr
- einfacher Einbau
- direktes Aufsetzen auf in der Fahrbahn liegende Rohrleitungen
- geringere Anschaffungskosten

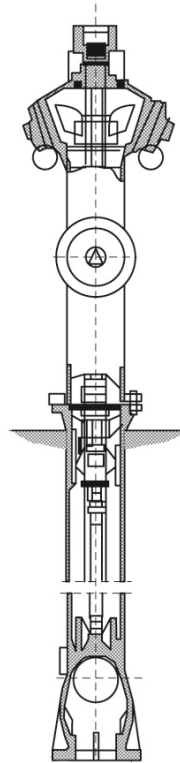
Nachteile

- erschwertes Auffinden
- Behinderung der Zugänglichkeit durch parkende Fahrzeuge
- höherer Zeitaufwand für Inbetriebsetzung
- schlechteres Erkennen von Undichtigkeiten
- Verunreinigungen durch Straßenschmutz

DN 80



DN 100



DN 100 FMH

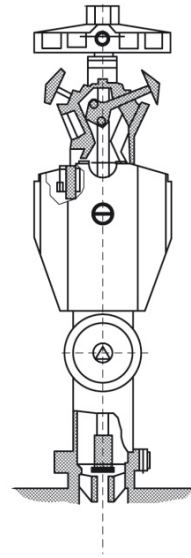


Bild 8.40 Überflurhydranten nach Unterlagen der Firma VAG [127]

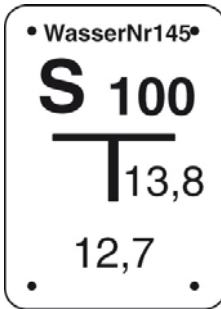
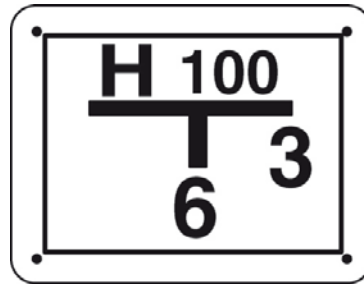
Überflurhydranten (Bild 8.40) bieten folgende Vor- und Nachteile:

Vorteile

- leichtes Auffinden
- jederzeitige schnelle Zugänglichkeit
- höhere Durchflussleistungen
- ohne Montage von Zusatzteilen, wie z. B. Standrohre, verfügbar

Nachteile

- Einschränkung des Verkehrsraumes
- gefährdet durch den Straßenverkehr
- auf in der Fahrbahn liegende Rohrleitungen ist ein direktes Aufsetzen nicht möglich
- höhere Kosten beim Einbau
- höhere Anschaffungskosten

**Bild 8.41** Hinweisschild für Schieber**Bild 8.42** Hinweisschild für Unterflurhydrant

Hinweisschilder (DIN 4066 und DIN 4067) (Bild 8.41 und Bild 8.42) dienen zum einfacheren Auffinden von Armaturen und Hydranten).

8.3.4 Ausführung der Rohrleitung

8.3.4.1 Lage im Straßenquerschnitt

Die DIN 1998 enthält Richtlinien für die Einordnung und Behandlung der Gas-, Wasser-, Kabel- und sonstigen Leitungen und Einbauten bei der Planung öffentlicher ausbaufähiger Straßen.

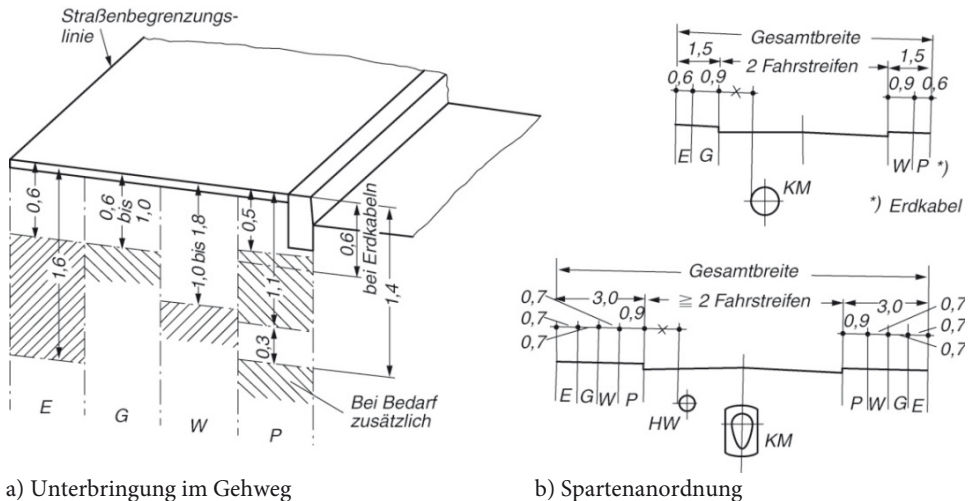
Die Lage der Wasserleitungsrohre im Querschnitt ist aus Bild 8.43 ersichtlich. Die Mindestüberdeckung erfolgt entsprechend Tafel 8.9, um bei geringer Wasserbewegung und tiefer Temperatur ein Einfrieren zu verhindern.

Sämtliche Leitungen, die der Gebäudeversorgung dienen, liegen im Gehweg. Alle anderen Leitungen und Kabel, die für die Fernversorgung bestimmt sind, werden in der Fahrbahn verlegt. Eine Ausnahme bildet das Hauptspeisekabel der Stromversorgung. Dieses wird zusammen mit der Stromleitung für die Gebäudeversorgung im Gehweg untergebracht.

Bei Straßen ≤ 15 m Gesamtbreite genügt meistens eine Versorgungsleitung, bei > 15 m Breite auf jeder Seite ein Rohr. Ob bei breiten Fahrbahnen zwei Versorgungsleitungen zu verlegen sind, muss von Fall zu Fall entschieden werden, da mit den Verfahren des grabenlosen Verlegens von Leitungen eine Straßenquerung ohne Straßenaufbruch möglich ist.

Wasser- und Gasrohrleitungen sollen nicht zu dicht nebeneinander liegen. Bei Zerstörung von Wasserleitungen bricht auch leicht die Gasrohrleitung; dadurch kann die Gasversorgung empfindlich gestört werden (Explosionsgefahr).

Werden Bäume im Trassenbereich gepflanzt, so werden Trennwände empfohlen. Bei der Verlegung im Wurzelbereich vorhandener Bäume sollten die Leitungen in Schutzrohren verlegt werden. Das Arbeitsblatt GW 125 enthält weitere Einzelheiten.



a) Unterbringung im Gehweg

b) Spartenanordnung

- E = Elektrizität
 G = Gas
 W = Wasser
 P = Post
 HW = Hauptleitung für Wasser
 KM = Mischwasserkanal

Bild 8.43 Lage der Versorgungsleitungen im Straßenquerschnitt nach DIN 1998

Wasserversorgungsleitungen, Schächte und Leitungszubehör sind zur Sicherung des Bestandes, des Betriebes und der Instandhaltung sowie gegen Einwirkungen von außen in einem Schutzstreifen zu verlegen. Im bebauten Bereich werden Schutzstreifen in der Regel nur für Rohrleitungen außerhalb von öffentlichen Verkehrsflächen ausgewiesen. Für Schutzstreifen sind folgende Nutzungseinschränkungen zu vereinbaren:

- keine Errichtung betriebsfremder Bauwerke
- Freihaltung von Bewuchs, der die Sicherheit und Wartung der Leitung beeinträchtigt
- Flächen innerhalb des Streifens dürfen nur leicht befestigt werden; die Nutzung als Parkfläche ist möglich
- das Lagern von Schüttgütern, Baustoffen oder wassergefährdenden Stoffen ist unzulässig
- Geländeänderungen, insbesondere Niveauveränderungen sind nur mit Zustimmung des Leitungsbetreibers erlaubt

Eine gegenseitige nachteilige Beeinflussung von Rohrleitung und angrenzender Bauwerke ist auszuschließen.

Zu vereinbarende Schutzstreifenbreiten in Abhängigkeit von der Nennweite finden sich in Tafel 8.15.

Tafel 8.15 Schutzstreifenbreiten

Nennweite	Schutzstreifenbreite
bis DN 150	4 m
über DN 150 bis DN 400	6 m
über DN 400 bis DN 600	8 m
über DN 600	10 m

In Ausnahmefällen können diese Breiten bis zu 2 m vermindert oder erweitert werden. Die Mindestbreite eines Schutzstreifens beträgt jedoch 4 m (W 400-1).

8.3.4.2 Verlegung der Rohrleitung im Rohrgraben

Für die Herstellung und Ausführung von Baugruben und Gräben gilt die DIN 4124. Rohrgräben werden mit oder ohne Verbau in senkrechter oder geböschter Bauweise hergestellt. Folgende Verbaumaßnahmen werden angewendet:

- waagerechte und senkrechte Holzbohlen
- Kanaldielen
- großflächige Verbauelemente (heute üblich)

Für den Arbeitsraum gilt, dass dieser so zu bemessen ist, dass ein sach- und fachgerechter Einbau aller Rohrleitungsbauteile möglich ist. Die Tiefe des Rohrgraben richtet sich nach der festgelegten Mindestüberdeckung der Leitung, dem Rohraußendurchmesser und der erforderlichen Schichtdicke der Bettung (untere Bettung nach Verdichten mindestens 10 cm für Nennweiten bis DN 250 und mindestens 15 cm über DN 250). Weiterhin sind zu beachten (W 400-2):

- ggf. Wasserhaltung
- Auflagerung für die Rohrleitungen (siehe Bild 8.44 und Bild 8.45)
- Befördern, Lagern und Einbringen der Rohrleitung
- Seitenverfüllung
- Hauptverfüllung des Rohrgrabens
- Oberflächenwiderherstellung

8.3.4.3 Grabenlose Verfahren

In der Praxis werden heute vielfach grabenlosen Verfahren eingesetzt. Je nach Einsatzbereich werden von den einschlägigen Firmen zahlreiche Verfahren angewendet. Die Auswahl des jeweils geeigneten Verfahrens richtet sich nach Bodenart und Lage, Aufbauten von eventuellen Bodenbelägen und möglichen Kreuzungen mit anderen Versorgungsträgern und Verkehrswegen. Zum Einsatz kommen *Pflüg- und Fräsverfahren*, *Press- und Ziehverfahren* sowie steuerbare *Horizontalspülbohrverfahren*.

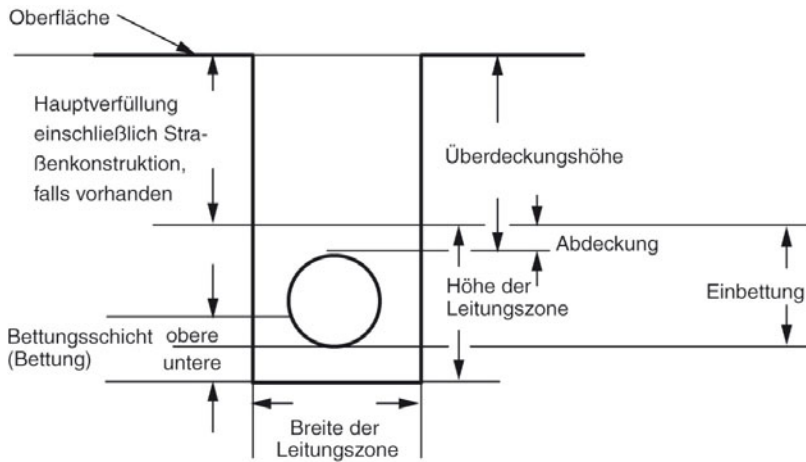


Bild 8.44 Rohrgraben (Grabenbedingungen, nach W 400-2)

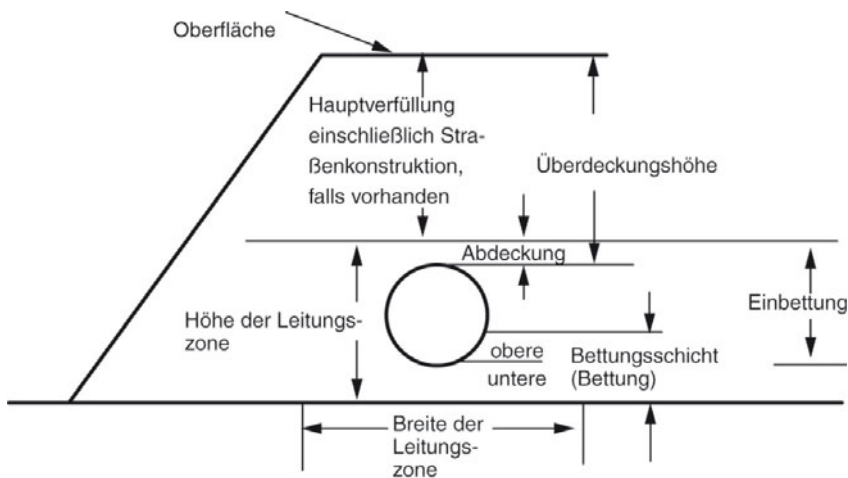


Bild 8.45 Rohrgraben (Dammbedingungen, nach W 400-2)

Ein Beispiel für Pflugverfahren stellt das *Raketenpflugverfahren* dar. Hierbei werden längskraftschlüssige, vormontierte Rohrstränge, die an einem raketenförmigen Aufweitkörper am Ende eines Pflugschwertes angekoppelt werden, eingesetzt. Der Rohrstrang wird im Bereich der Leitungszone von einer Startgrube, die mit einer schräg ausgebildeten Rampe ausgestattet ist, eingezogen und in die vorgesehene Einbautiefe gebracht. Der Raketenpflug wird über ein Seil von bis zu 50 m Länge von einem Zugfahrzeug mit Seilwinde gezogen. Die Lagegenauigkeit der Rakete und damit die der Rohrleitung wird kontinuierlich mit einem Rundumlasmessgerät kontrolliert. Über eine hydraulische Steuerung wird das Rohr mit einer Genauigkeit von ± 5 cm verlegt (siehe Bild 8.46).[34]

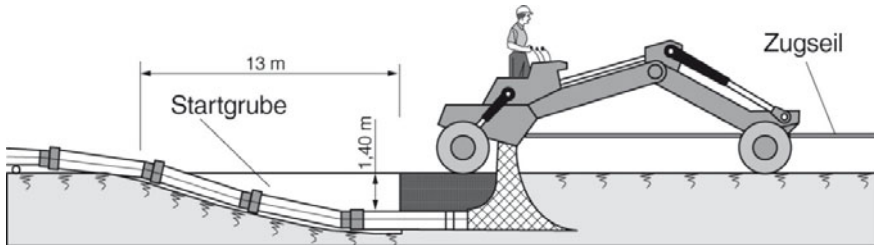


Bild 8.46 Schematische Darstellung des Raketenpflugverfahrens [34]

Analog zu den Pflugverfahren werden bei den *Fräsverfahren* statt des Pflugschwertes ein Fräsräd oder eine Fräskette zur Herstellung eines schmalen Grabens eingesetzt. Die neue Rohrleitung wird hierbei direkt in die Grabensohle abgelegt und der Graben mit dem ausgefrästen Material wieder verfüllt. Verfahrensbeschreibungen und Anwendungsparameter finden sich in Arbeitsblatt GW 324.

Beim *Horizontalspülbohrverfahren* (GW 321) wird zunächst eine Pilotbohrung vorgerieben. Diese hat die Aufgabe einer Zentrierbohrung, da sich die anschließenden Aufbohrungen an ihr ausrichten. Die Bohrkronen werden von einem Spülmotor über eine mit sehr hohem Druck zugepumpte Bentonit-Suspension angetrieben. Diese erfüllt weiterhin die Aufgaben, das Bohrloch freizuspülen, das Bohrgut abzutransportieren und die Bohrung zu stabilisieren. Der Bohrkopf wird über ein Navigationssystem gesteuert. Je nach Anwendungsfall wird die Pilotbohrung in unterschiedlichen Arbeitsgängen aufgeweitet. Dabei wird der Aufweitkopf im Zielschacht an das Bohrgestänge gehängt und von der Bohrmaschine gezogen. Nach Abschluss dieser Arbeiten wird der vormontierte Rohrstrang eingezogen. [23]

Als Rohrmaterialien können die gängigen Rohrwerkstoffe wie Gussrohre, Stahlrohre und verschiedene Kunststoffrohre eingesetzt werden.

Für die *grabenlose Erneuerung* von Versorgungsleitungen in gleicher Trasse werden folgende Verfahren eingesetzt:

- Berstrelining (GW 323)
- Press-Ziehverfahren (GW 322-1)
- Hilfsrohrverfahren (GW 322-2)

Berstrelining ist ein Verfahren zur Erneuerung von Rohrleitungen in gleicher Trasse. Es wird zwischen den dynamischen und statischen Berstverfahren unterschieden. Sämtliche Verfahren basieren darauf, mittels eines Berstkörpers Kräfte in die Altrohrleitung einzuleiten, sie dadurch zu zerstören und anschließend die verbleibenden Scherben in den angrenzenden Baugrund radial zu verdrängen. Neue Produkt- oder Mantelrohre in gleicher oder größerer Dimension werden unmittelbar in den erzeugten freien Querschnitt eingezogen. Beim *dynamischen Verfahren* erfolgt die Krafteinleitung in Rohrlängsrichtung mit dynamischer Rammenergie durch eine Berstmaschine (modifizierte Erdrakete – Rohrrakete). Der Berstvorgang muss durch die Zugkraft einer Winde zur Führung des

Berstkörpers unterstützt werden. Dieses Verfahren eignet sich besonders in stark verdichteten und steinigten Böden und bei Altrohren aus spröden Werkstoffen. Beim *statischen Berstrelining* erfolgt die Krafteinleitung in Rohrlängsrichtung hydraulisch über Gestänge. Dieses Verfahren eignet sich in gut verdrängbaren, homogenen Böden, bei Altrohren aus spröden und zähen Werkstoffen und für den Einzug von Neurohren als Bundware oder Rohrstränge bzw. in Einzelrohrmontage.

Beim *Press/-Ziehverfahren* wird die Altrohrleitung trassengleich in einem Arbeitsgang gegen die Neurohrleitung ausgetauscht. Eine Startbaugrube dient zur Einbringung der neuen Rohre und eine Zielbaugrube zur Aufnahme des Press/-Ziehgerätes. Altrohr und Neurohrstrang werden mittels eines Übergangsadapters verbunden, der durch das Altrohr an der Press-Ziehvorrichtung befestigt ist. Dies hat den Vorteil, dass die Neurohrleitung beim Auswechseln nicht durch die hohen Zugkräfte des Press/-Ziehgerätes belastet wird.

Beim *Hilfsrohrverfahren* werden ebenfalls zwei Baugruben benötigt. Die Startbaugrube dient zum Bergen von Altrohrleitungsabschnitten und zum Einbringen der Neurohre. Die Zielbaugrube nimmt das Auswechselungsgerät und die Hilfsrohre auf. In der Zielbaugrube wird das erste Hilfsrohr über einen Adapter an der Altrohrleitung befestigt. Weitere Hilfsrohre werden Zug um Zug angeschlossen und in Richtung Startbaugrube gepresst. Sind alle Altrohrteile geborgen wird das Neurohr über den Adapter am Hilfsrohr angekoppelt und Zug um Zug Richtung Zielbaugrube durch Zurückziehen des Hilfsrohrstranges eingezogen.

Zur Sanierung von Rohrleitungen unter Erhaltung des Altrohrkörpers dienen Reliningverfahren, bei denen Kunststoffrohre oder Gewebeschläuche eingesetzt werden (PE-Relinig ohne Ringraum (GW 320-2), PE-Relinig mit Ringraum (GW 320-1) und Gewebeschlauchrelinig (GW 327)).

Beim PE-Reling ohne Ringraum wird ein vorverformtes PE-Rohr in den Altrohrstrang eingezogen und anschließend im Rohr mittels Druck oder Wärme aufgeweitet. Beim PE-Relining mit Ringraum wird der Kunststoffrohrstrang in die zu sanierende Rohrleitung eingezogen und der verbleibende Ringraum in der Regel verdämmt.

Ein mit einem lösungsmittelfreien Zwei-Komponenten-Klebstoff getränkter Gewebeschlauch wird beim Gewebeschlauchverfahren über eine Reversionstrommel in das Altrohr eingezogen. Das Verkleben des Gewebeschlauchs mit der Altrohrwand erfolgt unter Innendruck (kaltaushärtend) bzw. mit zusätzlicher Wärme (warmaushärtend).

Alternativ dazu könne Undichtigkeiten, Risse und mechanischer Verschleiß durch Auskleidung eines gereinigten Altrohrs durch Anschleudern von Zementmörtel mittel eines schnellrotierenden Schleuderkopfes an die Rohrwand beseitigt werden (W 343).

Für das grabenlose Relining, Erneuern, Auswechseln und Neuverlegen von Anschlussleitungen mit Rohren aus PE, duktilem Gusseisen oder Stahl ist das DVGW Arbeitsblatt GW 325 anzuwenden.

Tafel 8.16 Anwendung grabenloser Verfahren (nach [100])

Verfahren	Einsatzbereich	Rohrmaterial		Nennweite	Arbeitsabschnitt, Einziehlänge
		alt	neu		
Pflügvorhaben	Ländlich strukturier- te Gebiete, Wasser- schutzgebiete, Moore	–	PE GGG Stahl	bis $d_a = 225$ mm bis $d_a = 160$ mm bis DN 300	Abhängig von Trassenverlauf, Bodenart,
Fräsvorhaben	Ländlich strukturier- te Gebiete	–	PE GGG Stahl PVC-U		Rohrmaterial, Muffenverbin- dungen, Schmiermittel (z. B. Bentonit)
Steuerbares ho- rizontales Spül- bohrverfahren	Innenstadtbereiche mit hohem Ver- kehrsaufkommen,	–	PE, GGG, Stahl	zur Zeit bis DN 1400	zurzeit bis zu 2500 m
Berstlining	Bereiche mit hoch- wertiger Oberfläche, Baumpflanzungen, Grundwasser, Que- rungen von Straßen, Flüssen, Bahnlinien usw.	PE GG GGG Stahl AZ	PE 100 PE-Xa GGG Stahl	bis DN 1000	bis ca. 200 m
Press/-Zieh- verfahren; Hilfs- rohrverfahren			PE GG	bis DN 600	max. 150 m in Abschnitten von 20–50 m
PE-Relining ohne Ringraum		Alle	PE	DN 100 – DN 1200	bis zu 700 m
PE-Relining mit Ringraum		Alle	PE	DN 100 – DN 1200	< 680 m
Gewebeschlauch- relining		GG GGG Stahl	Gewebe- schlauch	DN 80 – DN 600 (DN 1200)	≤ 500 m
ZM-Auskleidung		GG GGG Stahl	ZM	DN 80 – DN 3000	80–5000 m (nennweiten- abhängig)

8.3.4.4 Verankerung der Rohrleitungen

Bei nicht längskraftschlüssigen Verbindungen sind Rohrenden, Krümmer und Abzweige gegen Ausweichen infolge des Wasserinnendruckes zu sichern (siehe Tafel 8.17). Sie können dazu mit Beton gegen den gewachsenen Boden hinterstampft werden.

Zur Umrechnung auf andere Werte p_1 und σ_{E1} werden die Tafelwerte multipliziert mit:

$$\frac{p_1 \cdot 0,1}{1,5 \cdot \sigma_{E1}}$$

Tafel 8.17 Auflagerflächen für Rohrenden, Krümmer und Abzweige für $p = 15 \text{ bar} \approx 1,5 \text{ MN/m}^2$ und $\sigma_E = 0,1 \text{ MN/m}^2$ (GGG-Rohre)

Rohr			Auflagerfläche A_A in m^2					
DN in mm	d_1 in m	A in m^2	Endverschl. Abzweig	$\varphi =$ 11,25°	22,5°	30°	45°	90°
80	0,098	0,0075	0,1131	0,0222	0,0441	0,0586	0,0866	0,1600
100	0,118	0,0109	0,1640	0,0322	0,0640	0,849	0,1255	0,2320
150	0,170	0,0227	0,3405	0,0667	0,1328	0,1762	0,2606	0,4815
200	0,222	0,0387	0,5806	0,1138	0,2265	0,3005	0,4444	0,8211
250	0,274	0,0590	0,8845	0,1734	0,3451	0,4578	0,6769	1,2508
300	0,326	0,0835	1,2520	0,2454	0,4885	0,6481	0,9583	1,7706
400	0,429	0,1445	2,1682	0,4250	0,8460	1,1223	1,6595	3,0663
500	0,532	0,2223	3,3343	0,6536	1,3010	1,7260	2,5520	4,7154

Kraftwirkungen (Bild 8.47)

a) Endsicherung (Bild 8.48)

$$F = A \cdot p \quad \text{in } \text{MN} = \text{m}^2 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

A = Querschnittsfläche des Rohres (Außendurchmesser) in m^2

p = Prüfdruck in MN/m^2 (entspricht STP)

b) Abzweigsicherung (Bild 8.49)

$$F = A \cdot p \quad \text{in } \text{MN} = \text{m}^2 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

A = Querschnittsfläche des abzweigenden Rohres (Außendurchmesser) in m^2

c) Krümmersicherung (Bild 8.50)

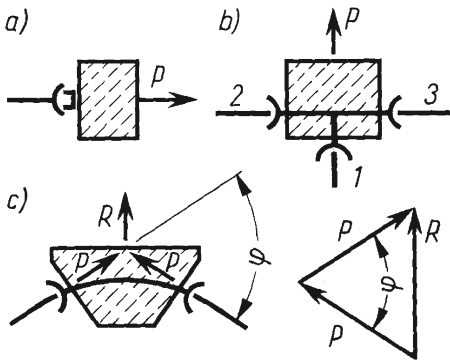
$$R = 2F \cdot \sin \frac{\phi}{2} \quad (\text{siehe Bild 8.47c})$$

$$F = A \cdot p \quad \text{in } \text{MN} = \text{m}^2 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

A = Querschnittsfläche des Rohres (Außendurchmesser) in m^2

Ist die zulässige Bodenpressung σ_{E1} in MN/m^2 , so wird die erforderliche Auflagedruckfläche zu :

$$A_A = b \cdot h = \frac{F}{\sigma_E} \quad \text{bzw.} \quad \frac{R}{\sigma_E}$$



a) Rohrende b) Abzweig c) Krümmer

Bild 8.47 Kraftwirkung bei Druckrohren

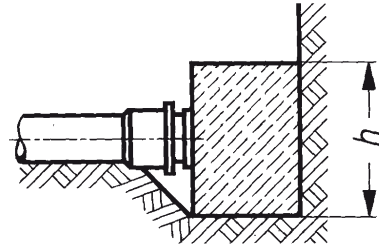


Bild 8.48 Endsicherung

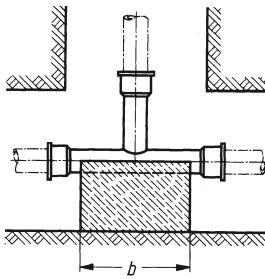


Bild 8.49 Abzweigsicherung

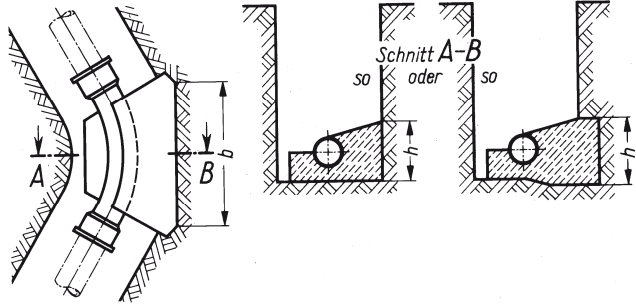


Bild 8.50 Krümmersicherung

Beispiel 8.12

Gesucht:

Erforderliche Auflagerfläche für eine Sicherung am Rohrende

Gegeben:

DN 400 mit Rohraußendurchmesser $d_1 = 429 \text{ mm}$

Prüfdruck STP = $p = 15 \text{ bar} \approx 1,5 \text{ MN/m}^2$

$\sigma_E = 0,1 \text{ MN/m}^2$

Berechnung:

$$A = \frac{\pi \cdot d_1^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,429^2}{4} = 0,145 \text{ m}^2$$

$$F = A \cdot p = 0,145 \text{ m}^2 \cdot 1,5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 0,217 \text{ MN}$$

$$A_A = \frac{F}{\sigma_E} = \frac{0,217 \text{ MN m}^2}{0,1 \text{ MN}} = 2,168 \text{ m}^2$$

somit bei einem Auflager von $b \cdot h = 1,5 \text{ m} \cdot 1,45 \text{ m} = 2,175 \text{ m}^2$

Beispiel 8.13

Gesucht:

Erforderliche Auflagerfläche für einen Rohrkrümmer mit $\varphi = 45^\circ$

Gegeben:

DN 300 mit Rohraußendurchmesser $d_1 = 326 \text{ mm}$

Prüfdruck STP = $p = 1,5 \text{ MN/m}^2$

$\sigma_E = 0,1 \text{ MN/m}^2$

Berechnung:

$$\text{Resultierende} \quad R = 2 \frac{\pi \cdot 0,326^2 \text{ m}^2}{4} 1,5 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \cdot \sin \frac{45^\circ}{2} = 0,0958 \text{ MN}$$

$$\text{Auflagerfläche} \quad A_A = \frac{R}{\sigma_E} = \frac{0,0958}{0,1} = 0,9583 \text{ m}^2 \approx 1,00 \cdot 0,96 \text{ m}^2$$

Beispiel 8.14

Gesucht:

Erforderliche Auflagerfläche für einen Rohrkrümmer mit $\varphi = 22,5^\circ$

Gegeben:

DN 300 mit Rohraußendurchmesser $d_1 = 326 \text{ mm}$

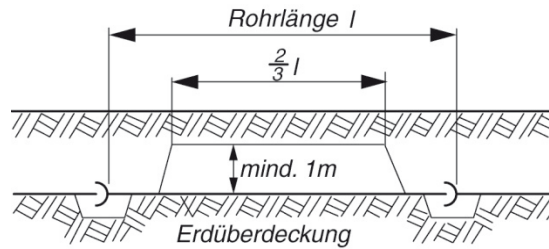
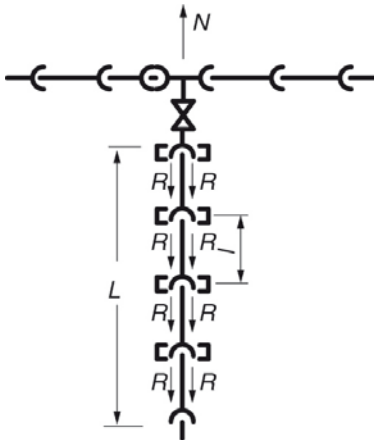
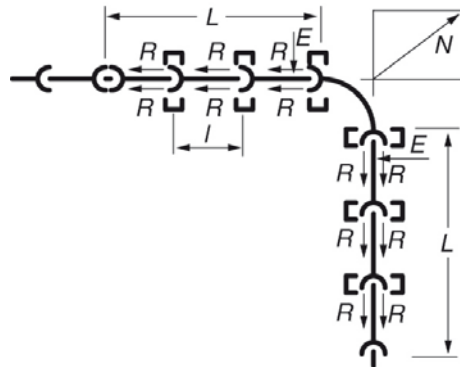
Prüfdruck STP = $p = 2,0 \text{ MN/m}^2$

$\sigma_E = 0,08 \text{ MN/m}^2$

Berechnung:

$$A_A = \frac{2p \cdot A \cdot \sin \frac{\phi}{2}}{\sigma_E} = \frac{2 \cdot 2,0 \cdot \pi \cdot 0,326^2 \cdot \sin \frac{22,5}{2}}{4 \cdot 0,08} = 0,8142 \text{ m}^2 \approx 1,00 \cdot 0,82 \text{ m}^2$$

Ist es nicht möglich, die auftretenden Schubkräfte aus Platzgründen oder wegen mangelnder Bodenfestigkeit mit Betonwiderlagern aufzufangen, können die Kräfte durch *längskraftschlüssige Verbindungen* auf nachfolgende Rohre übertragen und in den Boden abgeleitet werden.

**Bild 8.51** Rohrüberdeckung**Bild 8.52** Abzweig**Bild 8.53** Krümmer

Längskraftschlüssige Verbindungen sind z. B. Flansch- und Schweißverbindungen.

Muffenverbindungen, die im Allgemeinen bei erdverlegten Druckwasserrohren Verwendung finden, müssen durch besondere Maßnahmen längskraftschlüssig gemacht werden.

Die im Arbeitsblatt GW 368 gegebenen Hinweise gelten für Rohrleitungen aus duktilem Gusseisen nach DIN EN 545 bzw. DIN 28650 und Stahlrohre mit Steckmuffen nach DIN 2460 sowie für Armaturen aus Gusseisen mit Kugelgraphit. Sie sind sinngemäß auch auf Rohrleitungen anderer Baustoffe anwendbar.

Vor der Druckprüfung von Rohrleitungen mit derartigen Verbindungen muss die Rohrabdeckung auf $\frac{2}{3}$ der gesicherten Rohrlängen (4,0 m) mindestens 1,0 m betragen. Der Boden ist sorgfältig zu verdichten (Bild 8.51) und es darf kein Wasser im Rohrgraben stehen. Die Muffenverbindungen liegen frei.

Die an der Rohrleitung auftretende Schubkraft wird durch die Reibungskräfte aus Erdwiderstand, Erdauflast, Wasserfüllung und Rohrgewicht auf den Boden übertragen (Bild 8.52 und Bild 8.53).

8.3.5 Druckprobe und Desinfektion

Nach der Neuverlegung von Leitungsabschnitten und nach Arbeiten am vorhandenen Rohrnetz müssen die Anlagenteile einer Druckprobe unterzogen werden. Dazu können drei grundlegende Prüfverfahren zur Anwendung kommen:

- Druckverlustmethode
- Wasserverlustmethode
- Sichtprüfung mit Betriebsdruck

Bei der *Druckverlustmethode* wird der Druck gemessen und die Dichtigkeit anhand des beobachteten Druckabfalls beurteilt. Ausgehend vom STP (Systemprüfdruck) darf der Druck über eine Prüfdauer von einer Stunde nur um 20 kPa oder 2 bar abfallen.

Beim *Wasserverlustverfahren* wird ebenfalls der Druck gemessen. Maßgebend bei diesem Verfahren ist die nachzufüllende Wassermenge zum Halten des Prüfdrucks. Die gemessene Wasserverlustmenge darf über eine Prüfdauer von einer Stunde die theoretische Wassermenge nicht überschreiten. Die theoretische Wassermenge berechnet sich aus dem Volumen des Prüfabschnittes, dem festgelegten Druckabfall, dem Kompressionsmodul von Wasser, dem Innendurchmesser, der Wanddicke, dem E-Modul der Rohrwand, sowie einem Faktor für den Luftanteil bei der Prüfung.

Bei der *Sichtprüfung* wird das wassergefüllte Rohr unter Prüfdruck auf Undichtigkeiten per Augenschein geprüft. Dieses Verfahren ist für Rohrleitungen von ≤ 30 m Länge und einem Außendurchmesser ≤ 63 mm anwendbar. Die Dichtheit wird durch eine zweimalige Besichtigung im Abstand von mindestens einer Stunde geprüft.

Vor Inbetriebnahme sind Rohrleitungen zu Spülen und zu *Desinfizieren*. Bei der Desinfektion werden mobile Anlagen eingesetzt. Als Desinfektionsmittel kommt meist aufgrund seiner guten Handhabbarkeit Wasserstoffperoxid zum Einsatz. Außerdem können auch Kaliumpermanganat, Chlorbleichlauge, Calciumhypochlorid und Chlordioxid verwendet werden. Da es sich bei den eingesetzten Mitteln um Gefahrstoffe handelt, ist auf eine sorgsame Verwendung sowie eine ordnungsgemäße Entsorgung zu achten. Bei der Desinfektion von Rohrleitungen werden das statische und das dynamische Verfahren unterschieden. Beim statischen Verfahren verbleibt die Desinfektionsmittellösung für mindestens 12 Stunden im vollständig gefüllten Leitungsabschnitt. Nach Ende der Standzeit soll das Desinfektionsmittel noch nachweisbar sein. Beim dynamischen Verfahren bewegt sich ein Pfropfen Desinfektionsmittellösung durch den vollständig gefüllten Leitungsabschnitt. Sichergestellt werden sollte, dass am Ende der zu desinfizierenden Strecke das eingesetzte Mittel noch nachweisbar ist. Weitere Hinweise können dem Arbeitsblatt W 291 entnommen werden.

8.3.6 Rohrnetzerhaltung

Das weitverzweigte Rohrnetz ist in seiner Funktionstüchtigkeit durch Straßenverkehr, Bodenverschiebung (Bergsenkungsgelände), Bodenkorrosion, Einfrieren in strengen Wintern u. a. stark gefährdet.

Da Undichtigkeiten und Rohrbrüche erhebliche Wasserverluste und damit Kosten verursachen und hierdurch auch die Trinkwasserqualität gefährdet sein kann, ist eine frühzeitige Erkennung und Schadensabwendung für den geordneten Betrieb unabdingbar. Hierfür sind geschulte und erfahrene Fachkräfte erforderlich, die nach einem festgelegten Organisationssystem das Verteilungsnetz regelmäßig überwachen.

Hinweise zu Rohrnetzinspektionen und Wasserverlusterkennung sind im Arbeitsblatt W 392 aufgeführt.

Inspektionen der Rohrnetze sind Maßnahmen zur turnusmäßigen Prüfung des Zustandes von Anlagenteilen und Betriebseinrichtungen, wie z. B. Schächte, Rohre, Armaturen, Straßenkappen, Schutzstreifen.

Art, Umfang und Zeitabstand von Überwachungsmaßnahmen auf Dichtheit des Rohrnetzes werden in ersten Linie durch die Höhe der Wasserverluste bestimmt. Empfohlene Inspektionszeiträume auf Dichtheit des Netzes sind der Tafel 8.18 zu entnehmen.

Bei den Wasserverlusten werden scheinbare Verluste (Abweichungen (Messfehler) der eingebauten Kundenwasserzähler, Schleichverluste, Wasserdiebstahl) und reale Verluste (Leckagen Rohrbrüche) unterschieden. Jeder Diskussion über Wasserverluste muss eine genaue Definition der Komponenten einer Wassermengenbilanz vorausgehen.

Mit der *kontinuierlichen Zuflussmessung* (Nachtmindestverbrauchsmessung) können auftretende Wasserverluste relativ gut erkannt werden. Der Anteil des Verbrauchs an der Zuflussmenge muss als Referenzwert vorliegen. Mit der *momentanen Zuflussmessung* (Nullverbrauchsmessung) können vorhandene Wasserverluste sofort erkannt werden.

In bestimmten Fällen kann auch zur Überwachung der Dichtheit eines Rohrnetzes die Leckortung angewandt werden. Die Leckortungsmethoden sind in Tafel 8.20 aufgeführt.

Für eine Überwachung des Rohrnetzes sind Bestandspläne unerlässlich. Um die Unterlagen auf dem neuesten Stand zu halten wird hier zunehmend die EDV eingesetzt. Über eine EDV-Rohrnetzkartei kann eine Schadensstatistik erstellt werden, die eine gezielte Überwachung erlaubt.

Tafel 8.18 Empfohlene Inspektionszeiträume auf Dichtheit der Rohrnetze (W 392)

Wasserverlustbereich (spezifischer realer Wasserverlust nach Tafel 8.19)	Empfohlene Inspektionszeiträume
Hohe Wasserverluste	einmal pro Jahr
Mittlere Wasserverluste	alle 3 Jahre
Geringe Wasserverluste	spätestens alle 6 Jahre *)

*) sofern keine Anlässe für zusätzliche Inspektionen vorliegen

Tafel 8.19 Richtwerte für spezifische reale Wasserverluste in Rohrnetzen in $\text{m}^3/\text{km} \cdot \text{h}$

Wasserverlustbereich	Versorgungsstruktur		
	Bereich 1 (großstädtisch)	Bereich 2 (städtisch)	Bereich 3 (ländlich)
Geringe Wasserverluste	< 0,10	< 0,07	< 0,05
Mittlere Wasserverluste	0,10 bis 0,20	0,07 bis 0,15	0,05 bis 0,10
Hohe Wasserverluste	> 0,20	> 0,15	> 0,10

Tafel 8.20 Geräte und Methoden zur Leckortung (W 392)

Vorrichtungsmethoden	Lokalisationsmethoden
Horchdose (metallische Materialien)	–
Teststab	Bodenmikrofon
Korrelation	Korrelation
–	Gasprüfmethode
Geräuschpegelmessung	–
Zuflussmessung	–
Druckmessung	–
Temperaturdifferenzmessung	–
Färbetest	Molchmethode

Neben der Sicherstellung der Finanzierung für das geplante Wasserversorgungsprojekt und der optimalen technischen Planung nach den „anerkannten Regeln der Technik“ ist die rechtliche Absicherung des Vorhabens von ausschlaggebender Bedeutung.

So ist z. B. für die Wasserentnahme eine Bewilligung und Erlaubnis erforderlich. Die Gewinnungsanlage wird durch eine Schutzgebietsverordnung geschützt.

Bei der Verteilung werden Grundstücke tangiert, die Abnahme muss rechtlich geregelt sein.

Daher ist die Kenntnis der für die Wasserversorgung wesentlichen rechtlichen Belange, des Verwaltungsaufbaus und der Mittel zur Durchführung der Verwaltungsaufgaben sowie der rechtlichen Rechtsformen der Wasserversorgungsunternehmen (WVU) wichtig für eine Gesamtplanung.

9.1 Rechtskompetenzen und Rechtsformen

Deutschland ist ein Bundesstaat. Die Staatsgewalt ist auf drei Organe verteilt:

- die Gesetzgebung durch die Parlamente
- die vollziehende Gewalt erfolgt durch die Regierungen und deren Verwaltungen
- die Rechtsprüfung erfolgt durch die Gerichte

Im Grundgesetz (GG) ist festgelegt, welche Gesetze der Bund allein, unter Ausschluss der Länder, erlassen kann (Art. 73 GG) und welche konkurrierend mit den Ländern (Art. 74 GG) zu erlassen sind.

Bei konkurrierenden Gesetzen haben die Länder so lange das Recht der Gesetzgebung, bis der Bund eine einheitliche Regelung trifft. Artikel 72 GG erlaubt den Ländern für bestimmte Bereiche der konkurrierenden Gesetzgebung auch nach dem Erlass

eines Bundesgesetzes hiervon abweichende oder ergänzende Landesgesetze zu erlassen. Der Bereich des Wasserhaushalts gehört dazu.

Die Staaten der Europäischen Union (EU) haben zur Vereinheitlichung der Regelungen innerhalb des europäischen Raumes Kompetenzen an die EU abgegeben. Diese erlässt EU-Richtlinien, die in nationales Recht umgesetzt werden müssen.

Die Rechtsquellen für die Wasserversorgung sind:

- EU-Richtlinien [24]
- Bundesgesetze, wie z. B. das Infektionsschutzgesetz (IfSG)
- Landesgesetze

Das Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz – WHG) wurde nach der Föderalismusreform und dem damit verbundenen Wegfall des Artikels 75 GG im Juli 2009 neu gefasst (BGBl. I S. 2585). Es gilt zurzeit in der zuletzt durch Artikel 5 Absatz 9 des Gesetzes vom 24. Februar 2012 (BGBl. I S. 212) geänderten Fassung.

Die Länder haben daraufhin eigene ergänzende Landeswassergesetze erlassen, wie beispielsweise das Niedersächsische Wassergesetz vom 19.02.2010 (Nds. GVBl. 2010, 64).

Weiterhin gibt es abgeleitete Rechtsquellen in Form von Verordnungen und Satzungen, wie z. B. die Trinkwasserverordnung (TrinkwV) [99] oder die Wasserverbandssatzung nach dem Wasserverbandsrecht.

Rechtsverordnungen enthalten allgemeinverbindliche Rechtsnormen und Vollzugshinweise. Im zugehörigen Gesetz erhalten die Verwaltungsbehörden die Ermächtigung zum Erlassen dieser Verordnungen.

Teilweise gelten noch alte Reichsgesetze, die im Reichsgesetzblatt (RGBl.) veröffentlicht sind.

Nach all diesen Rechtsquellen handeln die Regierung und die ihr unterstellte Verwaltung.

9.2 Wasserhaushaltsgesetz, landesrechtliche Umsetzung und Verwaltungshandeln

Das Wasserhaushaltsgesetz (WHG) ist die bundeseinheitliche Rechtsgrundlage, die durch die Landeswassergesetze weiter ausgeführt wird. Der § 1 des WHG nennt als Zweck dieses Gesetzes, dass durch eine nachhaltige Gewässerbewirtschaftung die Gewässer als Bestandteil des Naturhaushalts, als Lebensgrundlage des Menschen, als Lebensraum für Tiere und Pflanzen sowie als nutzbares Gut zu schützen sind. Das Wasserhaushaltsgesetz und die darauf bezogenen Landeswassergesetze sollen nachfolgend in ihren wesentlichen Teilen erläutert werden. Es werden aber lediglich die für die Wasserversorgung maßgeblichen Teile ausführlicher behandelt, die weiteren Gesetzesteile werden nur mit ihren Überschriften erwähnt.

Das Wasserhaushaltsgesetz gliedert sich mit seinen 106 Paragraphen in sechs Kapitel und zwei Anlagen. Die Landeswassergesetze sind im Aufbau auf das WHG bezogen und enthalten zusätzliche landesspezifische Festlegungen. Zur Darstellung wird hier das WHG herangezogen und nur beispielhaft besondere Ausführungsbestandteile im Niedersächsischen Wassergesetz (NWG) erläutert. Das NWG enthält 133 Paragraphen, die sich auf sieben Kapitel verteilen.

Kapitel 1: Allgemeine Bestimmungen

Das erste Kapitel mit den §§ 1 und 5 enthält allgemeine Bestimmungen.

Das Gesetz gilt nach § 2 für folgende Gewässer:

- a) oberirdische Gewässer (das ständig oder zeitweilig in Betten fließende oder stehende oder aus Quellen wild abfließende Wasser)
- b) Küstengewässer (das Meer zwischen der Küstenlinie bei mittlerem Hochwasser oder zwischen der seewärtigen Begrenzung der oberirdischen Gewässer und der seewärtigen Begrenzung des Küstenmeeres; die seewärtige Begrenzung von oberirdischen Gewässern, die nicht Binnenwasserstraßen des Bundes sind, richtet sich nach den landesrechtlichen Vorschriften)
- c) Grundwasser (das unterirdische Wasser in der Sättigungszone, das in unmittelbarer Berührung mit dem Boden oder dem Untergrund steht)

Der § 3 enthält die vorgenannten und 12 weitere Begriffsbestimmungen.

Die § 4 und 5 regeln Gewässereigentum, und dessen Schranken, sowie allgemeine Sorgfaltspflichten.

Kapitel 2: Bewirtschaftung von Gewässern

Abschnitt 1: Gemeinsame Bestimmungen

In Abschnitt 1 werden Erlaubnis und Bewilligung (§ 8) geregelt.

Jede Benutzung, wie die Entnahme und das Ableiten von Wasser aus oberirdischen Gewässern, das Einbringen und Einleiten von Stoffen in oberirdische Gewässer oder das Entnehmen, Zutagefördern, Zutageleiten und Ableiten von Grundwasser (§ 9) bedürfen der Erlaubnis oder Bewilligung. Nach § 10 gewährt die Erlaubnis die Befugnis und die Bewilligung das Recht ein Gewässer zu einem bestimmten Zweck in einer nach Art und Maß bestimmten Weise zu benutzen. In den nachfolgenden §§ 11 bis 24 sind die Ausführungsbestimmungen zum Verfahren geregelt.

Bei der Beantragung und Bewilligung sind weiterhin in bestimmten zusätzlich die Bestimmungen des Gesetzes über die Umweltverträglichkeitsprüfung und das Verwaltungsverfahrensgesetz zu beachten. Die hier gesetzten Fristen, Bekanntmachungsorte, Akteneinsichtsmöglichkeiten u. a. sind streng zu beachten, da sie leicht zu Formfehlern führen können.

Abschnitt 2: Bewirtschaftschaftung oberirdischer Gewässer

Oberirdische Gewässer dürfen von allen Personen als Gemeingebrauch genutzt werden. Die jeweiligen Landesgesetze bestimmen hierbei Art und Umfang dieser zulässigen Nutzung. Hierbei dürfen die Rechte anderer dem nicht entgegenstehen und die Befugnisse oder der Eigentümer- oder Anliegergebrauch anderer nicht beeinträchtigt werden.

Abschnitt 3: Bewirtschaftung von Küstengewässern**Abschnitt 3.a: Bewirtschaftung von Meeresgewässern****Abschnitt 4: Bewirtschaftung des Grundwassers**

Ausschließlich für den Haushalt, für den landwirtschaftlichen Hofbetrieb, für das Tränken von Vieh außerhalb des Hofbetriebs oder in geringen Mengen zu einem vorübergehenden Zweck, sowie für Zwecke der gewöhnlichen Bodenentwässerung landwirtschaftlich, forstwirtschaftlich oder gärtnerisch genutzter Grundstücke darf Grundwasser erlaubnisfrei genutzt werden. Hierbei ist zu beachten, dass keine nachteiligen Auswirkungen auf den Wasserhaushalt zu besorgen sind.

Nach § 47 ist Grundwasser so zu bewirtschaften, dass

1. eine Verschlechterung seines mengenmäßigen und seines chemischen Zustands vermieden wird;
2. alle signifikanten und anhaltenden Trends ansteigender Schadstoffkonzentrationen auf Grund der Auswirkungen menschlicher Tätigkeiten umgekehrt werden;
3. ein guter mengenmäßiger und ein guter chemischer Zustand erhalten oder erreicht werden; zu einem guten mengenmäßigen Zustand gehört insbesondere ein Gleichgewicht zwischen Grundwasserentnahme und Grundwasserneubildung.

Eine Erlaubnis für das Einbringen und Einleiten von Stoffen in das Grundwasser darf nur erteilt werden, wenn eine nachteilige Veränderung der Wasserbeschaffenheit insbesondere im Hinblick auf den Eintrag von Schadstoffen nicht zu besorgen ist. Letzteres gilt auch für die Lagerung von Stoffen sowie das Befördern von Flüssigkeiten und Gasen durch Rohrleitungen.

Kapitel 3: Besondere wasserwirtschaftliche Bestimmungen**Abschnitt 1: Öffentliche Wasserversorgung, Wasserschutzgebiete, Heilquellenschutz**

Die öffentliche Wasserversorgung ist eine Aufgabe der Daseinsvorsorge. Deren Wasserbedarf soll vorrangig aus ortsnahen Wasservorkommen gedeckt werden. Die Träger der Wasserversorgung sollen auf einen sorgsamen Umgang mit Wasser hinwirken. Hierzu sind die Wasserverluste gering zu halten und die Endverbraucher über Möglichkeiten rationeller Wasserverwendung unter Beachtung hygienischer Anforderungen zu informieren.

Soweit es das Wohl der Allgemeinheit erfordert, können Wasserschutzgebiete (§ 51) von den Ländern festgelegt werden. Dies geschieht zum Schutz für bestehende oder zukünftige öffentliche Wasserversorgungen, bei Grundwasseranreicherung oder um schädliche Einflüsse (z. B. Eintrag von Bodenteilchen, Dünge- und Pflanzenbehandlungsmittel u. a.) vom Gewässer fernzuhalten.

Die Schutzbestimmungen nach § 52 können

- bestimmte Handlungen verbieten oder für beschränkt zulässig erklären
- Eigentümer und Nutzungsberechtigte von Grundstücken zur Duldung bestimmter Maßnahmen, zur Vornahme bestimmter Handlungen zu verpflichten und Aufzeichnungen über die Bewirtschaftung der Grundstücke zu führen.

Der Fachminister kann durch Verordnung verbindliche Schutzbestimmungen erlassen [98]. Das Schutzgebiet wird häufig in Zonen eingeteilt. Hinweise gibt das DVGW-Regelwerk (W 101, W 102 und W 104) (siehe Abschnitt 3.5).

Schutzgebietsanordnungen, die einer Enteignung gleichkommen, sind entschädigungspflichtig.

Setzen Schutzbestimmungen erhöhte Anforderungen fest, die die ordnungsgemäße land- und forstwirtschaftliche Nutzung des Grundstückes beschränken oder mit zusätzlichen Kosten belasten, so sind für die verursachten wirtschaftlichen Nachteile angemessene Ausgleichszahlungen zu leisten, sofern nicht eine Entschädigungspflicht nach § 52 Abs.4 besteht.

In § 53 wird der Heilquellenschutz behandelt

Abschnitt 2: Abwasserbeseitigung

Abwasser muss so beseitigt werden, dass das Wohl der Allgemeinheit nicht beeinträchtigt wird.

Die Abwasserbeseitigung umfasst das Sammeln, Fortleiten, Behandeln, Einleiten, Versickern, Verregnen und Verrieseln von Abwasser sowie das Entwässern von Klärschlamm im Zusammenhang mit der Abwasserbeseitigung.

Abschnitt 3: Umgang mit wassergefährdenden Stoffen

Abschnitt 4: Gewässerschutzbeauftragte

Abschnitt 5: Gewässerausbau, Deich-, Damm- und Küstenschutzbauten

Abschnitt 6: Hochwasserschutz

Abschnitt 7: Wasserwirtschaftliche Planung und Dokumentation

Für jede Flussgebietseinheit ist eine wasserwirtschaftliche Planung durchzuführen und ein entsprechendes Maßnahmenprogramm sowie ein Bewirtschaftungsplan aufzustellen. Nach § 87 sind über die Gewässer Wasserbücher zu führen. Diese müssen erteilte Er-

laubnisse, Bewilligungen, alte Befugnisse und Rechte, Planfeststellungsbeschlüsse und Plangenehmigungen, Wasserschutzgebiete, Risikogebiete und festgesetzte Überschwemmungsgebiete enthalten.

Abschnitt 8: Haftung für Gewässerveränderungen

Wer die Wasserbeschaffenheit eines Gewässers nachteilig verändert, ist zum Ersatz des daraus einem anderen entstehenden Schadens verpflichtet. Wird die Wasserbeschaffenheit durch Anlagen, in denen schädigende Stoffe verwendet oder gelagert werden, nachteilig beeinflusst, so ist der Betreiber der Anlage zum Schadensersatz verpflichtet (§ 89).

§ 90 regelt mit Verweis auf das Umweltschadensgesetz die Sanierung von aufgetretenen Gewässerschäden.

Abschnitt 9: Duldungs- und Gestattungsverpflichtungen

Gewässerkundliche Maßnahmen wie beispielsweise die Errichtung und der Betrieb von Messanlagen, Probebohrungen oder Pumpversuche sind von Grundstückseigentümern nach § 91 zu dulden. Auch die Veränderung von Gewässern durch Vertiefung und Verbreiterung müssen Grundstückseigentümer dann dulden, wenn durch diese Maßnahmen der Wasserabfluss verbessert wird oder diese zur Entwässerung von Grundstücken, der Abwasserableitung oder zur besseren Ausnutzung von Triebwerksanlagen erforderlich sind (§ 92). Gleiches gilt nach § 93 für die Durchleitung von Wasser und Abwasser. Der § 94 regelt in diesem Zusammenhang die Mitbenutzung von Anlagen und der § 95 die ggf. erforderlichen Entschädigungen.

Kapitel 4: Entschädigung, Ausgleich

In diesem Kapitel sind in den §§ 96 bis 99 Art, Umfang und Verfahren von Entschädigungen oder Ausgleich in Geld geregelt.

Kapitel 5: Gewässeraufsicht

Im fünften Kapitel sind die Aufgaben und Befugnisse der Gewässeraufsicht geregelt. Die zuständige Behörde hat nach § 100 die Aufgabe, die Gewässer sowie die Erfüllung der öffentlich rechtlichen Verpflichtungen zu überwachen und entsprechende Maßnahmen anzuordnen. Die Befugnisse der entsprechenden Bediensteten auch im Zusammenwirken mit anderen Rechtsvorschriften sind in § 101 erfasst.

Kapitel 6: Bußgeld- und Überleitungsbestimmungen

In diesem Teil sind die Handlungen aufgeführt, die bei vorsätzlicher oder fahrlässiger Nichtbeachtung zu einer Ordnungswidrigkeit führen.

In den Landeswassergesetzen sind in einem zusätzlichen Teil die Behörden, Zuständigkeiten und die Gefahrenabwehr geregelt. Im niedersächsischen Wassergesetz ist dies beispielsweise das sechste Kapitel mit den §§ 127 bis 132 NWG.

Oberste Wasserbehörde ist das Fachministerium (Umweltminister)

Untere Wasserbehörden sind Landkreise, kreisfreie Städte und große selbstständige Städte. Eine Zuständigkeit der selbstständigen Gemeinden wird ausgeschlossen. Interkommunale Zusammenarbeit in diesem Bereich ist möglich. Es bedarf aber der Zustimmung des Fachministeriums.

Das Handeln der Behörden tritt in Form von Verwaltungsmaßnahmen zutage. Erlasse des Fachministers richten sich an nachgeordnete Behörden. Verordnungen, die aufgrund einer gesetzlichen Ermächtigung erlassen werden, richten sich als Rechtsnorm an die Allgemeinheit.

Eine häufige Willensäußerung der Behörde ist der *Verwaltungsakt*. Bei einem Verwaltungsakt regelt eine Behörde einen Einzelfall mit Rechtswirkung nach außen, z. B. die Erteilung einer Bewilligung zur Entnahme von Grundwasser.

Verwaltungsakte können angefochten werden. Sie müssen daher eine Rechtsmittelbelehrung enthalten, die den Einspruchsweg und die einzuhaltenden Fristen aufzeigt. Formfehler machen ihn anfechtbar und können bis zur Nichtigkeit führen. Öffentlich-rechtliche Streitigkeiten werden durch die Verwaltungsgerichte geklärt.

9.3 Weitere Rechtsquellen für die Wasserversorgung

Neben dem WHG spielen in der Wasserversorgung weitere Rechtsquellen eine wichtige Rolle.

Da das Trinkwasser ein Lebensmittel ist, muss es dem Lebensmittel- und Hygienerecht entsprechen. Die EU-Richtlinie über die Qualität von Wasser für den menschlichen Gebrauch [24] hat neben gesundheitlich relevanten Stoffen auch solche festgelegt, die nur geringe Relevanz für die Gesundheit haben, aber optisch stören.

Es werden dem Wasser auch Zusatzstoffe zur Erreichung eines bestimmten Aufbereitungszieles zugegeben (z. B. Flockungsmittel). Aus diesem Grund ist neben dem Infektionsschutzgesetz auch das Lebensmittel-, Bedarfsgegenstände- und Futtermittelgesetzbuch (Lebensmittel- und Futtermittelgesetzbuch – LFGB) [52] wichtig.

Aufgrund dieser beiden Rechtsgrundlagen wurde die Trinkwasserverordnung (TrinkwV-2011) erlassen.

Für den Zweck der Verteidigung wurde das Wassersicherstellungsgesetz am 24.08.1965 erlassen (BGBl. I, S.1225, S.1817), zuletzt geändert am 12.08.2005 (BGBl. I, S.2354). Auf dieser Gesetzesquelle beruht auch die 1. und 2. Wassersicherstellungsverordnung (WasSV).

Die Abgabe von Trinkwasser ist durch die Verordnung über Allgemeine Bedingungen für die Versorgung mit Wasser von Tarifkunden (AVBWasserV) geregelt. Die Grundlage hierfür bildet das Gesetz zur Regelung der allgemeinen Geschäftsbedingungen (AGBG). Die AVBWasserV regelt Rechte zwischen Versorgungsunternehmen und Wasserkunden. Sie dient dem Verbraucherschutz und ist seit 1982 zwingend vorgeschrieben.

Es dürfen nur Materialien und Geräte mit Prüfzeichen verwendet werden (z. B. DVGW-Prüfzeichen).

9.4 Rechtsformen der Wasserversorgungsunternehmen (WVU)

Die Versorgung mit Trinkwasser gehört zu den Aufgaben der Daseinsvorsorge der Gemeinden (Art. 28 GG).

Gemeinden sind Gebietskörperschaften mit dem Recht auf Selbstverwaltung. Die Organe einer Gemeinde sind der Rat und die Verwaltung. Zur Regelung ihrer Angelegenheiten werden allgemein verbindliche Rechtsvorschriften in Form von Satzungen erlassen.

Wegen der überregionalen Bedeutung ist ein *Regiebetrieb* als Wasserversorgungsunternehmen zu vermeiden und ein *Eigenbetrieb* oder eine *Eigengesellschaft* anzustreben. Während ein Regiebetrieb unselbstständig ist, bildet der Eigenbetrieb eine selbstständige Abteilung in der Verwaltung.

Eigenbetriebe haben keine eigene Rechtspersönlichkeit, sondern sind ein integraler Bestandteil der Gemeindeverwaltung und somit dem Rat der Gemeinde verantwortlich. Häufig wird ein Werkausschuss vom Rat der Gemeinde bestimmt, der im Rahmen der Betriebssatzung eigenverantwortlich handeln kann.

Die Eigenbetriebe werden nach der jeweiligen Ländereigenbetriebsverordnung (EigBetrVO) geführt. Sie müssen einen Vermögenshaushalt als Sondervermögen der Gemeinde nachweisen.

Wird eine überregionale Zusammenarbeit erforderlich, so werden häufig *Wasserverbände* gegründet. Dies geschieht nach dem Zweckverbandsrecht der Länder.

Diese Zweck- oder Wasser- und Bodenverbände nehmen häufig Teilaufgaben der Wasserversorgung wahr, wie z. B. die Wassergewinnung und Wasseraufbereitung, während die Verteilung bei den Gemeinden verbleibt. Es ist aber auch eine Gesamtübertragung möglich.

Bei einem Verband senden die beteiligten Gemeinden Vertreter in die Verbandsversammlung. Dieses oberste Organ wählt den Vorstand, der nach seiner Wahl einen Vorsteher wählt. Bei kleinen Verbänden wird nur ein Vorsteher gewählt.

Für die Durchführung der Verbandsaufgaben ist eine hauptamtliche Geschäftsführung erforderlich. Der Geschäftsführer wird von der Verbandsversammlung oder vom Vorstand bestimmt. Bei großen Verbänden besteht die hauptamtliche Verwaltung aus Einzelabteilungen für den technischen und kaufmännischen Bereich.

Der Verband wird vom Vorsteher nach außen vertreten, während der Geschäftsführer die laufenden Geschäfte wahrnimmt.

Die Gesamtkosten des Verbandes werden anteilig auf die einzelnen Gemeinden verteilt.

Eigengesellschaften sind Unternehmen mit eigener Rechtspersönlichkeit.

Häufige Rechtsformen sind die Aktiengesellschaft (AG) oder Gesellschaft mit beschränkter Haftung (GmbH). Die AG und die GmbH sind Handelsgesellschaften nach dem Handelsgesetzbuch (HGB). Es handelt sich um Kapitalgesellschaften, die nach dem Aktienrecht bzw. nach dem Gesellschaftsrecht geführt werden. Aktionär bzw. Gesellschafter ist die Gemeinde.

Die Organe der AG sind der Vorstand als geschäftsführendes Organ, welches vom Aufsichtsrat kontrolliert wird. Als höchstes Beschlussorgan fungiert die Hauptversammlung.

Bei der GmbH erfolgt die Geschäftsführung durch einen oder mehrere Geschäftsführer, die durch die Gesellschafterversammlung überwacht werden.

Bei der AG oder bei der GmbH ist eine direkte Einflussnahme durch den Gemeinderat nicht mehr möglich, die Interessen des Rates werden durch vom Rat gewählte oder bestimmte Personen vertreten.

9.5 Technisches Regelwerk

Öffentliche Wasserversorgungsanlagen sind nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik zu errichten und zu betreiben.

„Allgemein anerkannte Regeln der Technik“ (aaRdT) stellen die herrschende Auffassung der technischen Praktiker dar. Ein Verstoß gegen diese Regeln bedeutet in strafrechtlicher Hinsicht grobe Fahrlässigkeit.

Zu den „aaRdT“ zählt unter anderem

- das Technische Regelwerk von Fachverbänden (DVGW)
- die von den Trägern der Unfallversicherung verfassten Sicherheitsregeln
- die DIN-, EN und ISO Normen

Wird als Maßstab „Stand der Technik“ (SdT) verlangt, so ist der Standard wesentlich höher. Beim SdT handelt es sich um einen Entwicklungsstand, der noch in die Pilotentwicklungsphase hineinreicht, aber eine gewisse Praxiserprobung erreicht hat, ohne allgemein anerkannt zu sein.

Das technische Regelwerk beschreibt anerkannte Verfahren, die sich wiederholt bewährt haben. Sie werden nach Anhörung und nach bestimmten Verfahren von erfahrenen Fachleuten erstellt.

Sie sind nicht automatisch rechtsverbindlich. Sie können aber durch Rechts- und Verwaltungsvorschriften anwendungspflichtig werden.

Wichtige technische Regelwerke für die Wasserversorgung sind die DIN-Vorschriften, das DVGW-Regelwerk, die Unfallverhütungsvorschriften u. a.

Beim DVGW-Regelwerk unterscheidet man zwischen Arbeitsblättern, Merkblättern und Hinweisen. Sowohl beim DVGW-Regelwerk wie auch bei den DIN-Vorschriften gibt es Entwürfe (E), sogenannte „Gelbdrucke“. So handelt es sich z. B. bei der Bezeich-

nung „DIN E ISO“ um einen Entwurf einer deutschen Norm, die eine internationale Norm der ISO übernommen hat, bei „DIN EN“ handelt es sich um eine europäische Norm, deren deutsche Fassung den Status einer deutschen Norm hat.

Im Europäischen Komitee für Normung (CEN) werden zahlreiche neue Normen erstellt. Für die Wasserversorgung ist besonders das Technische Komitee (TC) wichtig. CEN/TC 164 ist mit Fragen der Wasserversorgung betraut.

Den aktuellen Stand der Normung im Bereich der DIN-Normen findet man auf den Internetseiten des Beuth-Verlages unter *www.beuth.de*.

Für das DVGW-Regelwerk wird auf den jeweiligen Jahresbericht verwiesen.

Literatur

- [1] Abwasser aus der Fahrzeuginstandhaltung und -pflege. ATV-Regelwerk Abwasser Abfall. Merkblatt M 117. Februar 1997
- [2] Ausgewählte Kapitel zu Planung und Bau von Wasserbehältern. Seminar d. DVGW-Fachausschusses „Wasserbehälter“ am 27.10.1982 in München und am 21.04.1983 in Dortmund. Eschborn 1983, DVGW-Schriftenreihe Wasser Nr. 33
- [3] Auslegung von Kreiselumpen. Hrsg. KSB, Ausgabe 01.03.1983
- [4] Beforth, H.: Entsäuerung von Wasser – bewährte Verfahren mit neuen Perspektiven. bbr, 35, 1984, H. 6
- [5] Beforth, H.: Entsäuerung von Wasser – Überlegungen zur neuen Trinkwasser-verordnung. bbr, 38, 1987, H. 2
- [6] Behrendt-Emden, H.: Planvolle Instandsetzung eines Trinkwasserbehälters. energie | wasser-praxis, 2005, H. 5
- [7] Bernhardt, H.: Trinkwasseraufbereitung. Siegburg 1996
- [8] Bieske, E.: Bohrbrunnen. 8. Auflage Oldenbourg Industrieverlag München u. a. 1998
- [9] Bischof, W.: Abwassertechnik. 10. Auflage Stuttgart 1993
- [10] Björnsen, G.; Roth, U.: Auswirkungen rückläufiger Wasserabgabe auf Planung und Betrieb von Wasserversorgungsnetzen. Neue DELIWA-Zeitschrift, 1996, H. 2
- [11] Boonk, L.: Beschichtung von Trinkwasserbehältern mit Epoxidharzmaterialien. energie | wasser-praxis, 2006, H. 6
- [12] Breitenbach, M.: Edelstahlfasern für Trinkwasserbehälter mit schadhaften Untergründen. energie | wasser-praxis, 2009, H. 5
- [13] Czekalla, C.; Kotulla, H.: Die Umstellung des Wasserwerkes Westerbeck der Stadtwerke Wolfsburg AG auf aerobe biologische Kontaktenteisung. gwf – Wasser, Abwasser, 131, 1990, Nr. 3
- [14] Dammann, E.: Neuere Entwicklungen bei der Prozesswasserkreislaufführung in Warmwalzwerken. Festschrift zum 70. Geburtstag von Professor Seyfried Hannover 1995. Veröff. d. Inst. F. Siedlungswasserwirtschaft u. Abfalltechnik d. Universität Hannover, H. 94
- [15] Durchströmung (Wasseraustausch) in Wasserbehältern. Forschungsberichte Eschborn, 1981, DVGW-Schriftenreihe Wasser Nr. 27
- [16] DVGW. Hygienische Sicherheit von Ultrafiltrations- und Mikrofiltrationsanlagen zur Trinkwasseraufbereitung. Information aus dem Technischen Komitee „Wasseraufbereitungsverfahren“ des DVGW
- [17] DVGW-Fortbildungskurse Wasserversorgungstechnik für Ingenieure und Naturwissenschaftler. Kurs 2: Wasserverteilung, Eschborn 1985, DVGW-Schriftenreihe Wasser Nr. 202

- [18] DVGW-Fortbildungskurse Wasserversorgungstechnik für Ingenieure und Naturwissenschaftler. Kurs 5: Wasserchemie für Ingenieure, Eschborn 1989, DVGW-Schriftenreihe Wasser. Nr. 205
- [19] DVGW-Fortbildungskurse Wasserversorgungstechnik für Ingenieure und Naturwissenschaftler. Kurs 6: Wasseraufbereitungstechnik für Ingenieure, Eschborn 1980, DVGW-Schriftenreihe Wasser. Nr. 206
- [20] DVGW-Fortbildungskurse Wasserversorgungstechnik für Ingenieure und Naturwissenschaftler. Kurs 6: Wasseraufbereitungstechnik für Ingenieure, Eschborn 1987, DVGW-Schriftenreihe Wasser. Nr. 206
- [21] DVGW-LAWA. Kolloquium Ökologie und Wassergewinnung 2.2./3.2.1993. 3. Auflage Eschborn 1993, DVGW-Schriftenreihe Wasser. Nr. 78
- [22] Eberle, S. H.: Die wasserchemische Berechnung der Kohlensäuregleichgewichte unter Berücksichtigung der Komplexbildung von Calcium und Magnesium sowie der Anwesenheit von Phosphat, Ammonium und Borsäure. Hrsg. Kernforschungszentrum Karlsruhe, 1986, KfK-Bericht 3930 UF
- [23] Eckert, R.: Neuartige Verbindungstechnik für faserverstärkte Kunststoffrohre in Hochdruckanwendungen. 3R international (44), 2005, H. 5
- [24] EG-Richtlinie 98/83/EG des Rates vom 3. November 1998 über die Qualität von Wasser für den menschlichen Gebrauch, Abl. EG Nr. L 330 S.32, 1998
- [25] Emmerich, P.; Schmidt, R.: Erneuerung einer Ortsnetzleitung im Berstrelining-Verfahren. Gussrohr-Technik 39, 2005
- [26] Fitzthum, U.; et al.: Eine Baumaßnahme der besonderen Art : 1100 m Leitungsbau mit duktilen Gussrohren DN 600 blieb von den Anliegern in Fürth unbemerkt. Gussrohr-Technik 35, 2000
- [27] Förstner, U.; Müller, G.: Schwermetalle in Flüssen und Seen als Ausdruck der Umweltverschmutzung. Berlin u. a. 1974
- [28] Gesundheitliche Beurteilung von Kunststoffen und anderen nicht-metallischen Werkstoffen im Rahmen des Lebensmittel- und Bedarfsgegenständegesetzes für den Trinkwasserbereich (KTW-Empfehlungen), Bundesgesundheitsblatt, 1979
- [29] Grohmann, A.: Sanierung von Enteisungsanlagen. gwf – Wasser, Abwasser, 137, 1996, H. 12
- [30] Hässelbarth, U.: Das Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht in natürlichen Wässern unter Berücksichtigung des Eigen- und Fremdelektrolyt-Einflusses. gwf – Wasser, Abwasser, 104, 1963, H. 4 und H. 6
- [31] Handbuch der Wasserversorgungstechnik. Von P. Grombach u. a. 3. Auflage; Oldenbourg Industrieverlag, München, 2000
- [32] Handbuch Gussrohr-Technik. Duktile Gussrohre und Formstücke. Hrsg. Fachgemeinschaft Gusseiserne Rohre, 4. Auflage, Köln, 1996
- [33] Handbuch Wasser/WABAG. Hrsg. WABAG, 8. Auflage, Essen, 1996
- [34] Haupt, M.; et al.: Einbau duktiler Gussrohre DN 200 mittels Raketenpflugverfahren. Gussrohr-Technik 35, 2000
- [35] Heitmann, H.-G.; Marquardt, K.: Behandlung salzhaltiger Wässer. Vom Wasser, 68, 1987
- [36] Hilka, M.; Glücklich, G.: Längskraftschlüssige Muffenverbindungen unter extremen Bedingungen, z.B. Bergsenkungen oder Erdbeben. Gussrohr-Technik, 39, 2005
- [37] Höll, K.: Wasser, Berlin u. a. 8. Auflage 2002
- [38] Höll, W. H.; et al.: Das CARIX-Verfahren zur Enthärtung von Trinkwasser. Fachgemeinschaft Gusseiserne Rohre. FGR-Informationen für das Gas- und Wasserfach, 1987, H. 22
- [39] Hölzel, G.: Einführung in die Chemie für Ingenieure. München u. a. 1992
- [40] Hölzel, G.: Messung, Regelung und Einstellung des pH-Wertes im Trinkwasser. Schriftenreihe VFTV, Essen 1993

- [41] Hölzel, G.: Entwicklung eines Testverfahrens zur Optimierung der Flockung von Oberflächenwasser zur Trinkwassergewinnung im Hinblick auf die Chlorzehrung. Schriftenreihe VFTV, Essen 1997
- [42] Hölzel, G.: Vorlesungsumdruck „Aufbereitung fluider Systeme, Fachhochschule Braunschweig/Wolfenbüttel, 2005
- [43] Holluta, J.; Eberhardt, M.: Über geschlossene Enteisenung durch Schnellfiltration. Vom Wasser, 24, 1957
- [44] Hubert, H.: Aufbereitung von weichen, sauren Wässern mit hochreinem Kalkwasser. Sonderdruck aus gwf – Wasser, Abwasser, 1993, H. 4
- [45] Hügler, M.; Hambsch, B.: Erfahrungsbericht zum Vorkommen von Legionellen in öffentlichen Gebäuden. energie | wasser-praxis, 2011, H. 12
- [46] Hüper, G.: Horizontale Wasserfassungen. Anwendungen, Stand der Technik. Technik für die Umwelt. Wasser und Boden. Bd. 1 Hrsg. Preussag Darmstadt o.J. [um 1993]
- [47] Kaschke, W.; Schulte, P.: Verfahren zur Desinfektion von Trinkwasser mit Chlordioxid. Wasser und Boden, 42, 1990, H. 4
- [48] Kittner, H.; Starke, W.; Wissel, D.: Wasserversorgung. 5. Auflage Berlin 1985
- [49] KSB-Kreiselpumpenlexikon. 2. Auflage, Frankenthal, 1980
- [50] LAWA (Länderarbeitsgemeinschaft Wasser). Leitlinie zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichrechnungen, 2005
- [51] Lebensdauer von Bakterien und Viren in Grundwasserleitern. Hrsg. Umweltbundesamt, Berlin, 1985, UBA-Materialien 2/85
- [52] Lebensmittel- und Futtermittelgesetzbuch in der Fassung der Bekanntmachung vom 22. August 2011 (BGBl. I S. 1770), das durch Artikel 2 Absatz 17 des Gesetzes vom 22. Dezember 2011 (BGBl. I S. 3044) geändert worden ist
- [53] Ließfeld, R.: Enteisenung und Entmanganung. Energie, wasser-praxis (56), 2005, H. 3
- [54] Löffler, H.; et al.: Hochleistungsverfahren Mehrschichtfiltration. Forschungszentrum Wassertechnik, Dresden, [um 1980]
- [55] Lufsky, K.: Bauwerksabdichtung. 4. Auflage, Stuttgart, 1983
- [56] Masannek, R.: Technische und soziale Einflussfaktoren auf die Entwicklung des Trinkwasserbedarfs. Dissertation an der Universität Hannover, 1996
- [57] Maschinelle und elektrische Anlagen in Wasserwerken. Hrsg. DVGW, München, Wien 1995, Lehr- und Handbuch Wasserversorgung Bd. 3
- [58] Meggeneder, M.: Sanierung eines Reinwasserbehälters mittels PE-HD-Auskleidung. bbr, 2005, H. 10
- [59] Möhle, K.-A.: Möglichkeiten und Grenzen der rationellen Verwendung. Wasserbedarf, Wasserbedarfsentwicklung, rationelle Verwendung von Trinkwasser. Seminar der Universität Hannover. Fachgebiet Wasserversorgung am 14.09.1983
- [60] Möhle, K.-A.: Wasserversorgung (Siedlungswasserwirtschaft II). Vorlesungsumdrucke der Universität Hannover, Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik. Hannover 1993 [unveröff.]
- [61] Möhle, K.-A.; Masannek, R.: Wasserbedarf, Wasserverwendung und Wassereinsparmöglichkeiten in öffentlichen Einrichtungen und im Dienstleistungsbereich. Wasser und Boden, 1990, H. 4
- [62] Moll, H.-G.: Filterspülung mit Luft und Wasser. Neue DELIWA-Zeitschrift 1990, H. 1, 1994, H. 1, 1996, H. 2
- [63] Nagel, G.: Belüftungsverfahren in der Trinkwasseraufbereitung. Wasseraufbereitung, 6. Wassertechnisches Seminar der TU München, 1982, Berichte aus Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, 36
- [64] Nissing, W.; Klein, N.: pH-Wert-Erhöhung bei der Inbetriebnahme von Guss- und Stahlrohrleitungen mit Zementmörtelauskleidungen. bbr, 47, 1996, H. 2

- [65] NLFb Erkundungsmethoden online, <http://www.nlfb.de/altlasten/produkte/alahabu/hbr-contents.html>; 2001
- [66] Nold-Brunnenfilterbuch. 6. Auflage Stockstadt/Rhein 1989
- [67] Ostermann, K.: Pumpentechnik in der Wasserversorgung. 3. Auflage, Köln, 1992
- [68] Ozontechnik in der Wasseraufbereitung. Technische Mitteilungen Nr. 12 und 13 der FIGAWA. bbr, 38, 1987, H. 7 und 8
- [69] Probleme der Trinkwasserversorgung aus Talsperren. Vorträge auf der fachlich-wissenschaftlichen Tagung am 04./05.05.1994 in Siegburg, 1995, Schriften des Wahnachtalsperrenverbandes, Bd. 4
- [70] Reinhaltung der Gewässer in Niedersachsen – Grundwassergütemessnetz. Hrsg. Nds. Umweltministerium Hannover 1987
- [71] Roennefahrt, K. W.: Fallverdüsung und Fallverdüsungsfilter – ein wirtschaftliches Verfahren zur Entsäuerung, Enteisung und Entmanganung von Brunnenwässern. bbr, 26, 1975, H. 12
- [72] Rott, U.: Grundlagen von Verfahren zur subterrestrischen Aufbereitung von Grundwasser. Grundwasser-Symposium. 11.12. bis 12.12.1995 in Halle
- [73] Rohrnetz und Rohrwerkstoffe. 9. Wassertechnisches Seminar der TU München, 1985, Berichte aus Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, Nr. 57
- [74] Seeliger, P.; Schmitz, M.; Oehmichen, U.: Die neue Trinkwasserverordnung 2011, 3. Auflage, WVGW Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft, Bonn, 2012
- [75] Seith, et al.: Vergleich konventioneller und neuer Verfahren zur Entfernung von Arsen in der Trinkwasseraufbereitung gwf – Wasser, Abwasser 10, 1999
- [76] Sontheimer, H.; et al.: Wasserchemie für Ingenieure. Karlsruhe, 1980
- [77] Städtisches Wasserwerk Gifhorn. Entwurf Ing.-Büro Zander, Braunschweig [um 1980, unveröff.]
- [78] Stefanski, F.: EG-Messgeräterichtlinie – Welche Auswirkungen sind für die Wasserversorgungsunternehmen zu erwarten?; gwf-Wasser, Abwasser; 148, 2007, H. 13
- [79] Studie über Wirkung und Qualitätsziele von Nährstoffen in Fließgewässern. Hrsg. A. Hamm, Sankt Augustin 1991
- [80] Taschenbuch der Wasserversorgung. Von J. Mutschmann; F. Stimmelmayer; Vieweg+Teubner, Wiesbaden, 2011
- [81] Tholen, M.: Arbeitshilfen für den Brunnenbauer. Brunnenausbau- und Brunnenbetriebstechniken. WVGW Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn, 2006
- [82] Trinkwasser. Unser kostbares Lebensmittel. Hrsg. Bundesverband der deutschen Gas- und Wasserwirtschaft, Bonn, Ausgabe 1991
- [83] Trinkwasser für Wolfenbüttel. Hrsg. Stadtwerke Wolfenbüttel
- [84] Trinkwasserbereitstellung – Speicherung und Förderung. 11. Wassertechnisches Seminar an der TU München, 1986, Berichte aus Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, Nr. 73
- [85] Die Trinkwasserverordnung. Einf. und Erl. f. Wasserversorgungsunternehmen u. Überwachungsbehörden. Hrsg. Aurand, K., et al. 2. Auflage, Berlin 1987
- [86] Die Trinkwasserverordnung. Einf. und Erl. f. Wasserversorgungsunternehmen u. Überwachungsbehörden. Hrsg. Grohmann, A., et al. 4. Auflage, Berlin 2003
- [87] Twin-Informationen des DVGW zur Trinkwasser-Installation Nr. 1, 05/95; Die richtige Trinkwasser-Installation sichert die Qualität unseres wichtigsten Lebensmittels
- [88] Twin – Informationen des DVGW zur Trinkwasser-Installation Nr.2, 08/91; Schutz des Verbrauchers durch das DVGW-Prüfwesen in der Wasserversorgung
- [89] Twin – Informationen des DVGW zur Trinkwasser-Installation Nr.3, 09/91; Rückflussverhinderer
- [90] Twin – Informationen des DVGW zur Trinkwasser-Installation Nr.4, 10/91; Neue Trinkwasserverordnung gilt auch für die Hausinstallation

- [91] Twin – Informationen des DVGW zur Trinkwasser-Installation Nr.5, 10/91; Regenwasseranlagen
- [92] Twin – Informationen des DVGW zur Trinkwasser-Installation Nr.6, 11/11; Durchführung der Probenahme zur Untersuchung des Trinkwassers auf Legionellen
- [93] Trinkwasser-Installationen und der pH-Wert. Gemeinsames Merkblatt. Hrsg. Fachkommission Soforthilfe Trinkwasser des Bundesministeriums f. Gesundheit, 1993
- [94] Umkehrosmose in der Wasseraufbereitung. Technische Mitteilungen Nr. 4 der FIGAWA, 3. Auflage Sonderdruck, bbr, 36, 1985, H. 4
- [95] Unfallverhütungsvorschrift „Chlorung von Wasser“ 24a/80. UVV-VGB 65
- [96] Unser Trinkwasser. Wasserversorgung in Hamburg. Hrsg. Hamburger Wasserwerke
- [97] Veh, G. M.: Wasserversorgung 2000. Jahrbuch der Karl-Hillmer-Gesellschaft Suderburg 1981/82, S. I-XXVIII
- [98] Verordnung über Schutzbestimmungen in Wasserschutzgebieten (SchuVO) vom 24.05.1995, Nds. GVBl., 1995, Nr. 11; S. 133-135
- [99] Verordnung über die Qualität von Trinkwasser für den menschlichen Gebrauch (Trinkwasserverordnung – TrinkwV 2001), in der Fassung der Bekanntmachung vom 28.11.2011 (BGBl. I, S. 2370), geändert durch Artikel 2 Abs. 19 des Gesetzes vom 22.12.2011 (BGBl. I, S. 3044), 2011
- [100] Walther, G.; Büschel, K.: Grabenlose Bauweisen – Die richtige Option für jede Situation. gwf – Wasser, Abwasser 148, 2007, H. 13
- [101] Wasser ist Leben. Hrsg. Deutsche Wasserwerke und UNICEF [um 1997]
- [102] Wasseraufbereitung. Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht. Werkstandards d. VEB Projektierung Wasserwirtschaft Halle, 1986, WAPRO 1.44. Grundlagen
- [103] Wasserchemie für Ingenieure. Hrsg. DVGW, München u. a., 2000, Lehr- und Handbuch Wasserversorgung, Bd. 5
- [104] Wassergewinnung und Wasserwirtschaft. Hrsg. DVGW. München u. a. 1996 (Lehr- und Handbuch Wasserversorgung. Bd. 1)
- [105] Wasserstatistik. Bundesrepublik Deutschland. Berichtsjahr 1988. Hrsg. Bundesverband d. Dt. Gas- und Wasserwirtschaft. Bonn 1988
- [106] Wasserstatistik. Bundesrepublik Deutschland. Berichtsjahr 2002. Hrsg. Bundesverband d. Dt. Gas- und Wasserwirtschaft. 2005
- [107] Öffentliche Wasserversorgung und Abwasserentsorgung, Hrsg.: Statistisches Bundesamt, Fachserie 19, Reihe 2-1, 2007
- [108] Wasserwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen. Hrsg. G. Müller-Neuhaus. Vorlesungsumdrucke der TU München, Lehrstuhl und Institut für Wasserwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen. München 1967 ff [unveröff.]
- [109] Wendehorst, R.: Bautechnische Zahlentafeln, Stuttgart 2004
- [110] Wiegleb, K.: Aktuelle Probleme der Aufbereitung von Grundwasser in Sachsen. gwf-Wasser, Abwasser, 136, 1995, H. 3
- [111] Zweckverband Bodensee-Wasserversorgung. Jahresberichte

Firmenprospekte und -kataloge

- [112] Akdolit, Pelm
- [113] Allmess Schlumberger, Oldenburg
- [114] Berkefeld, Celle
- [115] Deutsche Terrazzo-Verkaufsstelle, Ulm
- [116] egeplast, Greven
- [117] EMU Unterwasserpumpen, Hof/Saale
- [118] Fischer und Porter, Göttingen
- [119] Grundfos, Wahlstedt
- [120] KSB, Frankenthal
- [121] Lurgi, Frankfurt/Main
- [122] Norddeutsche Seekabel, Nordenham
- [123] Pumpenboese, Peine
- [124] Ritz Pumpenfabrik, Schwäbisch Gmünd
- [125] Saint Gobain Gussrohr, Saarbrücken
- [126] SBF Wasser und Umwelt, Peine
- [127] VAG, Mannheim
- [128] WABAG – Wassertechnische Anlagen, Kulmbach

Technische Regeln und Mitteilungen des DVGW

Arbeitsblätter bzw. Merkblätter

Hrsg.: DVGW Deutsche Vereinigung des Gas- und Wasserfaches e.V. Bonn

DVGW-Regelwerk Wasser

Nr.	Ausgabe	Titel
W 101	06/06	Richtlinien für Trinkwasserschutzgebiete; I. Teil: Schutzgebiete für Grundwasser
W 102	04/02	Richtlinien für Trinkwasserschutzgebiete; II. Teil: Schutzgebiete für Talsperren
W 104	10/04	Grundsätze und Maßnahmen einer gewässerschützenden Land- bewirtschaftung
W 105	03/02	Behandlung des Waldes in Wasserschutzgebieten für Trinkwas- sertalsperren
W 107	06/04	Aufbau und Anwendung numerischer Grundwassermodelle in Wassergewinnungsgebieten
W 108	12/03	Messnetze zur Überwachung der Grundwasserbeschaffenheit in Wassergewinnungsgebieten
W 110	06/05	Geophysikalische Untersuchungen in Bohrlöchern und Brunnen zur Erschließung von Grundwasser; Zusammenstellung von Me- thoden
W 111	03/97	Planung, Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen bei der Wassererschließung
W 113	03/01	Bestimmung des Schüttkorndurchmessers und hydrogeologischer Parameter aus der Korngrößenverteilung für den Bau von Brun- nen
W 115	07/08	Bohrungen zur Erkundung, Gewinnung und Beobachtung von

Nr.	Ausgabe	Titel
		Grundwasser
W 116	04/98	Verwendung von Spülungszusätzen in Bohrspülungen bei Bohrarbeiten im Grundwasser
W 118	07/05	Bemessung von Vertikalfilterbrunnen
W 119	12/02	Entwickeln von Brunnen durch Entsandem; Anforderungen, Verfahren, Restsandgehalte
W 121	07/03	Bau und Ausbau von Grundwassermessstellen
W 122	08/95	Abschlussbauwerke für Brunnen der Wassergewinnung
W 123	09/01	Bau und Ausbau von Vertikalfilterbrunnen
W 126	09/07	Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur künstlichen Grundwasseranreicherung für die Trinkwassergewinnung
W 127	03/06	Quellwassergewinnungsanlagen – Planung, Bau, Betrieb, Sanierung und Rückbau
W 128	07/08	Bau und Ausbau von Horizontalfilterbrunnen
W 130	10/07	Brunnenregenerierung
W 202	03/10	Technische Regeln Wasseraufbereitung (TRWA) – Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung Anlagen zur Trinkwasseraufbereitung
W 213-T.1	06/05	Filtrationsverfahren zu Partikelentfernung; Teil 1: Grundbegriffe und Grundsätze
W 213-T.2	06/05	Filtrationsverfahren zu Partikelentfernung; Teil 2: Beurteilung und Anwendung von gekörnten Filtermaterialien
W 213-T.3	06/05	Filtrationsverfahren zu Partikelentfernung; Teil 3: Schnellfiltration
W 213-T.4	06/05	Filtrationsverfahren zu Partikelentfernung; Teil 4: Langsamfiltration
W 213-T.5	06/05	Filtrationsverfahren zu Partikelentfernung; Teil 5: Membranfiltration
W 213-T.6	06/05	Filtrationsverfahren zu Partikelentfernung; Teil 6: Überwachung mittels Trübungs- und Partikelmessung
W 214-T.1	12/05	Entsäuerung von Wasser; Teil 1: pH-Wert und Calcit-Sättigung
W 214-T.2	03/09	Entsäuerung von Wasser; Teil 2: Planung und Betrieb von Filteranlagen

Nr.	Ausgabe	Titel
W 214-T.3	10/07	Entsäuerung von Wasser; Teil 3: Planung und Betrieb von Anlagen zur Ausgasung von Kohlenstoffdioxid
W 214-T.4	07/07	Entsäuerung von Wasser; Teil 4: Planung und Betrieb von Dosieranlagen
W 216	08/04	Versorgung mit unterschiedlichen Trinkwässern
W 217	09/87	Flockung in der Wasseraufbereitung; Teil 1: Grundlagen
W 218	11/98	Flockung in der Wasseraufbereitung; Teil 2: Flockungstestverfahren
W 219	05/10	Einsatz von polymeren Flockungshilfsmitteln bei der Wasseraufbereitung
W 221-T.1	04/10	Rückstände und Nebenprodukte aus Wasseraufbereitungsanlagen; Teil 1: Grundsätze und Planungsgrundlagen
W 221-T.2	04/10	Rückstände und Nebenprodukte aus Wasseraufbereitungsanlagen; Teil 2: Behandlung
W 221-T.3	02/00	Rückstände und Nebenprodukte aus Wasseraufbereitungsanlagen; Teil 3: Vermeidung, Verwertung, Beseitigung
W 223-T.1	02/05	Enteisenung und Entmanganung; Teil 1: Grundsätze und Verfahren
W 223-T.2	02/05	Enteisenung und Entmanganung; Teil 2: Planung und Betrieb von Filteranlagen
W 223-T.3	02/05	Enteisenung und Entmanganung; Teil 3: Planung und Betrieb von Anlagen zur unterirdischen Aufbereitung
W 224	02/10	Verfahren zur Desinfektion von Trinkwasser mit Chlordioxid
W 227	04/97	Kaliumpermanganat in der Wasseraufbereitung
W 229	05/08	Verfahren zur Desinfektion von Trinkwasser mit Chlor und Hypochloriten
W 239	03/11	Entfernung organischer Stoffe bei der Trinkwasseraufbereitung durch Adsorption an Aktivkohle
W 254	04/88	Grundsätze für Rohwasseruntersuchungen
W 270	11/07	Vermehrung von Mikroorganismen auf Werkstoffen für den Trinkwasserbereich; Prüfung und Bewertung
W 290	02/05	Trinkwasserdesinfektion; Einsatz- und Anforderungskriterien

Nr.	Ausgabe	Titel
W 291	03/00	Reinigung und Desinfektion von Wasserverteilungsanlagen
W 294-T.1	06/06	UV-Geräte zur Desinfektion in der Wasserversorgung Teil 1: Anforderungen an Beschaffenheit, Funktion und Betrieb
W 294-T.2	06/06	UV-Geräte zur Desinfektion in der Wasserversorgung Teil 2: Prüfung von Beschaffenheit, Funktion und Desinfektionswirksamkeit
W 294-T.3	06/06	UV-Geräte zur Desinfektion in der Wasserversorgung Teil 3: Messfenster und Sensoren zur radiometrischen Überwachung von UV-Desinfektionsgeräten; Anforderungen, Prüfung und Kalibrierung
W 296	02/02	Vermindern oder Vermeiden der Trihalogenmethanbildung bei der Wasseraufbereitung und Trinkwasserverteilung
W 300	06/05	Wasserspeicherung- Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung von Wasserbehältern in der Trinkwasserversorgung
W 303	07/05	Dynamische Druckänderungen in Wasserversorgungsanlagen
W 312	11/93	Wasserbehälter; Maßnahmen zur Instandhaltung
W 320	09/81	Herstellung, Gütesicherung und Prüfung von Rohren aus PVC hart (Polyvinylchlorid hart), HDPE (Polyethylen hart) und LDPE (Polyethylen weich) für die Wasserversorgung und Anforderungen an Rohrverbindungen und Rohrleitungsteile
W 331	11/06	Auswahl, Einbau und Betrieb von Hydranten
W 332	11/06	Auswahl, Einbau und Betrieb von metallischen Absperrarmaturen in Wasserverteilungsanlagen
W 333	06/09	Anbohrarmaturen und Anbohrvorgang in der Wasserversorgung
W 334	10/07	Be- und Entlüftung von Wassertransport- und -verteilungsanlagen
W 336	06/04	Wasseranbohrarmaturen; Anforderungen und Prüfungen
W 343	04/05	Sanierung von erdverlegten Guss- und Stahlrohrleitungen durch Zementmörtelauskleidung-Einsatzbereiche, Anforderungen, Gütesicherung und Prüfungen
W 346	08/00	Guss- und Stahlrohrleitungsteile mit ZM-Auskleidung; Handhabung
W 347	05/06	Hygienische Anforderungen an zementgebundene Werkstoffe im Trinkwasserbereich; Prüfung und Bewertung
W 392	05/03	Rohrnetzinspektion und Wasserverluste; Maßnahmen, Verfahren und Bewertung
W 396	02/11	Abbruch-, Sanierungs- und Instandhaltungsarbeiten an Wasserrohrleitungen mit asbesthaltigen Bauteilen oder Beschichtungen

Nr.	Ausgabe	Titel
W 397	08/04	Ermittlung der erforderlichen Verlegetiefen von Wasseranschlussleitungen
W 400-T. 1	10/04	Technische Regeln Wasserverteilungsanlagen (TRWV); Teil 1: Planung
W 400-T. 2	09/04	Technische Regeln Wasserverteilungsanlagen (TRWV); Teil 2: Bau und Prüfung
W 400-T. 3	09/06	Technische Regeln Wasserverteilungsanlagen (TRWV); Teil 2: Betrieb und Instandhaltung
W 405	02/08	Bereitstellung von Löschwasser durch die öffentliche Trinkwasserversorgung
W 410	12/08	Wasserbedarfszahlen
W534	05/04	Rohrverbinder und Rohrverbindungen in der Trinkwasser-Installation
W 551	04/04	Trinkwassererwärmungs- und Trinkwasserleitungsanlagen; Technische Maßnahmen zur Verminderung des Legionellenwachstums; Planung, Errichtung, Betrieb und Sanierung von Trinkwasser-Installationen
W 610	03/10	Pumpensysteme in der Trinkwasserversorgung
W 611	10/96	Energieoptimierung und Kostensenkung in Wasserwerksanlagen
W 614	02/01	Instandhaltung von Förderanlagen
W 616	08/11	Sensorgestützte Betriebsüberwachung von Pumpensystemen in der Trinkwasserversorgung
W 617	11/06	Druckerhöhungsanlagen in der Trinkwasserversorgung
W 618	08/07	Lebenszykluskosten für Förderanlagen in der Trinkwasserversorgung
W 623	09/91	Dosieranlagen für Desinfektions- bzw. Oxidationsmittel; Dosieranlagen für Chlor
W 630	06/10	Elektrische Antriebe in Wasserwerken
W 631	01/05	Hochspannungs- und Niederspannungsanlagen in Wasserwerken – Planungsgrundlagen
W 632	09/94	Hochspannungs- und Niederspannungsanlagen in Wasserwerken; Schaltanlagen
W 645-T.1	12/07	Überwachungs-, Mess-, Steuer und Regeleinrichtungen in Wasserversorgungsanlagen – Teil 1: Messeinrichtungen
W 645-T.2	06/09	Überwachungs-, Mess-, Steuer- und Regeleinrichtungen in Wasserversorgungsanlagen – Teil 2: Steuern und Regeln
W 645-T.3	02/06	Überwachungs-, Mess-, Steuer- und Regeleinrichtungen in Wasserversorgungsanlagen – Teil 3: Prozessleittechnik
W 650	04/12	Gasaustauschapparate in der Trinkwasseraufbereitung

DVGW-Regelwerk Gas/Wasser

Nr.	Ausgabe	Titel
GW 9	05/11	Beurteilung der Korrosionsbelastungen von erdüberdeckten Rohrleitungen und Behältern aus unlegierten und niedrig legierten Eisenwerkstoffen in Böden
GW 12	04/84	Planung und Einrichtung kathodischer Korrosionsschutzanlagen für erdverlegte Lagerbehälter und Stahlrohrleitungen
GW 125	03/89	Baumpflanzungen im Bereich von unterirdischen Versorgungsanlagen
GW 303-T.1	10/06	Berechnung von Gas- und Wasserrohrnetzen, Teil 1: Hydraulische Grundlagen, Netzmodellierung und Berechnung
GW 303-T.2	10/06	Berechnung von Gas- und Wasserrohrnetzen, Teil 2: GIS-gestützte Rohrnetzberechnung
GW 320-T.1	02/09	Erneuerung von Gas- und Wasserrohrleitungen durch Rohreinigung oder Rohreinschub mit Ringraum
GW 320-T.2	06/00	Rehabilitation von Gas- und Wasserrohrleitungen durch PE-Reliningverfahren ohne Ringraum; Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung
GW 321	10/03	Steuerbare horizontale Spülbohrverfahren für Gas- und Wasserrohrleitungen; Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung
GW 322-T.1	10/03	Grabenlose Auswechslung von Gas- und Wasserrohrleitungen; Teil 1: Press-/Ziehverfahren; Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung
GW 322-T.2	03/07	Grabenlose Auswechslung von Gas- und Wasserrohrleitungen; Teil 2: Hilfsrohrverfahren- Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung
GW 323	07/04	Grabenlose Auswechslung von Gas- und Wasserrohrleitungen durch Berstrelining; Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung
GW 324	08/07	Fräs- und Pflugverfahren für Gas- und Wasserrohrleitungen; Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung; mit Korrekturen vom Januar 2009
GW 325	03/07	Grabenlose Bauweisen für Gas- und Wasser-Anschlussleitungen; Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung.
GW 327	03/11	Auskleidung von Gas- und Wasserrohrleitungen mit einzuklebenden Gewebesschläuchen
GW 332	09/01	Abquetschen von Rohrleitungen aus Polyethylen in der Gas- und Wasserverteilung
GW 335-A1	06/03	Kunststoff-Rohrsysteme in der Gas- und Wasserverteilung; Anforderungen und Prüfungen; Teil A1: Rohre und daraus gefertigte Formstücke aus PVC-U für die Wasserverteilung

Nr.	Ausgabe	Titel
GW 335-A2	11/05	Kunststoff-Rohrsysteme in der Gas- und Wasserverteilung; Anforderungen und Prüfungen; Teil A2: Rohre aus PE 80 und PE 100
GW 335-A3	06/03	Kunststoff-Rohrsysteme in der Gas- und Wasserverteilung; Anforderungen und Prüfungen; Teil A3: Rohre aus PE-Xa
GW 335-B2	09/04	Kunststoff-Rohrsysteme in der Gas- und Wasserverteilung; Anforderungen und Prüfungen; Teil B2: Formstücke aus PE 80 und PE 100
GW 340	04/99	FZM-Ummantelung zum mechanischen Schutz von Stahlrohren und -formstücken mit Polyolefinumhüllung
GW 368	06/02	Längskraftschlüssige Muffenverbindungen für Rohre, Formstücke und Armaturen aus duktilem Gusseisen oder Stahl
GW 541	10/04	Rohre aus nichtrostenden Stählen für die Gas- und Trinkwasser-Installation; Anforderungen und Prüfungen
GW-Info 17	04/03	Einsatz von PE 80, PE 100 und PE-Xa in der Gas- und Wasserverteilung

DIN-Normen zur Wasserversorgung (Auswahl)

DIN	Ausgabe	Titel
EN ISO 15607	03/04	Anforderungen und Qualifizierung von Schweißverfahren für metallische Werkstoffe – Allgemeine Regeln
EN 512	11/94	Faserzement-Produkte ; Druckrohre und Verbindungen
EN 512/A1	04/02	Faserzement-Produkte ; Druckrohre und Verbindungen ; Änderung A1
EN 545	09/02	Rohre, Formstücke, Zubehörteile aus duktilem Gusseisen und ihre Verbindungen für Wasserleitungen ; Anforderungen und Prüfverfahren
EN 736-1	01/95	Armaturen – Terminologie – Teil 1: Definition der Grundbauarten
EN 805	03/00	Wasserversorgung ; Anforderungen an Wasserversorgungssysteme und deren Bauteile außerhalb von Gebäuden
EN 806-1	12/01	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen; Teil 1: Allgemeines
EN 806-2	06/05	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen; Teil 2: Planung
EN 806-3	07/06	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen; Teil 3: Berechnung der Rohrrinnendurchmesser – vereinfachtes Verfahren
EN 806-4	06/10	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen; Teil 4: Installation
EN 806-5	04/12	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen; Teil 5: Betrieb und Wartung
EN 878	09/04	Produkte zur Aufbereitung von Wasser für menschlichen Gebrauch; Aluminiumsulfat
EN 901	06/07	Produkte zur Aufbereitung von Wasser für menschlichen Gebrauch; Natriumhypochlorit
EN 1017	04/08	Produkte zur Aufbereitung von Wasser für menschlichen Gebrauch; halbgebrannter Dolomit

DIN	Ausgabe	Titel
EN ISO 1043	03/12	Kunststoffe – Kennbuchstaben und Kurzzeichen – Teil 1: Basis-Polymere und ihre besonderen Eigenschaften
1045-2	08/08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton, Spannbeton – Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
1045-3	03/12	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton, Spannbeton – Teil 3: Bauausführung
1045-4	02/12	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton, Spannbeton – Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen
1045-100	12/11	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton, Spannbeton – Teil 100: Ziegeldecken
1048-T.1-5	06/91	Prüfverfahren für Beton
EN 1092-1	09/08	Flansche und ihre Verbindungen ; runde Flansche für Rohre, Armaturen, Formstücke und Zubehör; Teil 1: Stahlflansche, nach PN bezeichnet
EN 1092-2	06/97	Flansche und ihre Verbindungen ; runde Flansche für Rohre, Armaturen, Formstücke und Zubehör; Teil 2: Gusseisenflansche, nach PN bezeichnet
EN ISO 1127	03/97	Nichtrostende Stahlrohre
1239	02/99	Schachtabdeckungen für Brunnenschächte, Quelfassungen und andere Bauwerke der Wasserversorgung ; Baugrundsätze
EN 1444	03/01	Faserzement-Rohrleitungen ; Hinweise für die Verlegung und bauseitige Bearbeitung
EN ISO 1452-1	04/10	Kunststoff-Rohrleitungssysteme für die Wasserversorgung; weichmacherfreies Polyvinylchlorid (PVC-U); Teil 1: Allgemeines
EN ISO 1452-2	04/10	Kunststoff-Rohrleitungssysteme für die Wasserversorgung; weichmacherfreies Polyvinylchlorid (PVC-U); Teil 2: Rohre
EN ISO 1452-3	04/10	Kunststoff-Rohrleitungssysteme für die Wasserversorgung; weichmacherfreies Polyvinylchlorid (PVC-U); Teil 3: Formstücke
EN 1717	08/11	Schutz des Trinkwassers vor Verunreinigungen in Trinkwasser-Installationen und allgemeine Anforderungen an Sicherheitseinrichtungen zur Verhütung von Trinkwasser-Verunreinigungen durch Rückfließen
EN 1905	02/99	Kunststoff-Rohrleitungssysteme; Rohre, Formstücke und Werkstoffe aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U); Verfahren zur Bestimmung des PVC-Gehaltes auf der Basis des Gesamtchlorgehaltes
1988-1	12/88	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen (TRWI); Allgemeines; Technische Regel des DVGW

DIN	Ausgabe	Titel
1988-100	08/11	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen – Teil 100: Schutz des Trinkwassers, Erhaltung der Trinkwassergüte; Technische Regel des DVGW
1988-200	05/12	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen – Teil 200: Installation Typ A (geschlossenes System) – Planung, Bauteile, Apparate, Werkstoffe; Technische Regel des DVGW
1988-300	05/12	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen – Teil 300: Ermittlung der Rohrdurchmesser; Technische Regel des DVGW
1988-500	02/11	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen – Teil 500: Druckerhöhungsanlagen mit drehzahlgeregelten Pumpen; Technische Regel des DVGW
1988-600	12/10	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen – Teil 600: Trinkwasser-Installationen in Verbindung mit Feuerlösch- und Brandschutzanlagen; Technische Regel des DVGW
1989-1	04/02	Regenwassernutzungsanlagen – Teil 1: Planung, Ausführung, Betrieb und Wartung
1989-2	08/04	Regenwassernutzungsanlagen – Teil 2: Filter
1998	05/78	Unterbringung von Leitungen und Anlagen in öffentlichen Flächen; Richtlinien für die Planung
2000	10/00	Zentrale Trinkwasserversorgung; Leitsätze für Anforderungen an Trinkwasser, Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung der Versorgungsanlagen
2001-1	05/07	Trinkwasserversorgung aus Kleinanlagen und nicht ortsfesten Anlagen – Teil 1: Kleinanlagen – Leitsätze für Anforderungen an Trinkwasser, Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung der Anlagen; Technische Regel des DVGW
2425-1	08/75	Planwerke für die Versorgungswirtschaft, die Wasserwirtschaft und für Fernleitungen; Rohrnetzpläne der öffentlichen Gas- und Wasserversorgung
2425-3	05/80	Planwerke für die Versorgungswirtschaft, die Wasserwirtschaft und für Fernleitungen; Pläne für Rohrfernleitungen
2460	04/07	Stahlrohre für Wasserleitungen
2880	01/99	Anwendung von Zementmörtel-Auskleidung für Gussrohre, Stahlrohre und Formstücke
4023	02/06	Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Bohrungen und sonstigen direkten Aufschlüssen

DIN	Ausgabe	Titel
4030-T.1	06/08	Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase; Grundlagen und Grenzwerte
4034-T.2	08/11	Schächte aus Beton- und Stahlbetonfertigteilen – Teil 2: Schächte für Brunnen- und Sickeranlagen – Maße, Technische Lieferbedingungen
4044	07/80	Hydromechanik im Wasserbau; Begriffe
4046	09/83	Wasserversorgung; Begriffe
4049-1	12/92	Hydrologie; Grundbegriffe
4049-2	04/90	Hydrologie; Begriffe der Gewässerbeschaffenheit
4049-3	10/94	Hydrologie; Begriffe zur quantitativen Hydrologie
4066	07/97	Hinweisschilder für die Feuerwehr
4067	11/75	Wasser; Hinweisschilder, Orts-Wasserverteilungs- und Wasserfernleitungen
4124	01/12	Baugruben und Gräben, Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten
4271-1	08/98	Schachtabdeckungen; Klasse B 125; Teil 1: Zusammenstellung
4271-2	08/98	Schachtabdeckungen; Klasse B 125; Teil 2: Rahmen
4271-3	08/98	Schachtabdeckungen; Klasse B 125; Teil 3: Deckel
4810	09/91	Druckbehälter aus Stahl für Wasserversorgungsanlagen
4918	09/89	Nahtlose Bohrrohre mit Gewindeverbindungen für verrohrte Bohrungen
4922-1	02/78	Stahlfilterrohre für Bohrbrunnen mit Schlitzbrückenlochung und Laschenverbindung
4924	08/98	Sande und Kiese für den Brunnenbau; Anforderungen und Prüfungen
4925-1	04/99	Filter- und Vollwandrohre aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U) für Brunnen; Teil 1: DN 35 bis DN 100 mit Whitworth-Rohrgewinde
4925-2	04/99	Filter- und Vollwandrohre aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U) für Brunnen; Teil 2: DN 100 bis DN 200 mit Trapezgewinde
4925-3	04/99	Filter- und Vollwandrohre aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U) für Brunnen; Teil 3: DN 250 bis DN 400 mit Trapezgewinde
ISO 5667-5	02/2011	Wasserbeschaffenheit – Probenahme – Teil 5: Anleitung zur Probenahme von Trinkwasser aus Aufbereitungsanlagen und Rohrnetzsystemen
ISO 8044	11/99	Korrosion von Metallen und Legierungen; Grundbegriffe und Definitionen

DIN	Ausgabe	Titel
8061	10/09	Rohre aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U); Allgemeine Qualitätsanforderungen
8062	10/09	Rohre aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U, PVC-HI); Maße
8063-1	12/86	Rohrverbindungen und Rohrleitungsteile für Druckrohrleitungen aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U); Teil 1: Muffen- und Doppelmuffenbogen; Maße
8063-4	09/83	Rohrverbindungen und Rohrleitungsteile für Druckrohrleitungen aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U); Teil 4: Bunde, Flansche, Dichtungen; Maße
8063-5	10/99	Rohrverbindungen und Rohrleitungsteile für Druckrohrleitungen aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U); Teil 5: Allgemeine Qualitätsanforderungen, Prüfungen
8063-12	01/87	Rohrverbindungen und Rohrleitungsteile für Druckrohrleitungen aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U); Teil 12: Flansch- und Steckmuffenformstücke, Maße
8074	12/11	Rohre aus Polyethylen (PE); PE 80, PE 100 – Maße
8075	12/11	Rohre aus Polyethylen (PE) – PE 80, PE 100 – Allgemeine Güteanforderungen, Prüfungen
EN 10224	12/05	Rohre und Fittings aus unlegierten Stählen für den Transport wässriger Flüssigkeiten einschließlich Trinkwasser; Technische Lieferbedingungen
EN 10253-T.2	09/08	Formstücke zum Einschweißen – Teil 2: Unlegierte und legierte ferritische Stähle mit besonderen Prüfanforderungen
EN 10253-T.4	06/08	Formstücke zum Einschweißen – Teil 4: Austenitische und austenitisch-ferritische (Duplex-)Stähle mit besonderen Prüfanforderungen
EN 10298	12/05	Stahlrohre und Formstücke für erd- und wasserverlegte Rohrleitungen – Zementmörtel-Auskleidung
EN 10311	08/05	Verbindungen für Stahlrohre und Fittings für den Transport von Wasser und anderen wässrigen Flüssigkeiten
ISO 10928	09/09	Kunststoff-Rohrleitungssysteme ; Rohre und Formstücke aus glasfaserverstärkten Kunststoffen (GFK); Verfahren zur Regressionsanalyse und deren Anwendung
EN 12201-2	11/11	Kunststoff-Rohrleitungssysteme für die Wasserversorgung; Polyethylen (PE); Teil 2: Rohre
EN 12201-3	11/11	Kunststoff-Rohrleitungssysteme für die Wasserversorgung; Polyethylen (PE); Teil 3: Formstücke
EN 12723	09/00	Flüssigkeitspumpen ; Allgemeine Begriffe für Pumpen und Pumpenanlagen; Definitionen, Größen, Formelzeichen und Einheiten

DIN	Ausgabe	Titel
EN 12842	08/00	Duktile Gussformstücke für PVC-U-oder PE-Rohrleitungssysteme; Anforderungen und Prüfverfahren
EN 12903	07/09	Produkte zur Aufbereitung von Wasser für den menschlichen Gebrauch; Pulver-Aktivkohle
EN 12904	06/05	Produkte zur Aufbereitung von Wasser für den menschlichen Gebrauch; Quarzsand und Quarzkies
EN 12909	01/06	Produkte zur Aufbereitung von Wasser für den menschlichen Gebrauch; Anthrazit
EN 12915-T.1	01/09	Produkte zur Aufbereitung von Wasser für den menschlichen Gebrauch; Frisch granulierten Aktivkohle
EN 12915-T.2	02/09	Produkte zur Aufbereitung von Wasser für den menschlichen Gebrauch; Reaktivierte granulierten Aktivkohle
EN 14154-T.1	06/11	Wasserzähler – Teil 1: Allgemeine Anforderungen
EN 14154-T.2	06/11	Wasserzähler – Teil 2: Einbau und Voraussetzungen für die Verwendung
EN 14154-T.3	06/11	Wasserzähler – Teil 3: Prüfverfahren und -einrichtungen
EN 14339	10/05	Unterflurhydranten (mit Berichtigung von 07/07)
EN 14384	10/05	Überflurhydranten (mit Berichtigung von 07/07)
EN 14628	01/06	Rohre, Formstücke und Zubehörteile aus duktilem Gusseisen – Polyethylenumhüllung von Rohren – Anforderungen und Prüfverfahren
EN 15542	06/08	Rohre, Formstücke und Zubehör aus duktilem Gusseisen – Zementmörtelumhüllung von Rohren – Anforderungen und Prüfverfahren
16869	12/95	Rohre aus glasfaserverstärktem Polyesterharz (UP-GF); geschleudert, gefüllt
16892	07/00	Rohre aus vernetztem Polyethylen hoher Dichte (PE-X); Allgemeine Güteanforderungen, Prüfung
16893	09/00	Rohre aus vernetztem Polyethylen hoher Dichte (PE-X); Maße
19605	04/95	Festbettfilter zur Wasseraufbereitung; Aufbau und Bestandteile
19606	09/10	Chlorgasdosieranlagen zur Wasseraufbereitung; Anlagenaufbau und Betrieb
28601	06/00	Rohre und Formstücke aus duktilem Gusseisen; Schraubmuffenverbindungen; Zusammenstellung, Muffen, Schraubringe, Dichtungen und Gleitringe
28602	05/00	Rohre und Formstücke aus duktilem Gusseisen; Stopfbuchsenmuffen-Verbindungen; Zusammenstellung, Muffen, Stopfbuchsenringe, Dichtungen, Hammerschrauben und Muttern,
28603	05/02	Rohre und Formstücke aus duktilem Gusseisen; Steckmuffen-Verbindungen; Zusammenstellung, Muffen und Dichtungen

DIN	Ausgabe	Titel
28650	11/99	Formstücke aus duktilem Gusseisen; Bögen 30°, EN-Stücke, MI-Stücke, IT-Stücke; Anwendung, Maße
30670	04/12	Umhüllung von Stahlrohren und -formstücken aus Stahl mit Polyethylen
30674-3	03/01	Umhüllung von Rohren aus duktilem Gusseisen; Teil 3: Zink-Überzug mit Deckbeschichtung
30674-5	03/85	Umhüllung von Rohren aus duktilem Gusseisen; Polyethylen-Folienumhüllung
30675-1	09/92	Äußerer Korrosionsschutz von erdverlegten Rohrleitungen; Schutzmaßnahmen und Einsatzbereiche bei Rohrleitungen aus Stahl
38404-5	07/09	Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung; Physikalische und physikalisch-chemische Kenngrößen (Gruppe C); Teil 5: Bestimmung des pH-Wertes (C 5)
38404-10	04/95	Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung; Physikalische und physikalisch-chemische Kenngrößen (Gruppe C); Teil 10: Calcit-Sättigung eines Wassers (C 10)
50900-2	06/02	Korrosion der Metalle; Begriffe; Teil 2: elektrochemische Begriffe
50929-1	09/85	Korrosion der Metalle; Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe bei äußerer Korrosionsbelastung; Teil 1: Allgemeines
50929-2	09/85	Korrosion der Metalle; Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe bei äußerer Korrosionsbelastung; Teil 2: Installationsteile innerhalb von Gebäuden
50929-3	09/85	Korrosion der Metalle; Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe bei äußerer Korrosionsbelastung; Teil 3: Rohrleitungen und Bauteile in Böden und Wässern
50930-6	08/01	Korrosion der Metalle – Korrosion metallischer Werkstoffe im inneren von Rohrleitungen, Behältern und Apparaten bei Korrosionsbelastung durch Wasser – Teil 6: Beeinflussung der Trinkwasserbeschaffenheit.

Sachverzeichnis

A

Abfluss
– oberirdischer 25, 34 f., 257
– unterirdischer 25
Abflusshöhe 34
Ablaufplan für ein Wasserwerk 172
Absenktrichter (Brunnen) 37
Absetzbecken 114 f., 127
Absperrrarmatur 279 f., 322
Absperreinrichtung 249, 279
Accelerator 127 f.
Adsorption 133, 171, 321
Aktivkohle 7, 99, 121, 142, 163, 171, 321 f.
Algenbildung 215
Aluminiumsulfat 127, 130, 327
Anbohrarmatur 285
Anforderungen an Trinkwasser 4
Anlagenförderhöhe 73, 173 f.
Anreicherungs-systeme 80
Anschlussleitung 2, 253, 268
AOX 99, 101
Armatur 173, 193, 208, 215, 216, 241, 253, 261, 268, 276 ff., 299, 301, 325 ff.
Asbestzement 261
Aufbereitung 114 f., 129 ff., 162 ff., 315 ff., 321, 327, 332
Aufhärtung 106, 148, 151

B

Bakterien 91, 93, 100, 160 f.
Basekapazität 96, 146 f., 152
Be- und Entgasung 142
Bedienungshaus für HB 213
Beharrungszustand 44
Belichtung 215
Belüftung 133, 135 f., 142 f., 154, 156

Beschaffenheit des Wassers

- bakteriologische 83, 87
- biologische 87
- chemische 83
- physikalische 87

Betriebsdruck 253
Bewegungsfugen in HB 211
Bewertungstemperatur 94
Bewilligung 303, 305, 309
Bohrbrunnen 67, 72, 313, 330
Bohrlochmessung 60
Bohrverfahren 47, 49 f.
Boyle-Mariotte 228
Brunnen, vollkommener 54, 65
Brunnenanlage 72
Brunnenausrüstung 47
Brunnenergiebigkeit 39
Brunnenkopf 47
Brunnenradius 38 f.
– mittlerer Brunnenradius 38 f.

C

Calcitlösekapazität 6, 94 f., 144
Calcium 97 f., 145, 151 f., 164 f., 314
Calciumcarbonatsättigung 95
chemische Entsäuerung 104, 135 f., 146
Chlordioxid 161 f., 300, 315
Chlorung 163
CKW 99
Cross 168 ff., 257, 263

D

Darcy-Weisbach 237
DEA s. Druckerhöhungsanlage
Denitrifikation 98, 114, 163, 171
Desinfektion 98, 100, 160 ff., 170, 300, 321

DIN-Normen 312, 327
 DOC 98
 Dolomit 105
 – halbgebrannter 106
 Dolomitfilter 147
 Drehstrom 183 ff.
 Drehzahl 175 ff., 181, 184
 Drosselklappe 124
 Druckbehälter 183, 196 f., 227 ff., 235, 330
 Druckerhöhungsanlage 196
 Druckerhöhungspumpe 196
 Druckhöhe 186
 Druckluft-Bohrhammer 50
 Druckzone 208, 249, 253, 272
 duktiles Gusseisen 261, 269
 Durchfluss bei PVC-Filterrohren 54
 Durchflussmesser 205
 Durchlässigkeitsbeiwert 28, 35, 38, 45
 Durchlaufbehälter 208
 DVGW-Arbeitsblätter 242

E

Eigenbetrieb 310
 Eigenesellschaft 310
 Eigenverbrauch der Wasserwerke 11
 Einstromgeschwindigkeit 63
 Eintrittsverlust 240
 Eintrittswiderstand 240
 Einzugsgebiet 27, 81
 Eisen 98 ff., 106 ff., 133 ff., 154, 160
 Eisenentfernung 98, 154
 Elektromotor 183, 185, 188
 Enteisungsanlage 314
 Entgasung 142 ff., 155 f.
 Enthärtung 163 ff., 314
 Entkeimung 161
 Entmanganung 132 ff., 315 f.
 Entsanden 72
 Entsäuerung 104 ff., 133 ff., 144 ff., 320 f.
 Erdalkalien 97, 152
 Erdbehälter 207, 220
 Ergiebigkeit 34, 39, 41, 58
 Erlaubnis 303 ff.
 Escherichia coli 91, 100
 Eutrophierung 130
 Evapotranspiration 25

F

Fällungsmittel 115
 Fallverdüsungsdoppelfilter 157 f.

Farbkennzeichnung von PE-Rohren 278
 Färbung 93, 101
 Faserzementrohre 242, 270 ff.
 fassbare Wassermenge 40
 Fassungsanlage für Grundwasser 83, 85
 Fassungsbereich (Schutzgebiete) 85
 Fehlmann-Verfahren 69, 71
 Feuerlöschreserve 220, 223
 Feuerlöschteich 207
 Feuerlöschwasser 215, 221
 Filter
 – Bau- und Betriebsmerkmal 126
 – Ein- und Mehrschichtfilter 118
 – Sande und Kiese 330
 Filterboden 60, 122, 124
 Filterbodendüse 123
 Filtereinbau 60
 Filterrohr 37, 39, 52, 58, 60 ff., 181
 Filterschlitz 52
 Filterspülung 117, 132, 160, 210, 315
 Filterwiderstand und Laufzeit 120
 Filterwirksamkeit 116 f., 166
 Filtration 116
 Flanschverbindung 270, 276
 Flockung 127, 130 f., 136 f., 155, 315, 321
 Flockungsmittel 127, 129 f., 309
 Flügelradwasserzähler 200
 fluktuierende Wassermenge 210, 220
 Flusswasser 75 ff., 81, 131
 Förderhöhe, geodätische 64, 73, 173
 Formstücke 241, 272 f., 324 ff., 331 ff.
 Formstückplan 218
 Freie Kohlensäure 96, 152
 Frequenz 183

G

Gasaustausch 102, 107, 114, 142, 144
 Gegenbehälter 192, 196, 209, 216 f.
 geophysikalische Messung 31
 Gesamthärte 101, 105, 145, 152
 Geschwindigkeitshöhe 174, 176, 186, 240,
 241, 246 f.
 grabenloses Verlegen von Rohren 289
 Grenzwerte der TrinkwV 91
 Großwasserzähler 199
 Grundwasser
 – Anreicherung 78
 – Begriffe 1
 – Entnahme 25
 – Fassungsanlage 67

- Ganglinie 32
- gespanntes 28
- Höhenlinie 32
- Leiter 32
- Messstelle 28
- Stockwerke 28
- uferfiltriertes 78
- Versorgung 21

H

Hagen-Poiseuille 238
Haltedruckhöhe 176
Härte 97
Härteerhöhung 106
Härtetabelle 97
Hauptleitung 243
Hausanschluss 5, 196, 253, 266 ff., 271 f.
Haushaltswasserbedarf 11
Hausinstallation 5 ff., 99, 268, 316
Hauswasserzähler 199 f., 203
Henry-Dalton 102
Hinweisschild 289, 330
Hochbehälter 1, 3, 24, 173, 192, 196, 203, 207 ff., 233, 247 ff.
Horizontalfilterbrunnen 47, 69, 71, 320
Huminstoffe 7, 98 f., 108, 132
Hydrant 269, 280, 285, 289, 322
Hydratation 87
Hydrogencarbonat 96
hydrologisches Dreieck 33
Hypochlorit 161, 321

I

induktives Durchflussmesser 205
Infektionsschutzgesetz 6, 100, 304, 309
Inkrustierung 7
integrale Rauigkeit 241
Ionen 87
Ionenaustauschverfahren 163
Ionenstärke 105 f.
Isohypsen 32 f.
Iterationsverfahren nach Cross 257

K

Kaliumpermanganat 98, 107, 109, 134, 140, 300, 321
Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht 91, 314, 317
Kalkmilch 105
Karbonathärte 105, 151

Kaskadenbelüftung 142
Kiesbelagfilter 58 f.
Kiesfilterbrunnen 55
Kiesschüttung 52, 65, 82
kinematische Zähigkeit 238
Kinetik der Entgasung 103
Kohlensäure

- Formen 91
- freie 96, 152
- gebundene 148
- überschüssige 152, 154, 157
- zugehörige 91, 104

Kolbenpumpe 3, 174, 175
Koloniezahl 93, 101
Kontinuitätsgleichung 35, 37, 39, 252
Konzentrationsangabe 88
Korngrößenverteilung 55, 319
Kornsummenkurve 52, 55 ff.
Korrosion 109 ff., 273, 277, 330, 333
Korrosionsschutz 111, 271, 273, 333
Kreisdüse 142 f.
Kreispumpe 174 ff., 225

- Regelung 176

Kreislauf des Wassers 25
Krümmersicherung 296 f.
Krümmerverlust 240
Kunststoff-Filterrohre 58
Kunststoffrohre 242
k-Wert 33, 35

L

Landeswassergesetz 100, 304 f.
Langsamfilter 118, 126, 161
längskraftschlüssige Verbindung 298
Laufrad 175 f.
Lebensmittel-, Bedarfsgegenstände- und Futtermittelgesetzbuch (LFGB) 6, 309
Lecksuche 12
Leistungsbedarf 177, 186 ff.
Lichtlot 44
Löschwasserbedarf 20
Löschwasserspeicher 207, 233
Löslichkeit von Gasen 102
Luft-Wasser-Spülung 118, 151

M

Magnesium 8, 97 f., 101, 164 f., 314
MAGNO-DOL 152
Mangan 93, 98, 101, 107, 109, 113, 121, 129 ff., 141, 154, 160

Manganentfernung 102, 107 ff., 134, 154
 Marmorfiltration 106, 117, 148
 Mauerdurchführung 268
 Mehrschichtfiltration 118, 315
 Membranverfahren 114, 116, 163 ff., 171
 Messtemperatur 94
 Metermengenwert 257, 260
 Mikrosiebe 115
 Mischwasser 106
 molare Masse 88 f.
 m-Wert 105 f., 128, 148, 151

N

Nassläufer 201
 Natriumhypochlorit 162, 327
 Natronlauge 105 f., 147 f., 151, 154
 Nenndruck 270
 Nennweite 58 f., 265, 270, 275, 281 f., 290 f.
 Nettoenergiehöhe (NPSH) 176, 186
 Niederschlag 25, 30, 34, 87
 Nitrat 77, 90, 92, 97, 101, 164, 171
 Nitratentfernung 114, 163
 Nitrit 92, 97, 161
 nutzbarer Behälterinhalt (Nutzinhalt) 226
 Nutzungsdauer von Versorgungsanlagen 3

O

Oberflächenwasser 29 f., 67, 74, 81, 114,
 162 ff., 207, 233, 315
 – Aufbereitungsverfahren 114
 oberirdischer Abfluss 25
 oligotrophes Gewässer 77
 organischer Stoff 98
 Oxidationsmittel 133, 161 f., 323
 Oxidator 144
 Ozonung 162

P

Parallelbetrieb von Pumpen 179
 pathogene Keime 99
 Phenole 7, 162
 Phosphate 77
 pH-Wert 94
 – bei Calcitsättigung 94
 Planungszeitraum 11, 17
 Polyethylen 268, 277, 322, 331 ff.
 Polyvinylchlorid 58, 261, 269, 322, 328,
 330 f.
 Porenvolumen 116
 Prandtl-Colebrook 238, 240 f.

Preussag-Verfahren 71
 Probenahme 31, 100, 317, 330
 Pro-Kopf-Verbrauch 9
 Prüfdruck 272, 296 ff.
 Pufferungskapazität 94 f., 106
 Pumpe für die Trinkwasserversorgung 174
 Pumpenbauarten 180
 Pumpenbemessung 150
 Pumpencharakteristik 180
 Pumpenkennlinie 176 ff., 190 f., 230
 Pumpensumpf 192 f., 233 f.
 Pumpversuch 42 ff., 308, 319
 Pumpwerke 191 f.
 p-Wert 96, 105 f.

Q

QH-Linie 176, 191
 Quarzfiltersand 117
 Quellfassung 82, 328
 Quellwasser 29 f., 74, 80 f.

R

Rammbrunnen 47 f.
 Ranney-Verfahren 69, 71
 Rechen 94
 Rechtsquelle 304, 309
 Redoxpotential 108, 134
 Reibungsverluste 178, 186 f., 225, 252, 255
 Reichweite nach Sichardt 38
 Reynolds-Zahl 237
 Riesler 143
 Ringkolbenzähler 200 f.
 Ringnetz
 – aufgeschnittenes 257
 – nach Cross 257
 Rohre
 – Faserzement 270
 – Gusseisen 273, 274
 – Kunststoff 279
 – Stahl 293
 Rohrgraben 291 f., 299
 Rohrkenlinie 178, 180, 190 f.
 Rohrleitung
 – Bau 291
 – Berechnung 190
 Rohrnetz
 – Berechnung 241, 249, 252, 324
 – Erhaltung 301
 – Materialien 310
 – Spülung 11

Rohrüberdeckung 299
Rohrverbindung 60, 253, 260
Rohwasser 24, 71, 75 ff., 98 ff., 135 f., 141 f.,
152, 160, 234
Rollenzählwerk 200
Rostwasser 110
Rotary-Bohrverfahren 48
Rückschlagklappe 182 f.

S

Sättigungsindex 94
Sauerstoff 87, 97, 101, 104, 107 ff. 132, 142,
157, 162
Saugbohrverfahren 61
Saughöhe 187 f.
Säurekapazität 95 f., 101, 135 f., 145 f., 152
Schichtquelle 80 f.
Schieber 69, 182 f., 197, 216, 240, 246 f.,
261, 269, 281, 289
Schieberkammer 213 ff.
Schlammbeseitigung 171
Schlitzbrückenfilter 59
Schnellfilter 116, 118, 122 ff., 156 f.
Schutzgebiet für Trinkwasser 78
Schweißen 270
Seewasser 76, 130
sensorischer Parameter 97
Sichardt 38 f.
Sickerfassung 67
Sieblinie 56, 63, 65, 119
Siebtrommel 114
Speicherinhaltsberechnung 227
spezifischer Wasserverbrauch 8
spezifischer Wasserverlust 11
Spiralgehäusepumpe 175, 181, 195 f.
Spülbohrverfahren 34, 47 f., 291, 293 f., 324
Stahlfilterrohre 58, 330
Stahlrohr 270 f., 277, 299, 328 f.
Stauquelle 81
Steckmuffen 270, 299, 332
Steigrohr 181 f.
Stickstoffaufbringung 86
Stoffmenge 88, 95
Straßenkappe 268
Straßenquerschnitt 289 f.
Stumpfschweißung 270
Stundenverbrauch, Bemessung 19
Sulfatentfernung 164

T

Talsperrenwasser 76, 128 f.
Temperatur 94 f.
Tiefbehälter 207, 219
Tiefe, Rohrgraben 291
Tillmans 91
TOC 93, 98
Transmissivität 28
Trinkwasser, Grenzwerte 91
Trinkwasseranalyse 98
Trinkwasserschutzgebiet 319
Trinkwasserverordnung (TrinkwV) 4 f.
304
Trockenfiltration 121, 136 f.
Trockenläufer 200
Trübung 7, 93, 101, 126, 165, 170, 253
Turbinenwasserzähler 203
TYTON-Verbindung 274, 276
Tyton-Verbindung 274

U

Überdeckung der Rohre 266
Überflurhydrant 286, 288, 332
Überlaufquelle 80 f.
Überwachung von Trinkwasseranlagen 5
Uferfiltrat 29 f., 75, 78 f., 131
Umkehrosmose 114, 164 f., 317
Umrechnung von Maßeinheiten 16
Ungleichförmigkeitsgrad 119
Unterflurhydrant 286 ff.
Untergrundbeschaffenheit 84
Unterwasserpumpe 60, 62, 181 f.
UV-Desinfektion 161, 322

V

Verästelungsnetz 249 f., 255, 257
Verbau, Rohrgraben 291
Verbrauchsmenge 153
Verbrauchsschwankung
– jährliche 170
– monatliche 207
– stündliche 2, 19
Verbrauchswert 11, 14, 23
Verdunstung 25 f., 30, 34
Verdüsung 103, 114, 142, 144, 183
Verkrustung 52
verrohrte Bohrung 330
Versickerung 78

Versorgungsdruck 196, 207 ff., 220, 232
Verwaltungsakt 309
Verwerfungsquelle 81
Volumenzähler 200

W

Wasser- und Bodenverband 310
Wasseraufbereitung, Hauptverfahren 113,
115
Wasserbedarf 21
Wasserbehälter, Einrichtungen 168
Wasserbehörde 309
Wassereinsparung 21
Wassergewinnung 55, 60 f., 183, 208, 225,
271, 310, 314, 317, 320
Wasserhaushalt 25 f., 306
Wasserhaushaltsgesetz 304 f.
Wasserkreislauf 25

Wassermengendauerlinie 3, 4
Wassermengenmessung 198 ff.
Wasserschutzgebiet 9, 295, 306 ff.
Wasserspeicherung 207, 322
Wasserturm 220
Wasserverbrauch 8
Wasserverlust 23, 208, 301 f., 306, 322
Wasserwerk, Systemskizze 159
Wasserzähler 182
Widerstandsbeiwert λ 237 f.
Wirkungsgrad 105, 147, 176, 188 f., 225
Woltmanzähler 203

Z

Zentralbehälter 208 f.
Zisternenwasser 78
Zubringerleitung 208, 210, 261, 264
zugfeste Rohrverbindung 270, 274