

Entwurf zum Fachgebiet Siedlungswasserbau
und Gewässerschutz
Studiengang Wasserwirtschaft und
Kulturtechnik - Vertiefungsrichtung
Siedlungswasserwirtschaft

cand.-ing. Arne Battermann
cand.-ing. Steffen Macke

20. Mai 2000

Inhaltsverzeichnis

1	Grundwerte	6
1.1	Grundwerte aus Anlage 1	6
1.2	Grundwasseranalyse SS 2000 aus Anlage 2	6
2	Bemessung der Brunnenreihe und der Rohrleitung U-Pumpe bis Wasserwerk	7
2.1	Wasserbedarf	7
2.1.1	Durchschnittlicher Tagesbedarf	7
2.1.2	Maximaler Tagesbedarf	7
2.1.3	Maximaler Stundenbedarf	8
2.1.4	Löschwasser	8
2.2	Bemessung der Brunnenreihe	8
2.2.1	Sieblinien	8
2.2.2	Brunnentiefe	9
2.2.3	Höhe des Ruhewasserspiegels	9
2.2.4	Schlitzweite	10
2.2.5	Maximale Absenkung	10
2.2.6	Filterdurchmesser	10
2.2.7	Ergiebigkeitsgleichung nach Dupuit-Thiem	10
2.2.8	Faßbare Wassermenge	11
2.2.9	Filterlänge	11
2.2.10	Anzahl der Brunnen	12
2.2.11	Brunnenabstand	12
2.3	Bemessung der Rohrleitung U-Pumpe bis Wasserwerk	13
2.3.1	Fließgeschwindigkeiten	13
2.3.2	Rauheiten	13

2.3.3	Bemessungsdurchflüsse	13
2.3.4	Steigleitungen	14
2.3.5	Rohrleitung vom Brunnen zur Sammelstelle	14
2.3.6	Rohrleitung von der Sammelstelle zum Wasserwerk	14
3	Überprüfung der Rohwasseranalyse nach den Vorgaben der Trinkwasserverordnung und erforderlicher pH-Wert des Trinkwassers	15
3.1	Vorgaben der Trinkwasserverordnung	15
3.2	Überprüfung der Analysewerte	15
3.2.1	Eisen und Mangan	15
3.2.2	Summe der Erdalkalien	15
3.2.3	Sulfat	16
3.2.4	Elektrische Leitfähigkeit	16
3.3	Überschüssige Kohlensäure	16
3.3.1	Ionenstärke	16
3.3.2	p-Wert	16
3.3.3	Vorhandenes freies Kohlendioxid	16
3.3.4	m-Wert	17
3.3.5	Hydrogencarbonate	17
3.3.6	Zugehöriger Kohlendioxidwert	17
3.3.7	Überschüssiges Kohlendioxid	17
3.4	Erforderlicher pH-Wert	17
3.4.1	pH-Wert bei Calcitsättigung	17
3.4.2	Δ pH-Wert	18
4	Auswahl und Begründung der Aufbereitungstechnik für das Grundwasser	18
4.1	Offene Belüftung	18
4.2	Zweischichtfilter	19
4.3	Desinfektion	19

5	Bemessung der Aufbereitungstechnik	19
5.1	Offene Belüftung	19
5.1.1	Wellbahnbelüfter	19
5.1.2	Abmessungen	19
5.2	Zweischichtfilter	20
5.2.1	Abmessungen	20
5.2.2	Materialmenge	20
5.2.3	Filterspülung	20
6	Reinwasserpumpen	21
6.1	Leitungen	21
6.1.1	Druckleitung	21
6.1.2	Saugleitung	22
6.2	Erforderliche Pumpenleistung	23
6.2.1	Geodätische Förderhöhe	23
6.2.2	Energiehöhenverluste über der Saugleitung	23
6.2.3	Energiehöhenverluste über der Druckleitung	24
6.2.4	Resultierende Anlagenförderhöhe	24
6.3	Pumpenwahl	24
6.3.1	Detaillierte Pumpenfabrikatsangaben der Fa. RITZ	25
6.3.2	NPSHA- und NPSHR-Wert	25
6.3.3	Leistungsbedarf der Pumpen	26
6.4	Elektromotoren	27
7	Bemessung des Hochbehälters	28
7.1	Bemessungsrelevante Parameter	28
7.2	Tabellarische Bemessung	29
7.3	Auswertung	29

8 Maßstabsgerechte Zeichnung des Hochbehälters	30
9 EDV-Berechnung eines Verteilungsnetzes	30
9.1 Annahmen	30
9.2 Bemessungsgrundsätze	31
9.3 Netzwerk	31
9.4 Berechnung mit ghydraulic	31
9.5 Berechnung mit Barthauer CROSS	32
9.6 Berechnung mit EPANET	33
9.7 Berechnung mit Pipe 2000	33
9.8 Vergleich der Berechnungen	34
10 Erläuterungsbericht	34
10.1 Brunnen	34
10.2 Aufbereitung	35
10.3 Reinwasserpumpen	35
10.4 Hochbehälter	35
10.5 Rohrnetzberechnung	35
A ghydraulic XML Daten	39
B Pipe 2000 Berechnungsprotokoll	40
C Barthauer Cross Berechnungsprotokoll	46
D Übersicht Hochbehälter	47
E Details Hochbehälter	48

1 Grundwerte

Die folgenden Grundwerte wurden der Aufgabenstellung entnommen.

1.1 Grundwerte aus Anlage 1

Einwohnerzahl: 23155

$$\frac{115775}{5} = 23155$$

Zieljahr: 2015

	m NN
Brunnenreihe	80
undurchlässige Sohle	10
Ruhewasserspiegel	35
Wasserwerksgelände	105
max. Wasserstand im Hochbehälter	130

Tabelle 1: Geländehöhen

Tabelle 1 enthält die vorgegebenen Geländehöhen.

Entfernung des ersten Brunnen zum Wasserwerk: 2,5 km

Entfernung Wasserwerk zum Hochbehälter: 8,5 km

1.2 Grundwasseranalyse SS 2000 aus Anlage 2

Tabelle 2 enthält die in Anlage 2 der Aufgabenstellung vorgegebenen Ergebnisse der Grundwasseranalyse.

pH-Wert	7,0
Säurekapazität bis pH = 4,3	0,8320 mmol/l
Basekapazität bis pH = 8,2	0,2000 mmol/l
Calcium	0,7643 mmol/l
Magnesium	0,1691 mmol/l
Sulfat	0,4288 mmol/l
Eisen (zweiwertig)	2,5 mg/l
Mangan	0,8 mg/l
Temperatur	10 °C
Sauerstoffgehalt	0 mg/l
Elektrische Leitfähigkeit bei 25 °C	312 μ S/cm

Tabelle 2: Grundwasseranalyse SS 2000

2 Bemessung der Brunnenreihe und der Rohrleitung U-Pumpe bis Wasserwerk

2.1 Wasserbedarf

2.1.1 Durchschnittlicher Tagesbedarf

Da keine weiteren Angaben zu Großverbrauchern oder dem Ort der zu planenden Wasserversorgung gemacht wurden, gehen wir von Anhaltswerten aus. Mit 23155 Einwohnern liegt eine Mittelstadt vor, in der Literatur findet sich hierfür ein spezifischer durchschnittlicher Verbrauch von 190 Litern pro Einwohner und Tag [4]. Bei genaueren Angaben wäre eventuell eine Prognose für das Zieljahr 2015 möglich, im Rahmen dieser Ausarbeitung wird jedoch darauf verzichtet. Ebenso wird auf eine Prognose der Bevölkerung für das Zieljahr verzichtet.

$$mQ_{d,Anhaltswert} = 23155E \cdot 0,190 \frac{m^3}{d \cdot E} = 4400 \frac{m^3}{d}$$

Als Eigenbedarf der Wasserversorgung werden 1,5% für Rohrnetz- und Filterspülungen und 4,0% Wasserverluste angesetzt.

$$mQ_d = 1,055 \cdot mQ_{d,Anhaltswert} = 4642 \frac{m^3}{d}$$

2.1.2 Maximaler Tagesbedarf

Der Spitzenfaktor f_d beträgt 1,8 für eine Mittelstadt [4].

$$\max Q_d = f_d \cdot mQ_d = 1,8 \cdot 4642 \frac{m^3}{d} = 8356 \frac{m^3}{d}$$

2.1.3 Maximaler Stundenbedarf

Der Spitzenfaktor f_h beträgt 3,0 für eine Mittelstadt [4].

$$\max Q_h = \frac{Q_d}{86,4} \cdot f_h = \frac{4642}{86,4} \cdot 3,0 = 161 \frac{l}{s}$$

2.1.4 Löschwasser

Der mit Löschwasserbedarf entstehende Spitzenbedarf setzt sich auch dem durchschnittlichen stündlichen Bedarf und dem Löschwasserbedarf zusammen. In den Kern-, Industrie- und Gewerbegebieten der Mittelstadt beträgt der Feuerlöschbedarf 53,3 l/s [5].

$$mQ_h = \frac{mQ_d}{86,4} = \frac{4642}{86,4} = 53,7 \frac{l}{s}$$

$$\max Q_{h, Feuer} = mQ_h + Q_{Feuer} = 53,7 + 53,3 = 107 \frac{l}{s}$$

Der unter 2.1.3 berechnete maximale Stundenbedarf ist maßgebend.

Bei der Hochbehälterbemessung wird der Löschwasserverbrauch nicht berücksichtigt, da der Gesamtverbrauch größer als 2000 m³/d ist [8].

2.2 Bemessung der Brunnenreihe

Die Brunnen werden als vollkommene Brunnen geplant.

2.2.1 Sieblinien

Ungleichförmigkeitsgrade

$$U_1 = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,26}{0,13} = 2,0$$

$$U_2 = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,43}{0,14} = 3,0$$

$$U_3 = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,60}{0,25} = 2,4$$

Da der Ungleichförmigkeitsgrad für alle Sieblinien kleiner oder gleich 3 ist, wird d_{80} mit einem Filterfaktor von 4-5 maßgebend. Gewählt wird ein Filterfaktor von 4,5. Der Kennkorndurchmesser beträgt 0,35 mm für die maßgebende Sieblinie 1.

$$d_{80} = 0,35 mm$$

Der Schüttkorndurchmesser ergibt sich aus der Multiplikation von Kennkorndurchmesser und Filterfaktor:

$$0,35 \cdot 4,5 = 1,575 \text{ mm}$$

Es wird ein Filtersand $> 1,0$ bis $2,0$ mm für die Außenschüttung gewählt, die Körnung der Schüttung am Filterrohr wird $> 5,6$ bis $8,0$ mm gewählt^[10]¹. Die Schichtdicke wird in beiden Fällen zu 80 mm gewählt.

Der k-Wert ergibt sich nach Hazen wie folgt:

$$k = 0,0116 \cdot d_{10}^2 = 0,0116 \cdot 0,13^2 = 0,000196 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

2.2.2 Brunnentiefe

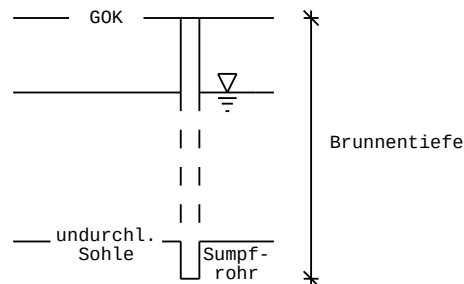


Abbildung 1: Brunnentiefe

Die Brunnentiefe ergibt sich aus der Distanz von der Geländeoberkante Brunnenreihe zur undurchlässigen Sohle plus der Länge des Sumpfrohrs, das sich in der undurchlässigen Sohle anschließt. Ein bis zwei Meter sind übliche Längen für Sumpfrohre (Abbildung 1).

$$80-10+2 = 72 \text{ m}$$

2.2.3 Höhe des Ruhewasserspiegels

Die Höhe H des Ruhewasserspiegels ergibt sich aus der Distanz der NN-Höhen des Ruhewasserspiegels und der undurchlässigen Sohle.

$$H = 35-10 = 25 \text{ m}$$

¹Nach Absprache mit dem Prüfer wurde die Fassung der Norm aus dem Jahr 1972 statt der Neufassung aus dem Jahr 1998 verwendet.

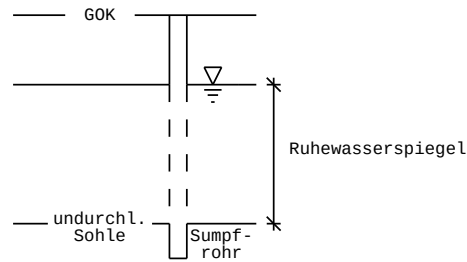


Abbildung 2: Ruhewasserspiegel

2.2.4 Schlitzweite

Für ein Filterkorn bis 8,0 mm beträgt die maximale Schlitzweite der Filterrohre 3,0 mm [4].

2.2.5 Maximale Absenkung

Die maximale Absenkung für wassererfüllte Schichten geringer Mächtigkeit sollte beschränkt werden [4].

$$\max s = 0,15 \cdot H = 0,15 \cdot 25 = 3,75m$$

2.2.6 Filterdurchmesser

Zwei Kriterien bestimmen die Wahl des Filterdurchmessers: Betrieb und Einbau der U-Pumpe, sowie die Gewährleistung des laminaren Strömens im Bereich der Filteröffnungen. Gewählt wird ein Filterdurchmesser von 400 mm. Der Bohrlochdurchmesser sollte das Zweieinhalbfache des Filterrohrdurchmessers betragen [4], er ergibt sich somit zu 1000 mm. Daraus resultiert der folgende mittlere Brunnenradius:

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

Der Durchfluß der Filterrohre pro m Länge beträgt 17 m³/h wenn die Eintrittsgeschwindigkeit 3 cm/s beträgt [4].

2.2.7 Ergiebigkeitsgleichung nach Dupuit-Thiem

Die Ergiebigkeitsgleichung nach Dupuit-Thiem lautet [3]:

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

Mit den folgenden Einheiten: Die Ergiebigkeit Q in m^3/s , die Absenkung s , die Höhe H des Grundwasserspiegels über der Grundwassersohle und den mittleren Brunnenradius r in m , sowie der Durchlässigkeitsbeiwert in m/s .

Da kein Wert für die Gebirgsdurchlässigkeit vorliegt, wird im folgenden näherungsweise der k -Wert verwendet. Die Richtigkeit dieser Näherung, insbesondere im Hinblick auf die sich einstellende Absenkungen muß mit einem Pumpversuch geprüft werden.

$$Q = (2 \cdot 25 - 3,75) \cdot 3,75 \cdot \frac{\pi \cdot 0,000196}{\ln \frac{3000 \cdot 3,75 \cdot \sqrt{0,000196}}{0,350}} = 0,0175 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

2.2.8 Faßbare Wassermenge

Die faßbare Wassermenge läßt sich mit nachstehender Formel ermitteln [4]:

$$Q_f = \frac{2}{15} \cdot \pi \cdot r \cdot h \cdot \sqrt{k_f}$$

Dabei ist h die Höhe des abgesenkten Grundwasserspiegels über der Grundwassersohle in m . Die faßbare Wassermenge Q_f in ergibt sich in m^3/s . Übrige Einheiten wie unter 2.2.7.

$$Q_f = \frac{2}{15} \cdot \pi \cdot 0,350 \cdot (25 - 3,75) \cdot \sqrt{0,000196} = 0,0436 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

2.2.9 Filterlänge

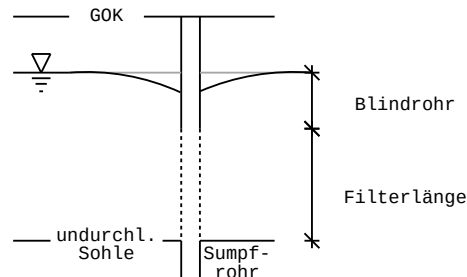


Abbildung 3: Filterlänge

Die Filterlänge läßt sich aus der Distanz vom Ruhewasserspiegel zur undurchlässigen Sohle abzüglich der Wasserspiegelabsenkung und der Länge des im Bereich der Unterwasserpumpe eingebauten Blindrohres ermitteln (Abbildung 3). Die Länge des Blindrohres wird mit 5 m gewählt. Die maximale Absenkung wird ein Sicherheitszuschlag von 1,25 m erhöht, da der k -Wert nur näherungsweise

bestimmt wurde und keine Gebirgsdurchlässigkeit vorliegt.

$$l_{Filter} = 25 - 3,75 - 1,25 - 5 = 15m$$

Unter 2.2.6 wurde der maximale Durchfluß pro m Filterrohr mit $17 \text{ m}^3/\text{h}$ bestimmt. Mit diesem Wert kann man den maximalen Durchfluß durch den gesamten Filter berechnen:

$$Q_{Filter} = l_{Filter} \cdot \frac{17m^3}{h \cdot m} = 15 \cdot 17 = 255 \frac{m^3}{h} = 0,0708 \frac{m^3}{s}$$

Dieser Wert liegt über der Ergiebigkeit, so daß der Filter ausreichend dimensioniert ist.

2.2.10 Anzahl der Brunnen

Für die geplante Wasserversorgung wurde eine Pumpzeit von 18 h gewählt (s. 6.1). Mit dem maximalen Tagesbedarf aus 2.1.2 ergibt sich die erforderliche stündliche Wassermenge:

$$erf Q_h = \frac{mqxQ_d}{t_B} = \frac{8356 \frac{m^3}{d}}{18 \frac{h}{d}} = 464 \frac{m^3}{h}$$

Die Ergiebigkeit der einzelnen Brunnen ist der maßgebende Wert, sie wurde unter 2.2.7 mit $0,0175 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt, das entspricht $63 \text{ m}^3/\text{h}$. Damit läßt sich die erforderliche Anzahl an Brunnen ermitteln:

$$n = \frac{erf Q_h}{Q_{h, \text{Brunnen}}} = \frac{464}{63} = 8$$

Mit einem zusätzlichen Reservebrunnen [12] ergeben sich 9 Brunnen. Im Folgenden wird mit $n=8$ Brunnen gerechnet, der Reservebrunnen soll im normalen Betrieb nicht genutzt werden.

2.2.11 Brunnenabstand

Die Reichweite der Absenkung ergibt sich nach Sichardt wie folgt [4]:

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k_f} = 3000 \cdot 3,75 \cdot \sqrt{0,000196} = 157,5m$$

Der Abstand der Brunnen sollte mindestens das Doppelte der Reichweite der Absenkung betragen, damit sich die Brunnen nicht gegenseitig beeinflussen:

$$erf A = 2 \cdot R = 2 \cdot 157,5 = 315m$$

Es wird ein Brunnenabstand von 350 m gewählt.

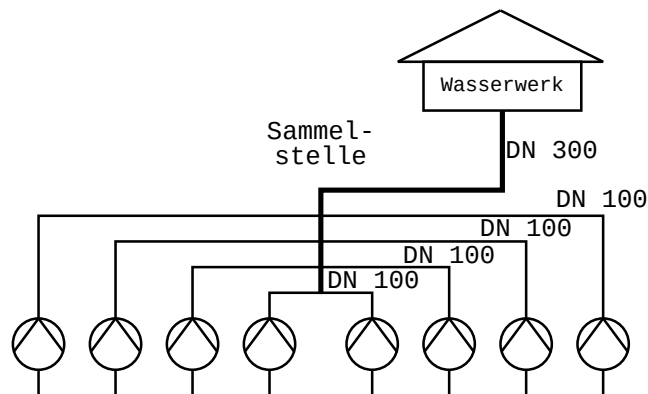


Abbildung 4: Pumpschema Brunnenreihe

2.3 Bemessung der Rohrleitung U-Pumpe bis Wasserwerk

Abbildung 4 zeigt das Pumpschema sowie die Durchmesser von Steigleitungen und Sammelleitung.

2.3.1 Fließgeschwindigkeiten

Leitung	v in m/s
Pumpendruckleitungen als Steigleitung im Brunnen	1,5 bis 2,5
Pumpendruckleitungen	1,0 bis 2,0
Pumpensaugleitungen	0,5 bis 1,0

Tabelle 3: Fließgeschwindigkeiten in Pumpenleitungen

Die in Tabelle 3 aufgeführten Richtwerte liegen der folgenden Bemessung zugrunde, sie wurden [9] entnommen.

2.3.2 Rauheiten

Eine integrale Rauheit von 0,4 mm wird angesetzt [13].

2.3.3 Bemessungsdurchflüsse

Mit den in 2.1.1 und 2.1.2 ermittelten Werten ergeben sich pro Brunnen:

$$mQ_{d,Brunnen} = \frac{mQ_d}{n} = \frac{4642 \frac{m^3}{d \cdot 18 \frac{h}{d}}}{8} = 32,2 \frac{m^3}{h}$$

$$\max Q_{d, \text{Brunnen}} = \frac{\max Q_d}{n} = \frac{8356 \frac{\text{m}^3}{\text{d} \cdot 18 \frac{\text{h}}{\text{d}}}}{8} = 58,0 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}$$

2.3.4 Steigleitungen

Die Steigleitung wird als DN 100 ausgebildet. Die Geschwindigkeiten und Energiegefälle, die sich für den mittleren und maximalen Durchfluß einstellen, lassen sich Tabelle 4 entnehmen.

	v in m/s	I in m/km
mQ_d	1,14	14,5
$\max Q_d$	2,05	44,9

Tabelle 4: Kennwerte Steigleitungen

2.3.5 Rohrleitung vom Brunnen zur Sammelstelle

Die Rohrleitung vom Brunnen zur Sammelstelle wird als DN 100 ausgeführt. Die Geschwindigkeiten und Energiegefälle, die sich für den mittleren und maximalen Durchfluß einstellen, lassen sich Tabelle 5 entnehmen.

	v in m/s	I in m/km
mQ_d	1,14	14,5
$\max Q_d$	2,05	44,9

Tabelle 5: Kennwerte Rohrleitung Brunnen-Sammelstelle

2.3.6 Rohrleitung von der Sammelstelle zum Wasserwerk

Die Rohrleitung von der Sammelstelle zum Wasserwerk wird als DN 300 ausgebildet. Die Geschwindigkeiten und Energiegefälle, die sich für den mittleren und maximalen Durchfluß einstellen, lassen sich Tabelle 6 entnehmen.

	v in m/s	I in m/km
mQ_d	1,01	2,98
$\max Q_d$	1,82	9,24

Tabelle 6: Kennwerte Rohrleitung Sammelstelle-Wasserwerk

3 Überprüfung der Rohwasseranalyse nach den Vorgaben der Trinkwasserverordnung und erforderlicher pH-Wert des Trinkwassers

3.1 Vorgaben der Trinkwasserverordnung

Parameter	Grenzwert(e)
pH-Wert	6,5-8,0
Calcium	400 mg/l
Magnesium	50 mg/l
Sulfat	240 mg/l
Eisen (zweiwertig)	0,2 mg/l
Mangan	0,05 mg/l
Temperatur	25 ° C
Elektrische Leitfähigkeit bei 25 °C	2000 μ S/cm

Tabelle 7: Vorgaben der Trinkwasserverordnung

Es wird davon ausgegangen, daß die nicht aufgeführten Parameter - insbesondere die Mikrobiologischen - des Rohwassers die Vorgaben der Trinkwasserverordnung einhalten. Die in Tabelle 7 aufgeführten Vorgaben sind ein Auszug aus der Anlage 4 der TrinkwV in der Fassung vom 5. Dezember 1990 [2]. Sie gelten für das (aufbereitete) Trinkwasser.

3.2 Überprüfung der Analysewerte

3.2.1 Eisen und Mangan

Die Werte für Eisen und Mangan liegen deutlich über den Grenzwerten der Trinkwasserverordnung. Eine entsprechende Aufbereitung ist vorzusehen (s. Abschnitt 4).

3.2.2 Summe der Erdalkalien

Die Stoffmengenkonzentration für Magnesium von 0,1691 mmol/l läßt sich wie folgt in eine Massenkonzentration umrechnen:

$$\beta(Mg^{2+}) = 0,1691 \frac{mmol}{l} \cdot 28 \frac{g}{mol} = 4,73 \frac{mg}{l}$$

Analog ergibt sich die Massenkonzentrationen für Calcium:

$$\beta(Ca^{2+}) = 0,7643 \frac{mmol}{l} \cdot 40,1 \frac{g}{mol} = 30,65 \frac{mg}{l}$$

Die Konzentrationen von Magnesium und Calcium liegen somit unter den Grenzwerten der Trinkwasserverordnung. Die Summe der Erdalkalien beträgt 0,933 mmol/l. Damit handelt es sich um ein weiches Wasser [4], das als Trinkwasser gut geeignet ist.

3.2.3 Sulfat

Die Sulfat-Konzentration liegt unter dem Grenzwert der Trinkwasserverordnung.

$$\beta(SO_4^{2-}) = 0,4288 \frac{mmol}{l} \cdot 96 \frac{g}{mol} = 41,16 \frac{mg}{l}$$

3.2.4 Elektrische Leitfähigkeit

Die Elektrische Leitfähigkeit liegt unter dem Grenzwert der Trinkwasserverordnung.

3.3 Überschüssige Kohlensäure

3.3.1 Ionenstärke

Die Ionenstärke IS läßt sich näherungsweise aus der elektrischen Leitfähigkeit berechnen [4]:

$$IS = \frac{\text{elektr. Leitf. in } \mu S/cm \text{ bei } 25^\circ C}{62} = \frac{312}{62} = 5,03 \frac{mmol}{l}$$

3.3.2 p-Wert

Der p-Wert entspricht in etwa der Basenkapazität von 0,2 mmol/l, da der pH-Wert des vorliegenden Wassers zwischen 4,3 und 8,2 liegt.

3.3.3 Vorhandenes freies Kohlendioxid

Das vorhandene freie Kohlendioxid erhält man durch die Multiplikation des p-Wertes mit der molaren Masse des Kohlendioxides.

$$\beta(CO_2) = p - Wert \cdot 44 \frac{g}{mol} = 0,2 \frac{mmol}{l} \cdot 44 \frac{g}{mol} = 8,8 \frac{mg}{l}$$

3.3.4 m-Wert

Der m-Wert entspricht in etwa der Säurekapazität von 0,832 mmol/l, da der pH-Wert des vorliegenden Wassers zwischen 4,3 und 8,2 liegt.

3.3.5 Hydrogencarbonate

Die vorhandene Stoffmengenkonzentration an Hydrogencarbonaten entspricht dem m-Wert.

$$c(\text{HCO}_3^-) \sim m - \text{Wert} = 0,832 \frac{\text{mmol}}{\text{l}}$$

3.3.6 Zugehöriger Kohlendioxidwert

Der zugehörige Kohlendioxidwert läßt sich über die Tillmans-Gleichung ermitteln [4].

Für 10°C gilt:

$$K_T = 0,0132$$

Für eine Ionenstärke von 5,03 mmol/l gilt[11]:

$$f_T = 1,56$$

$$CO_{2\text{ zug}} = \frac{K_T}{f_T} \cdot [c(\text{HCO}_3^-)]^2 \cdot c(\text{Ca}_2^+) \cdot 44 = \frac{0,0132}{1,56} \cdot 0,832^2 \cdot 0,7643 \cdot 44 = 0,197 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

3.3.7 Überschüssiges Kohlendioxid

Das überschüssige Kohlendioxid ergibt sich aus der Subtraktion von vorhandenem freien Kohlendioxid und dem zugehörigen Kohlendioxidwert:

$$\beta(CO_{2\text{ ueberschuessig}}) = 8,8 - 0,197 = 8,60 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

3.4 Erforderlicher pH-Wert

3.4.1 pH-Wert bei Calcitsättigung

pH-Wert der Lösung bei Calcitsättigung nach Austausch von Kohlenstoffdioxid bei 10°C [4]:

$$pH_{A10} = 8,5$$

3.4.2 ΔpH -Wert

Damit der ΔpH -Wert gleich Null wird, müssen 8,6 mg Kohlendioxid pro Liter Wasser entfernt werden.

4 Auswahl und Begründung der Aufbereitungstechnik für das Grundwasser

Für das vorliegende eisenbelastete Grundwasser mit Mangan wird eine offene Belüftung mit nachgeschaltetem Mehrschichtfilter empfohlen [11]. Die Filtergeschwindigkeit des Schnellfilters sollte in diesem Fall weniger als 15 m/h betragen, der Filter kann geschlossen oder offen ausgebildet werden. Die Anlagen sollten nicht auf die Grenzwerte der Trinkwasserverordnung, sondern auf die für die Praxis empfohlenen Werte von 0,1 mg/l für Eisen und 0,02 mg/l für Mangan ausgelegt werden.

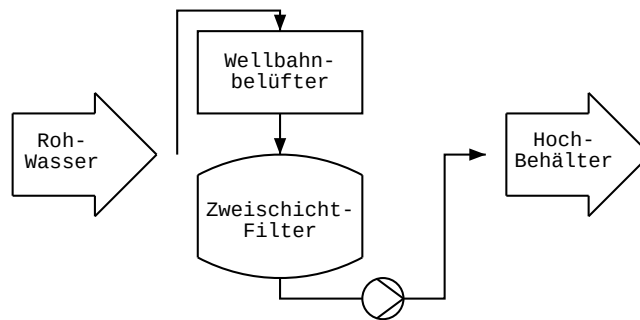


Abbildung 5: Aufbereitungsschema

4.1 Offene Belüftung

Die offene Belüftung wird als mehrstufige Wellbahnbelüftung ausgebildet. Das Verfahren zeichnet sich durch einen geringen Energie- und Platzbedarf und einen hohen Sauerstoffeintrag aus [4]. Falls durch die Belüftung kein ΔpH -Wert von Null erreicht werden kann, ist eine Nachentsäuerung, z.B. mit Natronlauge vorzusehen.

4.2 Zweischichtfilter

Die Aufbereitungstechnik hat im vorliegenden Fall die Aufgabe, Eisen und Mangan aus dem Rohwasser zu entfernen. In der Aufgabenstellung ist vorgegeben, daß ein Zweischichtfilter verwendet werden soll.

4.3 Desinfektion

Eine weitere Desinfektion ist nicht notwendig. Sollte sie sich aufgrund der mikrobiellen Untersuchung des vorliegenden Wassers als nötig erweisen, müßte eine entsprechende Desinfektionsanlage, etwa eine Chlorung bemessen werden.

5 Bemessung der Aufbereitungstechnik

5.1 Offene Belüftung

5.1.1 Wellbahnbelüfter

Der erforderliche Vordruck einer Wellbahnbelüftung beträgt 2 m Wassersäule. Die Flächenbelastung kann einen Maximalwert von 800 m³ pro Quadratmeter und Stunde entsprechen. Der Wirkungsgrad für den Sauerstoffeintrag liegt zwischen 95 und 100% [4]. Der Wirkungsgrad für den Sauerstoffeintrag wird mit 98% angesetzt.

5.1.2 Abmessungen

Die Höhe des Modules wird mit 2,5 m angesetzt, der Fließweg durch die Wellbahnen soll 1 m betragen - genug für ausreichenden Sauerstoffeintrag. Kohlenstoffdioxid hingegen wird nicht vollständig ausgetragen [12].

Unter 2.1.2 wurde der maximale Tagesbedarf mit 8356 m³ bestimmt. Bei einer Pumpzeit von 18 h (s. 6.1) und einer gewählten Querschnittsfläche von 1 m² ergibt sich die folgende Beschickung:

$$\frac{8356 \text{ m}^3}{18 \text{ h} \cdot 1 \text{ m}^2} = 464 \frac{\text{m}^3}{\text{h} \cdot \text{m}^2}$$

Die Beschickung liegt damit deutlich unter dem möglichen Maximalwert.

5.2 Zweischichtfilter

Der Zweischichtfilter wird als offener Schnellfilter ausgebildet.

5.2.1 Abmessungen

Die Höhe des Filtermaterials soll 2 m betragen, davon 0,75 m Anthrazit in einer Körnung von 1,6 bis 2,5 mm und 1,25 m Filtersand der Körnung 0,71 bis 1,25 mm. Die Filtergeschwindigkeit soll 7 m/h betragen. Bei einem Durchsatz von 464 m³/h (maxQd, s. 5.1.2) wird die folgende Grundfläche erforderlich:

$$A_{erf} = \frac{Q}{v} = \frac{464 \frac{m^3}{h}}{7 \frac{m}{h}} = 66,3 m^2$$

Es werden 3 quadratische Filter mit einer Seitenlänge von 5 m gewählt.

$$A_{vorh} = 3 \cdot 5 \cdot 5 = 75 m^2 > A_{erf}$$

5.2.2 Materialmenge

Die Filtersand-Schüttdichte wird mit 1500 kg/m³ angesetzt.

$$V_S = A \cdot h_S = 75 \cdot 1,25 = 93,8 m^3$$

$$G_S = \rho_S \cdot V_S = 1,5 \frac{t}{m^3} \cdot 93,8 m^3 = 141 t$$

Die Anthrazit-Schüttdichte wird mit 730 kg/m³ angesetzt.

$$V_A = A \cdot h_A = 75 \cdot 0,75 = 56,3 m^3$$

$$G_A = \rho_A \cdot V_A = 0,73 \frac{t}{m^3} \cdot 56,3 m^3 = 41 t$$

5.2.3 Filterspülung

In [4] sind die folgenden Schritte für die Mehrschichtfilter-Spülung angegeben:

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

6. Einfiltern des Filters

Da es sich bei der Manganentfernung auch um ein biologisches Verfahren handelt, entfällt Schritt 5. Für die Schritte 1 und 3 ergeben sich die folgenden Spülmedien-Mengen pro Filter:

- Wasser
 $25m^3 \cdot 80 \frac{m}{60min} \cdot 5min = 166m^3$
- Luft
 $25m^3 \cdot 60 \frac{m}{60min} \cdot 5min = 125m^3$

Zu Spülzwecken wird ein Reinwasserbehälter von 200m² vorgesehen. Zu beachten ist, daß das Spülwasser nicht gechlort werden darf, da die Entmanganung teilweise biologisch erfolgt.

6 Reinwasserpumpen

6.1 Leitungen

Die empfohlene Fließgeschwindigkeit beträgt für Pumpendruckleitungen 1,0 bis 2,0 $\frac{m}{s}$. Für Pumpensaugleitungen liegt sie im Bereich von 0,5 bis 1,0 $\frac{m}{s}$ (s. Tabelle 3). Der mittlere Tagesverbrauch mQ_d beträgt $4642 \frac{m^3}{d}$, der maximale Tagesverbrauch $maxQ_d$ beträgt $8356 \frac{m^3}{d}$. Die Pumpzeit beträgt $18 \frac{h}{d}$. Die Integrale Rauheit beträgt nach [6] 0,1 mm.

$$k_i = 0,1mm.$$

6.1.1 Druckleitung

Die Bestimmung der Förderleistung erfolgt unter Verwendung der, in 6.1 dargestellten, Parameter und über das Verhältnis von maximalem Tagesverbrauch und Pumpzeit, beziehungsweise mittlerem Tagesverbrauch und der Pumpzeit.

Der maximale Tagesverbrauch ist für die Dimensionierung letztlich ausschlaggebend. Allerdings muß der mittlere Tagesverbrauch in sofern in die Bemessung einfließen, als daß bei einer mittleren Förderung die empfohlene Fließgeschwindigkeit (s. 6.1) eingehalten werden sollten:

$$\text{Maximale Förderleistung} = \frac{\max Q_d}{\text{Pumpzeit}} = \frac{8356 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{18 \frac{\text{h}}{\text{d}}} = 464,22 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 128,95 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

$$\text{Mittlere Förderleistung} = \frac{m Q_d}{\text{Pumpzeit}} = \frac{4642 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{18 \frac{\text{h}}{\text{d}}} = 257,89 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 71,64 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

	Mittlerer Tagesverbrauch	Maximaler Tagesverbrauch
Trinkwasser-Volumen in $\frac{\text{l}}{\text{s}}$	71,64	128,95
Strömungsgeschwindigkeit in $\frac{\text{m}}{\text{s}}$	0,57	1,03
Integrale Rauheit k_i in mm	0,1	0,1
resultierende bezogene Reibungsverlusthöhe in $\frac{\text{m}}{\text{km}}$	0,70	3,6
gewählte Nennweite in mm	400	400

Tabelle 8: Kenndaten der Druckleitung

Die empfohlene Fließgeschwindigkeit liegt nach [4] im Bereich zwischen 1 und $2 \frac{\text{m}}{\text{s}}$. Für den durchschnittlichen Stundenbedarf liegt die Fließgeschwindigkeit deutlich niedriger. Wählt man aber eine kleinere Nennweite als DN 400, wird eine Dimensionierung der Pumpen äußerst problematisch, da der maximale Stundenbedarf, bei dem die empfohlene Fließgeschwindigkeit im Übrigen eingehalten wird, durch die Pumpen gedeckt werden muß.

Tabelle 8 gibt einen Überblick über die wesentlichen Berechnungsparameter der Druckleitung.

6.1.2 Saugleitung

	Mittlerer Tagesverbrauch	Maximaler Tagesverbrauch
Trinkwasser-Volumen in $\frac{\text{l}}{\text{s}}$	71,64	128,95
Strömungsgeschwindigkeit in $\frac{\text{m}}{\text{s}}$	0,57	1,03
Integrale Rauheit k_i in mm	0,1	0,1
resultierende bezogene Reibungsverlusthöhe in $\frac{\text{m}}{\text{km}}$	0,70	3,6
gewählte Nennweite in mm	400	400

Tabelle 9: Kenndaten der Saugleitung

Tabelle 9 enthält die maßgebenden Berechnungsparameter der Saugleitung.

Auf der Saugseite der Pumpe wird der empfohlene Bereich der Fließgeschwindigkeit von 0,5 - 1,0 $\frac{m}{s}$ (siehe Tabelle 3) eingehalten.

6.2 Erforderliche Pumpenleistung

6.2.1 Geodätische Förderhöhe

Die geodätische Förderhöhe (H_{geo}) resultiert aus der Höhendifferenz zwischen Hochbehälter ($h_{w,HB,max}$) und Wasserwerk ($h_{w,WW}$). Hinzugerechnet wird die Differenz zwischen Wasserwerksgeländeoberkante und dem Mindestwasserstand im Pumpensumpf. Wir nehmen diese Größe als 2.0m an.

$$H_{geo} = h_{w,HB,max} - h_{w,WW} + 2.0m$$

$$H_{geo} = 130 \text{ m ü. NN} - 105 \text{ m ü. NN} + 2.0m$$

$$H_{geo} = 27 \text{ m}$$

6.2.2 Energiehöhenverluste über der Saugleitung

Unter der Annahme, daß die Saugleitung eine Länge von 10 m besitzt (Anhaltswert nach [4], S.241) und unter Zugrundelegung der Werte aus Tabelle 9, können die Energiehöhenverluste berechnet werden. Die Eintrittsöffnung der Saugleitung ist scharfkantig ausgebildet. Daraus folgt nach [4]:

$$\zeta_e = 0.5$$

Krümmen- und Schieberverluste werden nicht berücksichtigt, da sie wie auch der Eintrittsverlust, einen verschwindend kleinen Verlust darstellen.

Geschwindigkeitshöhe:

$$h_K = \frac{v^2}{2g} = \frac{0.57^2}{2 \cdot 9.81} m = 0.0166m$$

Reibungsverlusthöhe:

$$h_{vr} = I \cdot l = 0.70 \frac{m}{km} \cdot 0.01km = 0.0070m$$

Eintrittsverlusthöhe:

$$h_{vE} = \zeta_e \cdot \frac{v^2}{2g} = 0.5 \cdot \frac{0.57^2}{2 \cdot 9.81} m = 0.0083m$$

Gesamtenergieverlusthöhe:

$$\sum h_{v,s} = h_K + h_{vr} + h_{vE} = 0.0166m + 0.0070m + 0.0083m = 0.0319m$$

6.2.3 Energiehöhenverluste über der Druckleitung

Die Druckleitung erstreckt sich von der Pumpe bis zum Hochbehälter über eine Distanz von 8,5 km. Sonstige Parameter werden aus der Tabelle 8 übernommen. Da Eintrittsverlust, etc. bereits im k_i -Wert enthalten sind, reduziert sich der Rechenaufwand.

Geschwindigkeitshöhe:

$$h_K = \frac{v^2}{2g} = \frac{0,57^2}{2 \cdot 9,81} m = 0,0166m$$

Reibungsverlusthöhe:

$$h_{vr} = I \cdot l = 0,70 \frac{m}{km} \cdot 8,5 km = 5,95m$$

Gesamtenergieverlusthöhe:

$$\sum h_{v,d} = h_K + h_{vr} = 0,0166m + 5,95m = 5,97m$$

Bestätigt werden die Ergebnisse in 6.2.2 und 6.2.3 durch die Software Winpump der Fa. RITZ².

6.2.4 Resultierende Anlagenförderhöhe

Da es sich bei Pumpensumpf und Hochbehälter um offene Behälter handelt, kann die Ausgangsgleichung

$$H_A = H_{geo} + \frac{p_a - p_e}{\rho \cdot g} + \frac{\rho a^2 - \rho e^2}{2 \cdot g} + H_v$$

in folgende, in der Praxis übliche, Formel umgewandelt werden:

$$H_A \approx H_{geo} + H_v \text{ (nach[4], S.168).}$$

Die Anlagenförderhöhe setzt sich also folgendermaßen zusammen:

$$H_A = H_{geo} + \sum h_{v,s} + \sum h_{v,d} = 27,00m + 0,03m + 5,97m = 33,00m$$

6.3 Pumpenwahl

Mittels Gesamtförderhöhe H_A und durchschnittlichem Fördervolumen mQ_d wird folgende Pumpe ausgewählt:

RITZ - Pumpe

Typ 125 - 400.2f

²Winpump ist kostenlos im Internet erhältlich - <http://www.ritz-pumpen.de>

- Pumpenleistungsbedarf = 29.6 kW
- Wirkungsgrad = 78 Prozent
- NPSH (net positive suction head) = 2.6 m

Es werden drei Pumpen diesen Typs vorgesehen, von denen eine die Reservepumpe darstellt und einspringt, wenn eine der ersten beiden Pumpen versagt. Die Wasserversorgung ist auf diese Art und Weise abgesichert. Eine der beiden regulären Pumpen ist für die Grundlast zuständig, während die zweite Pumpe anspringt, wenn die Grundlast (mQ_d) überschritten wird.

6.3.1 Detaillierte Pumpenfabrikatsangaben der Fa. RITZ

Abbildung 6 stellt Pumpen- und Anlagenkennlinie, Leistungsbedarfes, η - und NPSH-Werte für eine RITZ-Pumpe des Typs 125-400.2f bei einer Drehzahl von $n = 1470 \text{ min}^{-1}$ dar.

Abbildung 7 enthält die Darstellung der Pumpen- und Anlagenkennlinie für zwei parallele RITZ-Pumpen des Typs 125-400.2f mit einer Drehzahl von $n = 1470 \text{ min}^{-1}$. Die Abbildungen 7 und 6 wurden mit der Software Winpump der Fa. RITZ erstellt.

6.3.2 NPSHA- und NPSHR-Wert

Da in Pumpwerken Kreiselpumpen so aufgestellt sein sollten, daß für den automatischen Betrieb ein sicheres Ansaugen gewährleistet werden kann [12], wird der Zulaufbetrieb für die Saugseite der Pumpstation gewählt.

Abbildung 8 stellt in Anlehnung an [4] das Schema eines solchen Zulaufbetriebes der Pumpe dar. Dadurch ist die Bedingung, daß die Haltedruckhöhe der Pumpe (NPSHR-Wert) kleiner ist, als die Haltedruckhöhe der Anlage (NPSHA-Wert) erfüllt:

$$NPSHA_{Saugbetrieb} = \frac{p_e + p_b - p_D}{\rho \cdot g} + \frac{v^2}{2 \cdot g} - H_{v,s} - H_{s,geo} \text{ nach [4]}$$

$$NPSHA_{Zulaufbetrieb} = \frac{p_e + p_b - p_D}{\rho \cdot g} + \frac{v^2}{2 \cdot g} - H_{v,s} + H_{z,geo} \text{ nach [4]}$$

Aus den beiden Gleichungen geht hervor, daß durch die Addition von $H_{z,geo}$ beim Saugbetrieb im Gegensatz zur Subtraktion von $H_{s,geo}$ im Zulaufbetrieb eine größere Anlagenhaltungsdrukhöhe erreicht wird.

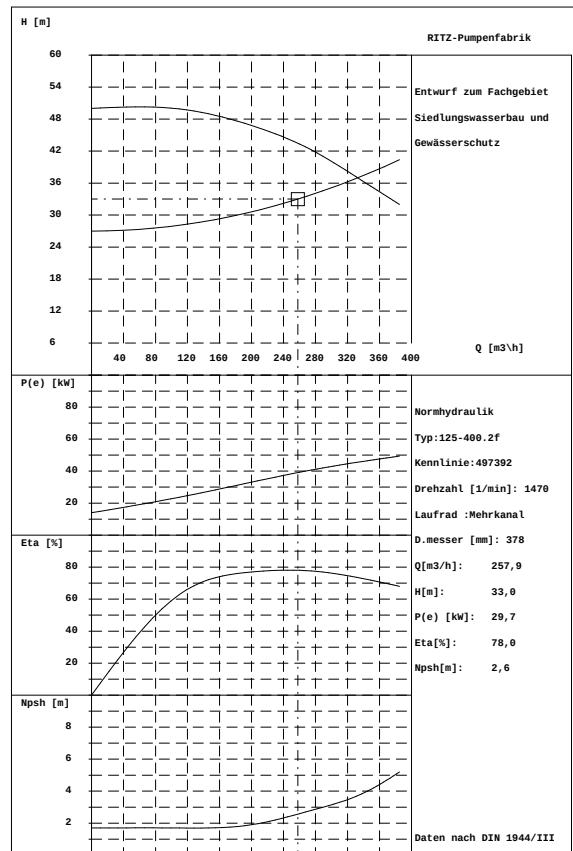


Abbildung 6: Kennlinien RITZ-Pumpe 125-400.2f

6.3.3 Leistungsbedarf der Pumpen

Bei einem Wirkungsgrad der Pumpen von $\eta = 78.0$ lässt sich der Leistungsbedarf bestimmen zu:

$$P_P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_A}{1000 \cdot \eta} \text{ (nach [4], S.183).}$$

Nach dieser Gleichung und bei einem Wirkungsgrad der Pumpen von $\eta = 78,8$, lässt sich der Leistungsbedarf, ergibt sich folgender Pumpenleistungsbedarf für den hier anliegenden Tagesmittelwasserverbrauch und die Anlagenförderhöhe:

$$P_P = \frac{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 71,64 \frac{\text{L}}{\text{s}} \cdot 33,00 \text{m}}{1000 \cdot 0,78} = 29,7 \text{ kW (nach [4], S.183)}$$

Dieser Wert entspricht der Berechnung durch die RITZ-Pumpen-Software.

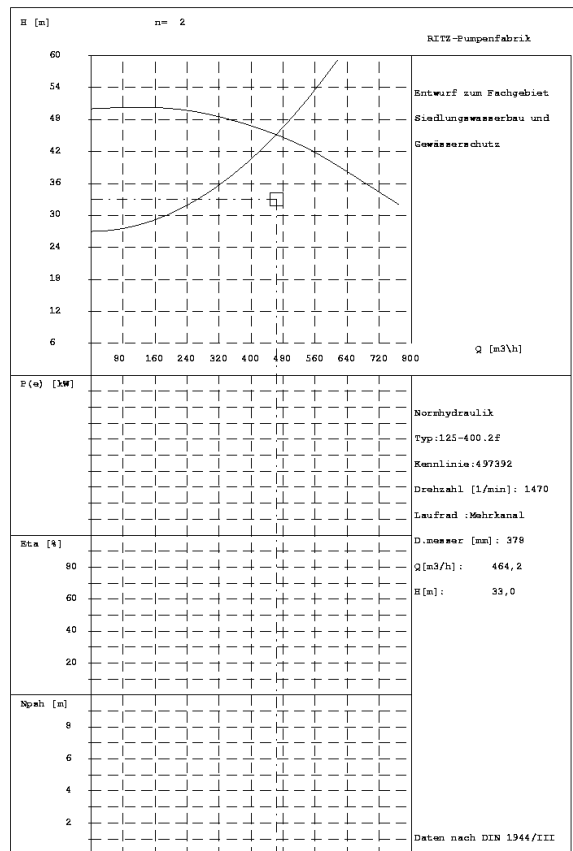


Abbildung 7: Kennlinien für 2 parallele RITZ-Pumpen 125-400.2f

6.4 Elektromotoren

Bei vorhandenen Parametern, wie einem durchschnittlichen Wirkungsgrad des E-Motors von $\eta_M = 0,875$ [4], einer in 6.3.3 ermittelten Bedarfsleistung $P_P = 29,7kW$ und einer, aus dem Pumpenleistungsbedarf resultierenden Leistungsreserve von 15 Prozent (siehe Tabelle 10), läßt sich die erforderliche Elektromotorleistung ermitteln:

$$P_M = 1,15 \cdot \frac{29,7kW}{0,875} = 39,1kW \text{ , nach[4]}$$

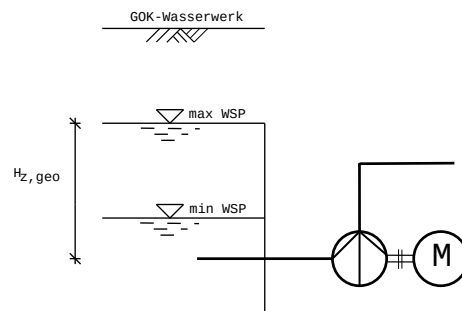


Abbildung 8: Zulaufbetrieb einer Pumpe

Pumpenleistungsbedarf in kW	praxisbezogene Leistungsreserve
bis 7,7 kW	~ 20%
7,5 - 40 kW	~ 15%
> 40 kW	~ 10%

Tabelle 10: Anzusetzende Leistungsreserve

7 Bemessung des Hochbehälters

Im Folgenden wird die Planung und Dimensionierung Hochbehälters in Form eines Durchlaufbehälters dargestellt. Durchlaufbehälter sind Wasserspeicher, die zwischen der Wassergewinnung und dem Wasserversorgungsgebiet liegen und die durch konstant bleibende Förderhöhen für die Pumpen und konstante Druckverhältnisse im Versorgungsnetz gekennzeichnet sind.

7.1 Bemessungsrelevante Parameter

	Werte
Einwohnerzahl	23155
durchschnittlicher Wasserverbrauch	$0,19 \frac{m^3}{E \cdot d}$
Feuerlöschreserve entfällt, weil $max Q_d > 2000 m^3$	–
Rohrleitungslänge WW bis HB	8,5 km
geodätische Förderhöhe	27,0 m
Stündlicher Wasserverbrauch V	s. Tabelle 12

Tabelle 11: Parameter zur Wasserspeicherbemessung

Tabelle 11 enthält die wesentlichen Parameter zur Hochbehälterbemessung.

7.2 Tabellarische Bemessung

Uhrzeit				Pumpe		
von-bis	V	$\sum V$	$\sum V_{korrekt}$	F	$F - V$	$\sum(F - V)$
0 - 1	1.8	1.8	1.8	5.56	3.77	3.77
1 - 2	1.6	3.4	3.4	5.56	3.97	7.73
2 - 3	1.5	4.9	4.9	5.56	4.07	11.8
3 - 4	1.6	6.5	6.5	5.56	3.97	15.77
4 - 5	1.9	8.4	8.3	5.56	3.67	19.44
5 - 6	3.0	11.4	11.3	5.56	2.58	22.01
6 - 7	4.8	16.2	16.1	5.56	0.79	22.80
7 - 8	6.0	22.2	22.0	5.56	-0.40	22.40
8 - 9	6.8	29.0	28.8	5.56	-1.20	21.20
9 - 10	6.4	35.4	35.2	5.56	-0.80	20.40
10 - 11	6.2	41.6	41.3	5.56	-0.60	19.80
11 - 12	6.0	47.6	47.3	5.56	-0.40	19.40
12 - 13	6.4	54.0	53.6	5.56	-0.80	18.60
13 - 14	5.8	59.8	59.4		-5.76	12.84
14 - 15	5.4	65.2	64.7		-5.36	7.48
15 - 16	4.9	70.1	69.6		-4.87	2.61
16 - 17	4.6	74.7	74.2		-4.57	-1.96
17 - 18	4.5	79.2	78.6		-4.47	-6.43
18 - 19	4.7	83.9	83.3		-4.67	-11.09
19 - 20	4.1	88.0	87.4	5.56	1.48	-9.61
20 - 21	3.8	91.8	91.2	5.56	1.78	-7.83
21 - 22	3.6	95.4	94.7	5.56	1.98	-5.85
22 - 23	3.1	98.5	97.8	5.56	2.48	-3.37
23 - 24	2.2	100.7	100.0	5.56	3.37	0

Tabelle 12: Speicherbemessung

In Anlehnung an [4] wird in Tabelle 12 die Bemessung des Hochbehälters durchgeführt.

Dabei sind Wasserbedarf V , Fördermenge F und Förderüberschuß $F - V$ je Stunde gemeinsam mit dem Speichereinhalt $\sum(F - V)$ in Prozent von $maxQ$ aufgeführt.

7.3 Auswertung

In Tabelle 12 wird die Wasserverteilungskurve aus Anlage 3 der Aufgabenstellung ausgewertet. Für jede Stunde wird der prozentuale Anteil der Tagesab-

gabe abgegriffen. Anschließend werden diese Stundenwerte aufsummiert. Da die Werte beim Abgreifen zwangsläufig eine Abweichung vom Realwert haben, wird der Gesamtfehler auf die Stunden umgeschlagen. Die prozentuale Fördermenge der Pumpen wird für die entsprechenden Stunden in der nächsten Spalte aufgetragen. Anschließend wird der stündliche Anteil der Tagesabgabe von der stündlichen Fördermenge der Pumpen abgezogen. Zuletzt wird der prozentuale Speicherinhalt über die Aufsummierung des Förderüberschusses gebildet. Der maximale und minimale prozentuale Speicherinhalt wird übernommen und sein Betrag gebildet. Die beiden Werte werden addiert und gehen als Faktor in die folgende Berechnung ein:

$$| -0.1109 | + 0.2280 = 0.3390$$

Da sich die Speicherbemessung nach dem $\max Q_d = 8356 m^3$ (s. 2.1.2) richtet, gilt:

$$8356 m^3 \cdot 0.3390 = 2832 m^3$$

Gewählter Speicherinhalt:

$$V = 3000 m^3$$

8 Maßstabsgerechte Zeichnung des Hochbehälters

Anlage D enthält eine Übersicht über die in Brillenform ausgeführten Hochbehälter. Anhang E zeigt einige Details der Konstruktion.

9 EDV-Berechnung eines Verteilungsnetzes

9.1 Annahmen

- Es wird davon ausgegangen, daß die für den Hochbehälter angegebene Höhe die Wasserspiegelhöhe für die auszuführende Berechnung ist.
- Weiterhin wird angenommen, daß die angegebenen Entnahmemengen die für die Berechnung maßgeblichen sind.
- Da keine weiteren Angaben gemacht wurden, wird auf eine Betrachtung unterschiedlicher Betriebszustände (wie normalerweise zur Bemessung von Rohrnetzen üblich) verzichtet.

- Es sollen maximal dreigeschossige Gebäude im Versorgungsgebiet vorhanden sein.
- Die Rohrleitungen sollen in PN 10 ausgeführt werden.

9.2 Bemessungsgrundsätze

In [4] ist für dreistöckige Bebauung ein erforderlicher Versorgungsdruck vor dem Wasserzähler von 3,0 bar angegeben. Dieser Druck wird als Mindestdruck für alle berechneten Knoten gefordert. Der maximal zulässige Druck beträgt für die gewählte Druckstufe 8 bar, dieser Wert berücksichtigt Druckstöße mit bis zu 20 m Druckhöhe.

Wirtschaftliche Fließgeschwindigkeiten für unterschiedliche Rohrdurchmesser sind in [12] aufgeführt. Diese wurden zur Orientierung herangezogen. Zur Vermeidung von Stagnation sollte eine Mindestgeschwindigkeit von 0,1 m/s eingehalten werden [4].

9.3 Netzwerk

Abbildung 9 enthält die im weiteren verwendeten Strang- und Knotennummern. Eine solche Festlegung war sinnvoll, um die Berechnungen in den verschiedenen Programmen schnell vergleichen zu können.

9.4 Berechnung mit ghydraulic

Das von den Autoren entwickelte “Open Source”-Programm ghydraulic wurde inspiriert durch den in [1] veröffentlichten Beitrag von Bernhard Kunst, “Das EDV-Programm für den PC, ein Hilfsmittel zur Früherkennung von hydraulischen Schwachstellen im Rohrnetz”. Das dort im BASIC- und FORTRAN-Quelltext enthaltene Programm NETZY diente als Vorlage für ghydraulic.

Weiterhin verwendet wurde ein DVGW-Merkblatt zur Berechnung von Rohrnetzen mit elektronischen Datenverarbeitungsanlagen [7]. Als Programmiersprache kommt C++ zum Einsatz, das Format der Eingabedaten ist XML, ein an HTML angelehnter Industriestandard. Die Vorteile von XML liegen auf der Hand: Die Dateien lassen sich von Hand editieren, durch Standard-Software in ihrer Konsistenz überprüfen und in andere XML-Formate konvertieren. Mit Hilfe spezieller

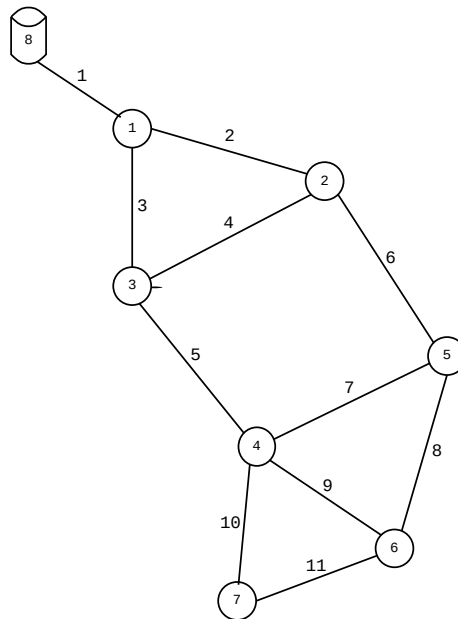


Abbildung 9: Rohrnetz mit Strang- und Knotennummern

Format-Vorlagen lassen sich XML-Daten in der neuesten Generation von Internetbrowsern komfortabel darstellen.

Anhang A enthält die XML-Datei für das vorliegende Netzwerk.

Die Homepage von ghydraulic ist im Internet unter <http://ghydraulic.sourceforge.net> zu finden. Dort finden sich weitere Informationen, Beispieldaten, Versionen des Programmes für Microsoft Windows und Linux sowie die Quelltexte des Programmes. Es bleibt zu hoffen, daß sich andere Studenten an dieser Software “made in Suderburg” beteiligen.

9.5 Berechnung mit Barthauer CROSS

Die Ergebnisse der Berechnung mit dem Programm Barthauer CROSS finden sich im Anhang C.

9.6 Berechnung mit EPANET

EPANET ist ein frei erhältliches leistungsfähiges Rohrnetzrechnungsprogramm der US Environmental Protection Agency³. Aus dem Internet wurde zur Berechnung die aktuelle Version 2.0d heruntergeladen. Sie lässt sich problemlos unter Microsoft Windows installieren.

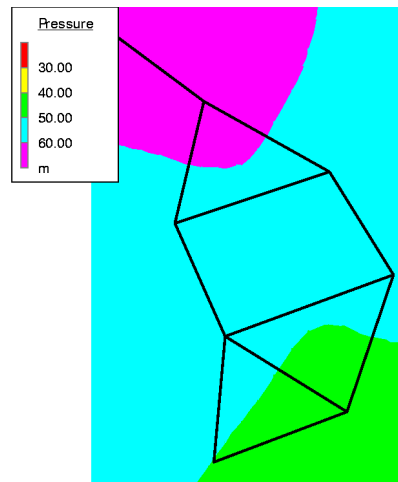


Abbildung 10: Druckkontouren

Die mit EPANET erzeugte Abbildung 10 gibt einen Überblick über die Druckverhältnisse im vorliegenden Rohrnetz. Für das vorliegende einfache Rohrnetz ist der Aussagegehalt dieser Darstellung jedoch beschränkt.

9.7 Berechnung mit Pipe 2000

Pipe 2000 ist ein an der Universität von Kentucky entwickeltes Rohrnetzrechnungsprogramm. Es ist kommerziell erhältlich. Eine Demoversion (beschränkt auf max. 30 Leitungen) ist kostenlos im Internet⁴ erhältlich. Mit einer solchen Demoversion erfolgte die vorliegende Berechnung. Wie EPANET verfügt Pipe 2000 über eine grafische Benutzeroberfläche.

Anhang B enthält das Protokoll der Pipe 2000-Berechnung.

³<http://www.epa.gov/ORD/NRMRL/wswrd/epanet.html>

⁴<http://www.kypipe.com>

9.8 Vergleich der Berechnungen

Knoten	ghydraulic	EPANET	Pipe 2000	CROSS
1	62,6	63,7	63,7	63,9
2	55,9	56,6	56,4	57,0
3	55,8	56,4	56,3	56,9
4	51,5	51,8	51,7	52,4
5	51,8	52,2	52,0	52,8
6	45,7	45,0	44,8	46,3
7	35,4	33,4	32,9	36,4

Tabelle 13: Druckhöhen im Rohrnetz in mWS

Strang	ghydraulic	EPANET	Pipe 2000	CROSS
1	0,99	1,00	0,99	0,92
2	1,02	1,03	1,03	0,97
3	1,12	1,12	1,12	1,06
4	0,07	0,63	0,90	0,08
5	0,98	0,99	1,34	0,93
6	0,89	0,90	0,98	0,85
7	0,13	0,14	0,18	0,13
8	1,33	1,34	1,11	1,26
9	1,44	1,44	1,44	1,35
10	1,33	1,13	1,13	1,02
11	0,84	0,85	0,85	0,74

Tabelle 14: Geschwindigkeiten im Rohrnetz in m/s (Beträge)

Die in den Tabellen 13 und 14 aufgeführten Berechnungsergebnisse der einzelnen Programme zeigen, daß ghydraulic durchaus leistungsfähig ist und brauchbare Ergebnisse liefert.

10 Erläuterungsbericht

10.1 Brunnen

Als Alternative zur der entworfenen klassischen Brunnenreihe könnte man z.B. untersuchen, ob sich mit Horizontalfilterbrunnen eine kostengünstigere Lösung herstellen lassen würde.

10.2 Aufbereitung

Alternativ zu der gewählten Anlagentechnik hätte auch ein geschlossener Schnellfilter mit einem Zwischenpumpwerk zum Einsatz kommen können. Mit einer geschlossenen Belüftung wäre auch ein geschlossener Schnellfilter ohne Zwischenpumpwerk denkbar.

Da in der Literatur (s. Abschnitt 4) jedoch eine offene Belüftung empfohlen wurde, kam es zu der gewählten Anordnung.

10.3 Reinwasserpumpen

Das komplexe Wechselspiel zwischen Pumpen, Pumpzeit und Hochbehältergröße ist prädestiniert für einen Kostenvergleich. Die durchgeführte Bemessung muß deshalb eine vorläufige bleiben, für eine wirkliche Planung müßten weitere Alternativen untersucht werden.

Eine solche Alternative wäre beispielsweise die Drehzahlsteuerung einer Pumpe, um für das erforderliche Fördervolumen optimal arbeiten zu können. Gegenüber einer Schiebersteuerung ließen sich so Energieverluste einsparen.

Wie in allen Aufgabenteilen kann hier im Rahmen dieser Ausarbeitung keine komplette Planung erfolgen, eine Vielzahl von Details, wie z.B. das Druckstoßproblem bleiben unberücksichtigt.

10.4 Hochbehälter

Anstelle der gewählten Bauform des Hochbehälters wäre z.B. auch ein rechteckiger Grundriß möglich. Hier wäre wiederum ein Kostenvergleich notwendig: Rentiert sich die aufwendigere Bauform runder Hochbehälter durch einen geringeren Materialverbrauch gegenüber einem Rechteckigem?

10.5 Rohrnetzberechnung

Daß für den Strang 4 ein Durchmesser von DN 100 gewählt wurde, obwohl die Geschwindigkeit z.T. unter der Mindestgeschwindigkeit liegt und mit einem kleineren Durchmesser die Geschwindigkeit hätte erhöht werden können, ist begründet: Eine kleiner dimensionierte Leitung hätte kaum das Potential eine leistungsfähige Masche auszubilden.

Ein Problem bei der vorliegenden Modellierung des Netzwerkes ist, daß Entnahmen z.B. der Stränge 4 und 7 auf die entsprechenden Endknoten übertragen wurden. Im Rechenmodell tauchen diese Entnahmen gar nicht mehr als Durchfluß in dem Strang auf, in dem sie entnommen wurden. Hier macht es sich, ein detaillierteres Rechenmodell zu benutzen. Daß nicht alle Programme eine so geringe Fließgeschwindigkeit ermittelt haben verdeutlicht das Problem.

Literatur

- [1] *Handbuch Wasserversorgungs- und Abwassertechnik*. Vulkan-Verlag, Essen, 1989.
- [2] Verordnung über Trinkwasser und über Wasser für Lebensmittelbetriebe (Trinkwasserverordnung - TrinkwV). BGBl. 1/1991, 1990.
- [3] Erich Bieske. *Bohrbrunnen*. Oldenbourg, München, 1992.
- [4] Damrath/Cord-Landwehr. *Wasserversorgung*. B.G. Teubner, Stuttgart, 1998.
- [5] Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches. *Arbeitsblatt W 405, Bereitstellung von Löschwasser durch die öffentliche Trinkwasserversorgung*. Eschborn, 1978.
- [6] Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches. *Merkblatt W 302: Hydraulische Berechnung von Rohrleitungen und Rohrnetzen; Druckverlust-Tafeln für Rohrdurchmesser von 40-2000 mm*. 1981.
- [7] Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches. *Berechnung von Rohrnetzen mit elektronischen Datenverarbeitungsanlagen, Arbeitsblatt GW 303*. 1986.
- [8] Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches. *Arbeitsblatt W 311, Planung von Wasserbehältern; Grundlagen und Ausführungsbeispiele*. Eschborn, 1988.
- [9] Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches. *Merkblatt W 403: Planungsregeln für Wasserleitungen und Wasserrohrnetze*. 1988.
- [10] Deutsches Institut für Normung. *DIN 4924, Filtersande und Filterkiese im Brunnenbau*. 1972.

- [11] Grombach/Haberer/Merkl/Trüeb. *Handbuch der Wasserversorgungstechnik*. Oldenbourg, München, 1993.
- [12] Stimmelmayer F. Brendel G. Mutschmann, J. *Taschenbuch der Wasserversorgung*. Vieweg, Braunschweig, 2000.
- [13] Schneider. *Bautabellen für Ingenieure*. Werner Verlag, 1998.

Abbildungsverzeichnis

1	Brunnentiefe	9
2	Ruhewasserspiegel	10
3	Filterlänge	11
4	Pumpschema Brunnenreihe	13
5	Aufbereitungsschema	18
6	Kennlinien RITZ-Pumpe 125-400.2f	26
7	Kennlinien für 2 parallele RITZ-Pumpen 125-400.2f	27
8	Zulaufbetrieb einer Pumpe	28
9	Rohrnetz mit Strang- und Knotennummern	32
10	Druckkontouren	33

Tabellenverzeichnis

1	Geländehöhen	6
2	Grundwasseranalyse SS 2000	7
3	Fließgeschwindigkeiten in Pumpenleitungen	13
4	Kennwerte Steigleitungen	14
5	Kennwerte Rohrleitung Brunnen-Sammelstelle	14
6	Kennwerte Rohrleitung Sammelstelle-Wasserwerk	14
7	Vorgaben der Trinkwasserverordnung	15

8	Kenndaten der Druckleitung	22
9	Kenndaten der Saugleitung	22
10	Anzusetzende Leistungsreserve	28
11	Parameter zur Wasserspeicherbemessung	28
12	Speicherbemessung	29
13	Druckhöhen im Rohrnetz in mWS	34
14	Geschwindigkeiten im Rohrnetz in m/s (Beträge)	34

A ghydraulic XML Daten

```
<?xml version="1.0"?>

<NETWORK_SYSTEM name="hauptverteilungsnetz" creator="sdteffen">

  <nodes>

    <node type="UnkownPressure" elevation="65" demand="-11.3">1</node>
    <node type="UnkownPressure" elevation="70" demand="-15.5">2</node>
    <node type="UnkownPressure" elevation="70" demand="-17.9">3</node>
    <node type="UnkownPressure" elevation="73" demand="-14.3">4</node>
    <node type="UnkownPressure" elevation="73" demand="-16.7">5</node>
    <node type="UnkownPressure" elevation="75" demand="-190">6</node>
    <node type="UnkownPressure" elevation="80" demand="-15.5">7</node>
    <node type="ConstantPressure" elevation="130" demand="0.0" pressure="1">8</node>

  </nodes>

  <lines>

    <line from="8" to="1" length="1000" diameter="0.600" roughness="0.0001">1</line>
    <line from="1" to="2" length="1000" diameter="0.400" roughness="0.0001">2</line>
    <line from="1" to="3" length="900" diameter="0.400" roughness="0.0001">3</line>
    <line from="3" to="2" length="1400" diameter="0.100" roughness="0.0001">4</line>
    <line from="3" to="4" length="800" diameter="0.400" roughness="0.0001">5</line>
    <line from="2" to="5" length="800" diameter="0.400" roughness="0.0001">6</line>
    <line from="4" to="5" length="1400" diameter="0.100" roughness="0.0001">7</line>
    <line from="5" to="6" length="1000" diameter="0.300" roughness="0.0001">8</line>
    <line from="4" to="6" length="800" diameter="0.300" roughness="0.0001">9</line>
    <line from="4" to="7" length="800" diameter="0.100" roughness="0.0001">10</line>
    <line from="6" to="7" length="800" diameter="0.100" roughness="0.0001">11</line>

  </lines>

</NETWORK_SYSTEM>
```

B Pipe 2000 Berechnungsprotokoll

```
***** K Y P I P E 4 *****
*
* University of Kentucky Network Modeling Software *
*
* Copyrighted by KPFS 1998 *
* Version 1.01 *
*
*****
```

```
INPUT DATA FILENAME ----- C:\PROGRA~1\PIPE2000\UNTITLED.DT2
TABULATED OUTPUT FILENAME ----- C:\PROGRA~1\PIPE2000\UNTITLED.OT2
POSTPROCESSOR RESULTS FILENAME --- C:\PROGRA~1\PIPE2000\UNTITLED.RS2
```

```
*****
S U M M A R Y   O F   O R I G I N A L   D A T A
*****
```

U N I T S S P E C I F I E D

```
FLOWRATE ..... = liters/second
HEAD (HGL) ..... = meters
PRESSURE ..... = kpa
```


THE DARCY WEISBACH HEAD LOSS EQUATION IS USED, THE KINEMATIC VIS. = .0000013

P I P E L I N E D A T A

STATUS CODE: XX -CLOSED PIPE CV -CHECK VALVE

P I P E	N O D E N A M E S		L E N G T H	D I A M E T E R	R O U G H N E S S	M I N O R
N A M E	#1	#2	(m)	(mm)	C O E F F .	L O S S C O E F F .
P-1	J-1	R-8	1000.00	600.00	.1000	.00
P-10	J-4	J-7	800.00	100.00	.1000	.00
P-11	J-6	J-7	800.00	100.00	.1000	.00
P-2	J-1	J-2	1000.00	400.00	.1000	.00
P-3	J-1	J-3	900.00	400.00	.1000	.00
P-4	J-2	J-5	800.00	400.00	.1000	.00
P-5	J-5	J-6	1000.00	300.00	.1000	.00
P-6	J-3	J-4	800.00	400.00	.1000	.00
P-7	J-4	J-5	1400.00	100.00	.1000	.00
P-8	J-3	J-2	1400.00	100.00	.1000	.00
P-9	J-4	J-6	800.00	300.00	.1000	.00

E N D N O D E D A T A

NODE NAME	NODE TITLE	EXTERNAL DEMAND (l/s)	JUNCTION ELEVATION (m)	EXTERNAL GRADE (m)

J-1		11.30	65.00	
J-2		15.50	70.00	
J-3		17.90	70.00	
J-4		14.30	73.00	
J-5		16.70	73.00	
J-6		190.00	75.00	
J-7		15.50	80.00	
R-8		----	120.00	130.00

S Y S T E M C O N F I G U R A T I O N

NUMBER OF PIPES(p) = 11
 NUMBER OF END NODES(j) = 7
 NUMBER OF PRIMARY LOOPS(l) = 4
 NUMBER OF SUPPLY NODES(f) = 1
 NUMBER OF SUPPLY ZONES(z) = 1

=====

RESULTS OBTAINED AFTER 7 TRIALS: ACCURACY = .00381

S I M U L A T I O N D E S C R I P T I O N (L A B E L)

P I P E L I N E R E S U L T S

STATUS CODE: XX -CLOSED PIPE CV -CHECK VALVE

P I P E	N O D E N U M B E R S		F L O W R A T E	H E A D	M I N O R	L I N E	H L /
N A M E	#1	#2		LOSS	LOSS	VELO.	1000
			(l/s)	(m)	(m)	(m/s)	(m/m)

P-1	J-1	R-8	-281.20	1.29	.00	.99	1.29
P-10	J-4	J-7	8.84	11.74	.00	1.13	14.67
P-11	J-6	J-7	6.66	6.87	.00	.85	8.59
P-2	J-1	J-2	129.13	2.24	.00	1.03	2.24
P-3	J-1	J-3	140.77	2.38	.00	1.12	2.64
P-4	J-2	J-5	112.77	1.39	.00	.90	1.73
P-5	J-5	J-6	94.64	5.26	.00	1.34	5.26
P-6	J-3	J-4	123.73	1.65	.00	.98	2.07
P-7	J-4	J-5	-1.42	.71	.00	.18	.51
P-8	J-3	J-2	-.87	.30	.00	.11	.21
P-9	J-4	J-6	102.02	4.86	.00	1.44	6.08

E N D N O D E R E S U L T S

NODE NAME	NODE TITLE	EXTERNAL DEMAND (l/s)	HYDRAULIC GRADE (m)	NODE ELEVATION (m)	PRESSURE HEAD (m)	NODE PRESSURE (kpa)

J-1		11.30	128.68	65.00	63.68	624.50
J-2		15.50	126.44	70.00	56.44	553.49
J-3		17.90	126.30	70.00	56.30	552.16
J-4		14.30	124.65	73.00	51.65	506.53
J-5		16.70	125.05	73.00	52.05	510.48
J-6		190.00	119.79	75.00	44.79	439.24
J-7		15.50	112.92	80.00	32.92	322.80
R-8		----	129.97	120.00	9.97	97.78

S U M M A R Y O F I N F L O W S A N D O U T F L O W S

(+) INFLOWS INTO THE SYSTEM FROM SUPPLY NODES

(-) OUTFLOWS FROM THE SYSTEM INTO SUPPLY NODES

NODE NAME	FLOWRATE (l/s)	NODE TITLE

R-8	281.20	

NET SYSTEM INFLOW = 281.20

NET SYSTEM OUTFLOW = .00

NET SYSTEM DEMAND = 281.20

***** HYDRAULIC ANALYSIS COMPLETED *****

C Barthauer Cross Berechnungsprotokoll

D Übersicht Hochbehälter

E Details Hochbehälter