

Hydraulische Bemessung von Abwasserrohrleitungen nach ATV-Arbeitsblatt A 110

Dr.-Ing. Gebhard Weiß
Umwelt- und Fluid-Technik Dr. H. Brombach GmbH
Steinstr. 7, 97980 Bad Mergentheim

Einleitung

Das 1988 herausgegebene Arbeitsblatt A 110 "Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen" regelt die Bemessung von teil- und vollgefüllten Abwasserleitungen. Kern des Arbeitsblattes ist die Anwendung der Formel von PRANDTL - COLEBROOK für das vollgefüllte Kanalrohr und die rechnerische Übertragung auf teilgefüllte Querschnitte. Zur Erfassung hydraulischer Widerstände an Schächten, Rohrmuffen etc. wird die Berechnung detaillierter Einzelverluste ebenso wie das Konzept der betrieblichen Rauheit an Stelle zahlreicher Einzelverluste beschrieben. Sonderfälle wie Strömungen mit seitlichem Zufluß, Flachstrecken und Ablagerungen und Steilstrecken mit Lufteintrag vervollständigen diese Richtlinie.

Der vorliegende Beitrag soll zunächst die wichtigsten Grundlagen des Arbeitsblattes erläutern, wobei ein besonderes Augenmerk der richtigen Anwendung der Berechnungsansätze gelten soll. Sodann sollen auch einige der genannten Sonderfälle angesprochen werden. Das Papier soll also aus der Sicht der Praxis die hydraulischen Ansätze der A 110 rekapitulieren und vertiefen.

Hydraulische Dimensionierung und Leistungsnachweis

Die Aufgabe für den planenden Ingenieur stellt sich üblicherweise so, daß eine oder mehrere Kanalhaltungen entweder neu zu planen und deshalb zu dimensionieren sind oder aber daß die Leistungsfähigkeit einer bestehenden Kanalstrecke nachzurechnen ist. In beiden Fällen muß zunächst der Bemessungsabfluß definiert werden, auf den die Leitung auszulegen ist. Das Thema der sachgerechten Wahl dieses Bemessungsabflusses könnte einen eigenen Beitrag füllen und wird hier ausgespart. Es sei hier nur auf das ATV-Arbeitsblatt A 118 (1983), die neue europäische Norm DIN EN 752 (1993) Teil 2 und weiterhin auch auf das Urteil des Bundesgerichtshofes vom 5. Okt. 1989 (BGH 1990) verwiesen, nach dem eine gemeindliche Regenwasserkanalisation unzureichend ist, wenn sie lediglich auf einen einjährigen Berechnungsregen zugeschnitten ist. Im folgenden wird von einem bekannten Bemessungsabfluß Q_b ausgegangen.

Abwasserkanäle in freiem Gefälle sollen in der Regel mit Freispiegel und nicht unter Druck betrieben werden. Das Arbeitsblatt A 110 empfiehlt, die Leistungsfähigkeit bei Vollfüllung nur zu 90 % auszunutzen, um pauschal unter anderem Querschnittsverringerungen durch Ablagerungen und fertigungsbedingte Nennweiten-Unterschreitungen zu berücksichtigen. Es gibt natürlich Ausnahmen, wie Pumpenleitungen und Düker, ebenso können einzelne Haltungen bestehender Netze beim Bemessungsabfluß unter Druck laufen, sofern die zulässige Rückstauenebene eingehalten ist. Zulaufkanäle von Regenüberlaufbecken beispielsweise werden bei gefülltem Becken fast immer voll eingestaut betrieben. Doch sollte dies auf einzelne, wohldefinierte Haltungen im Netz beschränkt bleiben. Eine Kommune kann sich nach der neueren Rechtsprechung nicht auf eine eventuell in der Satzung festgelegte Rückstauenebene auf Oberkante Straße berufen. Ein gewisser Entwässerungskomfort muß für den Bürger gewährleistet werden.

Weiterhin dürfen die mit Hilfe des Arbeitsblattes ermittelten Werte für Voll- oder Teilfüllung nicht schematisch angewandt werden. Den Formeln liegt *Normalabfluß* zugrunde, bei dem der Wasserspiegel längs des Kanales parallel zur Sohle liegt. Dieser Fall ist aber in der Praxis eigentlich nie anzutreffen, weil sich in Wirklichkeit Spiegellinien einstellen. Hier ist der Sachverstand des Ingenieurs gefordert, zu entscheiden, ob die Annahme Normalabfluß auf der sicheren Seite liegt. Besonders bei kurzen Haltungen zwischen Becken oder Schächten gibt der Ansatz einer Teilfüllung das Strömungsverhalten oft sehr unzureichend wieder.

Die Berechnungsformeln der A 110

Das Arbeitsblatt A 110 gibt — teilweise kommentarlos — eine Reihe von Berechnungsformeln an, deren "Philosophie" im folgenden etwas eingehender besprochen werden soll. Zur Ermittlung der kontinuierlichen Verluste längs einer Rohrleitung wird zunächst die DARCY-WEISBACH-Gleichung (1) zusammen mit der Ermittlung des Widerstandsbeiwertes λ mit Hilfe des Widerstandsgesetzes nach PRANDTL-COLEBROOK (2) angesetzt:

$$h_v = \frac{\lambda \cdot L}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{k/d}{3,71} \right) \quad (2)$$

Dabei ist d der Rohrdurchmesser, L die Rohrlänge, k die Rauheit der Rohrwandung, $v = Q/A$ die mittlere Fließgeschwindigkeit, $Re = \frac{v \cdot d}{\nu}$ die Reynoldszahl

der Strömung mit v in m^2/s als kinematischer Zähigkeit der Flüssigkeit und λ der Widerstandsbeiwert. Gleichung (1) gibt wieder, daß die hydraulischen Verluste bei konstantem λ proportional zum Quadrat der Fließgeschwindigkeit sind, während (2) den Faktor λ , turbulenztheoretisch begründet, als alleinige Funktion von Re und k/d angibt. Ersetzt man noch die Verlusthöhe h_v längs der Rohrstrecke L durch das Energieliniengefälle $J_E = h_v / L$, läßt sich aus (1) und (2) die in der A 110 angewandte Allgemeine Abflußformel kombinieren:

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} \cdot \left(-2 \log \left(\frac{2,51 v}{d \sqrt{2gd \cdot J_E}} + \frac{k/d}{3,71} \right) \right) \cdot \sqrt{2gd \cdot J_E} \quad (3)$$

In der Form (3) gilt diese nur für das vollgefüllte Kreisrohr. Setzt man jedoch statt des Rohrdurchmessers d den vierfachen hydraulischen Radius $r_{hy} = A / U$ an, wobei A die durchströmte Querschnittsfläche und U der benetzte Umfang ist, ergibt sich

$$Q = A \cdot \left(-2 \log \left(\frac{2,51 v}{4 r_{hy} \sqrt{8g r_{hy} \cdot J_E}} + \frac{k}{14,84 r_{hy}} \right) \right) \cdot \sqrt{8g r_{hy} \cdot J_E} \quad (4)$$

Diese Formel gilt sowohl für vollgefüllte Nicht-Kreisprofile als auch für teilgefüllte Profile wie auch für offene Gerinne. Kennt man die Fließtiefe h , läßt sich bei gegebener Geometrie A , U und auch der hydraulische Radius r_{hy} berechnen. Bei gleichfalls bekannter Wandrauheit k und Energieliniengefälle J_E , das bei Normalabfluß gleich dem Sohllängsgefälle J_{So} ist, gibt die Gleichung direkt die Leistungsfähigkeit Q in m^3/s an. Die Frage nach der Leistungsfähigkeit z.B. einer gerade halb gefüllten Rohrleitung läßt sich also mit Gl. (4) unmittelbar beantworten. Die Gleichung ist dimensionsecht.

Nun ist aber oftmals umgekehrt Q gegeben und die Fließtiefe h oder das Energieliniengefälle J_E gesucht. Gl. (4) läßt sich aber nicht explizit nach r_{hy} oder gar h auflösen; eine iterative Lösung wäre erforderlich. Aus diesem Grund ist es in der Abwassertechnik üblich, die Teilfüllungszustände auf die Vollfüllung zu beziehen, also Q_T / Q_V und h / d zu betrachten. Es läßt sich zeigen¹, daß die Darstellungsweise $Q_T / Q_V = f(h / d)$ zu einer praktisch eindeutigen Kurve führt, die nicht von anderen Größen wie J_E , k / d usw. abhängig ist. Diese Kurve läßt sich durch Gl. (5) sehr gut beschreiben:

¹ Vgl. TIEDT (1971). Statt des Exponenten 0,625 in (5) leitet dieser Autor den Wert 2/3 her.

$$\frac{Q_T}{Q_V} = \frac{A_T}{A_V} \cdot \left(\frac{r_{hy,T}}{r_{hy,V}} \right)^{0,625} \quad (5)$$

Diese Gleichung liegt den bekannten Tabellenwerken und auch den meisten EDV-Programmen zugrunde. Die Teilfüllungskurve $Q_T / Q_V = f(h / d)$ zeichnet sich dadurch aus, daß für Wasserstände, die etwas kleiner als Vollfüllung sind, die theoretische Leistungsfähigkeit des Rohres größer als für Vollfüllung ist (Bild 1). Daß sich Abflüsse im oberen, rückbiegenden Teil der Kennlinie in der Praxis nicht einstellen, liegt daran, daß diese Abflußzustände grundsätzlich nicht stabil sein können, vgl. HAGER (1991) und DRACOS und CHEN (1995). Frühere Autoren vermuteten u.a. den Faktor Luftreibung hinter diesem Phänomen, doch wurde dies u.a. von SAUERBREY (1969) und TIEDT (1971) widerlegt.

Teilfüllungskurve für das Kreisrohr

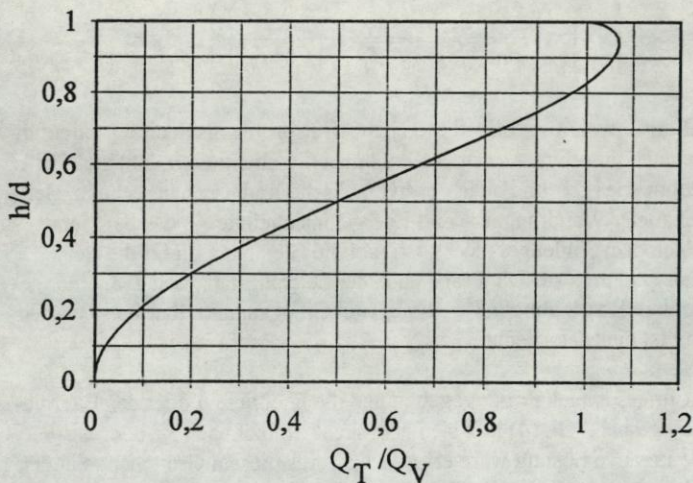


Bild 1: Teilfüllungskurve für das Kreisrohr

Folgende Bedingungen sind für die praktische Anwendung der bisher gezeigten Formeln relevant:

- Rohr oder Gerinne seien *prismatisch* (keine Aufweitung oder Verengung innerhalb der betrachteten Haltung, gleichbleibende Querschnittsform)

- Die Formeln gelten durchaus auch für leicht ungleichförmigen Abfluß, also dann, wenn sich die Fließgeschwindigkeit und Fließtiefe längs des Laufweges *allmählich* ändert (sogenannter "gradually varied flow"). In diesem Fall darf aber das Energieliniengefälle J_E nicht mit dem Sohlengefälle J_{S_0} des Rohres gleichgesetzt werden. Ein Beispiel zeigt Bild 2. *Schnelle* Änderungen der Größen in Fließrichtung müssen allerdings ausgeschlossen bleiben, sonst spielen Sekundäreffekte wie z.B. eine nicht-hydrostatische Druckverteilung eine Rolle.

UFT Umwelt- und Fluid-Technik
97980 Bad Mergentheim, Steinstr. 7
Telefon: (07931) 9710-0 Telefax: (07931) 9710-40

UFT-PipeCalc V1.2
(c) 1995 UFT
Schmid/Weiß

Hydraulische Dimensionierung von Rohren nach ATV-Arbeitsblatt A110

Eiprofil

Eiprofil $2^*r/3^*r$ in mm : 1400/2100
Betriebsrauheit kb in mm : 1.5000000
Energieliniengefälle J_E in 1/1000 : 0.0012410
Kinemat. Zähigkeit ν in m^2/s : 1.3100E-6
Dichte Rho in kg/m^3 : 1000.0000



Vollfüllung

Teilfüllung

Wassertiefe	Profilhöhe in mm : 2100.00	H in mm : 1700.00
Durchfluß	QVoll in l/s : 91.7562	QTeil in l/s : 85.0000
Fließgeschwindigkeit	vVoll in m/s : 0.04076	vTeil in m/s : 0.04501
Geschwindigkeitshöhe	$v^2/2g$ in m : 8.47E-5	$v^2/2g$ in m : 1.03E-4
Widerstandsbeiwert	Lambda : 0.02377	Lambda : 0.02284
Querschnittsfläche	A in m^2 : 2.25112	A in m^2 : 1.88819
Hydraulischer Radius	rhy in m : 0.40554	rhy in m : 0.47539
Schubspannung	Tau in N/m^2 : 0.00493	Tau in N/m^2 : 0.00578
Reynoldszahl	Re : 50472.9	Re : 65344.7
Froudezahl Teilfüllung	-	Fr : 0.01176

Bild 2: Auch für ungleichförmigen Abfluß sind die Teilfüllungskurven in bestimmten Fällen nützlich. Hier ist die Fließgeschwindigkeit in einem eingestauten Kanalstauraum gesucht. Abfluß und Wasserstand sind durch die Drosseleinstellung und die Höhe der Entlastungsschwelle bekannt. Man erkennt, daß J_E (und damit z.B. auch die Sohlenschubspannung $\tau = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot J_E$) ganz minimal ist - es hat in diesem Fall mit dem Sohlengefälle nichts zu tun. (Die Vollfüllung ist hier eher von hypothetischem Interesse.)

- Die Profile dürfen nicht stark vom Kreis abweichen, weil sonst Formeinflüsse wirksam sind, die die Einführung eines *Formbeiwertes* erforderlich machen. Statt d muß in Gl. (2) dann $f \cdot 4 \cdot r_{hy}$ angesetzt werden, wobei f vor allem von der Querschnittsform abhängt. Nach A 110 ist das jedoch bei den im Abwasserwesen üblicherweise vorkommenden Ei-, Maul- und Rinnenquerschnitten nicht nötig, ebenso wird der Formbeiwert bei der Teilfüllungsberechnung zu $f = 1,0$ gesetzt. Für gegliederte Querschnitte hält die A 110 im übrigen ein gesondertes Verfahren bereit.
- Die Formeln gelten nicht, wenn sich der Abfluß Q in Fließrichtung ändert, also bei *diskontinuierlicher Strömung* mit seitlichen Zu- und Abläufen. Hier ist strenggenommen stets eine Spiegellinienrechnung erforderlich (A 110, Kap. 5).
- Die A 110 verlangt im übrigen nicht zwingend die Verwendung dieser Gleichungen. Alternativ ist auch die Verwendung der Fließformel (6) nach MANNING-STRICKLER möglich (A 110, Kap. 3.2.2), weil die unter den üblichen Betriebsbedingungen herrschenden Reynoldszahlen so hoch sind, daß die Strömung im voll-rauhem Bereich liegt und dann (6) eine Approximation von (4) darstellt:

$$Q = k_{St} \cdot A \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot \sqrt{J_E} \quad (6)$$

Im voll-rauhem Bereich hängt der STRICKLER-Beiwert k_{st} in $m^{1/3}/s$ nur von der Wandrauhheit k ab. Die Verwendung von (6) ist vor allem bei offenen Gerinnen gebräuchlich.

Ungleichförmiger Abfluß

In der Praxis stellen sich in der Regel *Spiegellinien* ein, für die die unter dem Ansatz Normalabfluß berechnete Teilfüllung nur eine Asymptote darstellt. Ob diese aber auf der sicheren oder unsicheren Seite liegt, hängt vom Einzelfall ab und erfordert den Sachverstand des Ingenieurs. In der Praxis ist bei der Vielzahl der täglichen Dimensionierungsaufgaben in der Tat eine Spiegellinienberechnung nicht erforderlich, doch gibt es durchaus Sonderfälle.

Wichtig ist für die Beurteilung des Strömungsverhaltens in jedem Falle die Froudezahl Fr , die für allgemeine Querschnitte mit flacher Sohlenneigung ($\cos \varphi \approx 1$) wie folgt definiert ist:

$$Fr = \sqrt{\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot A^3}} \quad (7)$$

Dabei ist b die Spiegelbreite und A der durchströmte Fließquerschnitt, die beide von der Fließtiefe h im betrachteten Querschnitt abhängen. Im Tabellenanhang der A 110 sind neben Q_T/Q_V und v_T/v_V auch die Geometrieckennwerte A_T/A_V , $l_{U,T}/l_{U,V}$, $r_{hy,T}/r_{hy,V}$ und b_T/B in Abhängigkeit von h/d tabelliert, so daß sich die Froudezahl bestimmen läßt. Spezielle Software macht das natürlich automatisch. Die Spiegellinie $h(x)$ läßt sich theoretisch durch Integration der Spiegelliniendifferentialgleichung mit bekanntem ober- bzw. unterwasserseitigen Wasserstand als Randbedingung berechnen,

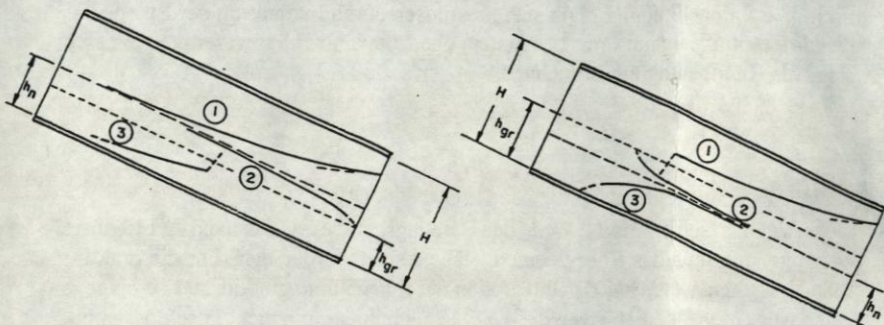
$$\frac{dh}{dx} = \frac{J_{S_0} - J_R}{1 - Fr^2} \quad (8)$$

wobei J_{S_0} das Sohlen- und $J_R \approx J_E$ das Reibungsgefälle ist, das nach A 110 ausreichend genau durch das Energieliniengefälle ersetzt werden darf. Für die praktische Vorgehensweise bei der Integration der Spiegellinie gibt die A 110 hingegen keine weitergehenden Hinweise. Gl. (8) ist nichtlinear und nicht geschlossen integrierbar, es bedarf also numerischer Verfahren. Ist die Randbedingung (wie vielfach der Fall) die Grenztiefe, also $Fr = 1$, ist dort die Gleichung singular, weil der Nenner verschwindet. Es ergibt sich an dieser Stelle also $dh/dx = \infty$, gleichbedeutend mit senkrechtem Verlauf des Wasserspiegels. Das ist natürlich physikalisch unsinnig und liegt daran, daß in Gl. (8) Glieder höherer Ordnung vernachlässigt wurden, die den Einfluß der Stromfadenkrümmung wiedergeben. Praktisch stellt diese Singularität aber für alle numerischen Integrationsverfahren einen Stolperstein dar, weil sichergestellt sein muß, daß die Kurve $h(x)$ aus der vertikalen Anfangstangente heraus richtig berechnet wird und weil sich Anfangsfehler nach oben fortpflanzen. Dieser Nachweis ist durchaus nicht trivial (vgl. BISCHOFF 1994). Daß dabei bei bestimmten Parameterkonstellationen auch das Phänomen eintreten kann, daß die numerische Lösung gegen die falsche Normalwassertiefe konvergieren kann, sei nur am Rande erwähnt.

Ein Katalog von Spiegellinien findet sich in Kap. 13.4 der A 110 (Bild 3). Anhand dieses Katalogs kann man sich zumindest ein Bild vom Strömungsgeschehen in der betrachteten Kanalhaltung machen:

- Ergibt die Berechnung für das betrachtete Q eine Teilfüllung mit $Fr < 1$, ist die Grenztiefe kleiner als die Normalwassertiefe, $h_{gr} < h_N$. Der Normalabfluß ist dann also strömend; die Spiegellinien nähern sich in der Regel nach stromauf dem Normalabfluß an (Stau- oder Senkungslinie) und die Wassertiefen werden von der unterwasserseitigen Randbedingung bestimmt. Das kann z.B. der Wasserstand in einem Vorfluter sein, in den die betrachtete Entlastungsleitung mündet, oder der Wasserstand vor einem Wehr bzw. an einem freien Ausfluß

an einem Rohrende. Auch die Berechnungsrichtung ist üblicherweise stromauf. Eine Ausnahme ist der verzögerte Schußstrahl, der sich z.B. hinter einem Schütz einstellen kann. Er mündet stromab in einen Wechselsprung und wird von der bekannten Anfangswassertiefe (= Strahlstärke) aus stromab berechnet.



$(h_n > h_{gr})$

strömender Normalabfluß

- (1) Staukurve mit $h(x) \geq h_n$
 (2) Senkungskurve ($h_{gr} \leq h(x) \leq h_n$)
 (3) Verzögerter Schußstrahl $h(x) < h_{gr}$

$(h_n < h_{gr})$

schießender Normalabfluß

- (1) Staukurve mit $h(x) > h_{gr}$
 (2) Senkungskurve ($h_{gr} \geq h(x) \geq h_n$)
 (3) Verzögerter Schußstrahl $h(x) \leq h_n$ mit anschließendem Wechselsprung

Bild 3: Spiegellinien bei Teilfüllung (A 110)

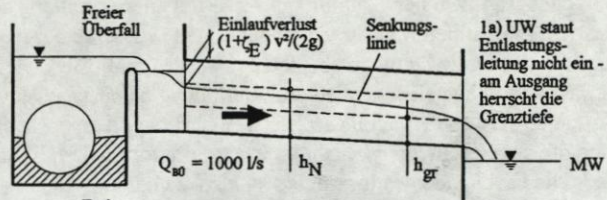
- Ist der berechnete Normalabfluß hingegen schießend ($Fr > 1$), münden die Spiegellinien stromabwärts in die Asymptote und werden dann auch stromab berechnet. Dabei muß aber immer berücksichtigt werden, wie es nach unterstrom weitergeht: Gibt es dort einen Einstau, der strömenden Abfluß erzwingt, ergibt sich zwangsläufig ein Wechselsprung als unterstromiges Ende der schießenden Strömung. Der Wechselsprung kann durch Verfolgen der konjugierten Tiefen von beiden Seiten her lokalisiert werden, doch würde eine nähere Beschreibung an dieser Stelle zu weit führen, zumal auch die A 110 das Thema Spiegellinien nur extrem kurz abhandelt.

Für fast vollschlagendes Rohr wird Fr wegen der gegen Null gehenden Spiegelbreite übrigens immer kleiner als Eins und damit der Abfluß strömend, jedoch geschieht das in einem Bereich, in dem die Strömung bereits nicht mehr stabil ist und das Rohr zuschlägt (vgl. DRACOS und CHEN 1995). In der A 110 heißt es in Kap. 13.2, daß bei einer Spiegellinienberechnung "der Bereich $0,8 \leq h/d \leq 1$ selbstverständlich rechnerisch behandelt werden kann, weil es sich dann nicht um Normalwassertiefen handelt." Dieser Satz ist mit Vorsicht zu genießen, weil na-

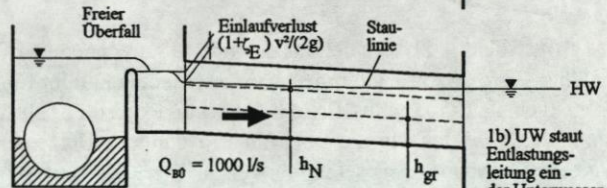
türlich die Problematik des Zuschlagens der fast vollgefüllten Rohrleitung auch bei ungleichmäßigem Abfluß auftritt. Eine Leitung sollte aus Sicherheitsgründen höchstens bis zum Abfluß Q_V bei Vollfüllung ausgenutzt werden.

1) Flach verlegte, weite Leitung:

DN 1000
 $J_{so} = 2\%$
 $k_b = 0,25 \text{ mm}$
 $h_N = 0,67 \text{ m}$
 $Fr = 0,73$
 $\Rightarrow h_N > h_{gr}$
 Geringe Einlaufverluste



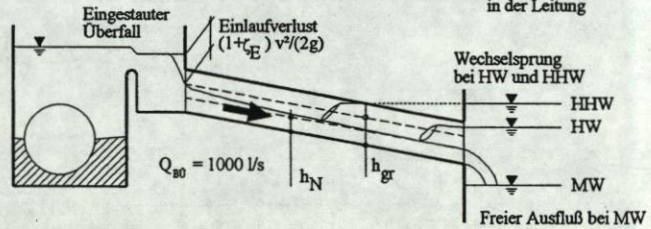
1a) UW staut Entlastungsleitung nicht ein - am Ausgang herrscht die Grenztiefe



1b) UW staut Entlastungsleitung ein - der Unterwasserstand bestimmt die Spiegellinie in der Leitung

2) Steil verlegte, enge Leitung:

DN 700
 $J_{so} = 10\%$
 $k_b = 0,25 \text{ mm}$
 $h_N = 0,52 \text{ m}$
 $Fr = 1,50$
 $\Rightarrow h_N < h_{gr}$
 Große Einlaufverluste



3) Volleinstau der Leitung

Geringe Einlaufverluste

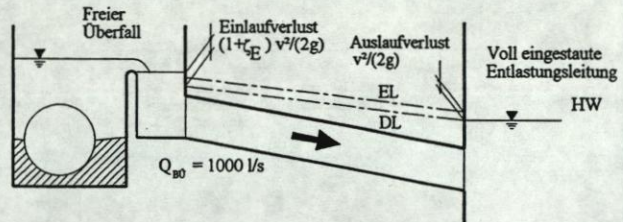


Bild 4 : Einige mögliche Spiegellinien bei einer Entlastungsleitung

Lokale Verluste und Betriebsrauheit

Aus Bild 4 war bereits zu sehen, daß die korrekte Berücksichtigung des Einlaufverlustes in die Entlastungsleitung für die Fragestellung nach der erforderlichen Höhenlage bzw. dem notwendigen Durchmesser der Leitung entscheidend ist. Ein einfaches Ansetzen der Teilfüllungswassertiefe in der Leitung als Wasserstand vor dem Einlauf liefert einen viel zu niedrigen Wasserstand, weil das Wasser ja beim Eintritt in die Leitung beschleunigt werden muß. Besonders problematisch ist das, wenn ohne Nachdenken auf Vollfüllung bemessene, enge, steil verlegte Leitungen verwendet werden sollen, weil dort die Fließgeschwindigkeit v und auch die zur Geschwindigkeitshöhe $v^2/(2g)$ proportionalen Einlaufverluste groß sind. Die Fachkunde des Ingenieurs ist also auch hier gefragt.

Das Arbeitsblatt A 110 erlaubt das detaillierte Anrechnen von Einzelverlusten gemäß $h_{v,E} = \zeta \cdot v^2/(2g)$. Gefordert wird es in jedem Fall für Ein- und Auslaufverluste. Auch die Einzelverluste durch Schächte, Rohrstöbe, Zulaufformstücke usw. sind in der A 110 tabelliert, um bei Bedarf detaillierte Berechnungen zu erlauben. In diesem Zusammenhang sei im übrigen auf neue Messungen von Schachtverlusten bei UNGER und ZANKER (1994) verwiesen; sie korrigieren teilweise die Angaben nach A 110, indem sich größere Verlustbeiwerte ergeben (Bild 5).

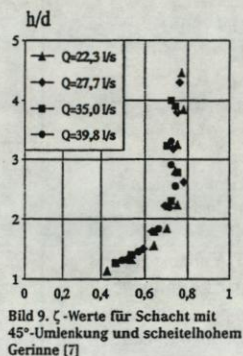
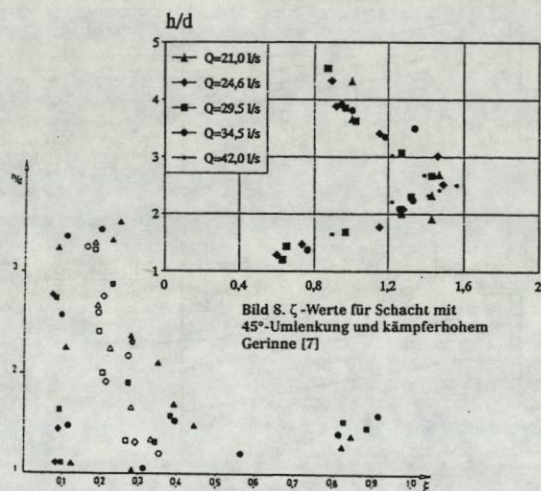


Bild 6. Verlustbeiwerte von Schächten mit geradem Gerinne scheitelhoch, abgedeckt (Form a), scheitelhoch (Form b) und kämpferhoch (Form c) ausgeführt [6]

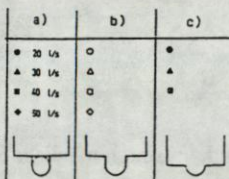


Bild 5: Neuere Messungen über Schachtverluste (UNGER und ZANKER 1994)

Im praktischen Nachweis ist vielfach das detaillierte Erfassen aller Einzelverluste zu aufwendig. Das Arbeitsblatt A 110 erlaubt daher das Zusammenfassen der längs eines Kanalstranges durch Schächte, Stöße usw. auftretenden lokalen Verluste zusammen mit der Rauheit der Rohrwandung zu einer betrieblichen Rauheit k_b . Um den praktischen Nachweis zu vereinfachen, gibt die A 110 eine Tabelle von Pauschalwerten für k_b vor. Sie enthalten die Einflüsse von Wandrauheit, Lageungenauigkeiten und -änderungen, Formstücken, Rohrstößen und Schächten, wobei die Ausführung der Schächte für den k_b -Wert entscheidend ist. Regelschächte mit bis zum Scheitel hochgezogener Berme gemäß ATV-Arbeitsblatt A 241 haben ein günstigeres hydraulisches Verhalten als Sonderschächte mit niedrigerer Berme.

Eine *Unterschreitung der Rohrmennweite* als empfindlichstem Parameter wird im übrigen vom k_b -Wert nicht erfaßt. Unterschreitungen im Rahmen der DIN 4263 sind durch eine Auslegung einer Haltung auf $0,9 Q_V$ abgedeckt. Beim Leistungsnachweis bestehender Leitungen ist mit der gemessenen effektiven Lichtweite oder mit 95 % der Nennweite zu rechnen, wobei der Einfluß eventueller Ablagerungen mit erfaßt ist. Ebenfalls nicht erfaßt sind *Vereinigungsbauwerke*, für die es in der A 110 einige gesonderte Regeln gibt, die hier jedoch übergangen seien.

Diskontinuierliche Strömungen mit seitlichen Zuflüssen werden in der A 110 ebenfalls mit einem eigenen Kapitel behandelt. Das Beschleunigen der seitlichen Zuflüsse auf die Fließgeschwindigkeit der Hauptströmung bewirkt zusätzliche hydraulische Verluste, die in der Regel dadurch berücksichtigt werden können, daß man den Durchfluß am Ende des Sammelkanales - dort, wo er am größten ist - für die gesamte Berechnungsstrecke ansetzt. Hierfür gibt es jedoch gewisse Grenzen, bei deren Überschreitung die Spiegellinie mit Hilfe einer erweiterten Form von Gl. (8) berechnet werden muß. Dieses Problem soll hier jedoch nicht vertieft werden.

Flachstrecken und Ablagerungen

In Kanalnetzen sind Ablagerungen nicht erwünscht, weil sie bei Regenereignissen aufgewirbelt werden können und dann eine wichtige Quelle der Verschmutzung des Mischwassers sind. Ablagerungsfreier Transport ist bei ausreichender Fließgeschwindigkeit auch im Trockenwetterfall zu erreichen. Die A 110 gibt als Kriterium für ablagerungsfreien Transport das Kriterium nach MACKE (1980) an, leider ohne näheren Kommentar, was im folgenden nachgeholt werden soll.

Dieser Autor untersuchte das Problem des Feststofftransports in teilgefüllten Rohrleitungen theoretisch wie experimentell und entwickelte eine Feststofftrans-

portgleichung, die den ausgebildeten Feststofftransport in kg/s in Abhängigkeit der hydraulischen Daten wie der Sedimenteigenschaften wiedergibt. Theoretische Basis dieser Gleichung ist eine Leistungsbilanz am Sedimentkorn in Schwebelage: Die in einem Abschnitt eines Rohres gerade in Schwebelage befindlichen Sedimentkörner setzen durch ihr Absinken eine gewisse Leistung frei. Diese Leistung muß ihnen von der Hauptströmung wieder zugeführt werden, um ihr Absetzen zu verhindern, d.h. diese Leistung muß gleich der von der Strömung pro Längeneinheit über die Sohlenreibung dissipierten Leistung sein, die ja in der Strömung zunächst in turbulente Bewegung umgewandelt wird. Annahmen über die Konzentration der Feststoffe sowie eine experimentelle Verifikation anhand gemessener Transportraten ergänzen die Theorie MACKES. Schließlich gewinnt der Autor aus seiner Feststofftransportgleichung einen Ausdruck für eine kritische Fließgeschwindigkeit bzw. ein kritisches Gefälle in Abhängigkeit der Rohrenweite und der Teilfüllung. Seine Tabelle wurde in die A 110 unmittelbar übernommen (Bild 6). Sie gilt jedoch nur für Kreisrohre.

Nennweite	Kritische Geschwindigkeit v_{krit} in m/s	Kritisches Gefälle J_{krit} in ‰	Nennweite	Kritische Geschwindigkeit v_{krit} in m/s	Kritisches Gefälle J_{krit} in ‰
150	0,48	2,72	1100	1,18	1,25
200	0,50	2,04	1200	1,24	1,24
250	0,52	1,63	1300	1,28	1,22
300	0,56	1,51	1400	1,34	1,20
350	0,62	1,48	1500	1,39	1,19
400	0,67	1,45	1600	1,44	1,18
450	0,72	1,42	1800	1,54	1,16
500	0,76	1,40	2000	1,62	1,14
600	0,84	1,37	2200	1,72	1,12
700	0,91	1,33	2400	1,79	1,10
800	0,98	1,31	2600	1,87	1,10
900	1,05	1,29	2800	1,96	1,09
1000	1,12	1,26	3000	2,03	1,08

Bild 6: Tabelle der kritischen Geschwindigkeiten und Gefälle zur Vermeidung von Ablagerungen nach MACKE (1980). Für Teilfüllungen mit $0,1 < h/d < 0,3$ sind die Werte für v_{krit} um 10 % zu erhöhen.

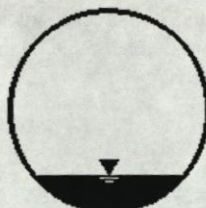
UFT Umwelt- und Fluid-Technik
 97980 Bad Mergentheim, Steinstr. 7
 Telefon: (07931) 9710-0 Telefax: (07931) 9710-40

UFT-PipeCalc V1.2
 (c) 1995 UFT
 Schmid/Meiß

Hydraulische Dimensionierung von Rohren nach ATV-Arbeitsblatt A110

Kreisprofil

Kreisrohr Nennweite DN in mm : 700.0000
 Betriebsrauheit kb in mm : 1.500000
 Energiefallgefälle JE in 1/1000 : 2.000000
 Kinemat. Zähigkeit ν in m^2/s : 1.3100E-6
 Dichte Rho in kg/m^3 : 1000.0000



Vollfüllung

Teilfüllung

Wassertiefe	Profilhöhe in mm : 700.000	H in mm : 125.946
Durchfluß	QVoll in l/s : 410.448	QTeil in l/s : 30.0000
Fließgeschwindigkeit	vVoll in m/s : 1.06652	vTeil in m/s : 0.63723
Geschwindigkeitshöhe	$v^2/2g$ in m : 0.05797	$v^2/2g$ in m : 0.02069
Widerstandsbeiwert	Lambda : 0.02414	Lambda : 0.02967
Querschnittsfläche	A in m^2 : 0.38484	A in m^2 : 0.04707
Hydraulischer Radius	rhy in m : 0.17500	rhy in m : 0.07676
Schubspannung	Tau in N/m^2 : 3.43350	Tau in N/m^2 : 1.50611
Reynoldszahl	Re : 569900	Re : 149363
Froudezahl Teilfüllung	-	Fr : 0.68765
Kritische Geschwindigkeit	-	vkrit in m/s : 1.00100

Warnung: $v_{Teil} < v_{krit}$ - Gefahr bleibender Ablagerungen !

Bild 7: Beispiel zur Anwendung des Kriteriums nach MACKE: Im gezeigten DN 700-Kreisrohr mit nur 2 ‰ Sohlenneigung führt bereits ein Abfluß von 30 l/s zu Ablagerungsgefahr ($v = 0,63 \text{ m/s} < v_{krit} = 1,0 \text{ m/s}$).

Steilstrecken und Lufteintrag

Lange, steil geneigte Rohrleitungen können in der Praxis zu einer Reihe von unerwünschten Phänomenen führen. Zum einen nimmt die Strömung durch die hohe Turbulenz an der Oberfläche Luft auf, wodurch sich die Fließtiefe vergrößert. Zum anderen stellen sich unabhängig von einer Luftaufnahme Effekte wie bei einem Heber ein, sobald das Rohr vollschlägt. Es bildet sich dann eine Zweipha-

senströmung mit Luftblasen, die gegen die Hauptströmung versuchen, rückwärts zu wandern, aber von der Strömung mitgerissen werden. Pulsierende Strömungszustände mit starken Druckstößen können dabei auftreten. Abhilfe kann geschaffen werden, wenn Steilleitungen ausreichend groß dimensioniert werden, so daß ein Zuschlagen auch bei Berücksichtigung des Wasser-Luft-Gemisches nicht eintreten kann. Dazu können noch einige konstruktive Maßnahmen beitragen. Besonderes Augenmerk muß dabei dem Einlauf gelten, weil hier die Strömung beschleunigt wird und sich die Geschwindigkeit in der Steilstrecke erst ausbilden muß. Die ersten Haltungen können z.B. in größerer Nennweite ausgeführt werden als der Rest einer Steilstrecke. Auch an Neigungswechseln muß vermieden werden, daß der Strahl abhebt und dadurch als Wasserstrahlpumpe wirkt. Eine Belüftung ist wesentlich.

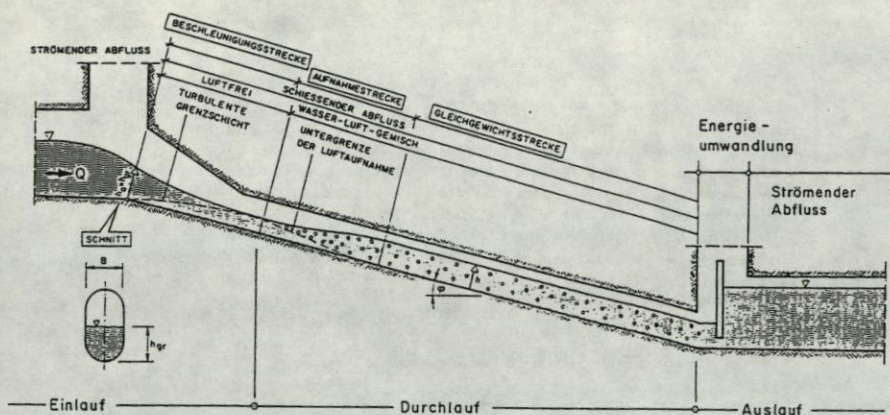


Bild 8: Abschnitte einer Steilstrecke (A 110)

Die Lufteinmischung wird durch die in der A 110 wiedergegebenen Diagramme nach VOLKART (1978) berücksichtigt, die einen Vergrößerungsfaktor $f_{Luft} = f(d, k, J_{so})$ angeben. Damit wird der Bemessungsabfluß Q_T rechnerisch vergrößert und für diesen fiktiven Abfluß das Rohr so dimensioniert, daß $f_{Luft} \cdot Q_T \leq 0,75 Q_V$ eingehalten ist, um ein Zuschlagen mit Sicherheit zu vermeiden. Bei Steilleitungen muß darüber hinaus das Energieliniengefälle mit Hilfe der echten Länge des Kanals bestimmt werden. Mit einigen zusätzlichen Formeln (hier nicht wiedergegeben) läßt sich weiterhin die Füllhöhe des Wasser-Luft-Gemisches in der Leitung bestimmen.

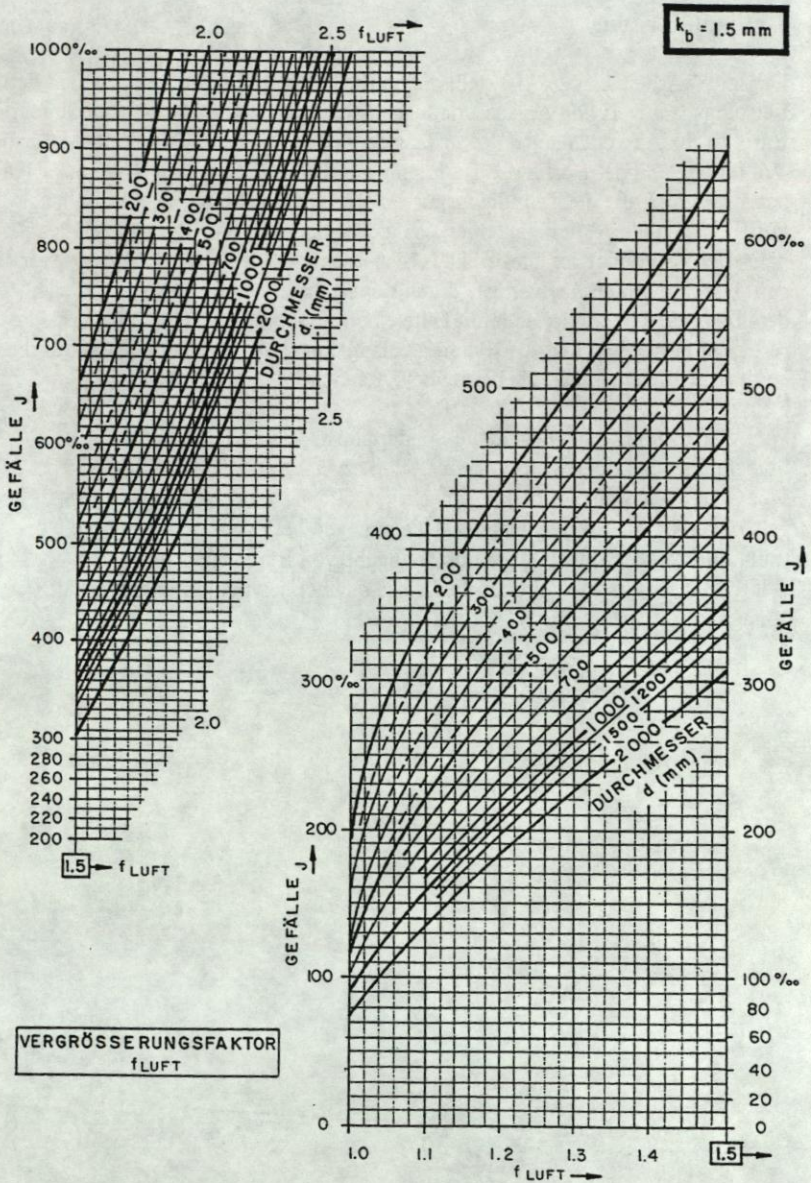


Bild 9: Diagramm für den Vergrößerungsfaktor f_{Luft} nach VOLKART (1978), hier für eine Rauheit von $k_b = 1,5$ mm

Zusammenfassung

Das ATV-Arbeitsblatt A 110 stellt die für die hydraulische Berechnung und den Leistungsnachweis von Abwasserleitungen anzuwendenden Formeln zusammen. Basis ist die Anwendung des Verlustansatzes nach PRANDTL-COLEBROOK für die Vollfüllung und der Bezug der Teilfüllung auf die Vollfüllung mit Hilfe einer Näherungsformel, die die Teilfüllungskurven sehr gut beschreibt. Die Teilfüllungskurven haben ein Abflußmaximum, das größer als die Leistungsfähigkeit des Kanals bei Vollfüllung ist; dies soll aus Sicherheitsgründen nicht ausgenutzt werden. Hydraulische Einzelverluste durch Kanalschächte usw. können entweder detailliert berechnet oder aber mit Hilfe einer betrieblichen Rauheit pauschal berücksichtigt werden. Die A 110 liefert entsprechend anzusetzende Werte für die Verlustkoeffizienten und die betriebliche Rauheit.

Die A 110 spricht auch bestimmte Sonderfälle an. So ist die Ausbildung von Spiegellinien bei ungleichförmigem Abfluß erwähnt, bei der allerdings die praktische Vorgehensweise trotz des schwierigen Themas nicht beschrieben wird. Hingegen werden die Problematik der Ablagerungen bei Flachstrecken und die der Luftaufnahme bei Steilstrecken durch Angabe von Berechnungsformeln so behandelt, daß diese Effekte auf einfache Weise rechnerisch berücksichtigt werden können.

Literatur

- A 110 (1988): Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen. Arbeitsblatt A 110 der Abwassertechnischen Vereinigung e.V. St. Augustin: Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V.
- A 118 (1983): Richtlinien für die hydraulische Bemessung von Schmutz-, Regen- und Mischwasserkanälen. Arbeitsblatt A 118 der Abwassertechnischen Vereinigung e.V. St. Augustin: Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e.V., 4. Auflage
- BGH (1990): Urteil des Bundesgerichtshofes vom 5. Oktober 1989. *Korrespondenz Abwasser*, 37, S. 292 - 294
- BISCHOFF, H. (1994): Kanalnetzrechnungen und ihre Prüfungen. *Zeitschrift für Stadtentwässerung und Gewässerschutz*, Heft 28, August 1994, S. 19 - 54
- DIN EN 752 (1993): Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden. Teil 2: Anforderungen. Berlin: Beuth
- DRACOS, Th., CHEN, J. (1995): Instabilität und Zweideutigkeit des Normalabflusses in teilgefüllten Rohrkanälen. *gwf Wasser-Abwasser* 136, Nr. 6, S. 288-295
- HAGER, W.H. (1991): Teilfüllung in geschlossenen Kanälen. *gwf Wasser-Abwasser* 132, Nr. 10, S. 558-564 u. Nr. 11, S. 641-647
- HAGER, W.H. (1995): Zuschlagen von teilgefüllten Rohren. *gwf Wasser-Abwasser* 136, Nr. 5, S. 200-210
- MACKE, E. (1982): Über den Feststofftransport bei niedrigen Konzentrationen in teilgefüllten Rohrleitungen. Mitteilungen des Leichtweiß-Institutes der Technischen Universität Braunschweig, Heft 76, S. 1 - 154
- SAUERBREY, M. (1969): Abfluß in Entwässerungsleitungen unter besonderer Berücksichtigung der Fließvorgänge in teilgefüllten Rohren. *Wasser und Abwasser in Forschung und Praxis*, Heft 1. Bielefeld: Erich Schmidt Verlag
- TIEDT, W. (1971): Hydrodynamische Untersuchung des Teilfüllungsproblems. Technischer Bericht Nr. 7 aus dem Institut für Hydraulik und Hydrologie der Technischen Hochschule Darmstadt
- UNGER, P., ZANKER, G. (1994): Verringerung von Schachtverlusten in Kanälen und Leitungen. *awt Abwassertechnik*, Heft 5, S. 48-50
- VOLKART, P. (1978): Hydraulische Bemessung steiler Kanalisationsleitungen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme. Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, Nr. 30