

**Bestimmung instationärer Durchflüsse  
in gestauten Fließgewässern  
auf Basis des Wasserspiegelgefälles**

**Dissertation**

zur Erlangung des Grades Doktor-Ingenieur  
des Fachbereichs Bauingenieurwesen  
der Bergischen Universität GH Wuppertal

von

*Dipl.-Ing. Torsten Dose*  
aus Düsseldorf

eingereicht am: 23. November 2001

Prüfung am: 16. April 2002

Erster Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Kaldenhoff  
Bergische Universität Wuppertal

Zweiter Gutachter: Prof. Dr. rer. nat. Gerd Morgenschweis  
Ruhrverband, Essen

## Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Arbeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehr- und Forschungsgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft an der Bergischen Universität GH Wuppertal.

Besonders herzlich danke ich meinem Mentor und Betreuer Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans Kaldenhoff. Verständnisvoll setzte er sich für meine Belange ein und stand immer zu einem Gespräch zur Verfügung. Lobend erwähnen möchte ich auch seinen Weitblick und das Vertrauen, welches er in mich setzte.

Mein Dank gilt gleichermaßen Herrn Prof. Gerd Morgenschweis, der sich bereits seit langer Zeit für unser Institut verdient macht und die Zusammenarbeit zwischen Ruhrverband und der Universität Wuppertal maßgeblich stärkt. Besonders hervorheben möchte ich seinen Einsatz für die Realisierung des in dieser Arbeit behandelten Forschungsprojektes.

Mein Kollege Herr Dr.-Ing. Torsten Schlurmann zeigte immer Interesse an meinen Ergebnissen und gab mir wertvolle Anregungen. Durch unsere gute Zusammenarbeit auf vielen Arbeitsbereichen konnten wir auch in personell engen Zeiten produktive Arbeit leisten.

Nicht zu vergessen ist die Vorarbeit, die Herr Dr.-Ing. Andreas Schlenkhoff zu diesem Projekt geleistet hat. So waren er und Herr Prof. Kaldenhoff maßgeblich für die Auswahl der Messeinrichtungen beteiligt, welche die Voraussetzung für die praktische Umsetzung bildeten.

Herrn Dr.-Ing. Franz Zunic von der TU München danke ich für die Bereitstellung des Fortran-Quellcodes von IMOC.

Meiner Familie gilt mein Dank für die Unterstützung während der Zeit der Bearbeitung; meinem Vater danke ich insbesondere für die intensive Durchsicht. Gefreut habe ich mich auch über Rat und Tat meiner Freunde und Bekannten, im Speziellen Peter Brandt, Petra Gisa und Kurt Neumann-Klößner.

Außerdem möchte ich allen Kollegen, den ehemaligen Mitarbeitern Dipl.-Ing. Silke Munko und Dipl.-Ing. Manuela Sautmann sowie den studentischen Hilfskräften cand.-ing. Jens Harms und cand.-ing. Mario Oertel für ihre Hilfe danken.

## Kurzfassung

In dieser Arbeit wird ein hydraulisches Messverfahren vorgestellt, das durch Messung der Wassertiefe und der Wasserspiegelgefälle auf Basis konventioneller Messtechnik – neben der bei der Einrichtung der Messanlage aufzumessenden Flussgeometrie – die Durchflussbestimmung natürlicher Gerinne ermöglicht, wobei nur minimale Einbauten in den Fließquerschnitt erforderlich sind. Diese Vorgehensweise berücksichtigt auch den Einsatz in gestauten Fließgewässern, für den das traditionelle indirekte Verfahren mittels einer Abflusskurve versagt.

Ausgehend vom allgemeinen Fließgesetz nach Navier-Stokes bzw. den Gleichungen von Saint-Venant wird ein eindimensionales, für die instationäre numerische Auswertung geeignetes Gleichungssystem abgeleitet. Die Strömungsverluste, die einen direkten Bezug zur gemessenen Wasserspiegelgefälle haben, wurden mit dem Ansatz von Colebrook-White berücksichtigt. Der eindimensionale Ansatz ist bei Auswahl eines geeigneten homogenen Flussabschnitts zulässig. Wesentlich war hierbei die Berücksichtigung instationärer Terme, da für den untersuchten Pegel sehr schnelle Änderungen des Durchflusses (Schwallbetrieb) zu erwarten waren.

Wie bei anderen (hydraulischen) Messverfahren üblich, erfordert das sogenannte 'Δ*W*-Durchflussmessverfahren' eine Kalibrierung, da der Rauheitswert prinzipiell schwierig zu bestimmen ist. In der Arbeit wurde eine aufwändige Kalibrierung für den Rauheitswert wie auch für eine Höhenkorrektur der gemessenen Wasserstandsdifferenz durchgeführt. Eine ausführliche Untersuchung der Messunsicherheiten zeigt, dass der genauen Messung der Wasserstandsdifferenz speziell für kleine Durchflüsse eine hohe Bedeutung zukommt.

Das Δ*W*-Durchflussmessverfahren wurde für einen Flussabschnitt der mittleren Ruhr (mit Stau-einfluss) am Pegel Fröndenberg einem Praxistest unterzogen. Seine Einsatzfähigkeit konnte durch Vergleich der in einem etwa zweijährigen Messzeitraum gewonnenen Daten mit den Referenzmesswerten einer Ultraschallanlage belegt werden. Obwohl die beiden zur Kalibrierung verwendeten Parameter über lange Zeitbereiche konstant gehalten wurden, beträgt die mittlere prozentuale Abweichung beider Messeinrichtungen weniger als 5 %. Hervorzuheben ist im Besonderen die präzise Erfassung sich schnell ändernder Abflussvorgänge, was durch die instationäre Auswertung erreicht wurde. Mit dem Δ*W*-Durchflussmessverfahren steht eine zuverlässige Messmethode zur Bestimmung stationärer wie instationärer Durchflüsse in staugeregelten Flussabschnitten zur Verfügung.

## Abstract

A procedure to measure the discharge in natural rivers based on the measurement of water depth and water surface slope using conventional equipment is presented. The river geometry is surveyed during the installation of the measuring system.

The analysis is based on the equations of Saint-Venant. A linear set of equations suitable for the numeric analysis is derived. The flow losses, which have a direct relation to the measured water surface slope, were considered with the friction law by Colebrook-White. The linear approach is suitable for homogeneous rivers. Due to hydropower-plants the flow conditions can alter substantially. If the unsteady terms are not included, this would lead to significant errors in the evaluation of flow rates.

Like other methods for determining discharge the present ' $\Delta W$ -method for discharge measurement' requires a calibration as it is difficult to quantify the roughness value. Furthermore the water level difference is corrected because of uncertainties during the installation of the pressure system (bubble procedure). A detailed analysis of a host of parameters controlling the flow characteristics has revealed that uncertainties in measuring the water level difference have a significant impact on the measured discharge particularly when it is of smaller rates.

The  $\Delta W$ -method for discharge measurement was applied to a gauging station at the river Ruhr with tailwater influence. Its usefulness for practice is shown by comparing the measured values ( $\Delta W$ -method) with reference values of an ultrasonic system. Although the used parameters roughness and correction of the water level difference were kept constant over long periods, the average relative deviation of both measuring equipment amounts to approx. 5%. Considering the limitations the  $\Delta W$ -method for discharge measurement is a reliable measuring technique to quantify steady as well as unsteady flow in regulated rivers.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Grundlegende Betrachtungen zur Auswahl der Messstrecke</b>	<b>3</b>
2.1	Anforderungen an die Messstrecke . . . . .	3
2.2	Topographie und Hydrologie der ausgewählten Messstrecke . . . . .	3
2.3	Hydrodynamische Charakteristik von Stauhaltungen . . . . .	4
<b>3</b>	<b>Theoretische Grundlagen instationärer Strömungsvorgänge</b>	<b>13</b>
3.1	Grundgleichungen . . . . .	13
3.2	$\Delta W$ -Verfahren (IMOC) . . . . .	16
3.3	$\Delta W$ -Verfahren (LiMDW) . . . . .	17
3.4	Vereinfachungen . . . . .	21
3.4.1	Rauheitseinflüsse . . . . .	21
3.4.2	Stationärer Durchfluss . . . . .	21
<b>4</b>	<b>Messtechnische Einrichtungen am Pegel Fröndenberg</b>	<b>22</b>
4.1	Pneumatik-Differenzdruckanlage . . . . .	22
4.1.1	Prinzip des Einperlverfahrens . . . . .	22
4.1.2	Messeinrichtung der Pneumatikanlage . . . . .	24
4.1.3	Installation . . . . .	26
4.1.4	Wartung und mögliche Störungen . . . . .	28
4.1.5	Genauigkeit der Wasserstandsmessung . . . . .	28
4.2	Ultraschall-Referenzanlage . . . . .	30
4.2.1	Prinzip der Ultraschall-Durchflussmessung . . . . .	30
4.2.2	Installation . . . . .	31
4.2.3	Kalibrierung . . . . .	32
<b>5</b>	<b>Messdatenbasis</b>	<b>33</b>
5.1	Messgrößen $h_1$ , $\Delta W$ und $Q_{US}$ . . . . .	33
5.1.1	Ganglinien . . . . .	33
5.1.2	Störungen bei der Messdatenerfassung . . . . .	34
5.1.3	Statistische Kennwerte der Messgrößen $h_1$ , $\Delta W$ und $Q_{US}$ . . . . .	40

---

5.1.4	Quantifizierung der Streuungen . . . . .	41
5.2	Modifizierte Abflusskurve . . . . .	43
5.3	Querprofile . . . . .	43
<b>6</b>	<b>Betrachtungen zur Messunsicherheit</b>	<b>47</b>
6.1	Mathematische Grundlagen der Messunsicherheit . . . . .	47
6.2	$\Delta W$ -Verfahren . . . . .	50
6.3	Ultraschall-Laufzeitverfahren . . . . .	65
6.4	Vergleich der Messunsicherheiten beider Messverfahren . . . . .	69
<b>7</b>	<b>Auswertung</b>	<b>72</b>
7.1	Kalibrierung mit Hilfe der Parameter $k_S$ und $\Delta_{\Delta W}$ . . . . .	72
7.1.1	Erläuterung der Notwendigkeit . . . . .	72
7.1.2	Verfahrensablauf . . . . .	73
7.1.3	Durchführung und Ergebnis der Kalibrierung . . . . .	76
7.2	Ergebnisse . . . . .	83
7.2.1	Durchfluss $Q_{\Delta W}$ (IMOC) . . . . .	83
7.2.2	Alternativer Berechnungsalgorithmus für $Q_{\Delta W}$ (LiMDW) . . . . .	83
7.2.3	Hysterese bei instationären Abflussvorgängen . . . . .	88
7.2.4	Unterschied zwischen stationärem und instationärem Berechnungsansatz . . . . .	90
<b>8</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>94</b>
<b>A</b>	<b>Rohdaten des Datensammlers</b>	<b>100</b>
<b>B</b>	<b>Einfluss der Strömungsgeschwindigkeit auf die Wasserstandsmessung</b>	<b>105</b>
<b>C</b>	<b>Begriffserläuterungen zur Messunsicherheit</b>	<b>106</b>
<b>D</b>	<b>Berechnungsergebnisse (IMOC)</b>	<b>109</b>
D.1	Kalibrierung . . . . .	109
D.2	Durchflussvergleich . . . . .	111

# Verzeichnis der Bilder

2.1	Ausschnitt aus der Pegelkarte für das Einzugsgebiet der Ruhr . . . . .	5
2.2	Ausschnitt der topographischen Karte im Bereich Fröndenberg . . . . .	5
2.3	Messstrecke am Pegel Fröndenberg . . . . .	6
2.4	Bereich unterhalb der Messstrecke . . . . .	6
2.5	Vergleich zweier Wasserstands-Durchfluss-Beziehungen . . . . .	8
2.6	Schematische Darstellung verschiedener Beziehungen zwischen $I_W$ und $W$ . . . . .	9
2.7	Verschiebung der Stauwurzel für verschiedene Durchflüsse . . . . .	9
2.8	Stau einfluss auf das Wasserspiegelgefälle in Abhängigkeit vom Durchfluss . . . . .	10
2.9	Retentionszeit und Laufzeit im Staubereich . . . . .	12
2.10	Retentionszeit und Laufzeit bei freiem Abfluss . . . . .	12
3.1	Kräftegleichgewicht unter Berücksichtigung des Impulserhaltungssatzes . . . . .	15
3.2	Massenerhalt im Kontrollraum (eindimensional, instationär) . . . . .	15
4.1	Systemskizze der Differenzdruckanlage . . . . .	23
4.2	Definition der Variablen der Pneumatikanlage . . . . .	23
4.3	Technische Einrichtung der Differenzdruckanlage . . . . .	25
4.4	Anschluss der Messgrößenaufnehmer mit optimierter Druckluftzufuhr . . . . .	26
4.5	Erster am Pegel Fröndenberg montierter Einperlsensor aus Metall . . . . .	27
4.6	Strömungsgünstig geformter Einperlsensor aus Kunststoff . . . . .	27
4.7	Prinzipskizze einer verbesserten Kalibriervorrichtung . . . . .	27
4.8	Systemskizze der Ultraschallanlage . . . . .	30
5.1	Messwerte eines fehlerfreien Zeitabschnitts . . . . .	34
5.2	Messwerte für einen Zeitabschnitt mit groben Fehlern . . . . .	35
5.3	Begrenzung des Differenzdruckaufnehmers . . . . .	37
5.4	Höhenunterschied der Einperlöfnungen . . . . .	37
5.5	Schnelle Änderungen der Messwerte $h_1$ , $\Delta W$ und $Q_{US}$ . . . . .	38
5.6	Geschwindigkeitsdifferenzen $\Delta v = f(v_m)$ . . . . .	39

5.7	Schwall und Sunk bei kleinen Durchflüssen . . . . .	39
5.8	Messdaten mit Ausgleichskurven . . . . .	42
5.9	Standardabweichung der Differenzen zwischen Messwerten und Ausgleichskurve . . . . .	42
5.10	Zusammenhang zwischen den Größen $I_W$ und $Q_{US}$ . . . . .	44
5.11	Abflusskurven in Abhängigkeit vom Wasserspiegelgefälle . . . . .	45
5.12	Aufgemessene Querprofile am Pegel Fröndenberg . . . . .	46
5.13	Profilkennwerte $A = f(W)$ und $R = f(W)$ . . . . .	46
6.1	Gesamtmessunsicherheit der Differenzdruckanlage . . . . .	59
6.2	Prozentuale Gesamtmessunsicherheit der Differenzdruckanlage . . . . .	60
6.3	Aufteilung der Gesamtmessunsicherheit (abhängige Größen) . . . . .	61
6.4	Aufschlüsselung der Kovarianzen der Differenzdruckanlage . . . . .	61
6.5	Aufteilung der Gesamtmessunsicherheit bei kleiner Wassertiefe . . . . .	62
6.6	Aufteilung der Gesamtmessunsicherheit bei mittlerer Wassertiefe . . . . .	62
6.7	Aufteilung der Gesamtmessunsicherheit bei großer Wassertiefe . . . . .	63
6.8	Systematische und zufällige Aufteilung der Gesamtmessunsicherheit . . . . .	63
6.9	Zulässige Messunsicherheit $u(I)$ der Differenzdruckanlage . . . . .	64
6.10	Absolute Gesamtmessunsicherheit der Ultraschallanlage am Pegel Fröndenberg . . . . .	69
6.11	Aufteilung der Gesamtmessunsicherheit der Ultraschallanlage . . . . .	70
7.1	Einflüsse auf die äquivalente Sandkornrauheit . . . . .	74
7.2	Kalibrierung mit kleinem Referenzmesswert . . . . .	75
7.3	Kalibrierung mit großem Referenzmesswert . . . . .	75
7.4	Kalibrierung mit zwei Referenzmesswerten . . . . .	76
7.5	Ablaufdiagramm für den Optimierungsprozess . . . . .	78
7.6	Ergebnis der Optimierung der Parameter $\Delta_{\Delta W}$ und $k_S$ mit Parameter $\Delta Q$ . . . . .	79
7.7	Ergebnis der Optimierung der Parameter $\Delta_{\Delta W}$ und $k_S$ mit Parameter $Q_{\min}$ . . . . .	80
7.8	Korrektur und Rauheitswert als $f(t)$ für den Zeitbereich II . . . . .	80
7.9	Korrektur und Rauheitswert als $f(t)$ für den Zeitbereich II (Auswahl) . . . . .	81
7.10	Vergleich zwischen den Messergebnissen $Q_{\Delta W}$ und $Q_{US}$ . . . . .	84
7.11	Detaildarstellung aus Zeitbereich II mit kleinen Durchflüssen . . . . .	85
7.12	Detaildarstellung aus Zeitbereich II mit großen Durchflüssen . . . . .	85
7.13	Vergleich der Durchflussergebnisse von IMOC- und LiMDW-Algorithmus . . . . .	87
7.14	Abweichung $\Delta Q$ in Abhängigkeit vom Abstand $L$ der Sensoren . . . . .	87

---

7.15	Hysterese zwischen der Wassertiefe und dem Durchfluss . . . . .	89
7.16	Hysterese der Messgrößen Wasserstands­differenz und Durchfluss im Staubereich .	89
7.17	Einfluss der Terme von Gleichung 3.29 . . . . .	91
7.18	Abweichungen zwischen stationärer und instationärer Berechnung . . . . .	91
7.19	Kurzzeitig negatives Wasserspiegelgefälle . . . . .	92
7.20	Starker instationärer Einfluss der Terme von Gleichung 3.29 . . . . .	93
7.21	Vergleich von $Q_{\Delta W}$ mit $Q_{US}$ für schnelle Durchflussänderungen . . . . .	93
A.1	Rohdaten des Datensammlers: 1. Quartal 1999 . . . . .	100
A.2	Rohdaten des Datensammlers: 2. Quartal 1999 . . . . .	101
A.3	Rohdaten des Datensammlers: 3. Quartal 1999 . . . . .	101
A.4	Rohdaten des Datensammlers: 4. Quartal 1999 . . . . .	102
A.5	Rohdaten des Datensammlers: 1. Quartal 2000 . . . . .	102
A.6	Rohdaten des Datensammlers: 3. Quartal 2000 . . . . .	103
A.7	Rohdaten des Datensammlers: 4. Quartal 2000 . . . . .	103
A.8	Rohdaten des Datensammlers: 1. Quartal 2001 . . . . .	104
B.1	Abweichung der gemessenen Wassertiefe $\Delta h = f(v)$ . . . . .	105
D.1	Ergebnis der Kalibrierung für Zeitbereich I . . . . .	109
D.2	Ergebnis der Kalibrierung für Zeitbereich III . . . . .	110
D.3	Ergebnis der Kalibrierung für Zeitbereich IV . . . . .	110
D.4	Vergleich zwischen $Q_{\Delta W}$ (IMOC) und $Q_{US}$ im Zeitbereich I . . . . .	111
D.5	Vergleich zwischen $Q_{\Delta W}$ (IMOC) und $Q_{US}$ im Zeitbereich III . . . . .	112
D.6	Vergleich zwischen $Q_{\Delta W}$ (IMOC) und $Q_{US}$ im Zeitbereich IV . . . . .	113

# Verzeichnis der Tabellen

2.1	Pegelhöhen am Wehr Hengsen . . . . .	7
4.1	Messeinrichtung der Differenzdruckanlage . . . . .	25
4.2	Methoden zur Wasserstandsmessung (nach WYDER, 1998) . . . . .	29
4.3	Geschwindigkeit $v_x = f(\Delta t)$ in der Messstrecke am Pegel Fröndenberg . . . . .	32
5.1	Protokollauszug der Messdaten $h_1$ , $\Delta W$ und $Q_{US}$ . . . . .	33
5.2	Statistische Kennwerte der Messgrößen $h_1$ , $\Delta W$ und $Q_{US}$ . . . . .	40
5.3	Streuung der 2-Minutenwerte . . . . .	41
6.1	Faktoren für die erweiterte Messunsicherheit . . . . .	49
6.2	Bewertung möglicher Einfluss- und Störgrößen der Differenzdruckanlage . . . . .	52
6.3	Abhängigkeiten der Messgrößen der Differenzdruckanlage . . . . .	54
6.4	Unsicherheiten der Kovarianzen der Differenzdruckanlage . . . . .	58
6.5	Kovarianzen der Differenzdruckanlage . . . . .	58
6.6	Bewertung möglicher Einfluss- und Störgrößen der Ultraschallanlage . . . . .	66
7.1	Kontrollmessergebnisse mit hydrometrischem Flügel bzw. ADCP . . . . .	82
7.2	Ergebnis der Kalibrierung für das $\Delta W$ -Verfahren (IMOC) . . . . .	82
7.3	Ergebnis der Kalibrierung für das $\Delta W$ -Verfahren (LiMDW) . . . . .	86
7.4	Zusammenhang zwischen Wasserspiegelgefälle, Wassertiefe und Durchfluss . . . . .	90

## Formelzeichen, Einheiten und Fachausdrücke

Zeichen	Benennung	Einheit
$A$	Fließquerschnitt	$\text{m}^2$
$A_\tau$	turbulente Impulsaustauschgröße	$\text{N s}/\text{m}^2$
$a$	spezifische, durch Reibung hervorgerufene Leistung	$\text{m}^2/\text{s}^2$
$\alpha$	Geschwindigkeitshöhenbeiwert	dimensionslos
$\beta$	Korrekturwert zur Berücksichtigung der Stromlinienkrümmung	dimensionslos
$c_x$	Empfindlichkeitskoeffizient, berechnet als partielle Ableitung der Funktion $f$ nach $x$ ( $f_{,x}$ )	$[f_{,x}]$
$c_0$	Geschwindigkeit des Ultraschallsignals im ruhenden Medium	$\text{m}/\text{s}$
$c_1, c_2$	Geschwindigkeiten des Ultraschallsignals entgegen bzw. mit der Strömung	$\text{m}/\text{s}$
$D$	hydraulischer Durchmesser	$\text{m}$
$e$	spezifische innere Energie	$\text{m}^2/\text{s}^2$
$e_r(x)$	zufällige Messabweichung der Messgröße $x$ (unbekannt)	$[x]$
$e_{s,b}(x)$	systematische Messabweichung der Messgröße $x$ (bekannt)	$[x]$
$e_{s,u}(x)$	systematische Messabweichung der Messgröße $x$ (unbekannt)	$[x]$
$f$	Formbeiwert bei vom Kreisquerschnitt abweichender Geometrie	dimensionslos
$g$	Erdbeschleunigung	$\text{m}/\text{s}^2$
$h$	Wassertiefe: lotrechte Distanz zwischen Wasserspiegel und Sohle	$\text{m}$
$h_e$	spezifische Enthalpie	$\text{m}^2/\text{s}^2$
$h'$	Höhendifferenz zwischen Wasserspiegel und Einperlsensor	$\text{cm}$
$h_v$	Verlusthöhe	$\text{cm}$
$\eta$	dynamische Viskosität	$\text{N s}/\text{m}^2$
$I_E$	Energieliniengefälle	$\%$
$I_S$	Sohlengefälle	$\%$
$I_W$	Wasserspiegelgefälle	$\%$
$K$	Kovarianzen zur Bestimmung der Unsicherheit der Messgröße $x$	$[x]^2$
$k$	Koeffizient zur Berücksichtigung des Geschwindigkeitsprofils (Ultraschallanlage)	dimensionslos
$k_p$	Faktor für die erweiterte Messunsicherheit	dimensionslos
$k_M$	Rauheitswert nach Manning-Strickler	$\text{m}^{1/3}/\text{s}$
$k_S$	äquivalente Sandkornrauheit	$\text{mm}$

Zeichen	Benennung	Einheit
$\kappa$	Formbeiwert zur Unsicherheit bei einer Trapezverteilung	dimensionslos
$L$	Abstand der Messgrößenaufnehmer	m
$L_x$	Länge der Messstrecke der Ultraschallanlage	m
$\lambda$	Verlustbeiwert	dimensionslos
$\nu$	kinematische Viskosität	m <sup>2</sup> /s
$P$	Prozentualer Anteil	%
$p$	Druck	N/m <sup>2</sup>
$p_K$	Druckzuwachs infolge Stromlinienkrümmung	N/m <sup>2</sup>
$\Delta p$	Druckdifferenz	N/m <sup>2</sup>
$\phi$	Winkel zwischen Hauptströmungsrichtung und Messstrecke der Ultraschallanlage	°
$Q_{\Delta W}$	Durchfluss, gemessen mit der Differenzdruckanlage	m <sup>3</sup> /s
$Q_{US}$	Durchfluss, gemessen mit der Ultraschallanlage	m <sup>3</sup> /s
$q$	spezifische, von außen zugeführte Wärmeleistung	m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup>
$R$	hydraulischer Radius	m
$r(x_i, x_j)$	geschätzter Korrelationskoeffizient zu den Eingangsschätzwerten $x_i$ und $x_j$	dimensionslos
$\rho$	Dichte	kg/m <sup>3</sup>
$s$	Weglänge	m
$s(\bar{x})$	empirische Standardabweichung des Eingangsmittelwerts $\bar{x}$ (nach Methode A)	[ $x_i$ ]
$s(x)$	empirische Standardabweichung bzw. Standardunsicherheit	[ $x$ ]
$s(x_i, x_j)$	empirische Kovarianz der Messgrößen $x_i$ und $x_j$	[ $x$ ] <sup>2</sup>
$s^2(\bar{x})$	empirische Varianz des Eingangsmittelwerts $\bar{x}$ (nach Methode A)	[ $x$ ] <sup>2</sup>
$s^2(x)$	empirische Varianz	[ $x$ ] <sup>2</sup>
$T$	Temperatur	°C
$t$	Zeit	s
$\Delta t$	Zeitintervall, Laufzeit	s
$\theta$	Winkelmaß (für Sohlengefälle)	°
$U$	benetzter Umfang	m
$U_e$	erweiterte Unsicherheit der Messgröße $x$	[ $x$ ]
$u_c(y)$	kombinierte Standardunsicherheit zum Ausgangsschätzwert $Y$	[ $y$ ]
$u_c^2(y)$	kombinierte Varianz zum Ausgangsschätzwert $Y$	[ $y$ ] <sup>2</sup>
$u(x)$	Standardunsicherheit des Eingangsschätzwerts $x$ (nach Methode B)	[ $x$ ]

Zeichen	Benennung	Einheit
$u^2(x)$	geschätzte Varianz zum Eingangsschätzwert $x$ (nach Methode B)	$[x]^2$
$V$	Varianzen zur Bestimmung der Unsicherheit der Messgröße $x$	$[x]^2$
$W$	Höhe der Spiegellinie (mit NN als Bezugsniveau)	m ü. NN
$W_{\text{UW}}$	Unterwasserstand (mit NN als Bezugsniveau)	m ü. NN
$\Delta W$	Wasserstands Differenz	cm
$\Delta_{\Delta W}$	Korrektur der Messgröße $\Delta W$	cm
$x_w$	wahrer Wert, besser: richtiger Wert der Messgröße $x$	$[x]$
$z$	Sohlhöhe über Bezugsniveau	m ü. NN
$z'$	lotrechte Distanz zwischen Sohle und Einperlöffnung	cm
$z_P$	Höhe der Einperlöffnung (mit NN als Bezugsniveau)	m ü. NN
$\Delta z_P$	bekannter Höhenunterschied der beiden Einperlöffnungen	cm
$\Delta z_S$	Höhenunterschied der mittleren Sohlhöhe	cm

# 1 Einführung

Als knappes Gut steht Wasser global zunehmend im Fokus sparsamer und wirtschaftlicher Verwendung. In Nordrhein-Westfalen (NRW) sind sondergesetzliche Wasserverbände als übergreifende Organe mit den komplexen Aufgaben der Bewirtschaftung des Wasserangebots, der Abwasserreinigung und -entsorgung sowie des Hochwasserschutzes betraut. So ist der Ruhrverband u. a. mit der Sicherung der Wasserversorgung für einen geschlossenen Siedlungsraum mit rund 5 Millionen Einwohnern zuständig.

Die Steuerung eines wasserwirtschaftlichen Systems setzt eine ausreichende Datengrundlage voraus, um in das Durchflussgeschehen der Flüsse regulierend eingreifen, Schaden von den Anliegern abwenden und zugleich eine Nutzung der nicht vermehrbaren Ressource Wasser ermöglichen zu können. Neben den meteorologischen Daten ist daher die Kenntnis des Durchflusses an ausgewählten Standorten, im Folgenden als Pegel bezeichnet, von besonderer Wichtigkeit. Weitere Gründe für Durchflussmessungen finden sich in vertraglichen Bindungen bzw. wasserrechtlichen Bestimmungen. Mehrjährige Beobachtungsreihen bilden die Basis für Wasserhaushaltsuntersuchungen, die hydrologische Statistik, die Bemessung von Anlagen für wasserwirtschaftliche Zwecke und vieles mehr (Pegelvorschrift, 1997).

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit einem Verfahren, welches auf der Messung des Wasserspiegelgefälles bzw. zweier Wasserstände basiert und daraus den Durchfluss im Staubereich eines Flusslaufs ohne ein fest installiertes Gerät zur Geschwindigkeitsmessung zu ermitteln gestattet. Die Messung der Wasserstandsdifferenz  $\Delta W$  wird in der Literatur bei Hochwasserabfluss zur Erweiterung der Abflusskurve (ISO 1070, 1992) oder auch für Staubereiche empfohlen (Pegelvorschrift, 1997). Darin sind die Ausführungen eher grundsätzlicher Art, beziehen sich auf den empirischen Ansatz nach MANNING-STRICKLER und beschränken sich auf die stationäre Auswertung. Insbesondere ist der Einsatz dieses Messverfahrens für kleine Durchflüsse bisher unzureichend untersucht worden. Diese Lücke wird mit der hier vorgelegten Arbeit ausgefüllt. Nach Herleitung der theoretischen Grundlagen für das zu untersuchende Messverfahren – im Folgenden als  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren oder kurz  $\Delta W$ -Verfahren bezeichnet (nicht mit dem zur Korrektur von Abflusskurven verwendeten Verfahren aus der Pegelvorschrift zu verwechseln) – werden die technischen Einrichtungen und die damit gewonnenen Messwerte dargestellt. Nach der Fehlerabschätzung der eingesetzten Messverfahren folgen schließlich die Kalibrierung der Anlage, die Auswertung der Messwerte anhand des abgeleiteten Berechnungsverfahren und eine abschließende Betrachtung.

Generell entzieht sich der Durchfluss  $Q$  der direkten messtechnischen Erfassung. Daher müssen andere Größen gemessen werden, aus denen sich dann der Durchfluss berechnen lässt. Hierzu sind drei grundlegende Konzepte in der Praxis gebräuchlich (SORG, 1998; Pegelvorschrift, 1997):

1. *Volumetrisches Messverfahren*

Es wird die Zeitdauer gemessen, in der ein geeichtes Messbehältnis gefüllt ist, so dass sich der Durchfluss auf der Basis von  $Q = \Delta V / \Delta t$  berechnen lässt. Dieses Verfahren eignet sich nur für kleine Wassermengen und erfordert Einbauten in das Gerinne.

## 2. Durchflussermittlung mit hydraulischen Verfahren und an Messbauwerken

Sie basieren auf den Gesetzmäßigkeiten der Fluidmechanik. Zu den Messbauwerken zählen der Venturikanal oder Messwehre, mit deren Hilfe ein definierter hydraulischer Zustand (in der Regel der Übergang vom strömenden zum schießenden Abflussverhalten) erzeugt wird. Hierfür ist vielfach ein starker Eingriff in das Gewässer erforderlich.

Bei der Durchflussermittlung an Staustufen wird der gesamte Durchfluss als Summe von Teildurchflüssen (Turbinendurchfluss, Wehrdurchfluss, Schleusungsdurchfluss und sonstige Durchflüsse wie Fischtreppe oder Umläufigkeiten) ermittelt. Dadurch können größere Unsicherheiten entstehen.

## 3. Messverfahren unter Zugrundelegung der Kontinuitätsbeziehung

Hierbei werden die durchströmte Fläche  $A$  sowie die mittlere Fließgeschwindigkeit  $v$  gemessen und über die Beziehung  $Q = vA$  der Durchfluss berechnet. Es existieren zwei praktikable Verfahren zur Geschwindigkeitsmessung:

### (a) Direktes Geschwindigkeits-Messverfahren:

Mit Hilfe hydrometrischer Flügel, magnetisch-induktiver, laser-optischer oder Ultraschall/ Akustik-DOPPLER-Verfahren u. a. wird *direkt* die Fließgeschwindigkeit an verschiedenen Stellen des Querschnitts gemessen, daraus die mittlere Fließgeschwindigkeit  $v$  bestimmt und mit dem ebenfalls zu messenden Fließquerschnitt  $A$  multipliziert.

### (b) Indirektes Geschwindigkeits-Messverfahren:

Hierbei wird eine Abflusskurve (Wasserstands-Durchfluss-Beziehung) erstellt und mit deren Hilfe aus dem in der Regel kontinuierlich gemessenen Wasserstand auf den Durchfluss geschlossen. In regelmäßigen Abständen ist eine Kalibrierung mittels eines direkten Verfahrens durchzuführen.

Aufgrund der deutlich geringeren Kosten und der großen Zuverlässigkeit von Wasserstandsmessungen wird trotz einiger Restriktionen an den meisten Pegeln das indirekte Geschwindigkeits-Messverfahren angewendet. So besagt die Pegelvorschrift (1997), dass Pegel nur dann im Staubereich von Dämmen oder Wehren angelegt werden können, wenn eine eindeutige Beziehung zwischen Wasserstand und Durchfluss in Form einer Abflusskurve gegeben ist. Dies setzt voraus, dass keine Steuerung der Wehrverschlüsse erfolgt bzw. der Wasserstand nach einer eindeutigen Beziehung in Abhängigkeit vom Zufluss geregelt wird. In dicht besiedelten Gebieten sind jedoch viele Flussläufe nach technischen Gesichtspunkten ausgebaut und durch Wehranlagen aufgestaut, wobei die Steuerung der Wehrverschlüsse z. B. der Regelung eines schiffbaren Wasserstandes dient, Wasserentnahmen für die Industrie ermöglicht oder für die Optimierung der Energieerzeugung einer Wasserkraftanlage ausgelegt ist. In Deutschland werden im gewässerkundlichen Landesnetz etwa 2740 Pegel zur Durchflussermittlung betrieben (LAWA, 1993). Anfragen bei ausgewählten Staatlichen Umweltämtern in NRW ergaben, dass von 237 Schwimm- bzw. Druckluft-Pegeln sechs zumindest temporär im Staubereich liegen. Auch wird es zunehmend schwieriger, neue Pegelstandorte mit freien Abflussverhältnissen zu finden.

Das  $\Delta W$ -Verfahren ist unter Punkt 2 der oben klassifizierten Verfahren zu subsumieren; ein starker Eingriff in das Gewässer ist nicht erforderlich. Mit dieser Arbeit soll theoretisch und praktisch nachgewiesen werden, dass in staugeregelten Flussbereichen unter Berücksichtigung des jeweiligen Wasserspiegelgefälles eine Durchflussmessung auch mit dem  $\Delta W$ -Verfahren möglich ist.

## 2 Grundlegende Betrachtungen zur Auswahl der Messstrecke

### 2.1 Anforderungen an die Messstrecke

Bei der Einrichtung neuer Pegel ist die Wahl des Standorts von entscheidender Bedeutung. Dazu sind die in der Pegelvorschrift (1997) aufgelisteten hydrologischen und ortsbezogenen Anforderungen zu beachten. Für das  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren gelten einige Besonderheiten; dafür entfällt die Beschränkung auf freie stationäre Abflussverhältnisse.

Im Unterschied zu konventionellen Pegeln wird beim  $\Delta W$ -Verfahren der Wasserstand an zwei Messquerschnitten mit dem Abstand  $L$  gemessen. Der Abstand sollte so groß gewählt werden, dass eine genaue Messung der Wasserstandsdifferenz ermöglicht wird. Mit zunehmender Länge der Messstrecke erhöht sich der Reibungsverlust und folglich die Wasserstandsdifferenz.

Andererseits bestehen hinsichtlich  $L$  Grenzen aufgrund der eingesetzten Messtechnik, der Aufwand für die Datenerfassung steigt und die Wahl einer geeigneten Messstrecke (z. B. hinsichtlich einer gleichmäßigen Querschnittsform des Gerinnes oder vernachlässigbarer Zuflüsse) wird erschwert.

Für jeden Pegel ist im Pegelstammbuch ein Bezugsquerschnitt für die Durchflussmessung angegeben. Bei den direkten Messverfahren z. B. mit hydrometrischem Flügel und dem indirekten Messverfahren basierend auf einer Abflusskurve entspricht der Bezugsquerschnitt in der Regel dem Messquerschnitt. Beim  $\Delta W$ -Verfahren kommen dafür die beiden Messquerschnitte oder die Mitte der Messstrecke in Frage. Bei Erweiterung eines bestehenden Pegels mit einem zusätzlichen Messgrößenaufnehmer für das  $\Delta W$ -Verfahren sollte der ursprüngliche Bezugsquerschnitt beibehalten werden, um einen Vergleich der Messergebnisse zu ermöglichen.

### 2.2 Topographie und Hydrologie der ausgewählten Messstrecke

Gegenstand der praktischen Untersuchungen ist der Pegel Fröndenberg, welcher sich im Mittellauf der Ruhr befindet (Flusskilometer 111,9). Er wird benötigt, um die Datengrundlage für die hydrologischen Modelle im Ruhrverbandsgebiet zu verbessern sowie die Wasserkraftanlage bzw. die Stauhöhe an der wenige Kilometer unterhalb der Pegelstelle gelegenen Staustufe zu steuern. Der Pegel Fröndenberg wurde ausgewählt, da insbesondere für kleine Durchflüssen starke Schwankungen der Wassertiefe und -menge auftreten, so dass er für diese Arbeit von besonderem Interesse ist. Zudem liegt er im Staufluss eines Wehres; insgesamt sind in der Ruhr zur Zeit 54 Wehre in Betrieb.

Die Ruhr entspringt im Rothaargebirge bei Winterberg (Sauerland) und mündet nach einer Gesamtlänge von 219,417 km bei Duisburg rechtsseitig in den Rhein. Der mittlere jährliche Durchfluss beträgt am Pegel Mühlheim  $75,1 \text{ m}^3/\text{s}$  (im Zeitraum 1991 bis 2000), woraus sich

eine mittlere jährliche Durchflusssumme von rund 2,365 Mrd. m<sup>3</sup> berechnet. Das mittlere Sohlgefälle beträgt 3 ‰. Das Einzugsgebiet der Ruhr hat eine Größe von 4 484,58 km<sup>2</sup>.

Oberhalb des Pegels Fröndenberg fließen fünf bedeutende Nebenflüsse in die Ruhr: Im Sauerland mündet die Henne bei Meschede linksseitig in die Ruhr, nachdem sie bereits durch die Henne-Talsperre (38 Mio. m<sup>3</sup>) aufgestaut wurde. Als zweiter Nebenfluss erreicht die Wenne zwischen Meschede und Arnsberg wieder von links die Ruhr. Hinter Arnsberg fließt ebenfalls linksseitig die Sorpe in die Ruhr. Ein Teil ihres Einzugsgebiets wird mit Hilfe der Sorpe-Talsperre (Staukapazität 70 Mio. m<sup>3</sup>) bewirtschaftet. Vor Fröndenberg mündet die Möhne rechtsseitig in die Ruhr, deren Durchfluss durch die Möhne-Talsperre mit einer Staukapazität von 134 Mio. m<sup>3</sup> geregelt wird. Etwa 6 km oberhalb des Pegels Fröndenberg fließt die Hönne von links in die Ruhr. Das Einzugsgebiet bis zum Pegel Fröndenberg umfasst eine Fläche von 1 914,47 km<sup>2</sup> (RUHRVERBAND, 1996 2000).

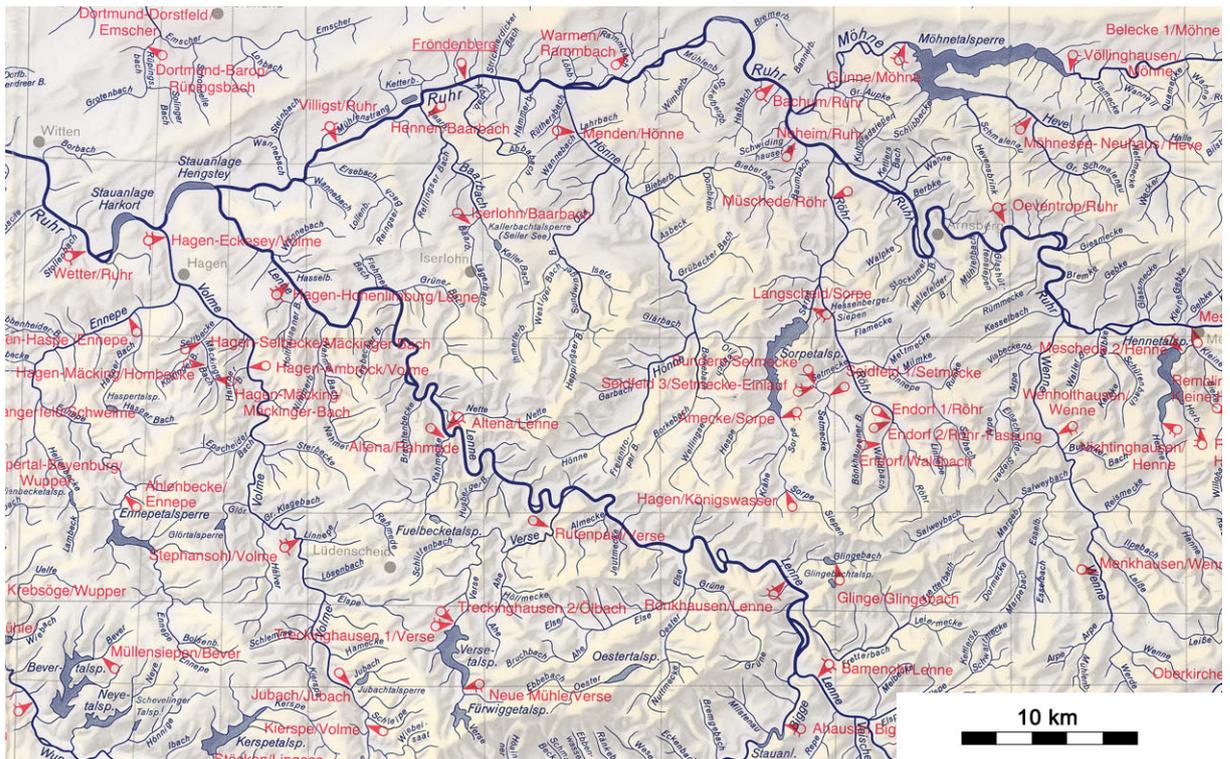
Bild 2.1 zeigt einen Ausschnitt des Einzugsgebiets der Ruhr (LANDESUMWELTAMT NRW, 1990); zwischenzeitlich wurden weitere Pegel in Betrieb genommen; die Messstelle am Pegel Fröndenberg im oberen Bereich ist unterstrichen. In einer Entfernung von 3 km flussabwärts des Pegels Fröndenberg befindet sich eine Stauanlage der Dortmunder Energie und Wasser AG zur Grundwasseranreicherung. Zusätzlich wird hier eine mit zwei Kaplan-Turbinen ausgerüstete Wasserkraftanlage betrieben, welche einen maximalen Wasserdurchsatz von  $Q_{\text{ges}} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$  hat. Etwa 1,5 km oberhalb liegt eine Stauanlage der Stadtwerke Fröndenberg, welche ebenfalls mit zwei Kaplan-Turbinen ( $Q_{\text{ges}} = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ ) zur Energieerzeugung bestückt ist.

Der Ausschnitt der topographischen Karte in Bild 2.2 zeigt den betrachteten Flussabschnitt und die Lage des Pegels Fröndenberg; die beiden Messquerschnitte (Begrenzung des Kontrollraums) sind mit ① und ② gekennzeichnet. Die Bilder 2.3 und 2.4 veranschaulichen die örtlichen Gegebenheiten wie Geländeprofil, Uferausbildung und Vegetation und belegen den bereits im Grundriss erkennbaren geradlinigen Verlauf der Ruhr in diesem Abschnitt. Diese Verhältnisse wie auch die gleichmäßigen Querschnittsprofile (siehe Abschnitt 5.3) lassen eine eindimensionale Berechnungsweise zu. Das mittlere Sohlgefälle vom Pegel Fröndenberg bis zum Wehr Hengsen beträgt etwa 0,5 ‰. Rechtsseitig der Ruhr befinden sich landwirtschaftliche Flächen (Weideland), auf der linken Seite grenzt etwa 300 m unterhalb des Pegels ein bewaldeter Höhenzug ('Schneeberg') an das Ufer. Ungefähr 70 m oberhalb der Pegelstelle 1 wird das Ufer durch die Fundamente der 'Kuhbrücke' eingefasst, die den Fließquerschnitt aber nicht einengen. Die ebenfalls in der Nähe der Kuhbrücke eingezeichnete Kläranlage – der einzige potenzielle Einleiter im Bereich des Pegels – ist inzwischen außer Betrieb.

## 2.3 Hydrodynamische Charakteristik von Stauhaltungen

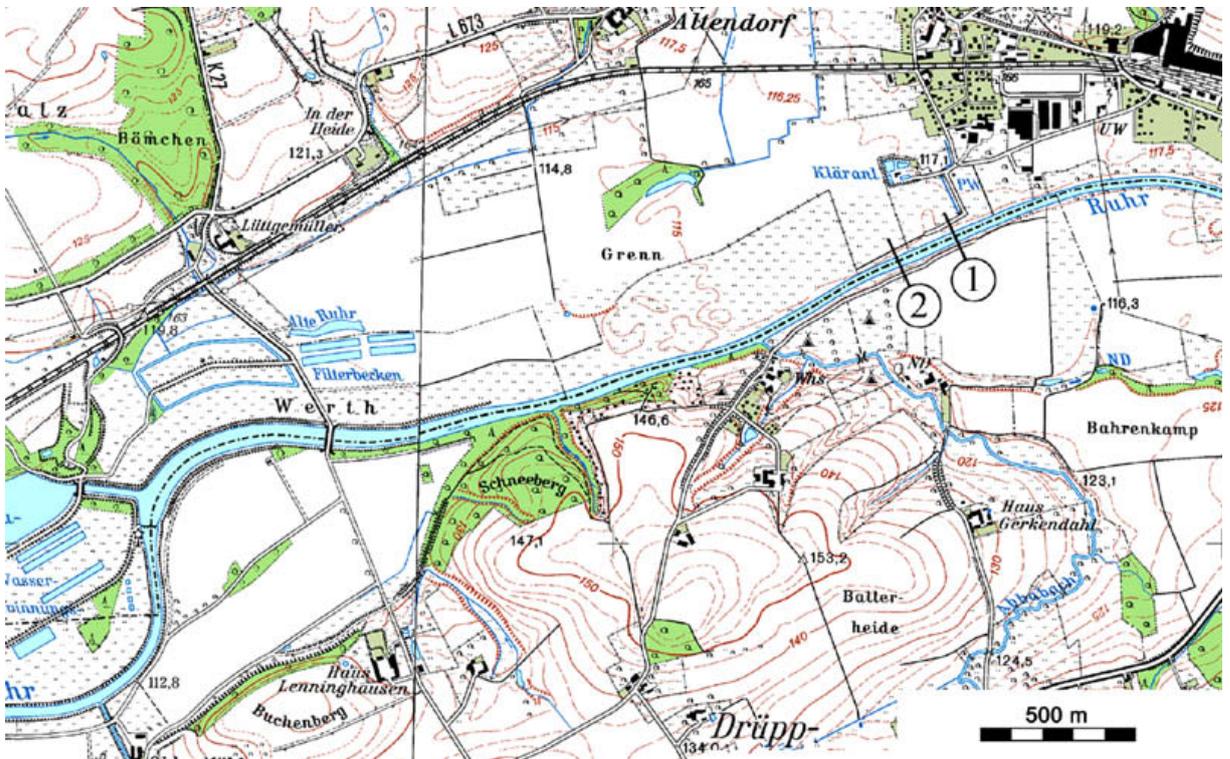
Der Pegel Fröndenberg liegt in einer *Stauhaltung*, d. h. zwischen zwei Staustufen, deren Auswirkungen auf die Abflussverhältnisse im Folgenden erläutert werden. Als *Staubereich* wird die Strecke oberhalb einer Staustufe – hier das Wehr Hengsen – bezeichnet, in der sich der Stau auf die Wasserstände auswirkt. Das oberwasserseitige Ende des Staus wird als *Stauwurzel* bezeichnet; sie wird durch die Stauhaltung am Wehr Fröndenberg-Langschede begrenzt.

In Tabelle 2.1 sind für verschiedene Zeitabschnitte die gemessenen minimalen und maximalen Pegelwerte  $W_{\text{UW}}$  am unterwasserseitigen Wehr Hengsen zusammengestellt. In diesen Zeitab-



© LANDESUMWELTAMT NRW (1990), Düsseldorf

Bild 2.1: Ausschnitt aus der Pegelkarte für das Einzugsgebiet der Ruhr



© Geobasisdaten: LANDEVERMESSUNGSAMT NRW (2001), Bonn, S 1526/2001

Bild 2.2: Ausschnitt der topographischen Karte im Bereich Fröndenberg



*Bild 2.3: Messstrecke am Pegel Fröndenberg*



*Bild 2.4: Bereich unterhalb der Messstrecke*

schnitten wurden am Pegel Fröndenberg Durchflüsse zwischen  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  aufgezeichnet.

Ein Charakteristikum für geregelte Staubereiche ist die veränderliche Beziehung zwischen Wassertiefe und Durchfluss. Aus Bild 2.5a sind die Schwierigkeiten zur Bestimmung des Durchflusses mit Hilfe einer Abflusskurve ersichtlich; einer Wassertiefe von z. B.  $1,75 \text{ m}$  können Durchflüsse zwischen  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  zugeordnet werden. Auch wird deutlich, dass die Wassertiefe infolge des Staueinflusses nicht unter einen Wert von etwa  $1,5 \text{ m}$  fällt. Neben einem geregelten Wehr, wie es unterhalb des Pegel Fröndenberg der Fall ist, kann es auch aufgrund der Mündung in andere Gewässer zu einem Rückstau kommen; Verlegungen an Brücken und anderen Einbauten oder Verkrautung der Gewässerstrecke unterhalb des Pegels können ebenso wie stark instationäre Durchflüsse das Aufstellen einer eindeutigen Beziehung zwischen  $h$  und  $Q$  verhindern.

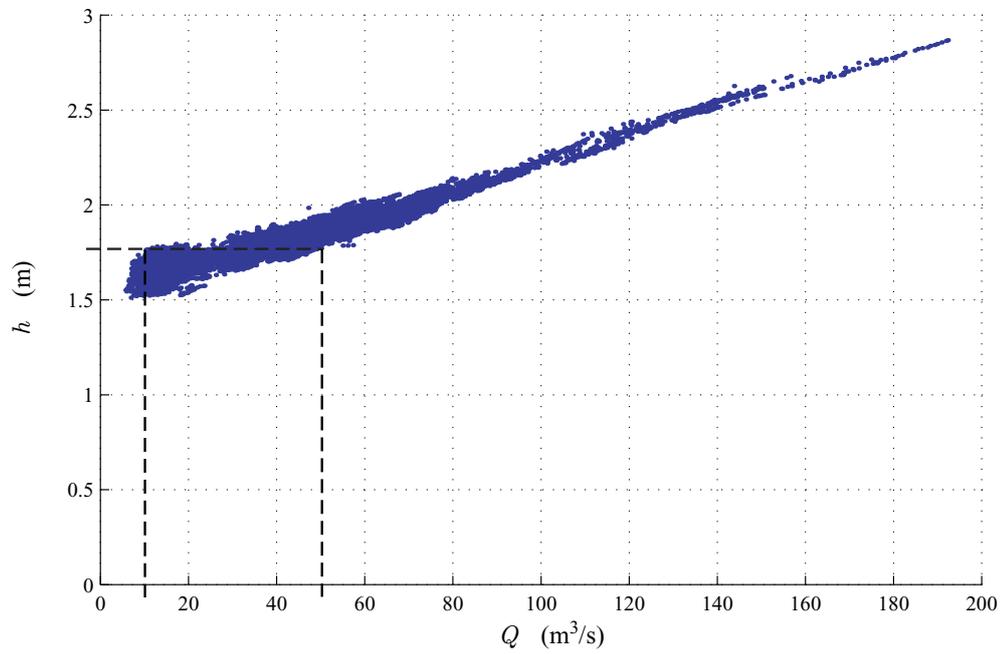
Zum Vergleich zeigt Bild 2.5b die Abflusskurve ohne Staueinfluss des  $22 \text{ km}$  oberhalb von Fröndenberg gelegenen Pegels Bachum/Ruhr. Für diesen ist es möglich, auch für kleine Durchflüsse eine eindeutige Wasserstands-Durchfluss-Beziehung aufzustellen.

Der für diese Arbeit wesentliche Punkt ist das veränderliche Wasserspiegelgefälle. Bild 2.6 nach WMO (1980) zeigt qualitativ verschiedene Beziehungen zwischen dem Wasserspiegelgefälle  $I_W$  und der Wassertiefe  $h$ . So stellt Bild 2.6a ein konstantes Wasserspiegelgefälle dar, wie es für gleichförmigen Abfluss charakteristisch ist. Bei konstantem Rückstau bzw. bei starker Krümmung des Wasserspiegelprofils verläuft die Beziehung zwischen  $I_W$  und  $h$  linear oder gekrümmt (Bild 2.6b oder c). Auch andere Kurvenverläufe und verschiedene Kombinationen sind denkbar. Bei variablem Unterwasserstand ist die Beziehung zwischen  $I_W$  und  $h$  analog zu  $Q$  und  $h$  nicht eindeutig.

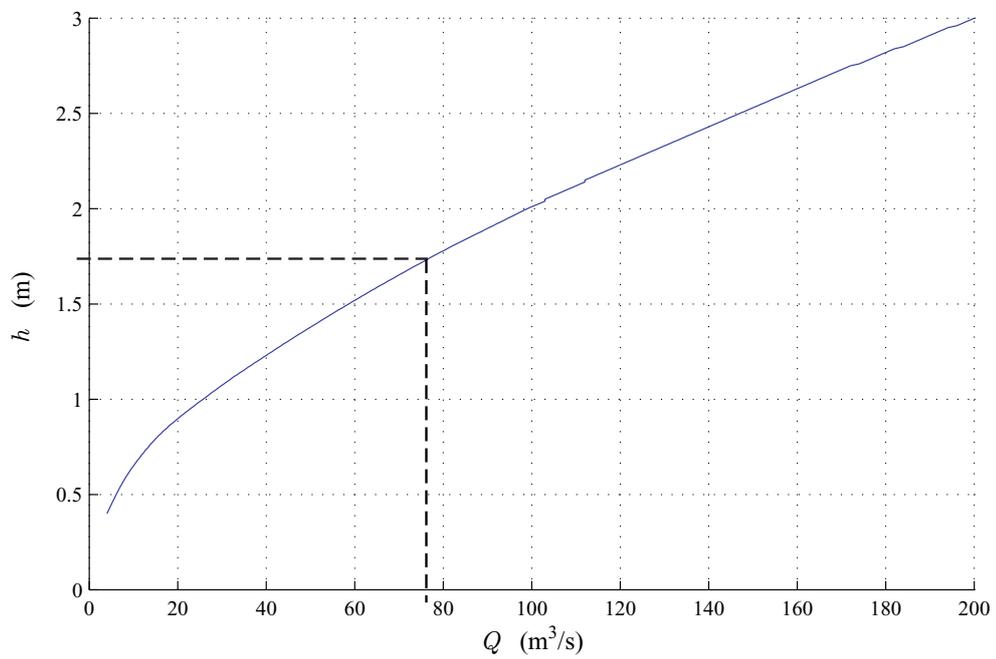
Im Wesentlichen hängt das Wasserspiegelgefälle von der Menge und der Änderung des Durchflusses, der Wassertiefe, der Flussgeometrie und der Rauheit ab. Der Wasserstand wird außerdem durch die Stauhöhe im Unterwasser sowie die Lage innerhalb der Staulinie beeinflusst. Fließt kein Wasser, verläuft der Wasserspiegel horizontal und die Stauwurzel liegt beim letzten gerade noch benetzten Profil, ggf. begrenzt durch ein im Oberwasser liegendes Staubaufwerk. Mit zunehmendem Durchfluss verschiebt sich die Stauwurzel zum unterwasserseitigen Bauwerk, das den Stau verursacht (Bild 2.7). Solange die Stauwurzel oberhalb des Pegels liegt, nimmt dort das Wasserspiegelgefälle  $I_W$  zu, bis schließlich freie Abflussverhältnisse vorherrschen und somit das Maximum  $I_W = I_S = \text{konst.}$  erreicht ist. Hierbei ist vorausgesetzt, dass sich keine Senkungskurve einstellt.

**Tabelle 2.1:** Pegelhöhen  $W_{UW}$  am Wehr Hengsen

Zeitabschnitt	min. $W_{UW}$ (m ü. NN)	max. $W_{UW}$ (m ü. NN)
04. - 18.10.1998	113,43	113,67
26. - 31.03.1999	113,46	113,64
01. - 05.04.1999	113,48	113,67
01. - 06.09.1999	113,45	113,60
06. - 19.12.1999	113,42	113,62
12. - 31.07.2000	113,40	113,58
01. - 29.08.2000	113,41	113,74

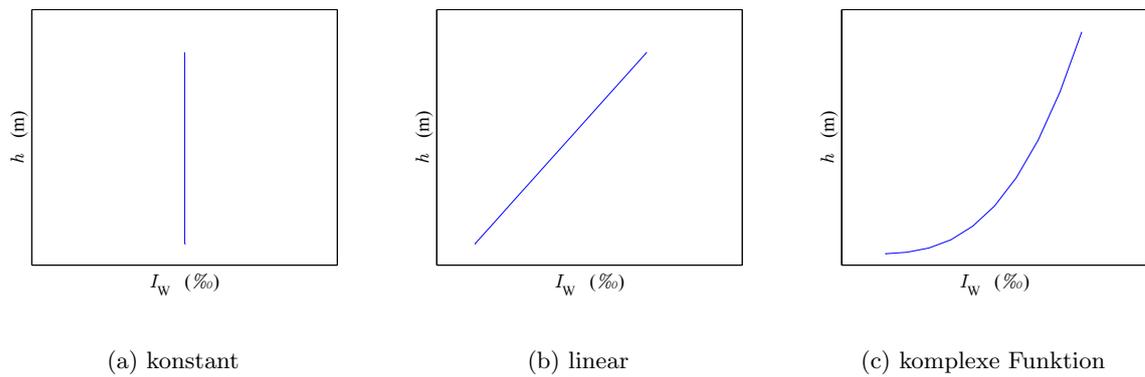


(a) Messwerte am Pegel Fröndenberg/Ruhr

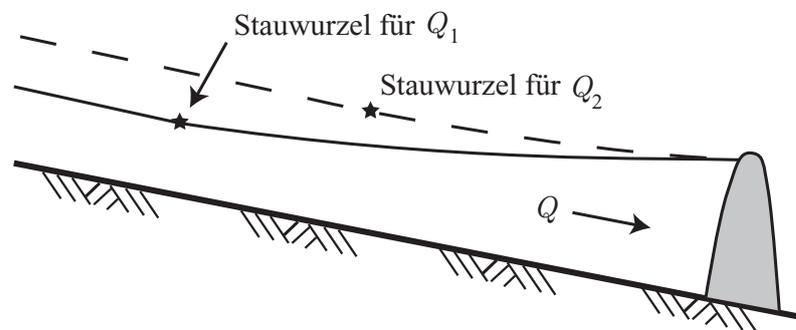


(b) Abflusskurve für den Pegel Bachum/Ruhr

**Bild 2.5:** Vergleich zweier Wasserstands-Durchfluss-Beziehungen



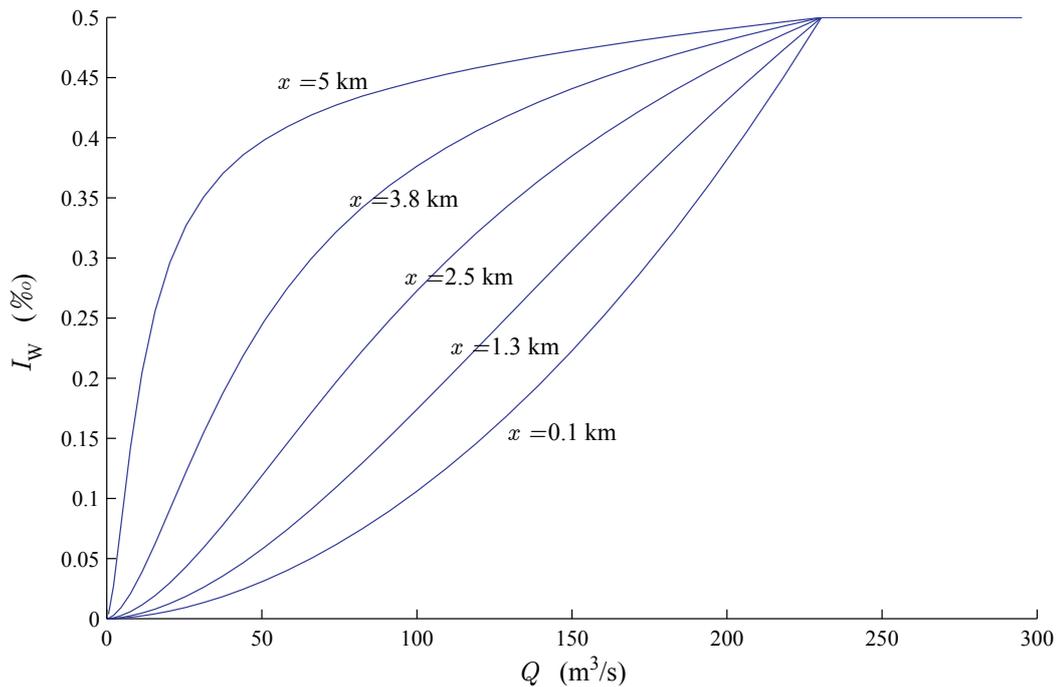
**Bild 2.6:** Schematische Darstellung verschiedener Beziehungen zwischen  $I_W$  und  $W$



**Bild 2.7:** Verschiebung der Stauwurzel für verschiedene Durchflüsse  $Q_1 < Q_2$

Bild 2.8 zeigt den funktionalen Zusammenhang zwischen Wasserspiegelgefälle und Durchfluss für verschiedene Anordnungen eines Pegels innerhalb der Staulinie. Die Staulinie wurde aus der Differentialgleichung nach BRESSE (z. B. PRESS und SCHRÖDER, 1966) für ein rechteckförmiges Fließgewässer (Breite 50 m, Sohlengefälle 0,5 ‰) bestimmt. Als Randbedingung für das Unterwasser wurde ein geregeltes Wehr angenommen, das die Wassertiefe auf konstant 3 m hält, bis die Normalabflusstiefe ebenfalls 3 m beträgt. Ab dieser Wassertiefe liegen freie Abflussbedingungen vor. Die hydrostatische Staugrenze liegt etwa  $x = 6$  km vom Staubaauwerk entfernt. Zum Beispiel ändert sich für einen sehr nah am Staubaauwerk gelegenen Pegel ( $x = 0,1$  km) das Wasserspiegelgefälle für kleine Durchflüsse nur mäßig. Mit zunehmendem Durchfluss nimmt das Wasserspiegelgefälle stärker zu, bis es parallel zum Sohlengefälle verläuft. Liegt der Pegel dagegen sehr weit vom Staubaauwerk entfernt ( $x = 5$  km), steigt das Wasserspiegelgefälle für kleine Durchflüsse schnell an und nähert sich asymptotisch dem Wert des Sohlengefalles. Die Kurve für einen Pegel bei  $x = 2,5$  km in Bild 2.8 zeigt einen tendenziell linearen Verlauf, so dass Änderungen des Durchflusses innerhalb des Stauinflusses bis  $Q \approx 230 \text{ m}^3/\text{s}$  annähernd proportionale Änderungen des Wasserspiegelgefälles hervorrufen.

Die Wahl der Lage des Pegels innerhalb der Staulinie ist zugleich für optimale Messbedingungen bezüglich Änderungen des Wasserspiegelgefälles für bestimmte Durchflüsse entscheidend. Die Unsicherheit des Messergebnisses  $Q$  nimmt für kleine Wasserspiegelgefälle  $I_W$  überproportional zu (siehe Abschnitt 6.2). Daher ist es speziell zur Messung kleiner Durchflüsse sinnvoll, den Pegel innerhalb des Staubeereichs so anzuordnen, dass die Beziehung zwischen Wasserspiegelgefälle und Durchfluss überproportional – ähnlich der Kurve für  $x = 5$  km in Bild 2.8 – verläuft.



**Bild 2.8:** Qualitativer Staueinfluss auf das Wasserspiegelgefälle in Abhängigkeit vom Durchfluss und der Lage der Pegelstelle

Auch die Anordnung des Pegels im mittleren Bereich der Staulinie – dies entspricht in etwa den Verhältnissen am Pegel Fröndenberg (siehe Bild 5.10 auf Seite 44) – bietet gute Messverhältnisse, wenn die Genauigkeit der Messeinrichtung ausreichend hoch ist. Ein Standort in der Nähe des Staubauwerks dürfte nur in Sonderfällen von Vorteil sein.

Die in Bild 2.8 dargestellten Abhängigkeiten werden von den Randbedingungen im Ober- bzw. Unterwasser beeinflusst:

- Übersteigt bei der hier verwendeten Flussgeometrie die Normalabflusstiefe das Stauziel, kann dieses bei sich hinter dem Wehr stetig fortsetzender Flussgeometrie nicht gehalten werden. Das Wasserspiegelgefälle bleibt konstant.
- Aufgrund der Flussgeometrie oder besonderer Unterwasserverhältnisse (z. B. Sohlenstufe hinter dem Wehr) kann sich für große Durchflüsse eine Senkungskurve einstellen, so dass das Wasserspiegelgefälle weiter – über den Wert des Sohlengefälles – ansteigt.
- Bei nicht konstantem Stauziel (z. B. festes Wehr) verändert sich der Staubereich, in dessen Folge auch das Wasserspiegelgefälle am Pegel zu- oder abnimmt.

Außerhalb von Staubereichen ist bei stationären Abflussverhältnissen das Wasserspiegelgefälle für jeden Durchfluss gleich. Instationäre Abflussereignisse zeigen das Phänomen der so genannte Hysterese, wobei für gleiche Durchflusswerte unterschiedliche Wassertiefen auftreten können (Näheres hierzu siehe Abschnitt 7.2.3).

In Staubereichen überlagern sich die instationären Einflüsse der Staulinie infolge Rückstaus. Werden die in der Realität komplexen Abläufe vereinfacht, lassen sich für Stauhaltungen zwei Kenngrößen zur Beschreibung der hydrodynamischen Vorgänge angeben (ACKERMANN, 1999):

- Retentionszeit

Die Zeitspanne, in der sich für eine gegebene Durchflussänderung  $\Delta Q = Q_2 - Q_1$  das zwischen den Staulinien für  $Q_1$  und  $Q_2$  bei stationären Abflussverhältnissen eingeschlossene Volumen  $\Delta V = V_2 - V_1$  (Retentionsvolumen) auffüllt.

$$T_R(Q) = \frac{\Delta V}{\Delta Q} \quad (2.1)$$

- Laufzeit

Die Zeitspanne, in der sich eine Zuflussänderung auf den Wasserstand an der unteren Stauanlage auswirkt. Die Laufzeit berechnet sich damit aus der Länge der Stauhaltung  $L_S$ , der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v$  und der Schwallgeschwindigkeit  $c$ , die sich näherungsweise aus der Erdbeschleunigung  $g$  und der Wassertiefe  $h$  nach Gleichung 2.2 bestimmt. Das positive Vorzeichen in Gleichung 2.3 gilt für einen Schwall, der sich in Hauptströmungsrichtung ausbreitet.

$$c = \sqrt{gh} \quad (2.2)$$

$$T_L(Q) = \frac{L_S}{|v \pm c|} \quad (2.3)$$

Exemplarisch zeigt Bild 2.9 die für die Stauhaltung am Pegel Fröndenberg durch numerische Simulation berechneten Werte der Laufzeit  $T_L$  und der Retentionszeit  $T_R$  in Abhängigkeit vom Durchfluss  $Q$ . Der Unterwasserstand wurde konstant gehalten;  $T_L$  und  $T_R$  wurden für die 3 km lange Strecke vom Pegel Fröndenberg bis zum unterwasserseitigen Staubauwerk berechnet. Mit zunehmendem Durchfluss nimmt der Staueinfluss ab; die Retentionszeit wächst bis zu einem Maximum, weil das aufzufüllende Volumen überproportional zunimmt. Daher nähern sich die Werte für große Durchflüsse den in Bild 2.10 dargestellten Kurvenverläufen für simulierte freie Abflussverhältnisse an, bei denen die Retentionszeit die Laufzeit immer übersteigt. Sowohl im Staubereich wie auch für freien Abfluss nimmt die Laufzeit mit ansteigenden Durchflüssen ab.

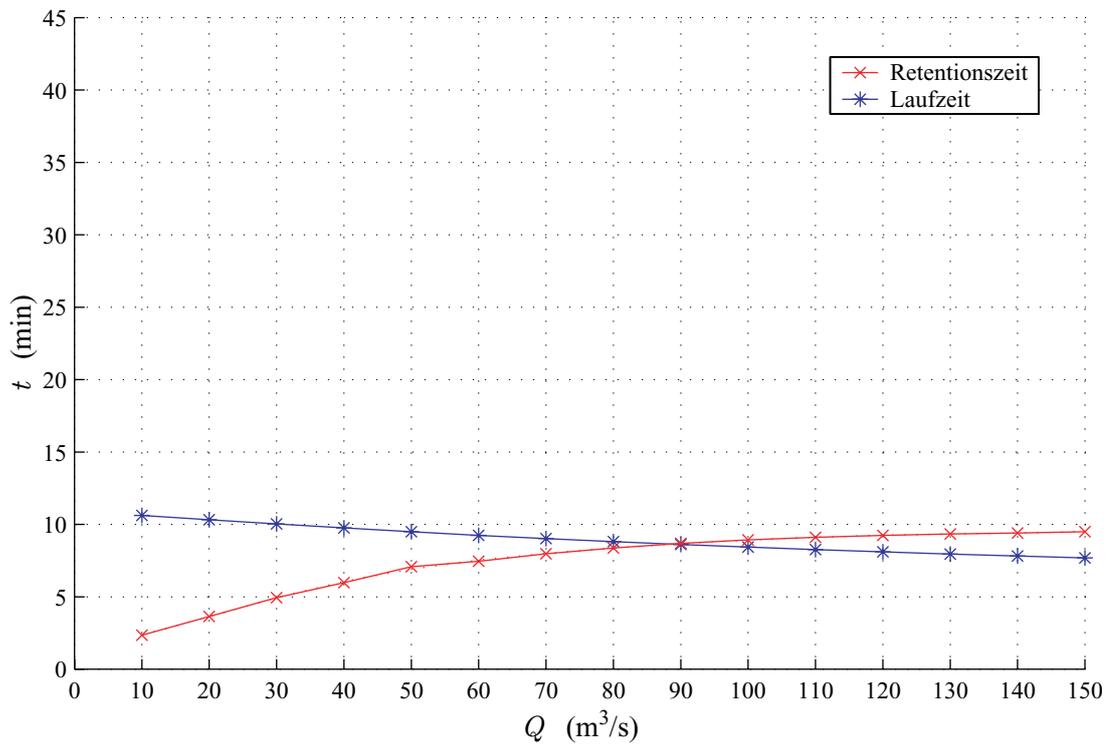


Bild 2.9: Retentionszeit und Laufzeit im Staubereich

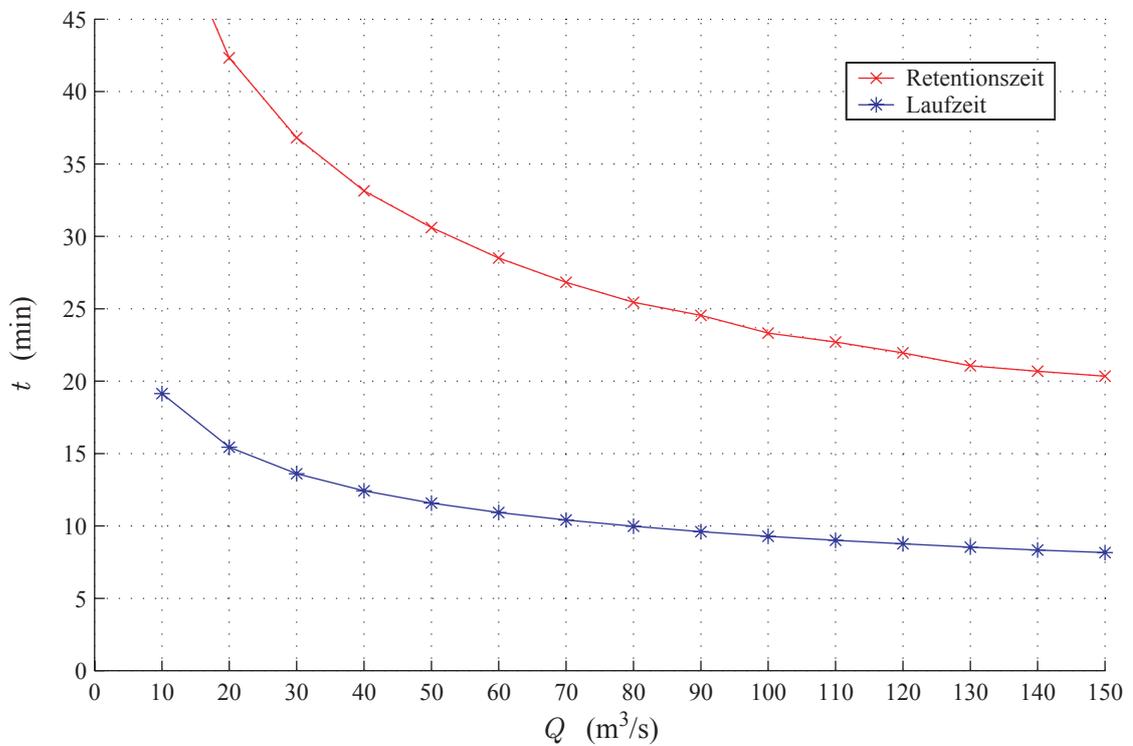


Bild 2.10: Retentionszeit und Laufzeit bei freiem Abfluss

## 3 Theoretische Grundlagen instationärer Strömungsvorgänge

### 3.1 Grundgleichungen

Die Aufgabenstellung, durch Messung des Wasserspiegelgefälles und der Wassertiefe den Durchfluss in einem Flussabschnitt zu berechnen, lässt sich in der Theorie auf die Lösung der Bewegungsgleichungen der Fluidmechanik zurückführen. Bereits im 18. Jahrhundert stellten BERNOULLI (1738) und EULER (1755) Gleichungen für Strömungsvorgänge unter Vernachlässigung der inneren Reibungskräfte auf. Die vollständigen Bewegungsgleichungen laminar strömender Fluide wurden von NAVIER (1823) und STOKES (1845) angegeben und durch REYNOLDS (1883, 1895) für turbulente Strömungen erweitert. Gleichung 3.1 berücksichtigt einen vereinfachten Ansatz für die Turbulenz (Indexschreibweise für ein Element mit den Koordinatenrichtungen  $i, j = 1, 2, 3$ ). Die analytische Lösung bleibt im allgemeinen Fall versagt, so dass numerische Methoden zur näherungsweise Lösung der Gleichungen verwendet werden müssen. Die Verluste bei turbulenter Strömung anzugeben bereitet dennoch Schwierigkeiten.

$$f_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_j} \left( (\eta + A_\tau) \frac{\partial v_i}{\partial x_j} \right) = v_j \frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_i}{\partial t} \quad (3.1)$$

mit

$\rho$	Dichte des Fluids	(kg/m <sup>3</sup> )
$\eta$	Zähigkeit (Stoffkonstante)	(N s/m <sup>2</sup> )
$A_\tau$	turbulente Impulsaustauschgröße	(N s/m <sup>2</sup> )
$v$	Geschwindigkeitskomponenten eines Fluidteilchens	(m/s)
$f$	Massenkräfte, hier Erdbeschleunigung: (0, 0, -g)	(m/s <sup>2</sup> )
$p$	Druckkräfte auf die Oberfläche des Elements	(N/m <sup>2</sup> )
$x$	Wegkoordinaten	(m)
$t$	Zeit	(s)

1843 stellte SAINT-VENANT ein Differentialgleichungssystem zur Beschreibung von Hochwasserwellen in Gerinnen auf, das sich auf den Impulserhaltungssatz und die Kontinuitätsgleichung für den Massenerhalt stützt. Es wird im Folgenden kurz erläutert (ausführliche Herleitung in z. B. LIGGETT, 1994).

Für das Kräftegleichgewicht des von zwei Querschnitten und der als undurchlässig angenommenen Gerinnewandung begrenzten Kontrollraums unter Berücksichtigung des Impulserhaltungssatzes (veranschaulicht in Bild 3.1) werden folgende auf die Problemstellung angepasste Bedingungen vorausgesetzt (MARR, 1970; ACKERMANN, 1999):

- In Bezug auf das betrachtete Medium:  
Die Dichte  $\rho$  ist konstant (Wasser ist näherungsweise inkompressibel). Die Viskosität (innere Reibung) wird nicht explizit berücksichtigt, sondern der Wandreibung zugeordnet.
- In Bezug auf den Fließvorgang:  
Die Krümmung der Stromlinien ist klein mit einer über den Querschnitt gleichmäßigen Geschwindigkeitsverteilung. Die Strömungsvorgänge können als eindimensional betrachtet werden, die Wellenlänge von Schwallvorgängen ist groß gegenüber der Wassertiefe und die Druckverteilung ist hydrostatisch. Verluste durch innere und äußere Reibung sowie durch Turbulenz lassen sich durch Widerstandsansätze der stationären Strömung erfassen.
- In Bezug auf die Topologie des Flusslaufes:  
Das Gerinne verläuft geradlinig und hat ein geringes Sohlengefälle  $\theta$ , so dass  $\cos \theta = 1$  und  $\sin \theta = \tan \theta$  gilt.

Gleichung 3.2 setzt die äußeren Kräfte in Form von Druckkräften, Reibungskräften und Massenkräften mit der Differenz zwischen ein- und austretendem Impulsstrom in Beziehung. Der zeitabhängige Term  $\frac{\partial}{\partial t}(\rho Av ds)$  berücksichtigt die Trägheit des Wassers im Kontrollraum. Für den eindimensionalen Fließzustand ist die Richtung von  $v_m$  identisch mit der Wegkoordinate  $s$ , so dass die Gleichung in skalarer Form geschrieben werden kann.

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho Av ds) = \rho Qv - \left[ \rho Qv + \frac{\partial}{\partial s}(\rho Qv) ds \right] - \rho g \frac{\partial h}{\partial s} A ds - \tau_0 U ds + \rho g A \sin \theta ds \quad (3.2)$$

mit

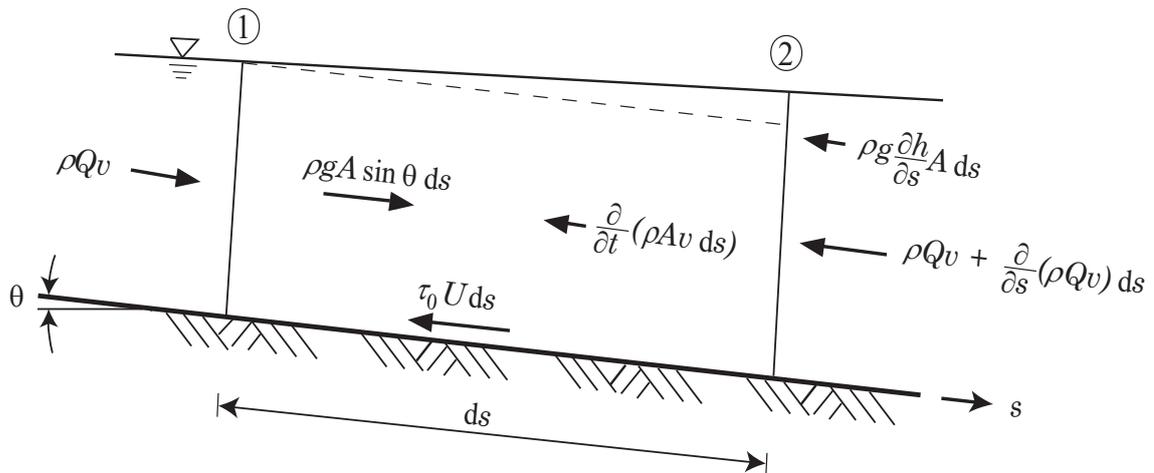
$Q$	Durchfluss	(m <sup>3</sup> /s)
$A$	Querschnittsfläche	(m <sup>2</sup> )
$\tau_0$	Schubspannung	(N/m <sup>2</sup> )
$U$	benetzter Umfang	(m)
$\theta$	Sohlengefälle	(‰)
$s$	Wegkoordinate	(m)
$g$	Erdbeschleunigung	(m/s <sup>2</sup> )
$h$	Wassertiefe	(m)

Unter Beachtung der aufgeführten Bedingungen und Einführung der einfachen Kontinuitätsgleichung  $Q = Av$  (die differentielle Wegstrecke  $ds$  entfällt) folgt Gleichung 3.3 (siehe auch HELMIG, 1996).

$$-\frac{\partial h}{\partial s} - \frac{\tau_0 U}{\rho g A} + \sin \theta = \frac{1}{g} \left( \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial s} \right) \quad (3.3)$$

Unter Verwendung der Schleppspannungsformel  $\tau_0 = \rho g I_E R$  in Verbindung mit dem hydraulischen Radius  $R = A/U$  sowie der Beziehung  $\frac{\partial W}{\partial s} = \frac{\partial h}{\partial s} - I_S = \frac{\partial h}{\partial s} + \frac{\partial z}{\partial s}$  folgt schließlich die erste Differentialgleichung zur Beschreibung von eindimensionalen Strömungsvorgängen in offenen Gerinnen (Gl. 3.4). Hierbei ist  $\sin \theta$  entsprechend den o. a. Bedingungen durch die Definition des Sohlengefälles  $I_S = -\tan \theta$  ersetzt worden.

$$\frac{\partial W}{\partial s} + \frac{1}{g} \left( \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial s} \right) + I_E = 0 \quad (3.4)$$



**Bild 3.1:** Eindimensionales Kräftegleichgewicht unter Berücksichtigung des Impulserhaltungssatzes

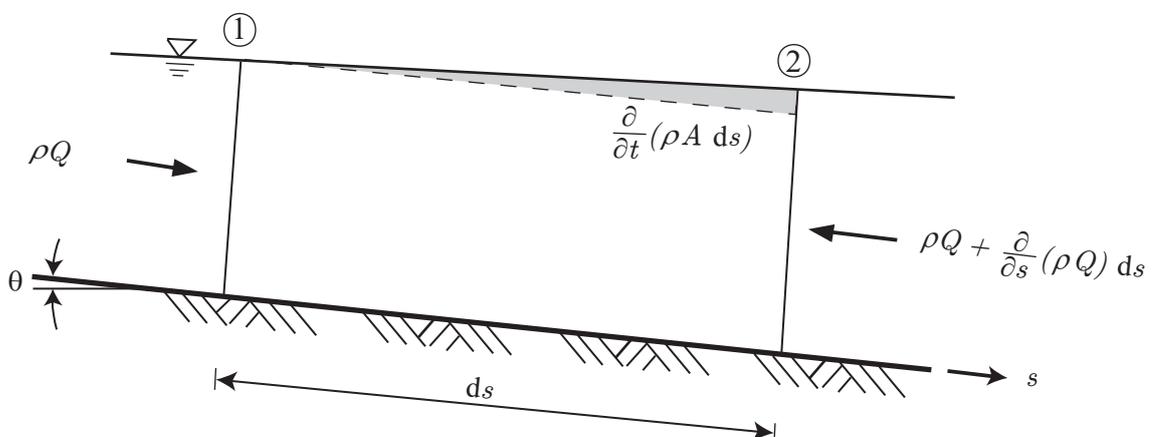
mit

$I_E = \frac{\tau_0 U}{\rho g A} = -\frac{\partial H_E}{\partial s}$	Energieliniengefälle	(‰)
$W = h + z$	Wasserstand	(m ü. NN)
$z$	Sohlhöhe	(m)
$H_E$	Energiehöhe	(m)

Für die instationäre Strömung eines kompressiblen Mediums gilt die eindimensionale Kontinuitätsbedingung nach Gleichung 3.5; vergleiche dazu Bild 3.2. Mit konstanter Dichte  $\rho$  folgt daraus die zweite Differentialgleichung für eindimensionale Strömungsvorgänge in offenen Gerinnen (Gl. 3.6).

$$\rho Q - \left[ \rho Q + \frac{\partial}{\partial s}(\rho Q) ds \right] = \frac{\partial}{\partial t}(\rho A ds) \quad (3.5)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial s} = \frac{\partial A}{\partial t} \quad (3.6)$$



**Bild 3.2:** Massenerhalt im Kontrollraum (eindimensional, instationär)

Die vollständige Beschreibung der Strömungsvorgänge würde die Größen Geschwindigkeit  $\vec{v}$ , Druck  $p$ , Dichte  $\rho$  und Temperatur  $T$  jeweils als Funktion  $f(x, y, z, t)$  erfordern, welche über die Erhaltungssätze für Masse, Impuls und Energie sowie eine Zustandsgleichung für den thermodynamischen Zusammenhang bestimmt werden (CZICHOS ET AL., 1996). Für die in dieser Arbeit durchgeführte eindimensionale Betrachtung sind die Erhaltungssätze für Masse und Impuls bereits in den Gleichungen 3.5 und 3.2 berücksichtigt.

Bei Flüssigkeiten ist die Dichte nur geringfügig von der Temperatur abhängig und auch der Druckeinfluss ist vernachlässigbar klein, so dass Wasser als Medium der betrachteten Strömungsvorgänge vereinfachend als inkompressibel betrachtet werden kann (isochore Zustandsänderung).

Für den Energieerhaltungssatz (Gl. 3.7) bezogen auf ein stationär durchströmtes System werden – neben den bereits verwendeten Größen *Geschwindigkeitshöhe*  $\frac{v^2}{2g}$ , *Druckhöhe*  $\frac{p}{\rho g}$  und *geodätische Höhe*  $z$  – die spezifische innere Energie  $e$  bzw. die spezifische Enthalpie  $h_e = e + p/\rho$ , die spezifische zugeführte Wärmeleistung  $q$  und die spezifische durch Reibung und mechanische Arbeit zugeführte Leistung  $a$  eingeführt.

$$h_{e1} + \frac{1}{2}v_1^2 + gz_1 + q_{12} + a_{12} = h_{e2} + \frac{1}{2}v_2^2 + gz_2 \quad (3.7)$$

Vernachlässigt man die Energiezufuhr von außen, so ist infolge des irreversiblen Übergangs von mechanischer Energie in innere (Wärme-)Energie ein zusätzlicher Druckabfall  $\Delta p_v$  zu verzeichnen. Dieser bestimmt sich zu  $\Delta p_v = \rho(e_2 - e_1) = \rho c_v(T_2 - T_1)$  mit  $c_v = 4,2 \cdot 10^3 \text{ J}/(\text{kg}^\circ\text{C})$ . Im Allgemeinen kann auch dieser Anteil vernachlässigt werden, da selbst ein sehr hoher (durch Reibung bedingter) Druckhöhenverlust von 10 m nur eine Temperaturerhöhung von etwa  $0,02^\circ\text{C}$  bewirkt.

Grundsätzlich ist die dynamische Viskosität  $\eta$  des Wassers, welche in die Definition der Schubspannung eingeht, stark von der Temperatur abhängig. Dies ist zu beachten, wenn die inneren Verluste aufgrund der Viskosität gegenüber den Verlusten aus Turbulenz (Scheinviskosität) und Wandreibung nicht vernachlässigt werden können. Bei natürlichen Gerinnen ist im Regelfall der Einfluss der Viskosität vernachlässigbar.

## 3.2 $\Delta W$ -Verfahren (IMOC)

Zur numerischen Lösung der SAINT-VENANTSchen Gleichungen 3.4 und 3.6 existieren verschiedene Verfahren. Zu diesen Verfahren zählen die Charakteristiken-Methode (explizit und implizit), Finite-Differenzen-Methode (explizit und implizit) und die implizite Finite-Elemente-Methode (weitere Ausführungen in HELMIG, 1996; SMITH, 1985).

In dieser Arbeit wird zur numerischen Lösung u. a. ein an der TU München, Lehr- und Forschungsgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, entwickelter Algorithmus verwendet (SCHMITZ, 1981). Das auf eindimensionale Problemstellungen beschränkte Programm berechnet die Lösung des quasi-linearen partiellen Differentialgleichungssystems erster Ordnung vom hyperbolischen Typ nach der Methode der impliziten Charakteristiken. Das Ausbreitungsverhalten eines instationären Durchflusses wird vereinfachend durch die Schwallgeschwindigkeit einer Oberflächenwelle (Gl. 2.2) berücksichtigt. Die beiden partiellen Differentialgleichungen werden entlang den Charakteristiken wie vier gewöhnliche Differentialgleichungen behandelt.

Ein Vorteil der impliziten Methode ist, dass die Begrenzung des Schrittgrößenverhältnisses für Weg und Zeit, das sogenannte COURANT-FRIEDRICHS-LEWY-Kriterium, entfällt; SCHMITZ (1981) zeigt, dass Konsistenz, Stabilität und Konvergenz eingehalten werden. Der FORTRAN-Code der TU München erhielt die Bezeichnung IMOC (Implizites Charakteristikenverfahren). Für diese Arbeit wurde der Algorithmus auf die mathematische Plattform MATLAB<sup>®</sup> portiert (ähnlich der Programmiersprache C) und hinsichtlich des im nächsten Abschnitt erläuterten Verlustansatzes nach COLEBROOK-WHITE einschließlich des Formbeiwert-Konzeptes nach MARCHI erweitert. Die in IMOC vorhandenen Möglichkeiten zur Definition der Gerinnegeometrien wurden um einen Polynom-Funktionsansatz ergänzt. Schließlich wurden die Berechnung des stationären Anfangszustandes, verschiedene Fehlerabfragen sowie Ein- und Ausgabeschnittstellen zur vorliegenden Problemstellung in das Rechenprogramm eingearbeitet.

### 3.3 $\Delta W$ -Verfahren (LiMDW)

Für gleichförmige geradlinige Gerinnegeometrien wird in diesem Abschnitt eine 'linearisierte Methode zur Durchflussermittlung auf Basis der Wasserstandsdifferenz' (LiMDW) entwickelt. Für die Wasserspiegellinie wird näherungsweise ebenso wie für die Geometrie des Flussbetts ein linearer Verlauf unterstellt. Weiterhin wird vorausgesetzt, dass die Längenausdehnung des Kontrollraums klein genug ist, um die Unterschiede des Durchflusses innerhalb der beiden begrenzenden Querschnitte zu einem Zeitpunkt zu vernachlässigen.

Ausgehend von der Bewegungsgleichung 3.4 wird das Integral längs des Weges aufgestellt (Gl. 3.8).

$$\int_1^2 \frac{\partial W}{\partial s} ds + \frac{1}{g} \int_1^2 \left( \frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial s} \right) ds - \int_1^2 \frac{\partial H_E}{\partial s} ds = 0 \quad (3.8)$$

Die Lösung bestimmt sich aus der Summe der drei Terme, wobei die beiden Querschnitte ① und ② als Integrationsgrenzen mit den Koordinaten  $s_1$  und  $s_2$  verwendet werden. Der erste Term (Gl. 3.9) erfasst den Anteil der Änderung des Wasserstandes längs des Weges. Der Korrekturwert  $\beta$  (Gl. 3.10) zur Berücksichtigung der Stromlinienkrümmung (mit Druckzuwachs  $p_K$ ) kann nach PRESS und SCHRÖDER (1966) auch bei stärkerem Wandreibeinfluss vernachlässigt werden.

$$\int_1^2 \frac{\partial W}{\partial s} ds = \beta_2 W_2 - \beta_1 W_1 \quad (3.9)$$

$$\beta = \frac{1}{Q h_m} \int_{(A)} \left( h + \frac{p_K}{\rho g} \right) v dA \quad (3.10)$$

Der folgende Term (Gl. 3.11) berücksichtigt die Änderung der Geschwindigkeit in Abhängigkeit der Zeit. Die numerische Berechnung wird erleichtert, wenn anstelle der partiellen Ableitung der Differenzenquotient für das Zeitintervall  $\Delta t = t_1 - t_0$  eingeführt und für den Abstand  $L = ds = s_2 - s_1$  gesetzt. Die mittlere Geschwindigkeit im Kontrollraum zum vorangegangenen Zeitpunkt  $t_0$  wird mit  $v_{m,t_0}$  bezeichnet. Die anderen Variablen, d. h. insbesondere  $v_m$ , beziehen sich auf den Zeitpunkt  $t_1$ .

$$\frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial v}{\partial t} ds = \frac{s_2 - s_1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{L}{g} \frac{v_m - v_{m,t_0}}{\Delta t} \quad (3.11)$$

Der nächste Term (Gl. 3.12) erfasst die Differenz der Geschwindigkeitshöhen am Anfang und Ende des Kontrollraumes. Wie eingangs erläutert wird eine annähernd konstante Geschwindigkeitsverteilung vorausgesetzt, so dass für den Geschwindigkeitshöhenbeiwert nach Gleichung 3.13  $\alpha \approx 1$  gilt (TRUCKENBRODT, 1980; PRESS und SCHRÖDER, 1966). Er wird daher im Folgenden wie auch der Korrekturbeiwert  $\beta$  nicht weiter berücksichtigt.

$$\frac{1}{g} \int_1^2 \frac{\partial v}{\partial s} ds = \frac{\alpha_2 v_2^2 - \alpha_1 v_1^2}{2g} \quad (3.12)$$

$$\alpha = \frac{1}{v_m^3 A} \int_{(A)} v^3 dA \quad (3.13)$$

Der letzte Term (Gl. 3.14) beschreibt den Reibungsverlust innerhalb des Kontrollraumes als Differenz der Energiehöhen.

$$\int_1^2 \frac{\partial H_E}{\partial s} ds = H_{E2} - H_{E1} \quad (3.14)$$

Das zusammenfassende Ergebnis der Integration der eindimensionalen Bewegungsgleichung längs des Weges im Kontrollraum zeigt Gleichung 3.15.

$$W_2 - W_1 + \frac{L}{g} \frac{v_m - v_{m,t_0}}{\Delta t} + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} - (H_{E2} - H_{E1}) = 0 \quad (3.15)$$

Verkürzend werden  $\Delta W = W_1 - W_2$  und  $h_v = H_{E1} - H_{E2}$  gesetzt. Der Verlustterm  $h_v$  wird durch den quadratischen Ansatz nach Gleichung 3.16 ersetzt, die für ähnliche Verhältnisse im Kontrollraum mit den mittleren Größen  $\lambda$ ,  $D_m$ , und  $v_m$  vereinfacht Gleichung 3.17 ergibt.

$$h_v = \int_1^2 \lambda(s) \frac{1}{D(s)} \frac{v(s)^2}{2g} ds \quad (3.16)$$

$$= \lambda \frac{L}{D_m} \frac{v_m^2}{2g} \quad (3.17)$$

Für den Verlustbeiwert  $\lambda$  wird der halb-empirische Ansatz nach PRANDTL-COLEBROOK (Gl. 3.18) zur Berücksichtigung der Wandschubspannungen verwendet. Der Verlustbeiwert hängt demnach vom Verhältnis der äquivalenten Sandkornrauheit  $k_S$  – im Folgenden kurz als Rauheitswert bezeichnet – zum hydraulischen Durchmesser  $D = 4R = 4A/U$  sowie von der REYNOLDS-Zahl  $Re$  als Verhältnis von Trägheits- zu Reibungskräften (Berücksichtigung des Turbulenzgrades) ab.

Die REYNOLDS-Zahl bestimmt sich aus der Geschwindigkeit  $v$ , dem hydraulischen Durchmesser  $D$  sowie der kinematischen Zähigkeit  $\nu$ .

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \lg \left( \frac{C_1}{Re\sqrt{\lambda}} + \frac{k_S/D}{C_2} \right) \quad \text{mit} \quad Re = \frac{vD}{\nu} \quad (3.18)$$

Die dimensionslosen Parameter  $C_1$  und  $C_2$  wurden für Kreisrohre zu  $C_1 = 2,51$  und  $C_2 = 3,71$  hergeleitet. TRUCKENBRODT (1968), PRESS und SCHRÖDER (1966) führen an, dass für Messungen an Gerinneströmungen stattdessen die Parameter  $C_1 \approx 3,40$  und  $C_2 \approx 3,12$  gelten. Der Grund für diesen Unterschied besteht darin, dass beim Rohrquerschnitt in einem Druckrohr eine gleichmäßige Schubspannungsverteilung vorliegt, wohingegen beim Durchfluss mit freier Oberfläche eine ungleichmäßige Schubspannungsverteilung über den benetzten Umfang des Fließquerschnitts vorliegt, so dass der Einfluss der Schubspannung in den begrenzenden Seitenbereichen von unten nach oben abnimmt.

Ergänzend dazu wird in SCHRÖDER (1990) die Verwendung eines wirksamen hydraulischen Durchmessers  $D_{\text{eff}} = fD$  mit dem Formbeiwert  $f$  empfohlen, der das unterschiedliche Widerstandsverhalten von Rohr- und Gerinneströmungen berücksichtigt. Der im Original von MARCHI stammende Ansatz berücksichtigt  $f$  nur für die Berechnung des Verlustbeiwerts  $\lambda$ , so dass die für den Rohrquerschnitt ermittelten Parameter mit dem Formbeiwert  $f$  zu  $C_1 = 2,51/f$  und  $C_2 = 3,71f$  modifiziert werden.

MARCHI leitete aus umfangreichen Versuchen Gleichung 3.19 für Rechteckquerschnitte mit der Breite  $b$  ab. Obgleich die Versuchswerte eine große Streuung aufweisen, wurde keine Abhängigkeit von  $Re$  oder  $k_S/D$  erkannt. Daher erachtet SÖHNGEN (1987), dass der Formbeiwert  $f$  nur von den geometrischen Größen  $h$  und  $b$  abhängt.

$$f = \begin{cases} 0,90 - 0,38e^{-5h/b} & \text{für } h/b \geq 0,04 \\ 0,60 & \text{für } h/b < 0,04 \end{cases} \quad (3.19)$$

Die Anwendung des Formbeiwerts  $f$  wird in SCHRÖDER (1990) im Besonderen für die Bestimmung der äquivalenten Sandkornrauheit  $k_S$  in Gleichung 3.18 empfohlen und daher in dieser Arbeit verwendet. Der hydraulische Durchmesser  $D$  erfasst das Widerstandsverhalten nicht korrekt, da nur geringe prozentuale Änderungen von  $D$  eine starke Auswirkung auf den absoluten Wert von  $k_S$  haben, so dass ohne Berücksichtigung des Formbeiwerts für  $k_S$  um mehr als 25 % erhöhte Werte resultieren können.

Als Zwischenergebnis ergibt sich Gleichung 3.20. In dieser Gleichung bedeuten  $v_1$  und  $v_2$  jeweils die mittlere Geschwindigkeit in den beiden begrenzenden Querschnitten des Kontrollraums. Die Geschwindigkeit  $v_m$  wird für den gesamten Kontrollraum als arithmetisches Mittel mit  $v_m = \frac{1}{2}(v_1 + v_2)$  angesetzt. Dabei wird vorausgesetzt, dass der Kontrollraum eine geometrisch kompakte Querschnittsform aufweist, da andernfalls der Verlustansatz mit der mittleren Geschwindigkeit bzw. einem konstanten Verlustbeiwert  $\lambda$  nicht zulässig ist (SCHRÖDER, 1990).

$$\Delta W - \frac{L}{g} \frac{v_m - v_{m,t_0}}{\Delta t} - \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} - \lambda \frac{L}{D_m} \frac{v_m^2}{2g} = 0 \quad (3.20)$$

Das Integral der Kontinuitätsgleichung 3.6 wird ebenfalls vereinfachend mit Hilfe des Differenzenquotienten und dem Ansatz eines mittleren Fließquerschnitts berechnet (Gl. 3.21). Hierin ist  $A_{m,t_0}$  der Fließquerschnitt des vorangegangenen Zeitpunktes. Mit den Kontinuitätsbedingungen  $Q_1 = v_1 A_1$  und  $Q_2 = v_2 A_2$  kann die in Gleichung 3.22 angegebene Beziehung zwischen den Geschwindigkeiten am Anfang und am Ende des Kontrollraums aufgestellt werden.

$$Q_1 = Q_2 + \int_1^2 \frac{\partial A}{\partial t} ds = Q_2 + L \frac{A_m - A_{m,t_0}}{\Delta t} \quad (3.21)$$

$$v_1 = \frac{A_2}{A_1} v_2 + \frac{L}{A_1} \frac{A_m - A_{m,t_0}}{\Delta t} \quad (3.22)$$

Aus Gleichung 3.22 lässt sich unter Berücksichtigung des Wasserspiegelgefälles  $I_W = -\frac{\partial z}{\partial s} = \frac{\Delta W}{L}$  eine Beziehung (Gl. 3.23) zwischen der gesuchten mittleren Fließgeschwindigkeit  $v_m$ , den Messgrößen Wasserstand  $h$  und Wasserstands Differenz  $\Delta W$  sowie den von  $h$  abhängigen geometrischen Größen für die Fließquerschnitte  $A_1, A_2$ , dem hydraulischen Durchmesser  $D_m = \frac{1}{2}(D_1 + D_2)$  und dem Verlustbeiwert  $\lambda = f(Re, k_S, D)$  finden. Der mittlere Fließquerschnitt  $A_m = \frac{1}{2}(A_1 + A_2)$  geht ebenso wie  $v_m$  mit der zeitlichen Ableitung in die Berechnung ein, welche als Differenzenquotient angegeben ist.  $\Delta A = A_2 - A_1$  gibt die Veränderung des Fließquerschnitts vom Anfang bis zum Ende der Messstrecke wieder. Der gesuchte Durchfluss berechnet sich schließlich aus dem Gleichungssystem 3.23.

$$I_W - \frac{1}{g} \frac{v_m - v_{m,t_0}}{\Delta t} + \left( \frac{2}{A_m} \frac{\Delta A}{L} + \frac{2}{Q} \frac{A_m - A_{m,t_0}}{\Delta t} - \lambda \frac{1}{D_m} \right) \frac{v_m^2}{2g} = 0 \quad (3.23)$$

$$Q = A_m v_m$$

Verändert sich der Flussquerschnitt innerhalb der Messstrecke nicht linear, sollte zumindest der in der Mitte liegende Querschnitt  $A_{s/2}$  in die Berechnung einbezogen werden. Dazu berechnet man den mittleren Fließquerschnitt nach Gleichung 3.24 und den hydraulischen Durchmesser nach Gleichung 3.25 (BOITEN, 2000).

$$A_m = \frac{1}{4}(A_1 + 2A_{s/2} + A_2) \quad (3.24)$$

$$D_m = \frac{1}{4}(D_1 + 2D_{s/2} + D_2) \quad (3.25)$$

Hiermit wurde ein Gleichungssystem für eine gleichmäßige Gerinnegeometrie und verhältnismäßig kleiner Messstrecke gefunden, mit dem instationäre Durchflüsse  $Q$  auf Basis der gemessenen Wasserspiegelneigung im Vergleich zum IMOC-Algorithmus (Abschnitt 3.2) mit geringerem Aufwand berechnet werden können. Aufgrund der anschaulichen Darstellungsform eignet es sich auch für analytische Betrachtungen (wie in Kapitel 6 durchgeführt).

## 3.4 Vereinfachungen unter bestimmten Randbedingungen

### 3.4.1 Rauheitseinflüsse

Für ausreichend große REYNOLDS-Zahlen  $Re$  kann der Verlustbeiwert  $\lambda$  explizit durch Gleichung 3.26 mit  $C = \lg(C_2) = \lg(3,71f)$  angegeben werden. Dieser Turbulenzbereich wird als hydraulisch rau bezeichnet und gilt in der Regel für natürliche Gerinne aufgrund ihres großen hydraulischen Durchmessers  $D$ . Die Fließverhältnisse am Pegel Fröndenberg lassen es zu, von dieser Vereinfachung Gebrauch zu machen, da durch den Stauinfluss der Fließquerschnitt und somit auch der hydraulische Durchmesser groß bleibt. Mit der in Gleichung 3.27 angegebenen Grenzbedingung wird überprüft, ob tatsächlich hydraulisch raue Verhältnisse vorliegen.

$$\lambda = (C - 2 \lg(k_S/D))^{-2} \quad (3.26)$$

$$\frac{Re\sqrt{\lambda}}{k_S/D} < 200 \quad (3.27)$$

### 3.4.2 Stationärer Durchfluss

Werden die zeitlich variablen Anteile von Gleichung 3.23 vernachlässigt, so ergibt sich Gleichung 3.28 zur Berechnung stationärer ungleichförmiger Strömungen. In Form von Gleichung 3.29 ist folglich die explizite Berechnung des Durchflusses  $Q$  möglich. Ändert sich also an einer Pegelstelle der Durchfluss nur langsam, kann mit Gleichung 3.29 auch in gestauten Flussbereichen der Durchfluss einfach berechnet werden, wenn das Wasserspiegelgefälle  $I_W$  gemessen wird.

$$\Delta W + \left( \frac{2\Delta A}{A_m} - \lambda \frac{L}{D_m} \right) \frac{v_m^2}{2g} = 0 \quad \text{bzw.} \quad I_W + \left( \frac{2\Delta A}{LA_m} - \frac{\lambda}{D_m} \right) \frac{v_m^2}{2g} = 0 \quad (3.28)$$

$$Q = A_m v_m = A_m \sqrt{\frac{2gI_W}{\frac{\lambda}{D_m} - \frac{2\Delta A}{LA_m}}} \quad (3.29)$$

## 4 Messtechnische Einrichtungen am Pegel Fröndenberg

### 4.1 Pneumatik-Differenzdruckanlage

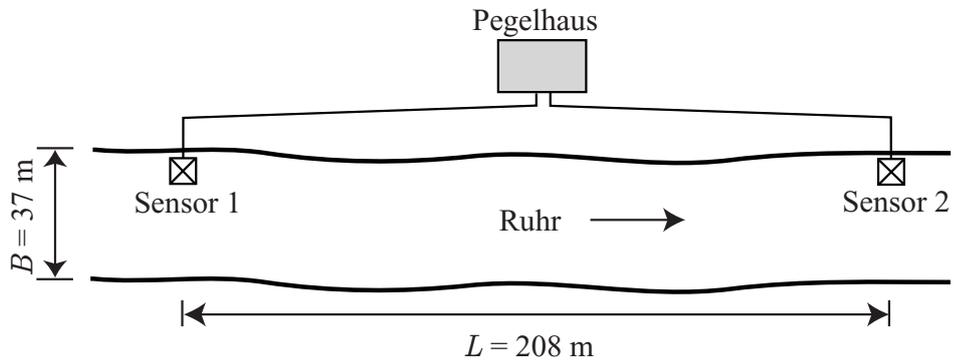
#### 4.1.1 Prinzip des Einperlverfahrens

Zur Durchführung des Forschungsvorhabens mit dem  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren wurden am Pegel Fröndenberg ein einfacher Pneumatikpegel und eine *direkte* Wasserstandsdifferenz-Messeinrichtung installiert, wobei auch Letztere auf dem Einperlverfahren basiert.

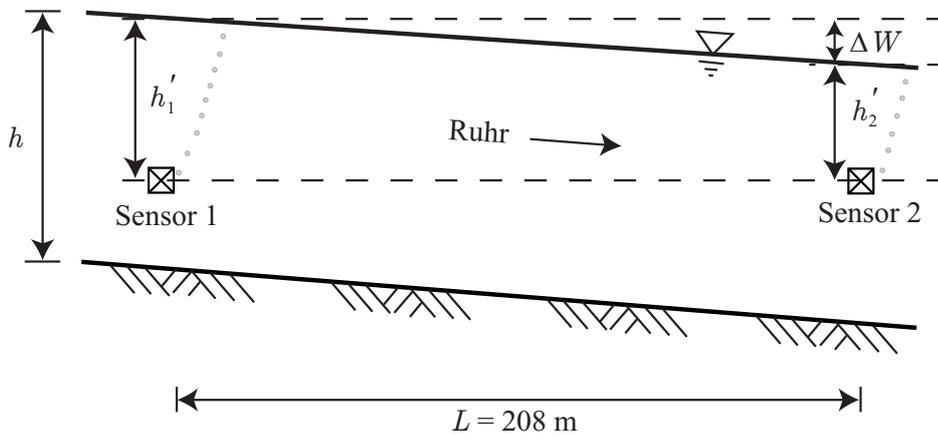
Das im Rahmen dieses Verfahrens zur Bestimmung der Wassertiefe und der Wasserstandsdifferenz verwendete Messprinzip basiert auf der linear mit der Wassertiefe zunehmenden Druckhöhe – eine hydrostatische Druckverteilung vorausgesetzt. Dabei wird der Wasserdruck am fest installierten Einperlsensor (genauer gesagt an der Einperlöffnung) erfasst, so dass sich die Höhe der darüber liegenden Wassersäule ableiten lässt. Zur Messung der Wasserstandsdifferenz sind zwei Einperlsensoren erforderlich, die in einem größeren Abstand – am Pegel Fröndenberg 208 m – installiert werden (siehe Systemskizze in Bild 4.1).

Die Einperlöffnung am oberwasserseitigen Messquerschnitt ist mit dem Ende eines Schlauchs verbunden und unterhalb der Wasseroberfläche befestigt. Eine Druckluftversorgung erzeugt einen kontinuierlichen Luftstrom, durch den der Schlauch frei von Wasser gehalten wird, so dass sich der Wasserdruck an der Öffnung aufgrund der konstanten Druckverteilung eines Gases bis zu einem im Pegelhaus montierten ersten Druckaufnehmer überträgt. Ein zweiter Druckaufnehmer ist zwischen die Sensoren 1 und 2 geschaltet, so dass direkt die Druckdifferenz gemessen und so die größtmögliche Genauigkeit zur Messung der Wasserstandsdifferenz zwischen den beiden Messquerschnitten erreicht wird. Mit dem ersten Druckaufnehmer wird die Differenz zwischen atmosphärischem Druck  $p_{\text{amb}}$  und dem Druck  $p_{\text{abs}}$  in der angeschlossenen Messleitung erfasst. Da sich  $p_{\text{abs}}$  aus atmosphärischem Druck sowie dem Druck infolge der Wassersäule  $p_{\text{rel}}$  zusammensetzt, wird der Einfluss barometrischer Änderungen kompensiert. Die Wassersäulenhöhe über der Einperlöffnung  $h'$  berechnet sich folglich mit Gleichung 4.1 aus dem relativen Druck  $p_{\text{rel}}$ , der Rohdichte des Wassers  $\rho$  sowie der Erdbeschleunigung  $g$ . Die mittlere Wassertiefe  $h$  bestimmt sich durch Addition von  $h'$  und dem Abstand  $z'$  zwischen Einperlöffnung und mittlerer Sohlhöhe, wie dies aus Bild 4.2 hervorgeht. Befinden sich beide Einperlöffnungen exakt auf einer Horizontalen, lässt sich für die Wasserstandsdifferenz entsprechend  $\Delta W = \frac{\Delta p}{\rho g}$  angeben.

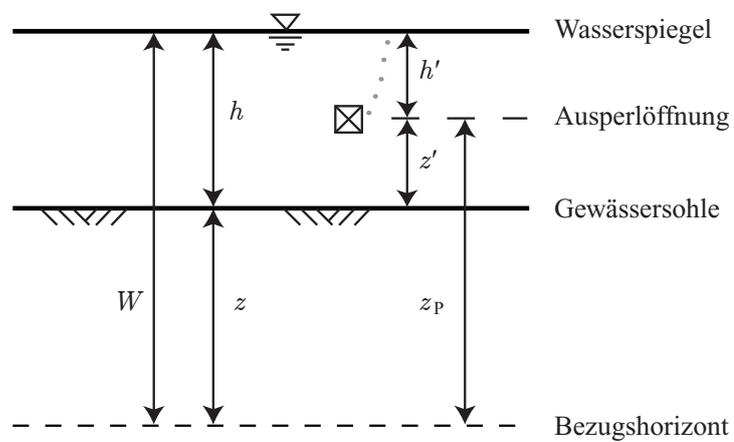
$$h' = \frac{p_{\text{rel}}}{\rho g} \quad \text{und} \quad h = h' + z' \quad (4.1)$$



(a) Grundriss



(b) Längsschnitt (stark überhöht)

**Bild 4.1:** Systemskizze der Differenzdruckanlage**Bild 4.2:** Definition der Variablen der Pneumatikanlage

### 4.1.2 Messeinrichtung der Pneumatikanlage

Die komplette Messeinrichtung der Pneumatik-Differenzdruckanlage wurde von der Firma Ott Hydrometrie GmbH bezogen. Die verwendeten Messgeräte und weitere wesentliche Elemente sind in Tabelle 4.1 aufgelistet; Bild 4.3 gibt einen Überblick über die eingesetzte Messtechnik im Pegelhaus.

Die folgenden Angaben sind sinngemäß der Pegelvorschrift (1997) entnommen und sollen den sachgemäßen Aufbau und Betrieb der Pneumatikanlage sicherstellen.

- Die Länge der Pneumatikleitung zwischen Einperlöffnung und Druckaufnehmer sollte 300 m nicht überschreiten und muss ein durchgehendes Gefälle zur Einperlöffnung aufweisen, so dass sich kein Wasser infolge Kondensation ansammelt. Dieses kann das Messergebnis beeinflussen und bei Frost zu Schäden der Pneumatikleitung führen.
- Die Verlegung sollte in einem Schutzrohr erfolgen, das Öffnungen zur Entwässerung hat, um bei Frost ein Zusammendrücken der Pneumatikleitung zu vermeiden.
- Die Einperlöffnung sollte mindestens 50 cm unterhalb des tiefsten Wasserstandes installiert werden. Dadurch wird das einwandfreie Einperlen gewährleistet. Am Pegel Fröndenberg fiel dieser Wert zeitweise auf 20 cm.
- Zur Sohle sollte ebenfalls ein ausreichender Abstand gewählt werden, um die Messung nicht durch Sedimentation zu beeinflussen.

Des Weiteren ist eine kontinuierliche Luftzugabe erforderlich, um bei zunehmendem Wasserstand das Eindringen von Flüssigkeit in die Pneumatikleitung zu verhindern und so die Wassersäule über der Einperlöffnung vollständig zu erfassen. Je schneller die zu erwartenden Wasserstandsänderungen sind, desto größer muss die Luftzufuhr sein; andernfalls kann bei zunehmender Wassertiefe der gemessene Druck geringfügig zu niedrig sein. Am Pegel Fröndenberg wird ein Kompressor eingesetzt (Speisedruck 2,5 bar für einen Messbereich bis 5 m); alternativ können auch Druckluft- oder Stickstoffflaschen verwendet werden. Die Geschwindigkeit des Luftstromes im Schlauch ist klein zu halten, um den Einfluss der kinematischen Druckhöhe auszuschließen. Unter Umständen kann es erforderlich sein, zur Optimierung des Messvorgangs eine separate Versorgungsleitung in Ergänzung zur Messleitung zu verlegen, wie es in Bild 4.4 dargestellt ist und in ISO 4373 (1995) empfohlen wird. In der gegenwärtigen Konfiguration am Pegel Fröndenberg erweist sich der Verzicht auf die separate Luftzufuhr zu den Einperlsensoren als unproblematisch. Speziell für die Differenzmessung mit gleichen Verhältnissen auf beiden Seiten (Leitungslänge, Bauform des Einperlsensors usw.) heben sich die Einflüsse größtenteils auf.

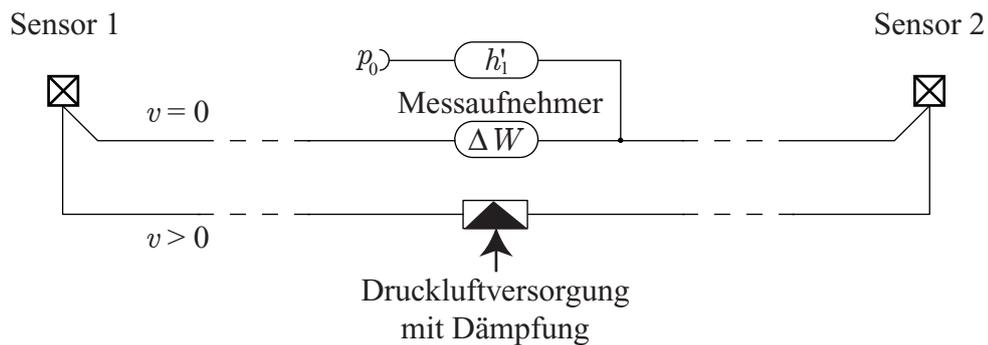
Auch aus Gründen des Druckluftverbrauchs und zur Sicherung eines gleichmäßigen Einperlvorgangs ist eine geringe Luftzugabe anzustreben. Normalerweise werden etwa 2 bis 3 Blasen pro Sekunde eingestellt (0,2 Nl/h bis 0,3 Nl/h; 1 Nl = 1 Normalliter entspricht 1 l Luft bei 0 °C und einem Absolutdruck von 1 bar; WYDER (1998)). Ein im Einperlsensor vorgehaltenes Luftvolumen dämpft die unerwünschten Änderungen des gemessenen Wasserdrucks infolge kurzzeitiger Bewegungen der Wasseroberfläche. Auch wurde in die Messeinrichtung eine pneumatische Dämpfung in Form einer Kapillare integriert, die den Einfluss von Schwingungen mit Perioden bis  $T_S = 6$  s dämpft.

Einen weiteren Einfluss auf die zu erzielende Messgenauigkeit hat die Form des Einperlsensors. Bild 4.5 zeigt den ursprünglich am Pegel Fröndenberg eingebauten Einperlsensor aus Metall. Ab Juli 2000 wurde ein zylinderförmiges Modell aus Kunststoff eingesetzt (nach WYDER, 1998)

**Tabelle 4.1:** Messeinrichtung der Differenzdruckanlage

Nr. in Bild 4.3	Menge	Bezeichnung
①	1	Messzellenblock mit Drucksonde ODS 4-K
②	1	Differenzdrucktransmitter Deltabar S PMD 230
③	1	Mehrkanal-Datensammler Hydrosens Midi
④	1	Netzanschluss und Notstrom-Versorgung
⑤	10 m	Elektroleitung
⑥	1	Datenfernübertragung
⑦	1	Druckluftversorgung (Kompressor mit Druckbehälter)
⑧	2	Durchflussregelung mit Dämpfungsgefäß
⑨	218 m	Pneumatikleitung
-	2	Einperlsensoren (siehe Bild 4.5 oder Bild 4.6)

**Bild 4.3:** Technische Einrichtung der Differenzdruckanlage



**Bild 4.4:** Anschluss der Messgrößenaufnehmer mit optimierter Druckluftzufuhr

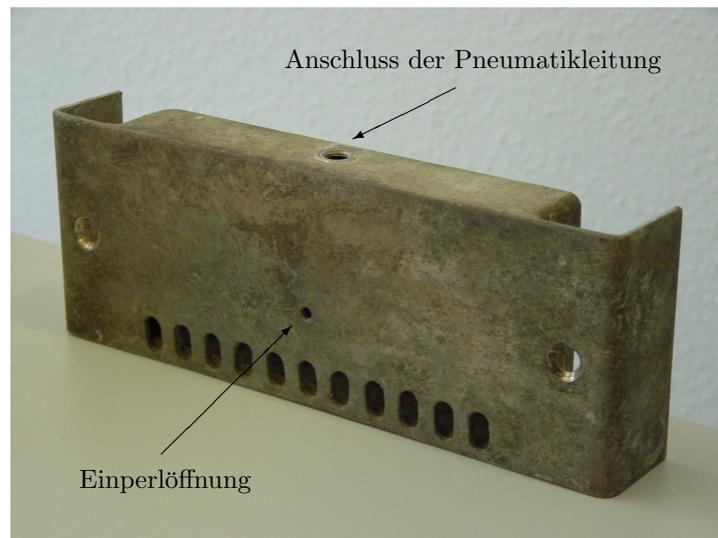
und inzwischen steht ein weiteres besonders strömungsgünstiges Modell der Firma Ott Hydrometrie zur Verfügung (Bild 4.6), durch welchen zusätzliche Verbesserungen der Messgenauigkeit erwartet werden.

### 4.1.3 Installation

Die beiden Einperlsensoren müssen in ihrer Lage und vor allem in der Höhe fest installiert und exakt eingemessen werden. Für die Installation braucht nur ein Ufer zugänglich sein – eine horizontale Wasserspiegellage im Messbereich vorausgesetzt. Das Messergebnis für den Wasserstand bzw. die daraus folgende Wassertiefe kann, wie in der Praxis üblich, mit Hilfe des Pegelnullpunkts sowie der Pegelmesslatte kontrolliert werden. Die Genauigkeit der Messung des Wasserspiegelgefälles ist für das Messergebnis bei niedrigem Durchfluss von besonderer Bedeutung (siehe Abschnitt 6.2). Daher muss auch bei der Installation der Wasserstands-differenz-Messeinrichtung eine hohe Genauigkeit angestrebt werden.

Mit konventionellen Vermessungstechniken sind beachtliche Unsicherheiten in Kauf zu nehmen, da die Einperlsensoren unterhalb des Wasserspiegels liegen und folglich schwer zugänglich sind. In Abschnitt 7.1 wird für die Messeinrichtung am Pegel Fröndenberg eine Möglichkeit zur rechnerischen Korrektur vorgestellt. Wünschenswert ist eine Kalibriervorrichtung, mit der sämtliche Einflussgrößen der Messkette vom Sensor bis zum Datensammler erfasst werden. Ein Verbesserungsvorschlag zur Kalibrierung einer Pneumatik-Differenzdruckanlage ist in Bild 4.7 dargestellt, wurde jedoch am Pegel Fröndenberg nicht realisiert. Dabei wird je ein Standrohr wasserdicht an den Einperlsensoren angeschlossen, so dass der Einperlvorgang unabhängig vom Wasserstand im Gewässer ist. Die beiden Standrohre werden über einen Schlauch verbunden und mit Wasser gefüllt. Nach dem Prinzip der Schlauchwaage wird sich nach einer Beruhigungsphase in beiden Standrohren der gleiche Wasserstand einstellen. Befinden sich die Einperlöffnungen auf gleicher Höhe, so zeigt der Druckdifferenzaufnehmer den Wert Null an. Unvermeidliche Unsicherheiten beim Einbau oder eine beabsichtigte Nullpunkt-Verschiebung (siehe Abschnitt 5.1.2) führen zu einer Druckdifferenz ungleich Null, die durch den Datensammler korrigiert wird.

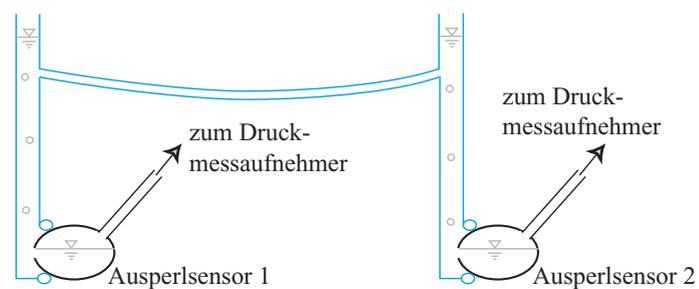
Wird wegen des hohen Aufwands alternativ mit einem Nivelliergerät gearbeitet, sind die Einperlsensoren mit zweckmäßigen, unter Laborbedingungen kalibrierten Einmesshilfen auszustatten. Entsprechend wird zukünftig am Pegel Fröndenberg verfahren.



**Bild 4.5:** Erster am Pegel Fröndenberg montierter Einperlsensor aus Metall (Fa. Ott Hydrometrie, 1998)



**Bild 4.6:** Strömungsgünstig geformter Einperlsensor aus Kunststoff (Fa. Ott Hydrometrie, 2001)



**Bild 4.7:** Prinzipskizze einer verbesserten Kalibriervorrichtung (blau)

#### 4.1.4 Wartung und mögliche Störungen

Die Wartungsarbeiten an einer Pneumatikanlage umfassen das Spülen des Pneumatikschlauchs mit Druckluft sowie die Säuberung der Einperlsensoren, da Kondenswasser oder Ablagerungen zu Fehlmessungen führen können. Auch der Kompressor bzw. die Druckluftversorgung sind auf ihre Funktion zu überprüfen. Im Verlauf des zweijährigen Einsatzes wurden folgende Einflüsse beobachtet: Korrosion an den Verbindungselementen der Einperlsensoren, Beschädigung der Druckluftleitungen durch Nagetiere und unabhängig davon Störungen elektrischer Elemente. Unter Berücksichtigung der gewonnenen Erfahrungen erreicht eine Differenzdruckanlage eine hohe Zuverlässigkeit ähnlich der eines Schwimmpegels.

Vorteilhaft wirkt sich bei der pneumatischen Differenzdruckmessung aus, dass die Membran des Druckaufnehmers auf beiden Seiten ausschließlich Kontakt mit dem Medium Luft bzw. dem eingesetzten Gas hat, weshalb diese eine hohe Langzeitkonsistenz aufweisen und keine Einschränkungen aufgrund der Wasserqualität zu machen sind. Trübungen des Wassers durch Schwebstoffe und organisches Material wie Algen stellen ebenfalls kein Problem dar; dies gilt auch für elektromagnetische Störfelder (z. B. aufgrund von Sendeanlagen) und Änderungen der Leitfähigkeit des Fluids durch gelöste Salze.

#### 4.1.5 Genauigkeit der Wasserstandsmessung

Grundsätzlich lässt sich der Wasserstand mit den in Tabelle 4.2 angegebenen Methoden bestimmen. Die nicht registrierenden bzw. nicht kontinuierlichen Methoden wurden nicht aufgeführt, da sie von vornherein für die gestellte Aufgabe ausscheiden. Mit Ausnahme des Einperlverfahrens eignen sich aber auch die verbleibenden Methoden nicht zur *direkten* Wasserstandsdifferenzmessung, weil die nur mittelbar bestimmbare Differenz aus zwei unabhängigen Messwerten eine wesentlich größere Unsicherheit aufweist. Zusätzlich wurden auch die Erstellungs- sowie die Unterhaltungskosten für die einzelnen Systeme aufgeführt (WYDER, 1998). Die in der Quelle angegebenen Beträge wurden mit  $1 \text{ sFr} = 0,68 \text{ €}$  umgerechnet; die Mannstunden (MStd) für einen lokalen Beobachter und den Unterhalt sind jeweils auf ein Jahr bezogen; ein Datenlogger ist nicht inbegriffen.

**Table 4.2:** Methoden zur Wasserstandsmessung (nach WYDER, 1998)

Ort des Sensors	Messtechnik	Unsicherheit*	Bemerkungen
Wasseroberfläche	Leitwertpegel	1 cm	Leitwertmessung zwischen je zwei Kontakten, die alle 10 mm auf der Messlatte angeordnet sind (z. B. Schwellenwert $100 \mu\text{S}/\text{cm}$ ); selten verwendet.
Wasseroberfläche	Schwimmerregistrierpegel	1 cm	einfache Mechanik mit hoher Zuverlässigkeit, hohe Genauigkeit; evtl. Verzicht auf Stromanschluss; Digitalisierung mittels Winkelcodierer; Kosten: 7 867,01 € bis 28 731,70 € + Montage 513,07 € (Beobachter: 50 MStd, Unterhalt: 15 MStd)
Unterhalb der Wasseroberfläche ( $h' \geq 15 \text{ cm}$ )	Druckaufnehmer mit Einperltechnik	1 cm	Temperatur- und Schwebstoffeinfluss, Stau- und Sogeffekte bei starker Strömung; mechanische Dämpfung mit Dämpfungsgefäß (ca. 90 s), -nadel (ca. 6 s) und -kapillare (0 bis 90 s) möglich; mäßiger Wartungsaufwand, gute Zuverlässigkeit und Genauigkeit; Kosten: 4 446,57 € bis 8 209,06 € + 16 MStd (Beobachter: 18 MStd, Unterhalt: 6 MStd)
Unterhalb der Wasseroberfläche ( $h' \geq 15 \text{ cm}$ )	Druckmessumformer (Drucksonden)	2 cm bis 3 cm	Temperatur- und Schwebstoffeinfluss, Stau- und Sogeffekte bei starker Strömung, Neigung zu Drift; Fehlerquellen: Verkalkung, Verschmutzung, mechanische Beschädigung; hoher Wartungsaufwand, gute Zuverlässigkeit, ungenügende Genauigkeit; Kosten: 2 873,17 € + 8 MStd (Beobachter: 12 MStd, Unterhalt: 20 MStd).
Wasseroberfläche	(Puls-) Radar (Laufzeitmessung)	1 cm	Frequenz: 5,8 GHz; berührungsfrei; Schwierigkeiten bei unruhigem Wasserspiegel und Gischt; Kosten: 4 104,53 € bis 5 814,75 € + 8 MStd (Beobachter: 12 MStd, Unterhalt: 2 MStd).
Wasseroberfläche	Echolot, Ultraschall (Laufzeitmessung)	k. A.	Frequenz: 16 kHz bis 33 kHz; berührungsfrei; Beeinflussung durch Temperatur, Wind und Regen; Probleme bei Schnee und Eis; selten eingesetzt.

\* Die angegebenen Unsicherheiten werden mit einem Vertrauensgrad von 95 % interpretiert.

## 4.2 Ultraschall-Referenzanlage

### 4.2.1 Prinzip der Ultraschall-Durchflussmessung

Zur Ermittlung von Referenzmesswerten für den Durchfluss am Pegel Fröndenberg wurde zwischen den beiden Sensoren 1 und 2 eine Ultraschallanlage der Quantum Hydrometrie GmbH installiert (Bild 4.8, Sensoren 3 und 4). Des Weiteren wird die Wassertiefe über eine Druckmessdose gemessen. Das Prinzip sowie die Funktionsweise werden daher in diesem Abschnitt kurz erläutert.

Ultraschallwellen sind Druckwellen in einem Frequenzbereich von 20 kHz bis zu 100 GHz und als mechanische Schwingungen an Materie gebunden. Die Geschwindigkeit  $c_0$  in Flüssigkeiten variiert in Abhängigkeit von deren Dichte und Elastizität zwischen etwa 1400 m/s und 1500 m/s, wird aber nicht durch die Frequenz der Schwingung beeinflusst. Des Weiteren ist die Geschwindigkeit der Ultraschallwellen stark von der Temperatur des Messmediums abhängig, weshalb eine Kompensation erfolgen muss. SUTILOV (1984) führt hierzu aus, dass  $c_0$  für Flüssigkeiten im Gegensatz zu Gasen nur auf Basis experimenteller Daten bestimmt werden kann.

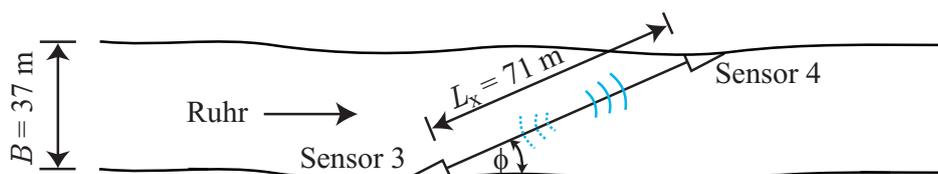
Die Erzeugung von Ultraschallwellen erfolgt durch elektroakustische Wandlung über den magnetostriktiven, den elektrodynamischen oder den piezoelektrischen Effekt. Letzterer wird am häufigsten angewandt und ist ebenso wie die anderen genannten Verfahren umkehrbar, so dass der Sender auch als Empfänger eingesetzt werden kann (MILLNER, 1987; TIETZ, 1969).

Zur Durchflussmessung mit Ultraschallwellen haben sich in der Praxis zwei Messprinzipien durchgesetzt:

- Nutzung des Mitführungseffekts durch Laufzeitmessung, sowie
- Nutzung des DOPPLER-Effekts durch Frequenzmessung.

Das DOPPLER-Verfahren basiert auf der Frequenzverschiebung zwischen dem gesendeten und dem von einem in der Strömung transportierten Partikel reflektierten Signal. Für die Messanlage am Pegel Fröndenberg kam das Laufzeit-Messverfahren zum Einsatz, bei dem die Differenz der Laufzeiten eines Ultraschallsignals mit und entgegen der Strömung bestimmt wird (MORGENSCHWEIS und FRANKE, 2000; CZICHOS ET AL., 1996). Die Schallgeschwindigkeit in Wasser  $c_0 \approx 1465$  m/s überlagert sich mit der jeweiligen Geschwindigkeitskomponente der Strömung im Messstrahl; der Winkel zur Hauptströmungsrichtung wird mit  $\phi$  bezeichnet. In Fließrichtung addieren sich die Geschwindigkeiten (Gl. 4.2), flussaufwärts reduziert sich die effektive Schallgeschwindigkeit (Gl. 4.3). Die mittlere Fließgeschwindigkeit in der Messebene wird mit  $v_x$  bezeichnet; die Indizes 3 und 4 beziehen sich auf die Sensoren in Bild 4.8.

$$c_{3-4} = c_0 + v_x \cos \phi \quad (4.2)$$



**Bild 4.8:** Systemskizze der Ultraschallanlage (Grundriss)

$$c_{4-3} = c_0 - v_x \cos \phi \quad (4.3)$$

Mit dem bekannten Abstand  $L_x$  zwischen den beiden Sende-/Empfangseinheiten werden die Laufzeiten  $t_1 = L_x/c_{3-4}$  und  $t_2 = L_x/c_{4-3}$  eingeführt, deren Differenz mit  $\Delta t = t_2 - t_1$  abgekürzt wird.

$$\Delta t = \frac{2L_x v_x \cos \phi}{c_0^2 - v_x^2 \cos^2 \phi} \quad (4.4)$$

Aus Gleichung 4.4 folgt mit der Vereinfachung  $v_x^2 \ll c_0^2$  die Gleichung 4.5 für die mittlere Fließgeschwindigkeit in der Messebene  $v_x$ .

$$v_x = \frac{c_0^2}{2L_x \cos \phi} \Delta t \quad (4.5)$$

Berücksichtigt man die Geschwindigkeitsverteilung in vertikaler Richtung sowie die Auswirkungen der Randeinflüsse mit dem Geschwindigkeitskoeffizienten  $k$ , so berechnet sich der Durchfluss schließlich über Gleichung 4.6;  $\bar{v}$  ist die mittlere Geschwindigkeit im Fließquerschnitt  $A$ . Eine Auflistung von typischen Koeffizienten  $k$  in Abhängigkeit von der relativen Messhöhe ist in ISO 6416 (1992) enthalten.

$$Q_{\text{US}} = A\bar{v} = A k v_x = A k \frac{c_0^2}{2L_x \cos \phi} \Delta t \quad (4.6)$$

Der Fließquerschnitt  $A$  wird wie auch bei der Differenzdruckanlage über eine Funktion  $A(h)$  ermittelt. Die Wassertiefe  $h$  wird mit einer Druckmessdose (mit Kapillarschlauch zur Luftdruckkompensation) unabhängig von der Pneumatik-Differenzdruckanlage gemessen.

## 4.2.2 Installation

Die einfachste Installation einer Ultraschallanlage nach dem Laufzeitverfahren, wie sie auch am Pegel Fröndenberg eingesetzt wird, ist die Einebenen-Anlage mit einer Messstrecke. Dabei wird nur eine Komponente der Fließgeschwindigkeit gemessen, weshalb gefordert wird, dass sowohl die Geschwindigkeitsverteilung als auch die Hauptfließrichtung aus separaten Messungen bekannt sind. Allerdings können bei deutlichem Staufluss Probleme auftreten (ISO 6416, 1992); auch sind Einstrecken-Anlagen nicht redundant. Mit einer Kreuzstrecken-Anlage kann der Einfluss von Querströmungen kompensiert werden, und eine Mehrebenen-Anlage ermöglicht Aussagen zur Geschwindigkeitsverteilung als Funktion der Höhe, so dass im Idealfall auf den Korrekturwert  $k$  verzichtet werden kann. Eine Überprüfung der Messwerte in den einzelnen Messstrecken ist aber nach wie vor nötig (Pegelvorschrift Anlage D, 1991).

Am Pegel Fröndenberg sind die Sende-/Empfangseinheiten in einer Distanz von 71,24 m und einem Winkel von etwa  $25^\circ$  zur Fließrichtung installiert. Mit den piezoelektrischen Elementen wird in Intervallen von einer Sekunde direkt aufeinander folgend flussauf- und flussabwärts je ein Ultraschallsignal mit einer Frequenz von 33 kHz ausgestrahlt. Zur Messung der Laufzeitdifferenz, aus der die mittlere Fließgeschwindigkeit in der Messebene folgt, ist eine direkte Verbindung zwischen den beiden Sende-/Empfangseinheiten erforderlich. Ist dies nur an einem

Ufer zu realisieren, müssen Reflektoren oder Responder eingesetzt werden. Mit den angegebenen Werten liegen die absoluten Laufzeiten in einer Größenordnung von  $t = L_x/c_0 = 49$  ms und für  $v_x = 1$  m/s beträgt die resultierende Laufzeitdifferenz  $\Delta t \approx 60 \cdot 10^{-6}$  s; weitere Wertepaare des linearen Zusammenhangs sind in Tabelle 4.3 aufgelistet.

### 4.2.3 Kalibrierung

Die Ultraschallgeschwindigkeit im Wasser  $c_0$  wird aufgrund der Temperatur- und Dichteabhängigkeit für ein Messintervall von etwa zwei Minuten jeweils neu kalibriert. Dazu teilt man die Länge der Messstrecke  $L_x = 71,24$  m durch die mittlere Laufzeit  $t_m$  eines in beiden Richtungen ausgesendeten Messsignals (Gl. 4.7).

$$c_0 = \frac{L_x}{1/2(t_1 + t_2)} \quad (4.7)$$

Die Bestimmung des Korrekturwertes, welcher neben der Wassertiefe in Staubereichen auch von der Fließgeschwindigkeit abhängig ist, erfolgte mit Hilfe von Vergleichsmessungen mit dem hydrometrischen Flügel auf zehn Messlotrechten. Zusätzlich wurden mit einem Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP), welcher den oben erwähnten Doppler-Effekt nutzt und eine zeitnahe dreidimensionale Fließgeschwindigkeitsmessung über einen großen Teil des Fließquerschnitts ermöglicht, vereinzelt Kontrollmessungen durchgeführt, um die Ergebnisse der Ultraschallanlage zu überprüfen (siehe hierzu auch Abschnitt 7.1.3). Ausführungen zu den Messgenauigkeiten folgen in Abschnitt 6.3.

Die während eines Messintervalls aufgezeichneten Einzelwerte werden geräteintern gemittelt. Das Ergebnis des Durchflusses  $Q_{US}$  wird als Analogsignal (4 mA bis 20 mA) ausgegeben und vom Datensammler eingelesen.

**Tabelle 4.3:** Fließgeschwindigkeit in der Messstrecke am Pegel Fröndenberg in Abhängigkeit von der Laufzeitdifferenz des Ultraschallsignals

$\Delta t$ ( $10^{-6}$ s)	$v_x$ (m/s)	$\Delta t$ ( $10^{-6}$ s)	$v_x$ (m/s)
0	0,000	50	0,831
10	0,166	60	0,997
20	0,332	70	1,160
30	0,499	80	1,330
40	0,665	90	1,500

## 5 Messdatenbasis

### 5.1 Messgrößen $h_1$ , $\Delta W$ und $Q_{US}$

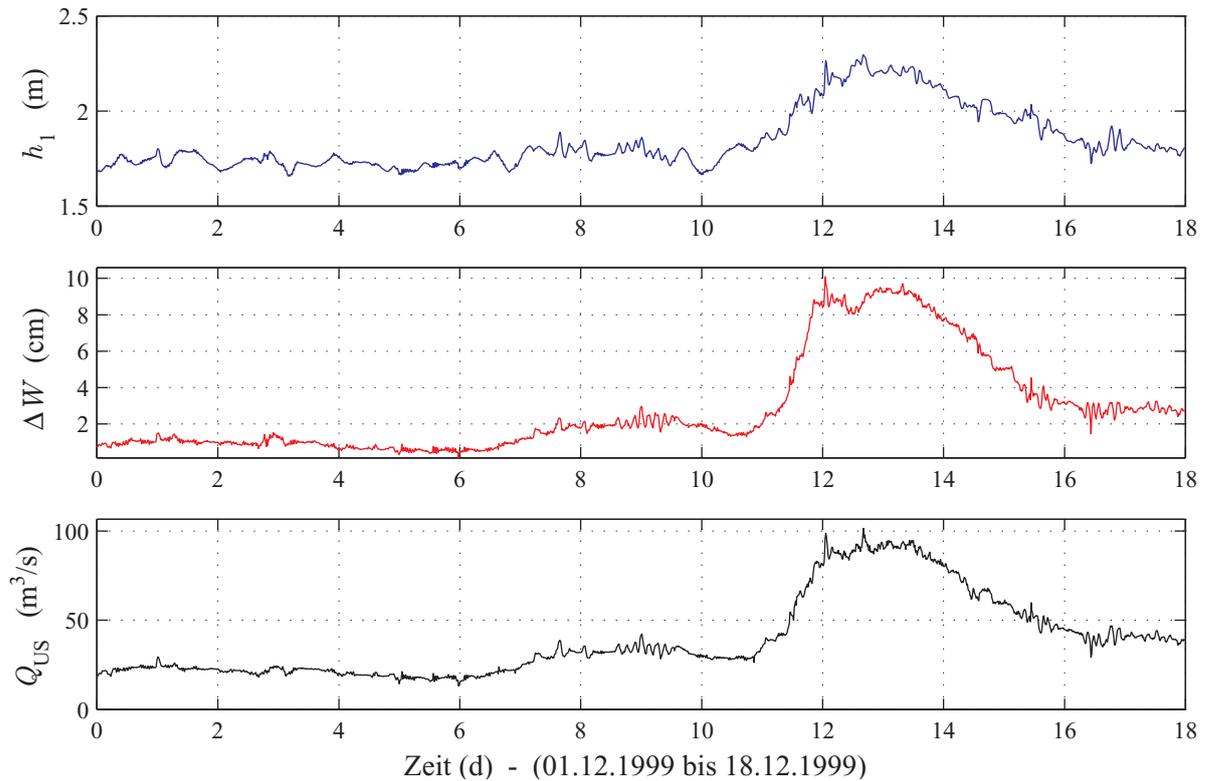
#### 5.1.1 Ganglinien

In Tabelle 5.1 sind auszugsweise die Messwerte der Messgrößen *Wasserstand*  $h'_1$  über der Einperlöffnung, *Wasserstands Differenz*  $\Delta W$  sowie der durch die Ultraschallanlage ermittelte *Durchfluss*  $Q_{US}$  in Intervallen von 15 min – nachfolgend kurz als 15-Minutenwerte bezeichnet – im unbearbeiteten Ausgabeformat des Datensammlers dargestellt. Die Wassertiefe ergibt sich aus der Beziehung  $h_1 = h'_1 + z'_1$  mit  $z'_1 = 1,267$  m (siehe Bild 4.2 auf Seite 23). Der Wasserstand  $W_1$  berechnet sich durch Addition von  $h'_1$  und  $z_P = 113,212$  m ü. NN. Für das Wasserspiegelgefälle gilt  $I_W = \Delta W/L$ , wobei die Entfernung der beiden Einperlsensoren  $L = 208$  m beträgt. In Bild 5.1 sind die umgerechneten Messwerte für den Zeitabschnitt 01.12.1999 bis einschließlich 18.12.1999 aufgetragen. Dabei handelt es sich um Rohdaten (15-Minutenwerte) aus einem Bereich ohne nennenswerte Störungen. In Bild 5.2 (Abschnitt 5.1.2) ist zum Vergleich ein Zeitabschnitt mit groben Fehlern dargestellt.

Für dieser Arbeit werden Messwerte von Januar 1999 bis März 2001 herangezogen (Anhang A). Für die Zeit vor dem 04.06.1999 stehen nur 15-Minutenwerte zur Verfügung; nach diesem Zeitpunkt wurden die Messwerte minütlich aufgezeichnet. Aufgrund einer internen Durchschnittsbildung liefert die Ultraschallanlage nur alle zwei Minuten einen gemittelten Messwert; Abweichungen bei den Minutenwerten lassen sich auf die D/A–A/D-Wandlung zwischen Ultraschallanlage und Datensammler zurückführen. Auch verzögert sich dadurch die Übertragung an den Datensammler um etwa ein bis zwei Minuten. Aus diesem Grund wird die zeitliche Basis der Messgröße  $Q_{US}$  um zwei Minuten zurückgesetzt. Anschließend werden die 1-Minutenwerte einer Prüfung auf Plausibilität (Abschnitt 5.1.2) unterzogen und zur Verminderung der Einflüsse der zeitlich

**Tabelle 5.1:** Protokollauszug der Messdaten 'Wasserstand', 'Wasserstands Differenz' und 'Durchfluss'

Datum / Uhrzeit	$h'_1$ (cm)	$\Delta W$ (cm)	$Q_{US}$ (m <sup>3</sup> /s)
01.12.1999 00:00:00	42,0	0,71	18,9
01.12.1999 00:15:00	41,8	0,76	18,9
01.12.1999 00:30:00	41,6	0,79	19,1
01.12.1999 00:45:00	42,0	0,87	20,1
01.12.1999 01:00:00	41,9	0,88	20,3
01.12.1999 01:15:00	41,5	0,84	20,3
01.12.1999 01:30:00	41,6	0,82	20,0
01.12.1999 01:45:00	41,7	0,83	20,3
01.12.1999 02:00:00	42,1	0,95	21,5
⋮	⋮	⋮	⋮



**Bild 5.1:** Messwerte eines fehlerfreien Zeitabschnitts (ohne Korrektur)

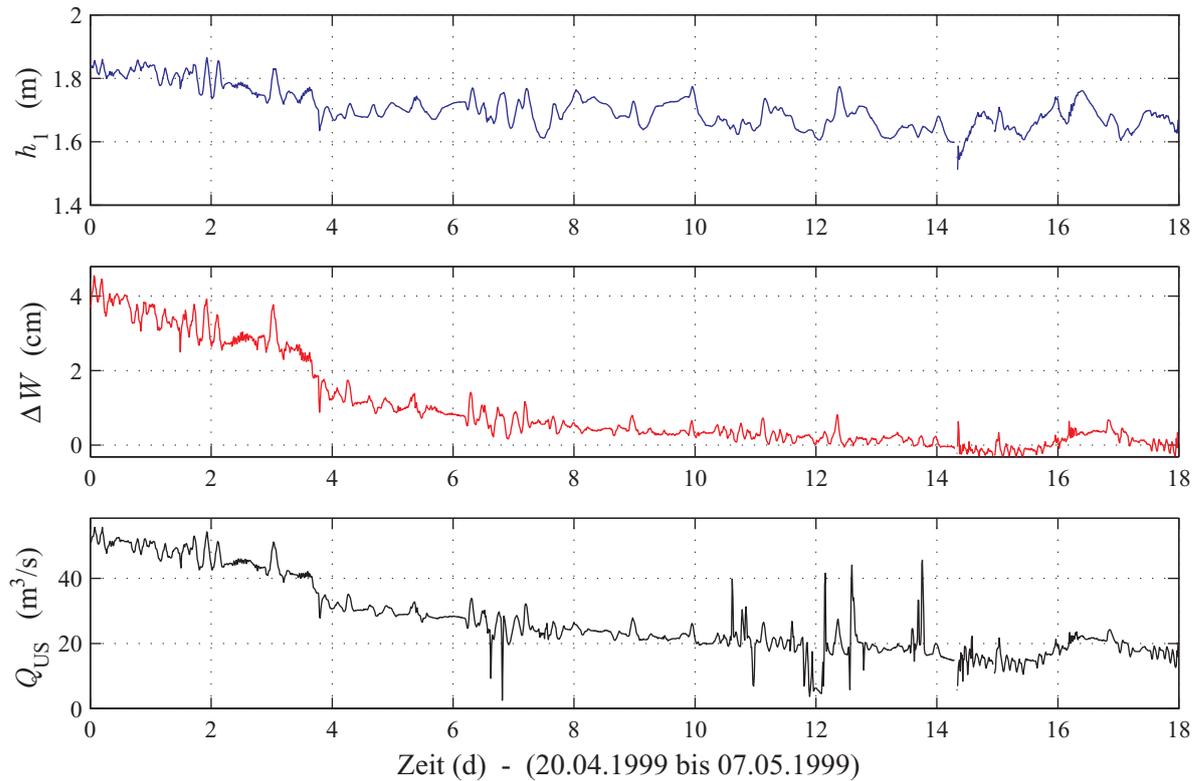
inkongruenten Daten auf gemittelte 2-Minutenwerte reduziert. Alle Zeitangaben beziehen sich auf Mitteleuropäische Zeit (MEZ).

### 5.1.2 Störungen bei der Messdatenerfassung

Sowohl die Pneumatikanlage als auch die Ultraschallanlage protokollierten zeitweise Fehlermeldungen; in einigen Zeitabschnitten konnten keine Messwerte aufgezeichnet werden. Gelegentlich wurden anlässlich von Wartungsarbeiten die Einstellungen der Versuchseinrichtung am Pegel Fröndenberg verändert, weshalb die Messreihen in einzelne Abschnitte aufgeteilt wurden. Darüber hinaus wurden Daten registriert, die offensichtlich fehlerhaft sind (Bild 5.2). Diese sind aussortiert oder nach Möglichkeit korrigiert worden. Ist ein Messwert als fehlerhaft erkannt, so werden auch die zugehörigen Messwerte der anderen Messgrößen nicht gewertet.

Aufgrund der vielfältigen Störeinflüsse wurden die nachfolgenden Kriterien aufgestellt, die eine sachlich begründete Korrektur bzw. Filterung der Störungen ermöglichen:

1. Werden vom Datensammler die Grenzwerte der Messgrößenaufnehmer ausgegeben, so wird dies als Störung gewertet. Der Messbereich für den Wasserstand beträgt  $W_1 = 113,152 \text{ m ü. NN}$  bis  $117,152 \text{ m ü. NN}$ ; die Wasserstandsdifferenz kann seit dem Umbau am 01.07.1999 im Bereich  $\Delta W_{\min} = -4,3 \text{ cm}$  und  $\Delta W_{\max} = 20,7 \text{ cm}$  (vorher  $0 \text{ cm}$  bis  $25 \text{ cm}$ ) erfasst werden. Für den Durchfluss gelten die Grenzwerte  $Q_{\text{US},\min} = 0 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q_{\text{US},\max} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$ .



**Bild 5.2:** Messwerte für einen Zeitabschnitt mit groben Fehlern (ohne Korrektur)

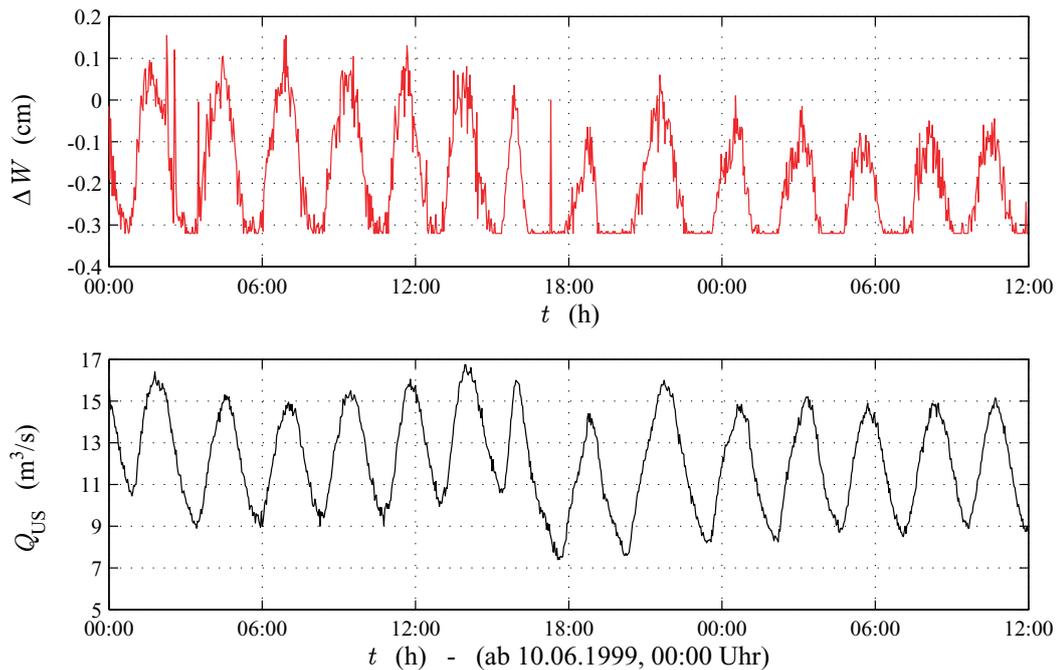
2. Für die Messgröße  $Q_{US}$  wurde der Zeitabschnitt 02.03.1999, 07:45 Uhr, bis 06.03.1999, 4:30 Uhr nicht berücksichtigt, da in dieser Zeit wiederholt der Maximalwert von  $Q_{US,max} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$  angezeigt wurde.
3. Die Messwerte der Ultraschallanlage wurden erst ab Januar 1999 ausgewertet, da vor diesem Zeitpunkt gehäuft Störungen durch elektrische Einflüsse auftraten.
4. Konnte die Ultraschallanlage in einem Zeitintervall keinen Messwert erfassen, blieb der Vorgängerwert bestehen. Derartige Blockaden der Ultraschallanlage dauerten im betrachteten Zeitabschnitt bis zu 8 h. Dies ist durch ein Plateau sowie einen Sprung in der Messwertreihe gekennzeichnet. Als Kriterium wird der Vergleich mit den beiden anderen Messgrößen Wassertiefe  $h_1$  und insbesondere Wasserstandsdifferenz  $\Delta W$  herangezogen. Wenn diese im gleichen Zeitabschnitt stetig zu- oder abnehmen, deutet dies auf eine Störung der Ultraschallanlage hin.
5. Bei der Ultraschallanlage kann sich der Triggerimpuls für die Zeitmessung um eine oder mehrere Perioden verzögern. Hierfür kommen Dämpfungen des Signals entlang der Messstrecke z. B. durch Temperaturschichtungen, Fische und Pflanzenteile in Betracht. Bei einer Verzögerung um eine Periode ergibt sich eine Zeitdifferenz von  $30 \cdot 10^{-6} \text{ s}$ ; dies entspricht am Pegel Fröndenberg einer fiktiven Änderung der Fließgeschwindigkeit um etwa  $0,5 \text{ m/s}$  – bei einem Fließquerschnitt von  $A = 60 \text{ m}^2$  verändert sich dadurch der Durchfluss um bis zu  $\Delta Q = \pm 30 \text{ m}^3/\text{s}$ . Aufgrund der internen Mittelung der Ultraschallanlage fällt ein evtl. Sprung für die ausgegebenen Messwerte meist geringer aus, so dass eine Störung erst durch einen Vergleich mit den beiden anderen Messgrößen sicher erkannt wird.

6. Ein weiteres Problem betraf die Messwerte der Ultraschallanlage im Zeitbereich II bei Durchflüssen über ca.  $95 \text{ m}^3/\text{s}$ . Mit Überschreiten dieses leicht variablen Schwellenwerts stieg der Durchfluss sprunghaft um etwa  $6 \text{ m}^3/\text{s}$  bis  $9 \text{ m}^3/\text{s}$  an und fiel bei abnehmendem Durchfluss ebenfalls sprunghaft um diesen Betrag ab, so dass Durchflusswerte oberhalb des Schwellenwerts auf einem höheren Niveau liegen; die Ursache wird in der Definition der Korrekturwerte vermutet, was nicht eruiert werden konnte. Solche gestörten Wertebereiche wurden durch Subtraktion des Wertes der unstetigen Zunahme korrigiert.
7. Die Messergebnisse im Zeitabschnitt 18.06.1999 09:15 Uhr bis 02.07.1999 12:00 Uhr wurden um den Wert  $+5 \text{ cm}$  korrigiert, da in dieser Zeit der Datensammler umgestellt worden war. Die Messwerte der zweitägigen Umbaumaßnahme wurden verworfen.
8. Der Einfluss der Strömungsgeschwindigkeit auf die gemessene Wassertiefe wurde wie in Anhang B angegeben berücksichtigt.
9. Bei sehr kleinen Durchflüssen im Sommer 1999 lagen die Messwerte der Wasserstandsdifferenz an der unteren Grenze von  $\Delta W_{\min} = -0,31 \text{ cm}$ , bei der die Messwerte bis zu 1,5 h bestehen blieben. Der Vergleich der (nicht korrigierten) 2-Minutenwerte von  $Q_{\text{US}}$  und  $\Delta W$  in Bild 5.3 verdeutlicht dies. Diese Grenze  $\Delta W_{\min}$  hatte ihre Ursache in einer Beschränkung des eingesetzten Druckaufnehmers. Um positive Werte der Wasserstandsdifferenz sicherzustellen, wurde der zweite Einperlsensor um  $\Delta z_P = 2,6 \text{ cm}$  angehoben (bezogen auf die Pegelstelle 1, siehe Bild 5.4). Dadurch reduzierte sich die Wassersäule über der unterwasserseitigen Einperlöffnung und die Druckdifferenz der beiden Wassersäulen erhöhte sich; dies wurde rechnerisch vom Datensammler ausgeglichen. Weiter wurde hierdurch erreicht, dass durch die Erhöhung des Druckniveaus der für Druckaufnehmer kritische Wertebereich in der Nähe des Nullpunkts vermieden wird.

Nach Durchführung der vorangegangenen Korrekturen sollten keine vereinzelt Messwerte verbleiben (Mindestdauer zusammenhängender Messwertreihen: 1 h). Normalerweise werden auch pegelspezifische Grenzen für zulässige Differenzen aufeinander folgender Durchflüsse  $\Delta Q/\Delta t$  festgelegt (Pegelvorschrift, 1997). Dies erwies sich aber am Pegel Fröndenberg aufgrund sehr schneller kurzzeitiger Durchflussänderungen als nicht praktikabel. Dass es sich hierbei nicht um Störungen der Messeinrichtungen handelte, ließ sich aus dem Vergleich der unabhängig gewonnenen Messwerte schließen. Beispielsweise zeigt Bild 5.5 eine Verdoppelung des Durchflusses von etwa  $25 \text{ m}^3/\text{s}$  auf  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  innerhalb einer Viertelstunde mit einer qualitativen Übereinstimmung der Messwerte von Wasserstandsdifferenz und Wasserstand. Aufzeichnungen der Leistungsabgabe der Wasserkraftanlage Fröndenberg bestätigen die starken und sicherlich unnatürlichen Schwankungen des Durchflusses, so dass diese Art der Plausibilitätskontrolle entfiel. Auch konnte ein Messwertvergleich mit anderen Pegeln hinsichtlich schneller Änderungen nicht erfolgen, da diese durch weitere Stauhaltungen entkoppelt sind.

Der letzte Punkt der beschriebenen Störeffekte bedarf hinsichtlich der erwähnten negativen Wasserstandsdifferenzen einer ergänzenden Erläuterung. Im Normalfall korrespondiert die Fließrichtung mit dem Gefälle der Wasserspiegellinie, d. h. der Wasserstrom fließt in Richtung des Gefälles. Da die Ultraschallanlage immer positive Durchflüsse größer  $4 \text{ m}^3/\text{s}$  erfasst hat, werden drei mögliche Gründe für die kurzzeitigen negativen Wasserstandsdifferenzen diskutiert:

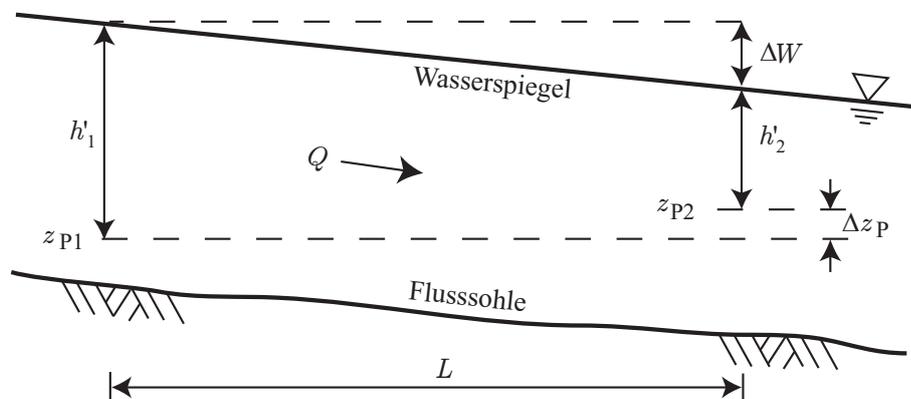
1. *Die Fließgeschwindigkeit und damit die Geschwindigkeitshöhe am oberen Einperlsensor ist größer als am unteren.* Dadurch reduziert sich die Wassertiefe am oberen Profil der Messstrecke im Vergleich zu hydrostatischen Verhältnissen stärker als am unteren Profil und die Wasserstandsdifferenz nimmt ab. In Bild 5.6 ist die Geschwindigkeitsdifferenz  $\Delta v = v_2 - v_1$  in Abhängigkeit von der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v_m$  für einen Zeitabschnitt von 50



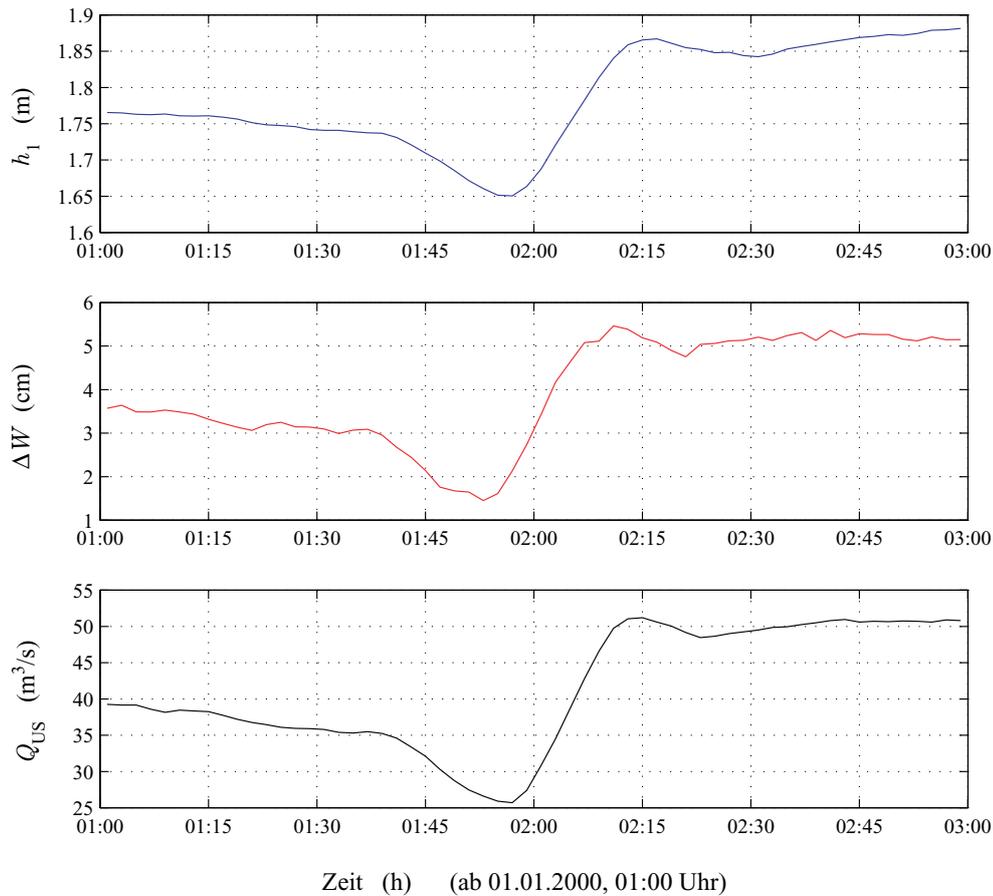
**Bild 5.3:** Begrenzung des Differenzdruckaufnehmers

Tagen aufgetragen. Aufgrund des Stauinflusses ist die Fließgeschwindigkeit zu Beginn des Kontrollraums größer als am unteren Profil, so dass die Differenz  $\Delta v$  negativ ist. Die größte Fließgeschwindigkeit  $v_m$  des in Bild 5.3 dargestellten Zeitabschnitts betrug  $0,2 \text{ m/s}$  für einen Durchfluss von  $Q_{US} \approx 16 \text{ m}^3/\text{s}$ . Aus Bild 5.6, in dem die Geschwindigkeitsdifferenzen in Abhängigkeit der mittleren Fließgeschwindigkeit aufgetragen sind, bestimmt sich für den genannten Durchfluss die Geschwindigkeitsdifferenz zu  $\Delta v \approx 0,03 \text{ m/s}$ ; dies entspricht nach Gleichung 3.20 einer Wasserstands-differenz von  $-(v_2^2 - v_1^2)/(2g) \approx 0,6 \text{ mm}$ . Somit scheidet diese Erklärung für die auftretenden negativen Differenzen von wenigstens  $\Delta W = -3 \text{ mm}$  bei Durchflüssen von ca.  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  aus.

2. Kurzzeitige Änderungen des Durchflusses bewirken im ansteigenden Teil eines Schwallts im Vergleich zum gleichen, jedoch stationären Durchfluss ein erhöhtes Wasserspiegelgefälle; im abklingenden Teil stellt sich ein kleineres Wasserspiegelgefälle ein. Da das Wasserspiegel-



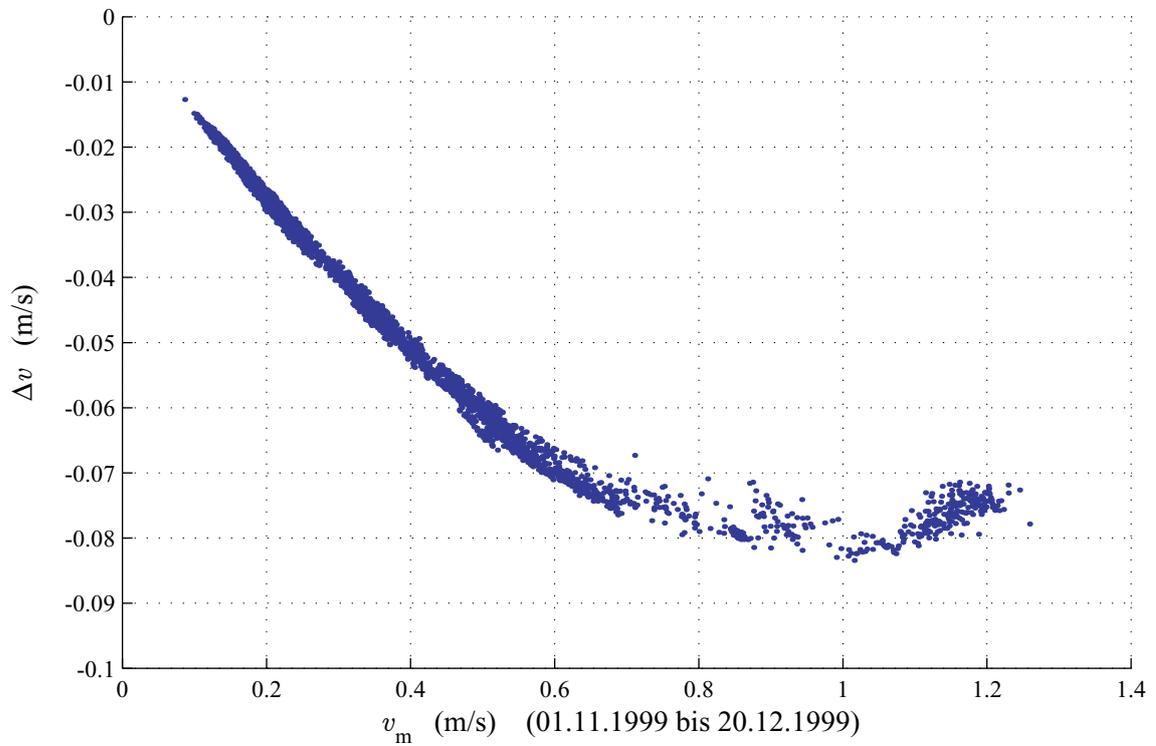
**Bild 5.4:** Höhenunterschied der Einperlöfnungen



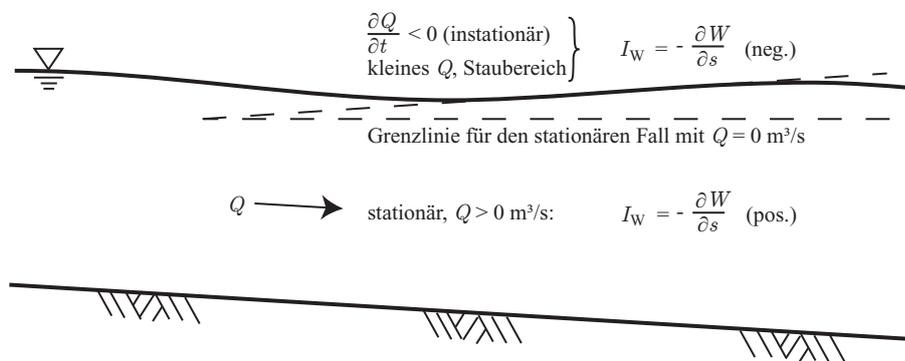
**Bild 5.5:** Schnelle Änderungen der Messwerte  $h_1$ ,  $\Delta W$  und  $Q_{US}$

gefälle bei kleinen stationären Durchflüssen im Staubereich gegen Null tendiert, können instationäre Vorgänge sogar eine negative Wasserstands-differenz hervorrufen (Bild 5.7). Am Pegel Fröndenberg treten infolge des Schwallbetriebs der oberhalb gelegenen Wasserkraftanlage schnelle Änderungen des Durchflusses ( $\Delta Q = 7 \text{ m}^3/\text{s}$  in 1,5 h) auf, so dass kurzzeitig negative Wasserspiegelgefälle möglich sind. Die in Bild 5.3 gezeigten dauerhaft negativen Wasserstands-differenzen lassen sich damit jedoch nicht erklären, da zu Beginn eines Schwalls die Wasserspiegelneigung größer als für den stationären Fall ist und somit einen positiven Wert annehmen muss.

3. Eine Null-Kalibrierung war für die Messeinrichtung am Pegel Fröndenberg nicht möglich. In Bezug auf Bild 5.4 bedeutet dies, dass der Höhenunterschied der beiden Einperlöffnungen  $\Delta z_P = z_2 - z_1$  nicht genau zu ermitteln war und dadurch eine konstant zu große bzw. zu kleine Wasserstands-differenz gemessen wurde. In Bild 5.3 sind für den Schwall am 11.06.1999, 6:00 Uhr ausschließlich negative Wasserstands-differenzen  $\Delta W$  festzustellen, während die Ultraschallanlage Durchflüsse von  $8 \text{ m}^3/\text{s}$  und mehr registrierte. Zum Ausgleich wird daher in Abschnitt 7.1 eine Korrektur  $\Delta_{\Delta W}$  für die Messgröße  $\Delta W$  bestimmt.



**Bild 5.6:** Geschwindigkeitsdifferenzen  $\Delta v = v_2 - v_1$  in Abhängigkeit von der mittleren Fließgeschwindigkeit  $v_m$



**Bild 5.7:** Schwall und Sunk bei kleinen Durchflüssen

### 5.1.3 Statistische Kennwerte der Messgrößen $h_1$ , $\Delta W$ und $Q_{US}$

In Tabelle 5.2 sind die statistischen Kennwerte Minimum, Maximum, Mittelwert und die Standardabweichung der Messwerte für die drei Messgrößen Wasserstand  $h_1$ , Wasserstandsänderung  $\Delta W$  und Durchfluss  $Q_{US}$  für die Viertelstunden-Werte aufgelistet. Wie bereits erwähnt, wurde für die Wasserstandsänderung eine Korrektur  $\Delta_{\Delta W}$  bestimmt; diese ist im Vorgriff auf Abschnitt 7.1 in Tabelle 5.2 für die vier untersuchten Bereiche angegeben und zu den Werten  $\Delta W$  addiert. Dennoch wurden vereinzelt negative Werte für die Wasserstandsänderung festgestellt: z. B. das Minimum der 15-Minutenwerte im Zeitbereich IV mit einem Wert von  $-2,2$  mm, der am 09.12.2000 um 20:50 Uhr auftrat. Dieses wurde durch besondere instationäre Verhältnisse hervorgerufen, die in Abschnitt 7.2.4 erläutert werden.

Das mit der Ultraschallanlage erfasste Maximum von  $192,3 \text{ m}^3/\text{s}$  entspricht, bedingt durch den Ausfall der Anlage im März 1999, nicht dem tatsächlich aufgetretenen maximalen Durchfluss in diesem Zeitbereich. Zumeist treten aber, wie aus den Mittelwerten für die Zeitbereiche I bis IV abzulesen ist (Tabelle 5.2), deutlich kleinere Durchflüsse auf. Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt daher auf den kleinen Durchflüssen.

**Tabelle 5.2:** Statistische Kennwerte der Messgrößen  $h_1$ ,  $\Delta W$  und  $Q_{US}$  für vier Zeitbereiche

Zeitbereich	Kennwert	$h_1$ (m)	$\Delta W$ (cm)	$Q_{US}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
Bereich I ( $\Delta_{\Delta W} = 0,61 \text{ cm}$ ) 01.01.1999 bis 24.08.1999	Minimum	1,51	0,29	6,9
	Maximum	2,87	16,97	192,3
	Mittelwert	1,80	3,01	39,3
	Standardabweichung	0,18	3,13	27,4
Bereich II ( $\Delta_{\Delta W} = 0,22 \text{ cm}$ ) 27.08.1999 bis 23.01.2000	Minimum	1,44	-0,16	4,9
	Maximum	2,30	10,31	98,3
	Mittelwert	1,72	1,21	19,9
	Standardabweichung	0,11	1,65	14,2
Bereich III ( $\Delta_{\Delta W} = 0,48 \text{ cm}$ ) 11.07.2000 bis 21.08.2000	Minimum	1,53	0,14	8,1
	Maximum	1,82	3,15	39,8
	Mittelwert	1,61	0,59	14,3
	Standardabweichung	0,04	0,43	4,9
Bereich IV ( $\Delta_{\Delta W} = 0,57 \text{ cm}$ ) 24.08.2000 bis 31.03.2001	Minimum	1,47	-0,13	4,2
	Maximum	2,34	14,09	121,1
	Mittelwert	1,71	1,72	22,8
	Standardabweichung	0,11	2,31	18,1

### 5.1.4 Quantifizierung der Streuungen

Am Pegel Fröndenberg treten aufgrund der Wasserkraftanlage schnelle Änderungen des Durchflusses auf, die von kleineren zufälligen Störungen, z. B. hervorgerufen durch Rauschen der Messgrößenaufnehmer oder Wellenbewegungen der Wasseroberfläche, überlagert werden. In diesem Abschnitt werden die Messwert-Streuungen für die Messgrößen  $h_1$ ,  $\Delta W$  und  $Q_{US}$  separat quantifiziert:

1. Für die Messpunkte eines ausgewählten Zeitabschnitts wurde eine 'Ausgleichskurve' unter Anwendung eines Algorithmus für die kubische Spline-Funktion mit einem Glättungsparameter berechnet. Der Glättungsparameter wurde so gewählt, dass die Ausgleichskurve, wie in Bild 5.8 gezeigt, dem wahrscheinlichen Verlauf der Messwerte folgt.
2. Die Differenzen der Datenpunkte zu der Ausgleichskurve werden als zufällige Abweichungen betrachtet. Die Standardabweichung der Differenzen wird als Maß für die Unsicherheit der einzelnen Messwerte interpretiert.
3. Die Schritte 1 und 2 werden für weitere Zeitabschnitte wiederholt. Aus diesen Einzelergebnissen wird die maßgebende Standardunsicherheit für die jeweilige Messgröße bestimmt.

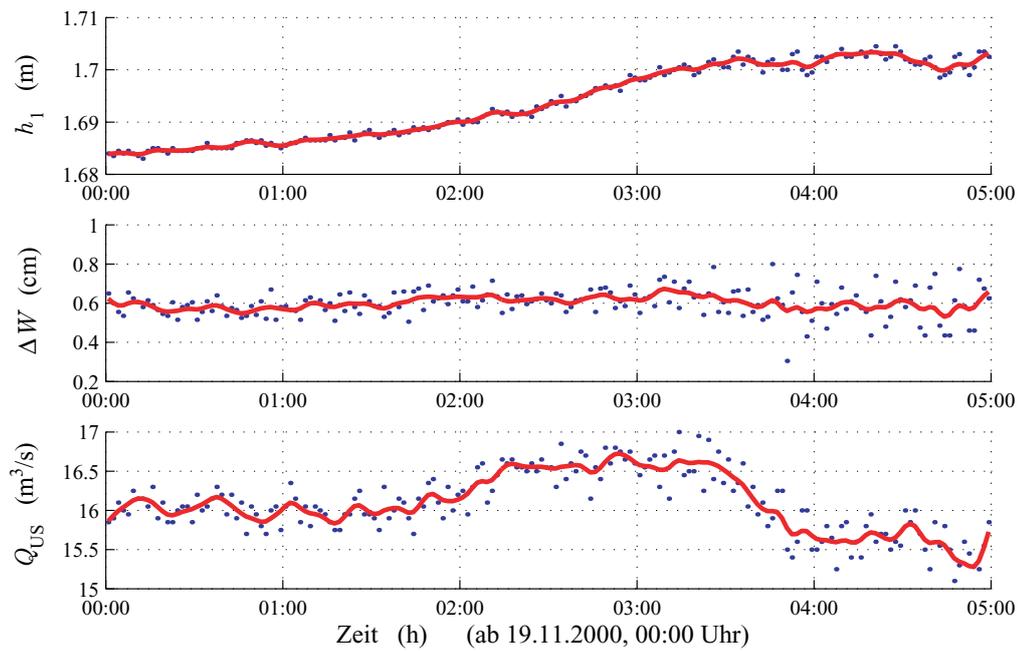
Bild 5.8 zeigt die 2-Minutenwerte für einen Zeitabschnitt mit relativ konstanten Abflussverhältnissen. Die Standardabweichungen zu den Ausgleichskurven betragen  $s(h_1) = 0,066$  cm,  $s(\Delta W) = 0,062$  cm und  $s(Q_{US}) = 0,16$  m<sup>3</sup>/s.

Für den in Bild 5.1 dargestellten Zeitabschnitt vom 01.12. bis 18.12.1999 wurden analog in Intervallen von 3 h die Standardabweichungen für die Differenzen zwischen den Messwerten und der Ausgleichskurve berechnet. Die Ergebnisse sind in Bild 5.9 in Abhängigkeit von der Größe der Messwerte aufgetragen.

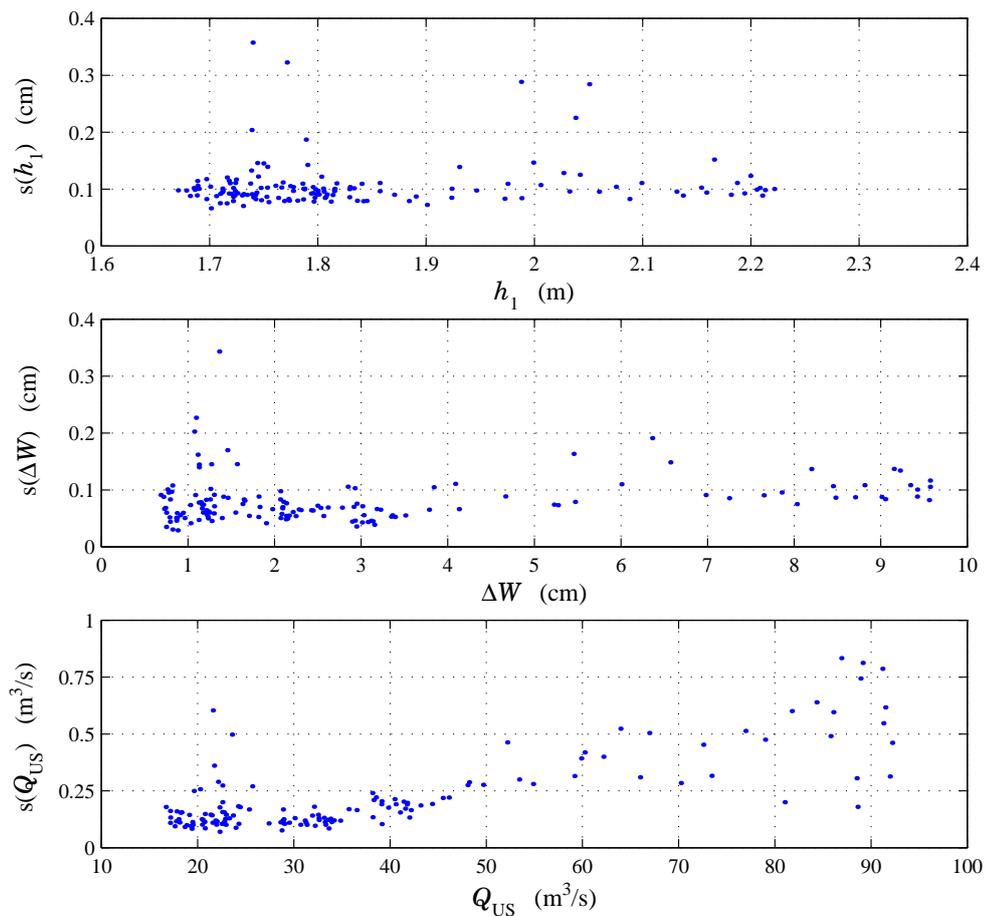
Die mittlere Streuung sowie Mittelwert und Maximalwert der 0,90-Quantile der absoluten Abweichungen sind in Tabelle 5.3 für alle drei Messgrößen aufgeführt. Die Maximalwerte der 0,90-Quantile weisen auf zeitweise auftretende größere Streuungen hin. Für die Genauigkeitsuntersuchungen in Abschnitt 6 wurde für die Messgröße  $\Delta W$  der Mittelwert der Streuungen auf 0,1 cm (Standardunsicherheit) gerundet; für die Unsicherheit der Wassertiefe  $h_1$  wird der in der Praxis gebräuchliche Wert 1 cm (95 %) aus Tabelle 4.2 verwendet.

**Tabelle 5.3:** Streuung der 2-Minutenwerte

Messgröße	$h_1$ (cm)	$\Delta W$ (cm)	$Q_{US}$ (m <sup>3</sup> /s)
Mittelwert der Streuungen	0,107	0,081	0,223
Mittelwert der 0,90-Quantile	0,175	0,127	0,325
Maximalwert der 0,90-Quantile	0,659	0,496	1,634



**Bild 5.8:** Messdaten (2-Minutenwerte) mit Ausgleichskurven (kubische Splines)



**Bild 5.9:** Standardabweichung der Differenzen zwischen Messwerten und Ausgleichskurve für 144 Zeitabschnitte

## 5.2 Modifizierte Abflusskurve

Die Abhängigkeit des Durchflusses  $Q_{US}$  vom Wasserspiegelgefälle ist für kleine Durchflüsse wesentlich aussagekräftiger als der Zusammenhang zwischen  $h_1$  und  $Q_{US}$  (vergleiche Bild 2.5 auf Seite 8 sowie Bild 5.10). Der Kurvenverlauf in Bild 5.10 deutet auf eine günstige Lage des Pegel Fröndenberg im Staubereich bezüglich der Anwendung des  $\Delta W$ -Verfahrens hin (siehe Abschnitt 2.3).

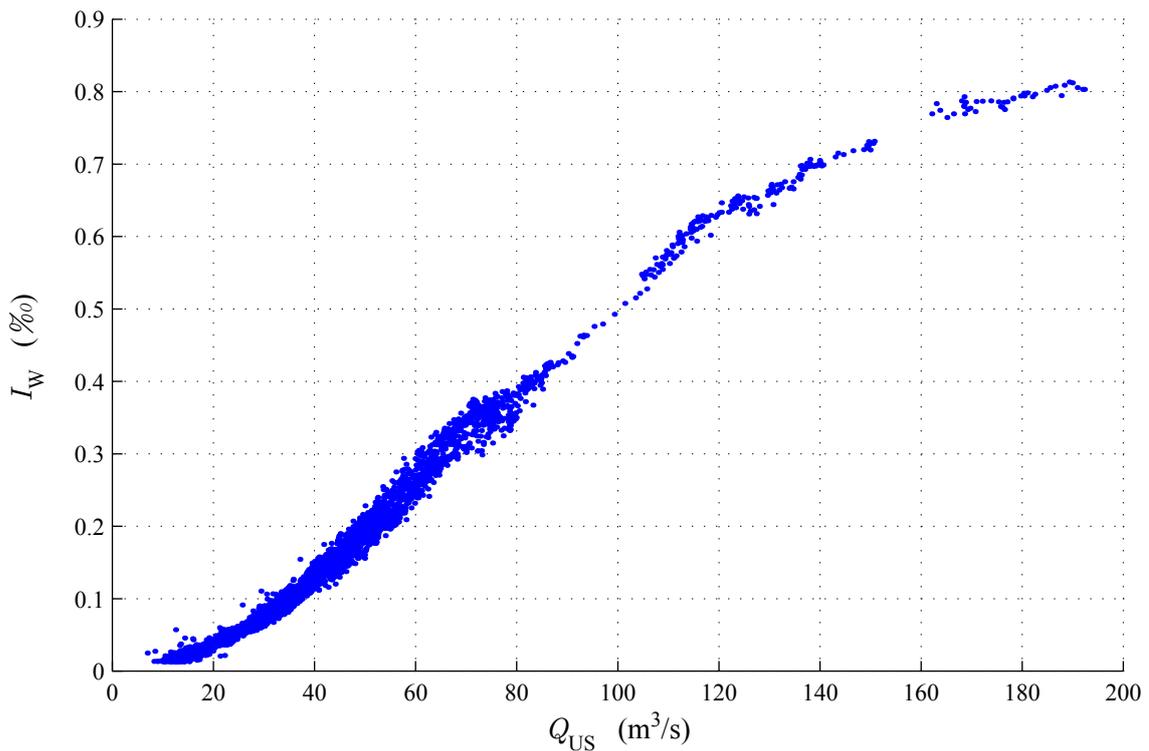
In Bild 5.11 wurde den Wertepaaren  $h_1$  und  $Q_{US}$  aus dem Zeitabschnitt 01.12.1999 bis 18.12.1999 zusätzlich eine in Abhängigkeit vom jeweiligen Wasserspiegelgefälle zugeordnet. Die folgende Lage der Wertepaare lässt anschaulich erkennen, dass mit zunehmendem Durchfluss auch das Wasserspiegelgefälle ansteigt. Für stationär gleichförmigen Durchfluss gilt dagegen  $I_W = I_S = \text{konst.}$ , so dass eine Abflusskurve  $Q = f(h_1)$  aufgestellt werden kann.

Im Staubereich ist der Durchfluss  $Q = f(h_1, I_W)$  im Besonderen vom Wasserspiegelgefälle abhängig (siehe hierzu auch Pegelvorschrift Anlage D, 1991). Werden die gemessenen Wertepaare in Klassen unterschiedlicher Wasserspiegelgefälle aufgeteilt, wobei für jede Klasse eine Ausgleichskurve bestimmt wird, ergibt sich der in Bild 5.11 dargestellte funktionale Zusammenhang. Für die Ausgleichskurven wurden in Anlehnung an die empirische Fließformel von MANNING-STRICKLER der funktionale Zusammenhang  $Q = k_M(I_W)^{a_2} h_1^{5/3} B$  gefunden, so dass jede Kurve im Punkt ( $Q = 0; h_1 = 0$ ) startet. Mit dem individuell für jeden Pegel im Staubereich zu ermittelnden Kurvenschar-Diagramm lassen sich bei quasi-stationären Abflussverhältnissen für die Praxis zufriedenstellende Ergebnisse erzielen.

## 5.3 Querprofile

Um den Durchfluss mittels Pneumatik-Differenzdruckanlage zu bestimmen, müssen die Querprofile zumindest an den Einperlsensoren und gegebenenfalls weitere Profile innerhalb der Messstrecke aufgemessen werden. Für die Ultraschallanlage genügt die Bestimmung eines Profils entlang der schräg im Flussbett liegenden Messstrecke. Die Gerinnequerschnitte werden auf den Pegelnullpunkt bezogen, so dass sich aus dem gemessenen Wasserstand die Durchflussfläche und der benetzte Umfang berechnen lassen. Auf dem 2,9 km langen Flussabschnitt vom Pegel Fröndenberg bis zum unterwasserseitigen Wehr Hengsen wurden als Grundlage für die numerische Simulation 31 Querprofile ermittelt, davon drei im Bereich der Messstrecke. Diese Arbeiten führte ein Ingenieurbüro, ausgerüstet mit Polarpositionierungssystem und Echolot, durch. Für ein Profil wurden jeweils 60 bis 120 Koordinatenwerte aufgemessen; die Flussbreite variiert zwischen 35 m im Bereich der Messstrecke und etwa 80 m vor dem Wehr Hengsen. Bild 5.12 zeigt die drei im Bereich des Pegels Fröndenberg aufgemessenen Querprofile; die Distanz vom oberwasserseitigen Profil 1 zum Zwischenprofil beträgt 122 m, von diesem ist das unterwasserseitige Profil 86 m entfernt. Die Profile haben eine ähnliche Form; auffallend ist, dass das mittlere Sohlgefälle von Profil 1 zum Zwischenprofil ( $I_S = 0,23 \text{ ‰}$ ) wesentlich kleiner ist als vom Zwischenprofil zum unterwasserseitigen Profil 2 ( $I_S = 2,28 \text{ ‰}$ ). Aus dem letztgenannten Grund liegt keine gleichmäßige Gerinnegeometrie vor, weshalb der mittlere Fließquerschnitt und der hydraulische Durchmesser nach Gleichung 3.24 und 3.25 berechnet werden.

Die Messunsicherheiten des Polarpositionierungssystems betragen laut Ingenieurbüro für die Lagekoordinaten etwa 10 cm und für die Höhenwerte 1 cm; aufgrund der generell schwierigen



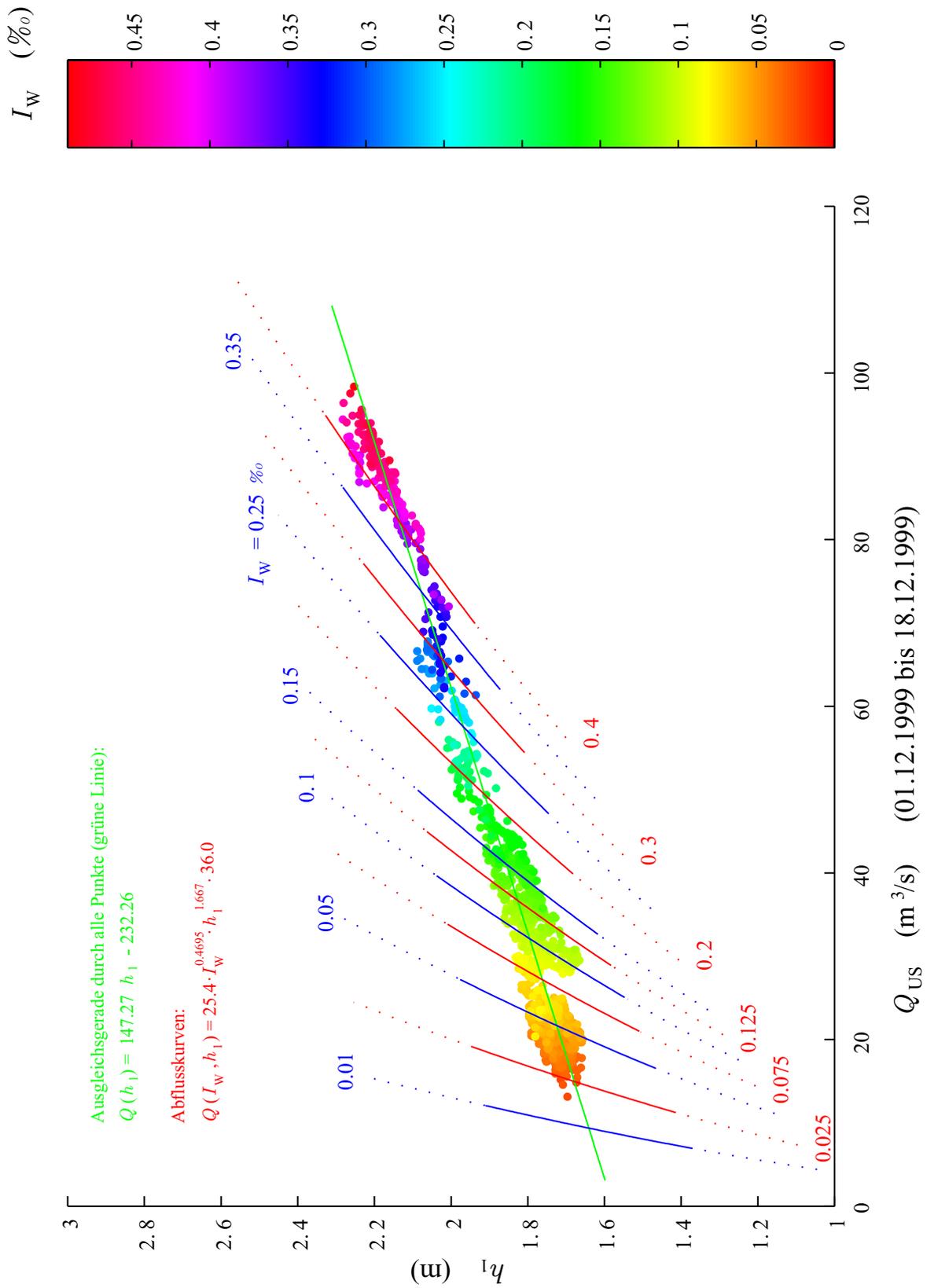
**Bild 5.10:** Zusammenhang zwischen den Größen  $I_W$  und  $Q_{US}$

Erfassung der Sohlenhöhe wird die effektive Unsicherheit der Höhenangaben für eine Einzelmessung mit 5 cm angenommen.

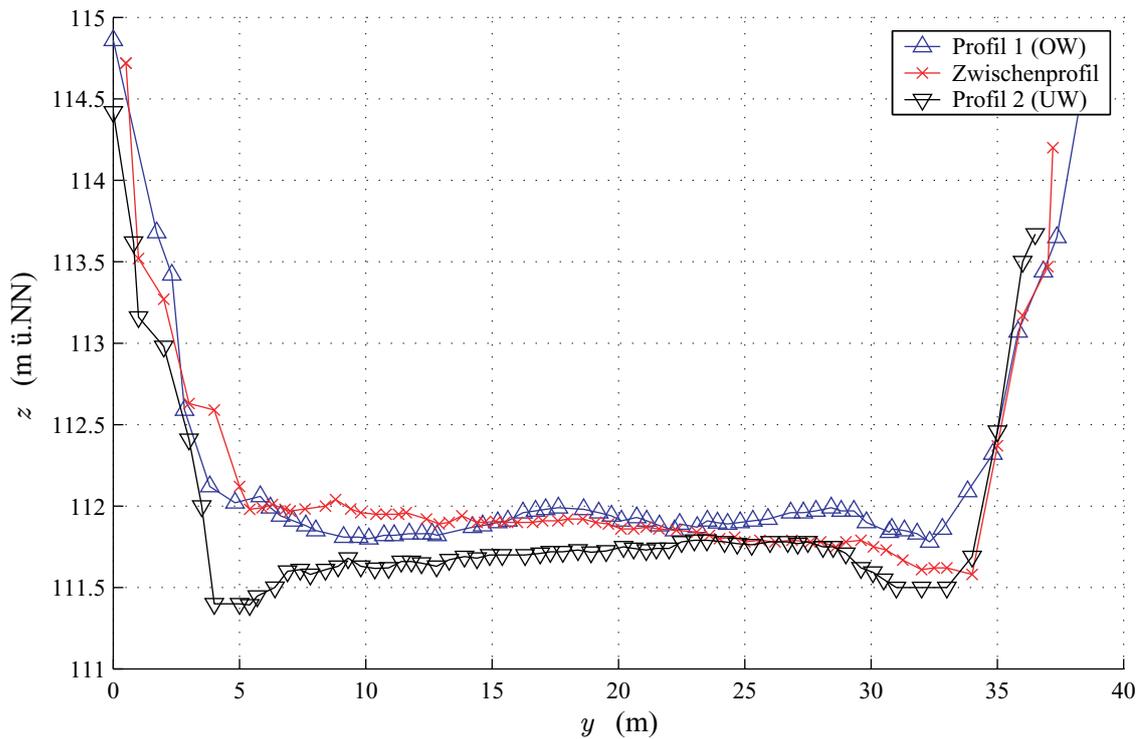
Bis zu einem Wasserstand von etwa  $W_1 = 114,5$  m ü. NN (Wassertiefe  $h_1 = 2,6$  m) ufer die Ruhr am Pegel Fröndenberg nicht aus, d. h. der Fließquerschnitt kann unter dieser Randbedingung als kompakt betrachtet werden. Im Untersuchungszeitraum blieb die Wassertiefe für Durchflüsse kleiner  $Q_{US} = 150$  m<sup>3</sup>/s unterhalb dieses Wertes; nur einmal wurde während des Hochwassers im März 1999 eine Wassertiefe von 3,7 m erreicht. Da die Ultraschallanlage während des Hochwasserereignisses ausfiel und somit die Vergleichswerte fehlen, wird im Folgenden mit einem kompakten Querschnitt gerechnet.

Die Problemlösung für Flussabschnitte mit gegliederten Querschnitten wird in der Literatur durch Erweiterung des Verlustansatzes berücksichtigt (siehe z. B. SCHRÖDER, 1990; SCHULZ, 1987). In der Regel sind dabei unterschiedliche Rauheiten für das Flussbett und die Überflutungsflächen zu berücksichtigen, so dass die Kalibrierung entsprechend aufwändiger wird (siehe Abschnitt 7.1). Für den Pegel Fröndenberg ist aufgrund der örtlichen Gegebenheiten (Querbauwerke wie Brücken und Straßendämme bzw. die Vegetation) davon auszugehen, dass der Durchfluss selbst bei Ausuferung überwiegend im Hauptgerinne abgeführt wird und die Überflutungsflächen in erster Linie der Retention dienen.

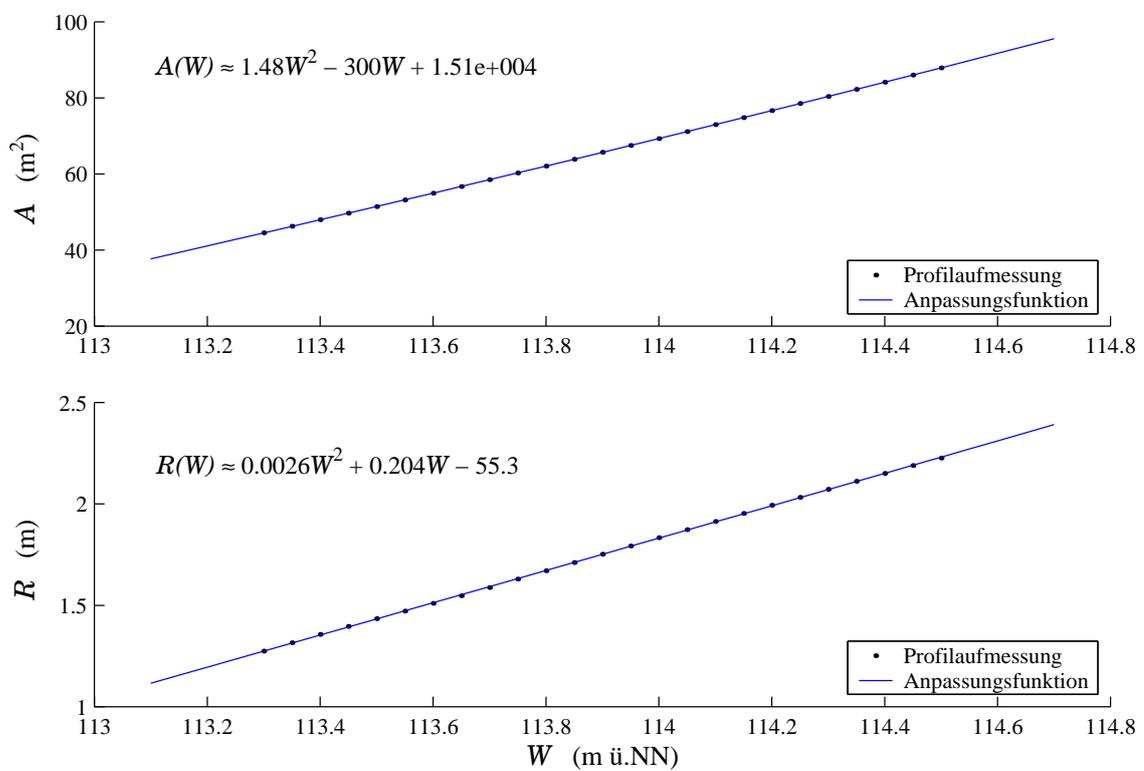
Die Profilkennwerte  $A$  (Fließquerschnitt) und  $R$  (hydraulischer Radius) wurden für den IMOC-Algorithmus über Polynome zweiten Grades angenähert. Exemplarisch zeigt Bild 5.13 die berechneten Profilkennwerte (für diskrete Wasserstände im Bereich vom niedrigsten Wasserstand 113,3 m ü. NN bis zur Profloberkante bei 114,5 m ü. NN) sowie die angepassten Näherungsfunktionen für das oberwasserseitige Profil 1. Die Abweichung zwischen den diskreten Werten und den mit Hilfe der Polynome zweiten Grades berechneten Werten beträgt weniger als 0,3 %.



**Bild 5.11:** Abflusskurven in Abhängigkeit vom Wasserspiegelgefälle



**Bild 5.12:** Aufgemessene Querprofile am Pegel Fröndenberg



**Bild 5.13:** Näherungsfunktionen für die Profilkennwerte  $A$  und  $R$  in Abhängigkeit vom Wasserstand  $W$  (Profil 1)

## 6 Betrachtungen zur Messunsicherheit

### 6.1 Mathematische Grundlagen der Messunsicherheit

Die folgenden grundlegenden Ausführungen zur Messunsicherheit stützen sich auf den *Leitfaden zur Angabe der Unsicherheit beim Messen* (ENV 13005, 1999). Weitere Begriffserläuterungen zur Messgenauigkeit siehe Anhang C.

Im weitesten Sinne bedeutet *Messunsicherheit*, dass Zweifel an der Richtigkeit eines Messergebnisses bestehen. Quantitativ wird dem Messergebnis ein Parameter zur Kennzeichnung der Streuung der Messwerte entsprechend den vorhandenen Kenntnissen zugeordnet. Dieser für jeden Messwert identische Schätzwert für die wahrscheinliche Nähe zum besten Wert wird in ENV 13005 (1999) als Varianz der Unsicherheit  $u^2(x)$  bzw. als Standardunsicherheit  $u(x)$  eingeführt, wobei die Beziehung  $u(x) = \sqrt{u^2(x)}$  gilt. Die Standardunsicherheit  $u(x)$  ist einfacher zu deuten, da sie absolut in der Einheit der Messgröße  $x$  oder relativ in Prozent vom Messwert in der Form  $u_{\text{rel}}(x)$  oder  $u'(x)$  angegeben wird, wobei gilt:  $u(x) = u_{\text{rel}}(x)x$  bzw.  $u_{\text{rel}}(x) = u(x)/x$ . In den Gleichungen der Abschnitte 6.2 und 6.3 wird bevorzugt die erwartungstreue Varianz verwendet.

Die Messunsicherheit  $u(x)$  lässt sich in Abhängigkeit von ihrer Ermittlung in zwei Kategorien A und B unterteilen. Wird die Messunsicherheit durch statistische Auswertung von mehrmaligen Beobachtungen gewonnen, bezeichnet man sie als Standardunsicherheit vom Typ A. Bei der Ermittlungsmethode B gründet die Standardunsicherheit auf einer wissenschaftlichen Beurteilung, die sich auf alle verfügbaren Informationen über die mögliche Streuung der Messgröße  $x$  stützt. Die zufälligen Abweichungen der Messgröße werden für die angegebene Standardunsicherheit  $u(x)$  als normalverteilt angenommen, so dass der Bereich  $\pm u(x)$  68,27% der Messwerte einschließt.

Die Standardunsicherheit nach *Ermittlungsmethode A* basiert auf der Berechnung der statistischen Parameter Mittelwert  $\bar{x}$  und Varianz  $s^2(x)$  einer Messreihe mit  $n$  Beobachtungswerten  $x_1, x_2, \dots, x_n$  (Gl. 6.1 und 6.2). Allgemein ist die empirische Varianz  $s^2(x)$  ein Maß für die Streuung von  $n$  Messwerten um ihren Mittelwert  $\bar{x}$ . Führt man die Messungen unter Wiederholbedingungen aus, so lässt sich mit Gleichung 6.2 die Varianz der Einzelmesswerte berechnen, welche um den als arithmetisches Mittel  $\bar{x}$  geschätzten richtigen Wert streuen.

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n x_k \quad (6.1)$$

$$s^2(x) = \frac{1}{(n-1)} \sum_{k=1}^n (x_k - \bar{x})^2 \quad (6.2)$$

Die Kovarianz nach Gleichung 6.3 bildet ein Maß für den wechselseitigen linearen Zusammenhang zweier Variablen  $x_i$  und  $x_j$ , wenn diese jeweils von einer weiteren Variablen  $x_k$  abhängen.

$$s(x_i, x_j) = \frac{1}{(n-1)} \sum_{k=1}^n (x_{i,k} - \bar{x}_i)(x_{j,k} - \bar{x}_j) \quad (6.3)$$

Mit Gleichung 6.4 bestimmt sich allgemein die Varianz des Mittelwertes  $\bar{x}'$  einer aus  $n$  Werten bestehenden Stichprobe in bezug auf den Mittelwert  $\bar{x}$  aller zur Verfügung stehenden Messwerte. Eine nicht unter Wiederholbedingungen durchgeführte Messreihe, bei der im Speziellen eine variierende Messgröße aufgezeichnet wurde, kann durch arithmetische Mittelwertbildung geglättet werden, d. h. die Streuung aufgrund der zufälligen Abweichungen nimmt ab. Ist die Standardunsicherheit für Einzelwerte bekannt, so lässt sich mit Gleichung 6.4 die Unsicherheit für die Mittelwerte berechnen.

$$s^2(\bar{x}') = \frac{s^2(x)}{n} \quad \text{bzw.} \quad s(\bar{x}') = \frac{s(x)}{\sqrt{n}} \quad (6.4)$$

Gleichzeitig wird durch die Mittelwertbildung die zeitliche Auflösung der Messwerte reduziert. Werden beispielsweise im Abstand von 15 Minuten Wasserstände mit einer Standardunsicherheit von  $s(x) = 1$  cm gemessen und jeweils 96 Werte zu einem Tages-Mittelwert  $\bar{x}$  zusammengefasst, so verringert sich die Standardunsicherheit des Mittelwertes auf  $s(\bar{x}') = 1 \text{ cm}/\sqrt{96} = 0,102$  cm. Gleichung 6.4 bezieht sich auf zufällige Änderungen der Messgröße oder auf zufällige Unsicherheiten der Messeinrichtung; die Messgenauigkeit kann jedoch nicht beliebig gesteigert werden, da sie maßgeblich durch die Auflösung der Aufnehmer bestimmt wird (BAULE, 1968b).

Zusammenfassend ergibt sich für die Messunsicherheit vom Typ A  $u(x) = s(x)$  oder bei einer geglätteten Messdatenreihe  $u(x) = s(\bar{x}')$ , wobei diese im Folgenden nicht mehr unterschieden werden.

Kann Methode A nicht angewendet werden, um eine Aussage zur Messunsicherheit zu treffen, so steht alternativ bzw. zusätzlich die *Ermittlungsmethode B* zur Verfügung, die auf der Auswertung folgender Informationen basiert:

- Daten aus früheren Messungen,
- Erfahrungen mit der Messunsicherheit der relevanten Messgeräte,
  - nach Angaben des Herstellers,
  - aufgrund von Daten aus Kalibrierscheinen,
  - aufgrund von Referenzdaten aus Handbüchern.

Die daraus gewonnene Messunsicherheit wird ebenfalls mit  $u(x)$  bezeichnet. Stehen Daten aus früheren Messungen zur Verfügung, welche ebenfalls nach Methode A bestimmt wurden, so ist die Verteilung entsprechend wieder eine Normalverteilung und die Messunsicherheit kann einfach übernommen werden. Für die Berücksichtigung der Messgeräteunsicherheiten nach Angaben eines Herstellers oder aufgrund von Kalibrierzertifikaten muss zusätzlich die jeweils zugrunde gelegte Wahrscheinlichkeitsverteilung bekannt sein. Enthalten die Unterlagen Angaben über eine *erweiterte Messunsicherheit*  $U_e$ , so ist diese durch den *Erweiterungsfaktor*  $k_p$  zu dividieren. In Abhängigkeit vom angegebenen Vertrauensgrad kann aus Tabelle 6.1 (ENV 13005, 1999), eine Normalverteilung vorausgesetzt, der entsprechende Erweiterungsfaktor entnommen werden.

Für Messgeräte, bei denen die Messwerte mit 50 %iger Wahrscheinlichkeit in einem Bereich  $[-a; +a]$  liegen, kann die Messunsicherheit als Normalverteilung mit  $u(x) = 1,48a$  angesetzt

**Tabelle 6.1:** Faktoren für die erweiterte Messunsicherheit

Grad $p$ des Vertrauens (%)	Erweiterungsfaktor $k_p$
68,27	1,000
90,00	1,645
95,00	1,960
95,45	2,000
99,00	2,576
99,73	3,000

werden. Mit der Angabe, dass die Messwerte mit einer Wahrscheinlichkeit von zwei Dritteln im Bereich  $[-a; +a]$  liegen, beträgt die Messunsicherheit  $u(x) = a$ .

Betrachtet man die angegebenen Grenzen  $\pm a$  als maximalen Abweichung, so setzt man die Abweichungs-Wahrscheinlichkeit als Rechteck-Verteilung an. Günstiger, d. h. mit einer geringeren Unsicherheit behaftet, ist eine Trapez- bzw. Dreieck-Verteilung, wie aus den Varianzen der Gleichungen 6.5 bis 6.7 ersichtlich ist.  $\kappa$  kann Werte zwischen 0 und 1 annehmen und geht im Grenzfall in die Dreieck- bzw. Rechteck-Verteilung über. Zum Vergleich beträgt die Varianz einer Normalverteilung, bei der die äußeren Grenzen zu  $a = \pm s(x)$  gewählt wurden,  $u^2(x) \approx a^2/9$ .

$$\text{Rechteck-Verteilung: } u^2(x) = a^2/3 \quad (6.5)$$

$$\text{Trapez-Verteilung: } u^2(x) = a^2(1 + \kappa^2)/6 \quad (6.6)$$

$$\text{Dreieck-Verteilung: } u^2(x) = a^2/6 \quad (6.7)$$

Die dem Messergebnis  $y$  zugeordnete *kombinierte Standardunsicherheit*  $u_c(y)$  fasst die Unsicherheiten sämtlicher Eingangs- und Einflussgrößen mit Hilfe des Unsicherheitsfortpflanzungsgesetzes zusammen, ohne eine Unterscheidung bezüglich der Methoden A oder B vorzunehmen. Gleichung 6.8 berücksichtigt die Korrelationen bei voneinander abhängigen Eingangsgrößen und die nächsthöheren Glieder der TAYLOR-Reihenentwicklung, wenn bei der Funktion  $f$  eine signifikante Nichtlinearität vorliegt. In Gleichung 6.9, dem vereinfachten Kovarianzfortpflanzungsgesetz, wird Linearität vorausgesetzt. Die enthaltenen Unsicherheiten der Kovarianzen berechnen sich jeweils nach Gleichung 6.10. Unter der Voraussetzung, dass alle Variablen voneinander unabhängig sind, entfallen die gemischten Glieder und es kann mit dem Varianzfortpflanzungsgesetz (Gl. 6.11) gerechnet werden.

$$\begin{aligned}
u_c^2(y) &= \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \frac{\partial f}{\partial x_i} \frac{\partial f}{\partial x_j} u(x_i, x_j) \\
&\quad + \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \left[ \frac{1}{2} \left( \frac{\partial^2 f}{\partial x_i \partial x_j} \right) + \frac{\partial f}{\partial x_j} \frac{\partial^2 f}{\partial x_i \partial x_j} \right] u^2(x_i) u^2(x_j) \quad (6.8)
\end{aligned}$$

$$u_c^2(y) = \sum_{i=1}^N \left( \frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 u^2(x_i) + 2 \sum_{i=1}^{N-1} \sum_{j=i+1}^N \frac{\partial f}{\partial x_i} \frac{\partial f}{\partial x_j} u(x_i, x_j) \quad (6.9)$$

$$u(x_i, x_j) = \sum_{l=1}^L \frac{\partial F}{\partial q_l} \frac{\partial G}{\partial q_l} u^2(q_l) \quad (6.10)$$

$$\text{mit } x_i = F(q_1, q_2, \dots, q_L) \quad \text{und} \quad x_j = G(q_1, q_2, \dots, q_L)$$

$$u_c^2(y) = \sum_{i=1}^N \left( \frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 u^2(x_i) \quad (6.11)$$

Auf Basis der kombinierten Standardunsicherheit  $u_c(y)$  kann eine erweiterte Unsicherheit  $U_e = k_p u_c(x)$  angegeben werden. Die in den folgenden Abschnitten bestimmten Messunsicherheiten sind als einfache Standardunsicherheiten, d. h. ohne Erweiterungsfaktor  $k_p$  angegeben.

## 6.2 $\Delta W$ -Verfahren

In diesem Abschnitt werden die Einflüsse der Messeinrichtung auf die Unsicherheit des Messergebnisses unter Vernachlässigung der instationären Terme auf Basis von Gleichung 3.29 untersucht. Nach Zusammenstellung der Unsicherheiten der einzelnen Variablen werden anhand der partiellen Ableitungen deren Auswirkungen auf das Messergebnis bestimmt, mit Hilfe des Unsicherheitsfortpflanzungsgesetzes kombiniert und grafisch für die Messeinrichtung am Pegel Fröndenberg ausgewertet.

Die folgenden Angaben der Ott Hydrometrie GmbH stellen die maximale Abweichung der absoluten Wasserstandsmessung aufgrund elektrischer und mechanischer Einflüsse des Messaufnehmers (ODS 4) dar:

$$\begin{aligned} \text{Linearität und Hysterese: } &\leq 0,1 \% \text{ vom Messbereich (bis 5 m)} = 5 \text{ mm} \\ \text{Kalibrierfehler: } &\leq 2 \text{ mm} \end{aligned}$$

Diese Unsicherheiten werden, wie im vorangegangenen Abschnitt erläutert, als konstante Wahrscheinlichkeitsverteilung (Rechteckform, Gl. 6.5) interpretiert und in eine normalverteilte Standardunsicherheit für den Messgrößenaufnehmer umgerechnet:

$$\text{Unsicherheit (ODS4): } \quad u_1^2(W_1) = \left( \sqrt{(5 \text{ mm})^2 + (2 \text{ mm})^2} \right)^2 / 3 \quad \text{bzw.} \quad u_1(W_1) = 3,1 \text{ mm}$$

Zusätzlich wirken sich hydraulische Effekte an der Einperlöffnung auf die Druckmessung aus, so dass bei hohen Fließgeschwindigkeiten eine geringere als der tatsächlichen Wasserstand  $W_1$  gemessen wird (siehe Anhang B). Die Unsicherheit der diesbezüglich durchgeführten Korrektur wird zu  $u_2(W_1) = 0,2 \text{ cm} \frac{v}{\text{m/s}}$  abgeschätzt. Aufgrund des Geschwindigkeitsprofils ist die Geschwindigkeit am Rand des Gerinnes geringer als die mittlere Geschwindigkeit. Für den Einperlsensor ist die Geschwindigkeit in der Nähe der Gerinnewand maßgebend; vereinfachend wird aber die mittlere Geschwindigkeit verwendet.

Wellenbewegungen der Wasseroberfläche, wie sie infolge Windeinwirkung oder durch Unebenheiten im Flussprofil entstehen können, haben einen zufälligen Einfluss auf das Messergebnis. Die Unsicherheit des Wasserstandes wird nach Tabelle 4.2 zu  $u_3(W_1) = 1 \text{ cm}/1,96 = 0,51 \text{ cm}$  angesetzt.

Änderungen der Dichte des Wassers infolge Temperaturänderung, durch Schwebstoffe bzw. einen erhöhten Salzgehalt sowie durch ein sich änderndes Druckniveau infolge Hoch- oder Tiefdruck-

Wetterlagen wirken sich auf den Wasserdruck  $p = \rho gh$  aus und beeinflussen so ebenfalls das Messergebnis für die Wassertiefe  $h'$  über der Einperlöffnung. Bei einer größeren als der angenommenen Dichte wird der tatsächliche Wasserstand überschätzt; nimmt die Dichte z. B. infolge steigender Wassertemperatur ab, verkleinert sich der Messwert für den Wasserstand. In einem für die Praxis sehr weit gefassten Temperaturbereich von  $2^\circ\text{C}$  bis  $20^\circ\text{C}$  ergibt sich eine maximale Abweichung der Wassertiefe  $h'$  bzw. der Wasserstandsdiﬀerenz (zzgl. der Höhendiﬀerenz  $\Delta z_P$ ) von jeweils  $\pm 0,1\%$ . Eventuelle Änderungen der normalen Schwebstoffkonzentration ( $\text{g}/\text{m}^3$ ) bewirken eine Zu- bzw. Abnahme der gemessenen Höhe der Wassersäule von  $0,1\% / (\text{g}/\text{m}^3)$ ; für den gewählten Wert von  $\pm 2 \text{ g}/\text{m}^3$  folgt daraus die Unsicherheit zu  $0,2\%$ . Der Einfluss von Luftdruckänderungen wird durch den Messgrößenaufnehmer kompensiert. Somit wird eine zusätzliche Unsicherheit für den Wasserstand  $u_5^2(W_1) = \left( \left( \sqrt{(0,1\%)^2 + (0,2\%)^2} \right)^2 / 3 \right) h'$  bzw.  $u_5(W_1) = 0,13\% h'$ , aber auch für die Wasserstandsdiﬀerenz  $u_4(\Delta W) = 0,13\% (\Delta W + \Delta z_P)$  angesetzt.

Aus der Produktbeschreibung des Diﬀerenzdruckaufnehmers der Firma Endress und Hauser wurde die folgende maximale Abweichung entnommen und analog zum Wasserstand umgerechnet:

$$\begin{array}{ll} \text{Linearität:} & \leq 0,1\% \text{ vom Messbereich (bis 25 mbar)} \\ \text{Unsicherheit (Deltabar):} & u_1^2(\Delta W) = (0,25 \text{ mm})^2 / 3 \text{ bzw. } u_1(\Delta W) = 0,14 \text{ mm} \end{array}$$

Die pneumatischen und im Besonderen die hydraulischen Einflüsse treten an beiden Einperlsensoren bei entsprechender Anordnung – die Sensoren befinden sich im Bereich gleicher Isotachen – in der gleichen Größenordnung auf, so dass für die Wasserstandsdiﬀerenz keine systematische Korrektur in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit vorgenommen wurde. Trotzdem wird sich mit zunehmender Geschwindigkeit die Messgenauigkeit aufgrund der Strömungsverhältnisse reduzieren, so dass analog zur Wasserstandsmessung eine Unsicherheit  $u_5(\Delta W) = 0,2 \text{ cm} \frac{v}{\text{m/s}}$  angesetzt wird. Die zufälligen Abweichungen der Diﬀerenzmessung wurden in Abschnitt 5.1.4 für einen 2-Minutenwert zu  $u_3(\Delta W) = 0,1 \text{ cm}$  quantifiziert.

Allerdings ist die exakte Höhenbestimmung der Einperlöffnungen sehr schwierig. In Ermangelung einer integrierten Kalibriervorrichtung (siehe Bild 4.7 auf Seite 27) wird die Korrektur  $\Delta_{\Delta W}$  über ein Kalibrierverfahren bestimmt. Die damit verbundene Unsicherheit wird zu  $u(\Delta_{\Delta W}) = 0,5 \text{ mm}$  abgeschätzt (Größenordnung der Standardabweichung  $s(\Delta_{\Delta W})$  in Tab. 7.2). Eine Justierung, d. h. die bleibende Veränderung der Höhenlage der Einperlöffnung auf eine exakte Höhe ist kaum durchführbar und sollte daher unterbleiben.

Besondere Aufmerksamkeit erfordert auch der Rauheitswert  $k_S$  (siehe Kapitel 7). Dessen Unsicherheit aufgrund der Kalibrierung wird zu  $u(k_S) = 12 \text{ mm}$  abgeschätzt (Größenordnung der Standardabweichung  $s(k_S)$  bzw. des Unterschieds von  $k_S$  für die einzelnen Zeitbereiche in Tab. 7.2). Der Rauheitswert wird in der Berechnung des Verlustterms logarithmiert. Die sich daraus ergebende Nichtlinearität wird aufgrund des kleinen Unsicherheitsbereichs vernachlässigt.

Eine weitere Ungenauigkeit resultiert aus der in Kapitel 5 näher beschriebenen Ermittlung der tatsächlichen Geometrie des Flussprofils, welche im Folgenden mit  $\Gamma$  bezeichnet wird. Werden die in Abschnitt 5.3 angegebenen Unsicherheiten als rechteckförmig verteilt angenommen, so ergibt sich für jeden einzelnen Punkt eine standardnormalverteilte Lage-Unsicherheit  $u(\Gamma_y) = 5,8 \text{ cm}$  sowie eine Höhen-Unsicherheit  $u(\Gamma_z) = 2,9 \text{ cm}$ . Bei den vorliegenden prismatischen Querschnitten wird die Sohle mit ca. 50 Messpunkten beschrieben, während etwa 5 Messpunkte für jedes Ufer einen maßgeblichen Einfluss auf die mittlere Breite haben; evtl. Abweichungen in Fließrichtung sind vernachlässigbar. Die resultierenden Unsicherheiten des Profilaufmaßes ergeben sich nach Gleichung 6.4 zu  $u(\Gamma_z) = 2,9 \text{ cm} / \sqrt{50} = 0,4 \text{ cm}$  und  $u(\Gamma_y) = 5,8 \text{ cm} / \sqrt{5} = 2,6 \text{ cm}$ .

Die vorangegangenen Ausführungen sind mit weiteren Ergänzungen in Tabelle 6.2 zusammengefasst. Durch kürzere zeitliche Messabstände d. h. eine Erhöhung der Messrate reduziert sich die Unsicherheit für den Mittelwert zumindest teilweise.

**Tabelle 6.2:** Bewertung möglicher Einfluss- und Störgrößen der Differenzdruckanlage

Die Abkürzungen in der Spalte Bemerkungen haben folgende Bedeutungen:  
 S = systematischer Einfluss,  
 Z = zufälliger Einfluss,  
 G = grobe Fehler,  
 A = Ermittlung nach Methode A,  
 B = Ermittlung nach Methode B,  
 M = Unsicherheit kann z. T. durch Erhöhen der Messrate reduziert werden.

Größe	Einfluss- und Störgrößen	Unsicherheit / Auswirkung	Bem.
$I_W$	berechnet aus $\Delta W$ und $L$	s. u.	-
$\Delta W$	Differenzdruckaufnehmer (Nullverschiebung, Steigung, Hysterese, Linearität)	$u_1(\Delta W) = 0,014 \text{ cm}$	S, B
	Korrektur $\Delta_{\Delta W}$ zum Ausgleich des Höhenunterschieds der Einperlöfnungen	$u_2(\Delta W) = 0,1 \text{ cm}$	S, B
	unruhige Wasseroberfläche infolge Wind einfluss	$u_3(\Delta W) = 0,1 \text{ cm}$	Z, A, M
	unterschiedliche Strömungsbedingungen, Verwirbelungen und Querströmungen an beiden Einperlöfnungen		
	elektrische Geräte (AD-Wandler): Temperatur, Luftfeuchte		
	Dichteänderung von Wasser: Temperatur, Schwebstoffgehalt, Salzgehalt sowie Änderungen des Luftdrucks	$u_4(\Delta W) = 0,13\%(\Delta W + \Delta z_P)$	S
	ungünstige Strömungsverhältnisse mit zunehmender Geschwindigkeit	$u_5(\Delta W) = 0,2 \text{ cm} \frac{v}{\text{m/s}}$	S
	unterschiedliche Setzung der Fundamente	vernachlässigbar bei Überprüfung	S
	bauliche Unterschiede der Einperlsensoren	vernachlässigbar bzw. durch $\Delta_{\Delta z}$ berücksichtigt	S
	Wasserlinsen in der Pneumatikleitung	grobe Fehler (vermeidbar)	-
$L$	eingemessen durch Vermesser	$u(L) = 1 \text{ cm}$	S, B
	Verschiebung der Einperlsensoren	vernachlässigbar bzw. korrigierbar	S
$W_1$	Druckaufnehmer: Nullverschiebung, Steigung, Hysterese, Linearität	$u_1(W_1) = 0,31 \text{ cm}$	S, B
	Korrektur $\Delta_W$ zum Ausgleich des Geschwindigkeitseinflusses	$u_2(W_1) = 0,2 \text{ cm} \frac{v}{\text{m/s}}$	S, B

**Tabelle 6.2:** *Eingangs- und Einflussgrößen der Differenzdruckanlage (fortgesetzt)*

Größe	Abhängigkeiten, Stör- und Einflussgrößen	Unsicherheit / Auswirkung	Bem.
$W_1$	eingemessene absolute Höhe der Einperloffnung	$u_3(W_1) = 0,51 \text{ cm}$	S, B
	unruhige Wasseroberfläche infolge Wind- einfluss	$u_4(W_1) = 0,6 \text{ cm}$	Z, B, M
	elektrische Bauteile (speziell AD- Wandler): Temperatur, Luftfeuchte		
	Setzung des Fundaments	vernachlässigbar	S
	Dichteänderung des Wassers: Temperatur, Schwebstoffgehalt, Salzgehalt	$u_5(W_1) = 0,13 \%h'$	S
	Luftströmung in Schlauch und Kapillare, Änderung der Eigenschaften der Luft	vernachlässigbar aufgrund kleiner Geschwindigkeiten	S
	Luftdruck	Kompensation durch Mess- größenempfänger	S
	Wasserlinsen in der Pneumatikleitung	grobe Fehler (vermeidbar)	-
	geografische Breite und geodätische Höhe	Literaturwert	S
$A_m$	Wasserstandsmessung $W_1$ sowie Differenz- messung $\Delta W$	s. o.	-
	Profilaufmaß in z-Richtung	$u_1(\Gamma_{,z}) = 0,4 \text{ cm}$	S, B
	Profilaufmaß in y-Richtung	$u_2(\Gamma_{,y}) = 2,6 \text{ cm}$	S, B
	Änderung der Querprofile über die Zeit	gering aufgrund von Kon- trollmessungen	Z
	unstetige bzw. starke Profil-Änderung in der Messstrecke	vernachlässigbar aufgrund geeigneter Messstrecke	S
$D_m$	siehe $A_m$	s. o.	-
$\Delta A$	siehe $A_m$	s. o.	-
$\lambda$	Rauheit des Gerinnes $k_S$	$u(k_S) = 12 \text{ mm}$	S, B
	Änderung der Rauheit über die Zeit $k_S(t)$	Kontrollmessungen erforder- lich	S
	Änderung der Rauheit in Längsrichtung im Messbereich $k_S(x)$	vernachlässigbar	-
	Änderung der Rauheit in Querrichtung im Messbereich $k_S(y)$	Unterschied zwischen Sohle und Uferbereich (Vegetati- on), maßgebend bei Ausufe- rung	S
	hydraulischer Durchmesser $D_m$	s. o.	-
allg.	seitliche Zuflüsse im Messbereich	untergeordnet	S
	Einflüsse durch Tiere, Steinwurf, etc.	Störungen	-

Nachfolgend wird das Kovarianzfortpflanzungsgesetz nach Gleichung 6.9 verwendet. Die Gleichungen 6.12 bis 6.16 geben die Empfindlichkeitskoeffizienten  $c_x$  an, welche sich über die partiellen Ableitungen von Gleichung 3.29 berechnen. Dabei wurde der konvektive Anteil mit  $X = \frac{2\Delta A}{LA_m}$  abgekürzt. Bei mittleren Größen wird auf den Index  $_m$  verzichtet; auch wird das Wasserspiegelgefälle  $I_W$  im Folgenden mit  $I$  bezeichnet.

$$c_I = \frac{\partial Q}{\partial I} = A \sqrt{\frac{g}{2I(\lambda/D - X)}} = \frac{Q}{2I} \quad (6.12)$$

$$c_A = \frac{\partial Q}{\partial A} = \sqrt{\frac{2gI}{\lambda/D - X}} = \frac{Q}{A} \quad (6.13)$$

$$c_D = \frac{\partial Q}{\partial D} = A \frac{\lambda}{D^2} \sqrt{\frac{gI}{2(\lambda/D - X)^3}} = \frac{\lambda Q}{2D^2} \sqrt{\frac{1}{(\lambda/D - X)^2}} \quad (6.14)$$

$$c_\lambda = \frac{\partial Q}{\partial \lambda} = -A \frac{1}{D} \sqrt{\frac{gI}{2(\lambda/D - X)^3}} = -\frac{Q}{2D} \sqrt{\frac{1}{(\lambda/D - X)^2}} \quad (6.15)$$

$$c_X = \frac{\partial Q}{\partial X} = A \sqrt{\frac{gI}{2(\lambda/D - X)^3}} = \frac{Q}{2} \sqrt{\frac{1}{(\lambda/D - X)^2}} \quad (6.16)$$

Tabelle 6.2 zeigt die grundsätzlichen Abhängigkeiten der Messgrößen von den einzelnen Einfluss- und Störgrößen. Im Folgenden werden die Unsicherheiten der Größen der vorangegangenen Gleichungen aus den Unsicherheiten der unabhängigen Variablen  $\Delta W$ ,  $W_1$ ,  $L$ ,  $k_S$  und der Geometrie  $\Gamma$  der Querprofile abgeleitet. In Tabelle 6.3 sind die bestehenden Abhängigkeiten einschließlich der zu berechnenden Kovarianzen zusammengefasst. Die Höhenkoordinaten des Profilaufmaßes werden mit  $\Gamma_{,z}$  beschrieben,  $\Gamma_{,y}$  steht entsprechend für die Lage.

Das Wasserspiegelgefälle  $I$  berechnet sich direkt aus der Wasserstandsdifferenz  $\Delta W$  dividiert durch die Entfernung  $L$  der beiden Sensoren:  $I = \Delta W/L$ . Mit den beiden Empfindlichkeitskoeffizienten  $c_{I,\Delta W}$  und  $c_{I,L}$  – der erste Index gibt die abhängige Größe an, der zweite bezeichnet die Richtung der partiellen Ableitung – lässt sich die Unsicherheit des Wasserspiegelgefälles, unabhängig von der Geometrie der Querprofile, nach Gleichung 6.17 bestimmen.

**Tabelle 6.3:** Abhängigkeiten der Messgrößen der Differenzdruckanlage

Abhängige Größen	Unabhängige Variablen	Kovarianzen									
		K1	K2	K3	K4						
$I$	$\Delta W, L$	K1	K2	K3	K4						
$A$	$\Delta W, W_1, \Gamma_{,z}, \Gamma_{,y}$	K1				K5	K6	K7			
$D$	$\Delta W, W_1, \Gamma_{,z}, \Gamma_{,y}$		K2			K5			K8	K9	
$\lambda$	$\Delta W, W_1, \Gamma_{,z}, \Gamma_{,y}, k_S$			K3			K6		K8		K10
$X$	$\Delta W, W_1, \Gamma_{,z}, \Gamma_{,y}, L$				K4			K7		K9	K10

$$u^2(I) = (c_{I,\Delta W})^2 u^2(\Delta W) + (c_{I,L})^2 u^2(L) \quad (6.17)$$

mit  $c_{I,\Delta W} = \frac{\partial I}{\partial \Delta W} = \frac{1}{L} = \frac{I}{\Delta W}$  und  $c_{I,L} = \frac{\partial I}{\partial L} = -\frac{\Delta W}{L^2} = -\frac{I}{L}$

Zur Berechnung der Ableitungen der geometrischen Größen  $A$ ,  $\Delta A$  und  $D$  wird von einem prismatischen, geradlinig verlaufenden Gerinne ausgegangen. Als Bezugsquerschnitt – mit seiner mittleren Höhe und Breite angegeben – wird die Mitte des Kontrollraums gewählt. Zur Berechnung des mittleren Fließquerschnitts wird die Wasserspiegellinie als annähernd linear betrachtet und nur aus zwei Querprofilen berechnet. Gleichung 6.18 beschreibt die geometrischen Beziehungen für die gemittelte Wassertiefe und Gleichung 6.19 die daraus folgende Unsicherheit.

$$h = W - z \quad (6.18)$$

mit  $W = \frac{W_1 + W_2}{2}$  und  $z = \frac{z_1 + z_2}{2}$

$$u^2(h) = (c_{h,W})^2 u^2(W) + (c_{h,z})^2 u^2(z) \quad (6.19)$$

mit  $c_{h,W} = 1$  und  $c_{h,z} = -1$

Die Unsicherheit des gemittelten Wasserstandes  $W$  lässt sich mit Gleichung 6.20 durch die Messgrößen  $W_1$  und  $\Delta W$  ausdrücken. Gleichung 6.21 gibt die Unsicherheit für die gemittelte Sohlhöhe an; die Sohlhöhen der beiden Messquerschnitte  $z_1$  und  $z_2$  seien unabhängig und weisen dieselbe Unsicherheit auf. Damit wird die Unsicherheit für  $h$  auf die unabhängigen Größen  $W_1$ ,  $\Delta W$  und  $\Gamma_{,z}$  zurückgeführt, wie in Gleichung 6.22 angegeben.

$$u^2(W) = (c_{W,\Delta W})^2 u^2(\Delta W) + (c_{W,W_1})^2 u^2(W_1) \quad (6.20)$$

mit  $c_{W,\Delta W} = -1/2$  und  $c_{W,W_1} = 1$

$$u^2(z) = \left(\frac{1}{2}\right)^2 u^2(z_1) + \left(\frac{1}{2}\right)^2 u^2(z_2) = \frac{1}{2} u^2(\Gamma_{,z}) \quad (6.21)$$

mit  $u^2(z_1) = u^2(z_2) = u^2(\Gamma_{,z})$

$$u^2(h) = u^2(W_1) + \frac{1}{4} u^2(\Delta W) + \frac{1}{2} u^2(\Gamma_{,z}) \quad (6.22)$$

d. h.  $c_{h,W_1} = 1$  und  $c_{h,\Delta W} = -1/2$  und  $c_{h,\Gamma_{,z}} = -1/\sqrt{2}$

Aufgrund des Verfahrens des Profilaufmaßes bestimmt sich analog die Breite  $b$  eines Querschnitts aus der Entfernung zweier abhängiger Ortskoordinaten. Die zugehörigen Unsicherheiten wurden daher mit  $u^2(b_1) = u^2(b_2) = \sqrt{2} u^2(\Gamma_{,y})$  angesetzt. Gleichung 6.23 gibt die Unsicherheit der mittleren Breite  $b = 1/2(b_1 + b_2)$  an.

$$u^2(b) = \frac{u^2(\Gamma_{,y})}{\sqrt{2}} \quad (6.23)$$

Mit den abgeleiteten Unsicherheiten der Variablen  $h$  und  $b$  wird die Unsicherheit  $u(A)$  des mittleren Fließquerschnitts  $A = 1/2 (f(W_1, \Gamma_A) + f(W_2, \Gamma_A)) \approx hb$  bestimmt, welche mit den approximierten Empfindlichkeitskoeffizienten  $c_{A,h}$  und  $c_{A,b}$  in Gleichung 6.24 angegeben ist.

$$u^2(A) = (c_{A,h})^2 u^2(h) + (c_{A,b})^2 u^2(b) \quad (6.24)$$

mit  $c_{A,h} = \frac{\partial A}{\partial h} \approx b$  und  $c_{A,b} = \frac{\partial A}{\partial b} \approx h$

Entsprechend wird die Unsicherheit für den hydraulischen Durchmesser nach Gleichung 6.25 berechnet. Vereinfachend gilt für ein Rechteckprofil  $D = 1/2 (f(W_1, \Gamma_D) + f(W_2, \Gamma_D)) \approx 4 \frac{hb}{2h+b}$ .

$$u^2(D) = (c_{D,h})^2 u^2(h) + (c_{D,b})^2 u^2(b) \quad (6.25)$$

mit  $c_{D,h} = \frac{\partial D}{\partial h} \approx \left(1 - \frac{D}{2b}\right) \frac{D}{h}$  und  $c_{D,b} = \frac{\partial D}{\partial b} \approx \left(1 - \frac{D}{4h}\right) \frac{D}{b}$

Für den Verlustbeiwert  $\lambda$  wird unter der Annahme 'hydraulisch rau' auf die vereinfachte Gleichung 6.25 zurückgegriffen. Die Unsicherheit von  $\lambda$  bestimmt sich also mit den voneinander unabhängigen Komponenten  $D$  und  $k_S$  (Gl. 6.26).

$$u^2(\lambda) = (c_{\lambda,D})^2 u^2(D) + (c_{\lambda,k_S})^2 u^2(k_S) \quad (6.26)$$

mit  $c_{\lambda,D} = \frac{\partial \lambda}{\partial D} \approx -4\sqrt{\lambda} \log(e) \frac{\lambda}{D}$  und  $c_{\lambda,k_S} = \frac{\partial \lambda}{\partial k_S} \approx 4\sqrt{\lambda} \log(e) \frac{\lambda}{k_S}$

Der konvektive Anteil  $X = \frac{2\Delta A}{LA}$  beinhaltet als weitere Variable die Differenz der beiden Querschnitte  $\Delta A = A_2 - A_1$ . Für ein Rechteckprofil gilt der Zusammenhang in Gleichung 6.27. Die Unsicherheit  $u(\Delta A)$  bestimmt sich mit den unabhängigen Variablen  $\Delta W$ ,  $W_1$ ,  $z$  und  $b$  nach Gleichung 6.28. Für  $c_{\Delta A,z}$  und  $c_{\Delta A,b}$  – abkürzend wird  $\Delta b = b_2 - b_1$  verwendet – ist das Vorzeichen davon abhängig, ob die Abweichungen am oberen oder unteren Querschnitt auftreten. In der Berechnung wird der jeweils ungünstigere Fall mit  $c_{\Delta A,z} \approx -b$  und  $c_{\Delta A,b} \approx h$  angenommen.

$$\begin{aligned} \Delta A &= f(W_1, \Gamma_A) - f(W_2, \Gamma_A) = A_2 - A_1 \\ &\approx (W_1 - \Delta W - z_2)b_2 - (W_1 - z_1)b_1 \end{aligned} \quad (6.27)$$

$$\begin{aligned} u^2(\Delta A) &= (c_{\Delta A, W_1})^2 u^2(W_1) + (c_{\Delta A, \Delta W})^2 u^2(\Delta W) \\ &\quad + (c_{\Delta A, z})^2 u^2(\Gamma_z) + (c_{\Delta A, b})^2 u^2(\Gamma_y) \end{aligned} \quad (6.28)$$

mit  $c_{\Delta A, W_1} = \frac{\partial \Delta A}{\partial W_1} \approx -\Delta b$  und  $c_{\Delta A, \Delta W} = \frac{\partial \Delta A}{\partial \Delta W} \approx -b_2$

und  $c_{\Delta A, z} = \frac{\partial \Delta A}{\partial z} \approx \pm b$  und  $c_{\Delta A, b} = \frac{\partial \Delta A}{\partial b} \approx \pm h$

Die Unsicherheit des konvektiven Anteils  $X$  gibt Gleichung 6.29 in Verbindung mit den Empfindlichkeitskoeffizienten für die Komponenten  $A$ ,  $\Delta A$  und  $L$  an.

$$u^2(X) = (c_{X,A})^2 u^2(A) + (c_{X,\Delta A})^2 u^2(\Delta A) + (c_{X,L})^2 u^2(L) \quad (6.29)$$

mit  $c_{X,A} = -\frac{X}{A}$  und  $c_{X,\Delta A} = \frac{X}{\Delta A}$  und  $c'_{X,L} = -\frac{X}{L}$

Die in Tabelle 6.3 aufgeführten gegenseitigen Abhängigkeiten werden durch die Kovarianzen berücksichtigt und reduzieren im Allgemeinen die Unsicherheit des Messergebnisses. In Tabelle 6.4 sind die Unsicherheiten der einzelnen Kovarianzenpaarungen aufgelistet, welche in Verbindung mit den Empfindlichkeitskoeffizienten die in Tabelle 6.5 zusammengestellten Kovarianz-Terme ergeben. Mit Gleichung 6.30 lässt sich schließlich die Gesamtunsicherheit  $u(Q) = \sqrt{u^2(Q)}$  des Durchflusses bestimmen.

$$u^2(Q) = (c_I)^2 u^2(I) + (c_A)^2 u^2(A) + (c_D)^2 u^2(D) + (c_\lambda)^2 u^2(\lambda) + (c_X)^2 u^2(X) \\ + \text{Kovarianzen aus Tabelle 6.5} \quad (6.30)$$

Das Ergebnis der Auswertung von Gleichung 6.30 für die Verhältnisse am Pegel Fröndenberg ist in Bild 6.1 dargestellt. Die absolute Messunsicherheit nimmt für kleine Durchflüsse aufgrund dem dabei sehr kleinen Wasserspiegelgefälle überproportional zu. Aber auch für zunehmende Wassertiefen steigt die Gesamtmessunsicherheit, da hierdurch bei gleichem Durchfluss das Wasserspiegelgefälle kleiner wird. Allerdings traten am Pegel Fröndenberg bei einem Durchfluss von z. B.  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  nur Wassertiefen bis zu  $1,8 \text{ m}$  auf. Die obere Kurve wird erst für sehr große Durchflüsse maßgebend.

Bild 6.2 zeigt die prozentuale Gesamtmessunsicherheit in Abhängigkeit vom Wasserspiegelgefälle; der Einfluss der Wassertiefe ist relativ gering. Aus dem Diagramm lässt sich weiterhin ablesen, dass bei einem Wasserspiegelgefälle von  $I_W < 0,1 \text{ ‰}$  (entspricht  $\Delta W \approx 2 \text{ cm}$ ) die Standard-Messunsicherheit die 5 %-Grenze erreicht.

Mit Gleichung 6.31 werden die prozentualen Anteile der einzelnen Terme von Gleichung 6.30 an der gesamten Messunsicherheit berechnet. Das Ergebnis ist in Bild 6.3 dargestellt: Mit zunehmender Größe von  $I$  nimmt der Anteil des Wasserspiegelgefälles an der Gesamtmessunsicherheit deutlich ab. Folglich erhöht sich vor allem der Einfluss der Rauheit, geringfügig auch der des Wasserstandes und der Flussgeometrie.

$$P = \frac{u^2(x)}{u^2(Q)} = 1 - \frac{u^2(Q) - u^2(x)}{u^2(Q)} \quad (6.31)$$

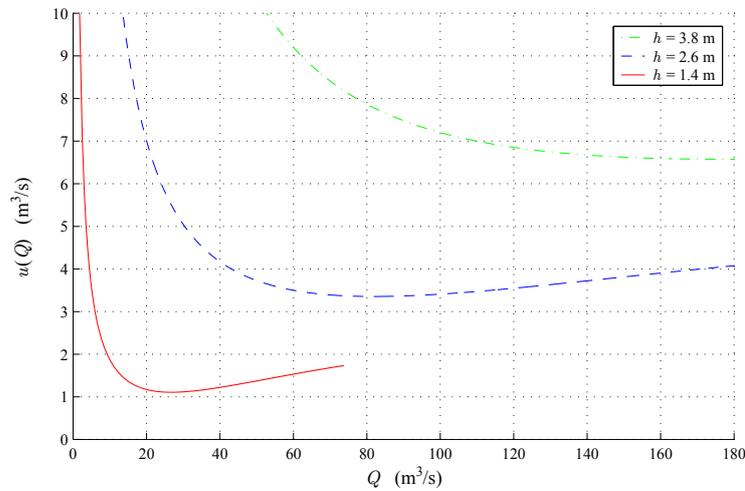
In Bild 6.4 sind die prozentualen Anteile der in Tabelle 6.5 aufgelisteten Paarungen an der Summe der Kovarianzen veranschaulicht. Der Einfluss der Kovarianzen ist größer, als es Bild 6.3 vermuten lässt, da sie sich zum Teil gegenseitig aufheben. Paarungen, welche das Wasserspiegelgefälle enthalten, reduzieren die Unsicherheit, während die restlichen Paarungen die Unsicherheit bei Berücksichtigung der Kovarianzen erhöhen.

**Tabelle 6.4:** Unsicherheiten der Kovarianzen der Differenzdruckanlage

Paarung	Unsicherheiten der Kovarianzen
K1	$u(I,A) = c_{I,\Delta W} (c_{A,h}c_{h,\Delta W}) u^2(\Delta W)$
K2	$u(I,D) = c_{I,\Delta W} (c_{D,h}c_{h,\Delta W}) u^2(\Delta W)$
K3	$u(I,\lambda) = c_{I,\Delta W} (c_{\lambda,D}c_{D,h}c_{h,\Delta W}) u^2(\Delta W)$
K4	$u(I,X) = c_{I,\Delta W} (c_{X,AcA,h}c_{h,\Delta W} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,h}c_{h,\Delta W}) u^2(\Delta W) + c_{I,L}c_{X,L}u^2(L)$
K5	$u(A,D) = c_{A,h}c_{D,h}u^2(h) + c_{A,b}c_{D,b}u^2(b)$
K6	$u(A,\lambda) = c_{A,h} (c_{\lambda,D}c_{D,h}) u^2(h) + c_{A,b} (c_{\lambda,D}c_{D,b}) u^2(b)$
K7	$u(A,X) = (c_{A,h}c_{h,W_1}) (c_{X,AcA,h}c_{h,W_1} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,W_1}) u^2(W_1) + (c_{A,h}c_{h,\Delta W}) (c_{X,AcA,h}c_{h,\Delta W} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,\Delta W}) u^2(\Delta W) + (c_{A,h}c_{h,z}) (c_{X,AcA,h}c_{h,z} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,z}) u^2(z) + c_{A,b} (c_{X,AcA,b} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,b}) u^2(b)$
K8	$u(D,\lambda) = c_{\lambda,D}u^2(D)$
K9	$u(D,X) = (c_{D,h}c_{h,W_1}) (c_{X,AcA,h}c_{h,W_1} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,W_1}) u^2(W_1) + (c_{D,h}c_{h,\Delta W}) (c_{X,AcA,h}c_{h,\Delta W} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,\Delta W}) u^2(\Delta W) + (c_{D,h}c_{h,z}) (c_{X,AcA,h}c_{h,z} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,z}) u^2(z) + c_{D,b} (c_{X,AcA,b} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,b}) u^2(b)$
K10	$u(\lambda,X) = (c_{\lambda,D}c_{D,h}c_{h,W_1}) (c_{X,AcA,h}c_{h,W_1} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,W_1}) u^2(W_1) + (c_{\lambda,D}c_{D,h}c_{h,\Delta W}) (c_{X,AcA,h}c_{h,\Delta W} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,\Delta W}) u^2(\Delta W) + (c_{\lambda,D}c_{D,h}c_{h,z}) (c_{X,AcA,h}c_{h,z} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,z}) u^2(z) + (c_{\lambda,D}c_{D,b}) (c_{X,AcA,b} + c_{X,\Delta A}c_{\Delta A,b}) u^2(b)$

**Tabelle 6.5:** Kovarianzen der Differenzdruckanlage

Paarung	Kovarianzen
K1	$2c_Ic_Au(I,A)$
K2	$2c_Ic_Du(I,D)$
K3	$2c_Ic_\lambda u(I,\lambda)$
K4	$2c_Ic_Xu(I,X)$
K5	$2c_Ac_Du(A,D)$
K6	$2c_Ac_\lambda u(A,\lambda)$
K7	$2c_Ac_Xu(A,X)$
K8	$2c_Dc_\lambda u(D,\lambda)$
K9	$2c_Dc_Xu(D,X)$
K10	$2c_\lambda c_Xu(\lambda,X)$



**Bild 6.1:** Gesamtmessunsicherheit der Differenzdruckanlage

Zusätzlich zu den vorangegangenen Ausführungen wird die Messunsicherheit in Abhängigkeit von den tatsächlichen Messgrößen  $W_1$ ,  $\Delta W$ ,  $\Gamma_{,z}$ ,  $\Gamma_{,y}$ ,  $k_S$  und  $L$  betrachtet. Dazu ist es erforderlich, die bisher aufgeführten Unsicherheiten weiter zu zerlegen und die einzelnen Anteile den unabhängigen Messgrößen zuzuordnen. In den Bildern 6.5 bis 6.7 werden die Ergebnisse, auf deren umfangreiche Herleitung verzichtet wird, für verschiedene Wassertiefen mit einbezogenen Kovarianzen dargestellt.

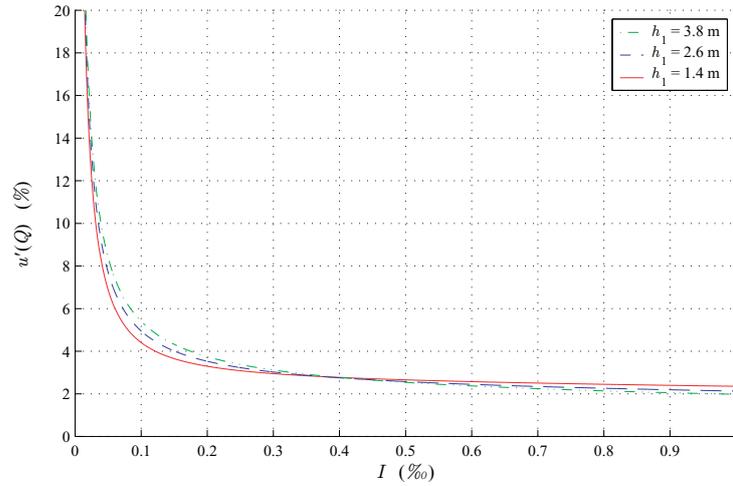
Beim Vergleich der Bilder 6.3 und 6.6 fällt auf, dass der Anteil der Wasserstandsdifferenz  $\Delta W$  an der Messunsicherheit  $u(Q)$  kleiner ist (z. B. für  $I = 1\text{‰}$  beträgt der Anteil  $P = 12\%$ ) als der Anteil des Wasserspiegelgefälles  $I$  ( $P = 25\%$ ). Dies liegt an den für  $\Delta W$  berücksichtigten Kovarianzen, die einen bedeutenden Einfluss haben.

Für große Wasserspiegelgefälle und Wassertiefen, wie sie bei Hochwasser auftreten, wirkt sich die Rauheit mit 81 % am stärksten aus. Die Anteile der Flussgeometrie, beschrieben durch  $z$  und  $b$ , und des Wasserstandes  $W_1$  gehen mit zusammen etwa 7 % nicht sehr stark ein. Die Unsicherheit des Abstands der Einperlsensoren kann vernachlässigt werden.

Bild 6.8 gibt das Ergebnis einer detaillierten Betrachtung der systematischen und zufälligen Unsicherheiten für mittlere Verhältnisse von Wasserstand und Durchfluss am Pegel Fröndenberg wieder. Die zufälligen Anteile sind in der 'Tortengrafik' herausgezogen. Wie sich zeigt, ist der größte Teil der Unsicherheit systematischen Ursprungs. Um diesen Einfluss, insbesondere den der Rauheit, zu reduzieren, sollten möglichst kurze zeitliche Abstände der Kontrollmessungen gewählt werden.

Es bleibt anzumerken, dass die gezeigten Ergebnisse eng an die Unsicherheitsannahmen aus Tabelle 6.2 gebunden sowie mit den vorliegenden Randbedingungen am Pegel Fröndenberg geknüpft sind und daher in Bezug auf andere Pegel nur tendenzielle Aussagen erlauben.

Da das Wasserspiegelgefälle bei kleinen Durchflüssen im Wesentlichen für das Messergebnis bestimmend ist, stellt die Messgenauigkeit für  $I_W$  die untere Einsatzgrenze für das  $\Delta W$ -Verfahren dar. Mit einem gegebenen Wasserspiegelgefälle, das mit dem kleinsten Durchfluss korrespondiert, und einer Zielvorgabe für die prozentuale Messunsicherheit kann die zulässige Messunsicherheit für  $I$  berechnet werden. Dieser Zusammenhang ist durch Gleichung 6.32 gegeben und in Bild 6.9



**Bild 6.2:** Prozentuale Gesamtmessunsicherheit der Differenzdruckanlage

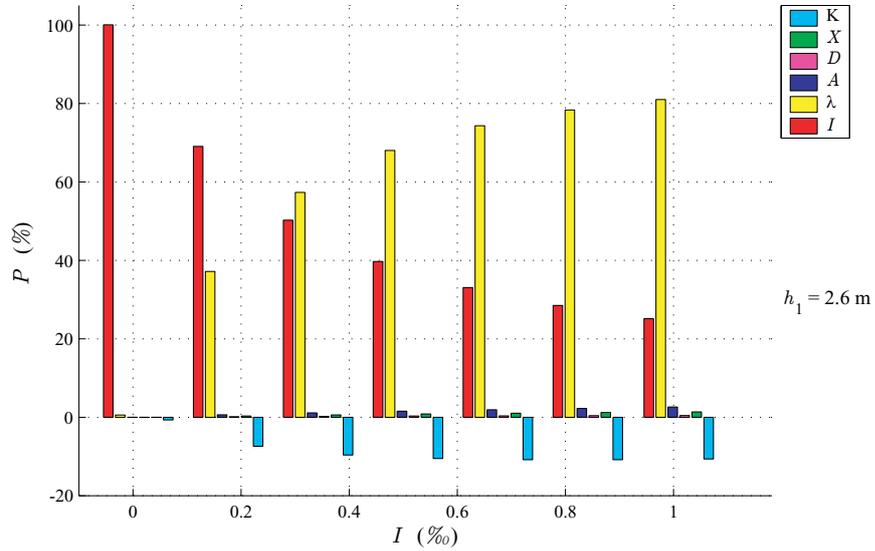
dargestellt; darin gibt  $u(I)$  die absolute Messunsicherheit für die Wasserspiegelneigung in Promille an,  $u'(Q)$  steht für die prozentuale Gesamtmessunsicherheit.

$$u^2(I) = \frac{(u'(Q) I)^2}{(c'_I)^2} \quad \text{mit} \quad c'_I = 1/2 \quad (6.32)$$

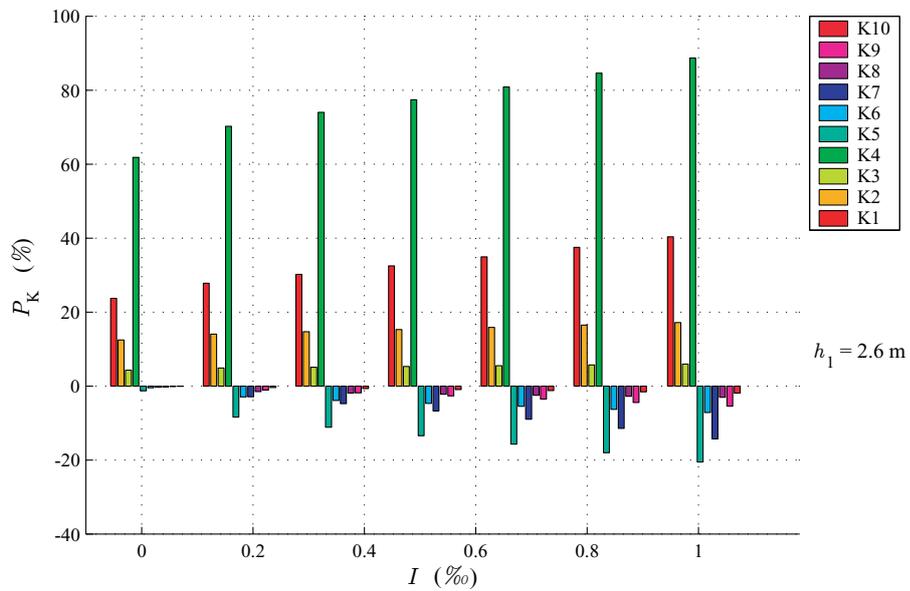
Hierzu ein Beispiel: Für den Pegel Fröndenberg soll ein minimaler Durchfluss von  $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$  bei einer Wassertiefe von  $h_1 = 1,6 \text{ m}$  mit einer Messunsicherheit von  $u'(Q) = 5 \%$  erfasst werden. Das korrespondierende Wasserspiegelgefälle wird mit Hilfe von Gleichung 3.29 berechnet bzw. anhand des unteren Graphen in Bild 6.9 zu  $I = 0,01 \text{ ‰}$  bestimmt. Für den Parameter  $u'(Q) = 5 \%$  im oberen Diagramm lässt sich auf der Ordinate die maximale Messunsicherheit für die Größe  $I$  ablesen, welche in diesem Beispiel  $u(I) = 0,001 \text{ ‰}$  beträgt; d. h. unter den genannten Randbedingungen darf bei einem Abstand der Einperlsensoren von  $L = 200 \text{ m}$  die Messunsicherheit der Wasserstandsdifferenz den Wert  $u(\Delta W) = 0,2 \text{ mm}$  nicht überschreiten. Die angegebenen Unsicherheiten sind auf einen Vertrauensgrad von 68,27 % bezogen.

Abschließend ist die auf der Fließformel von MANNING-STRICKLER basierende deutlich vereinfachte Gleichung 6.33 aus ISO 1070 (1992) zur Abschätzung der Genauigkeit angegeben. Wie aus den zuvor dargestellten Bildern zu entnehmen war, lässt sich allerdings keine über den gesamten Messbereich konstante Messunsicherheit angeben. Der für kleine Durchflüsse wesentliche Unsicherheitsanteil des Wasserspiegelgefälles  $u'(Q) \approx \pm \sqrt{\frac{1}{4} u'^2_I}$  entspricht Gleichung 6.32. Neben den bereits bekannten Unsicherheiten sind die des Abflussbeiwertes  $u'(k_M)$  bzw. die des benetzten Umfangs  $u'(U)$  zu verwenden. Es handelt sich dabei um die abhängigen Variablen ( $A = f(h,b)$  und  $U = f(h,b)$ ), weshalb keine Kovarianzen zu berücksichtigen waren.

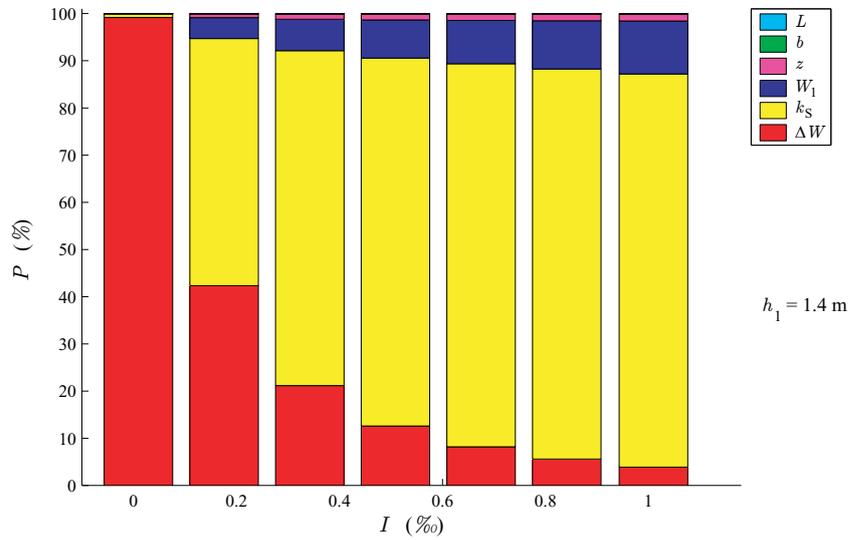
$$u'(Q) = \pm \sqrt{u'^2(k_M) + \frac{25}{9} u'^2(A) + \frac{1}{4} u'^2(I) + \frac{4}{9} u'^2(U)} \quad (6.33)$$



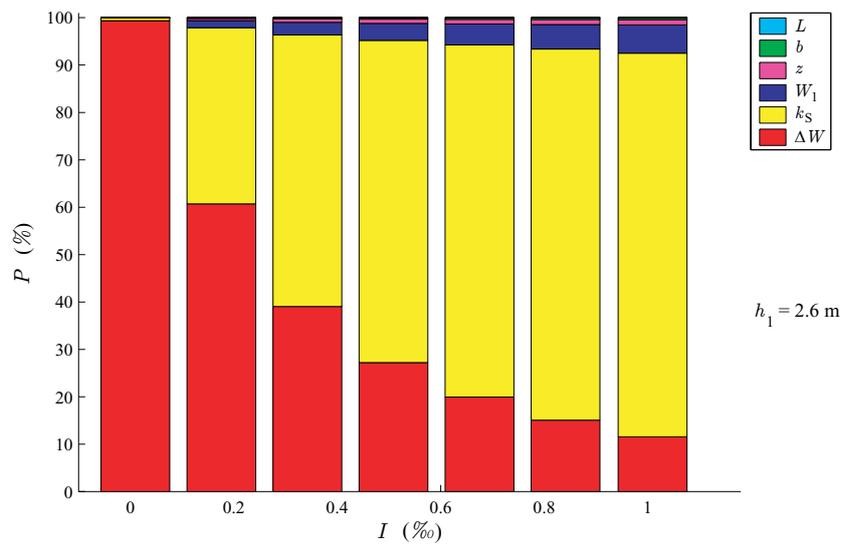
**Bild 6.3:** Prozentuale Anteile der Gesamtmessunsicherheit der Differenzdruckanlage (abhängige Größen)



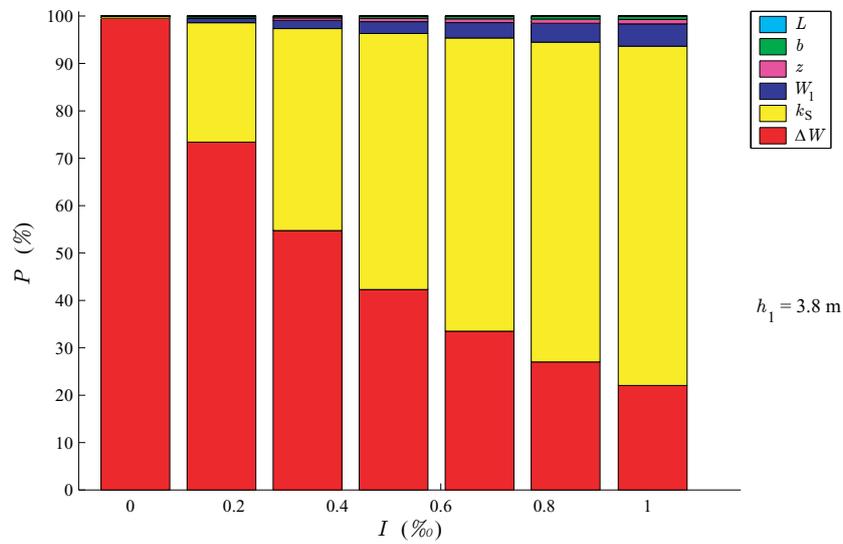
**Bild 6.4:** Aufschlüsselung der Kovarianzen der Differenzdruckanlage



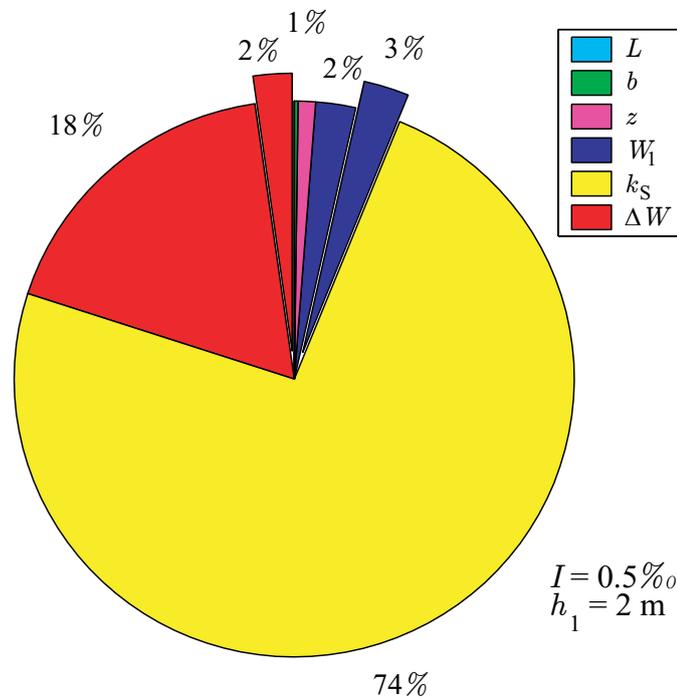
**Bild 6.5:** Prozentuale Anteile der Messgrößen an der Gesamtmessunsicherheit der Differenzdruckanlage bei kleiner Wassertiefe



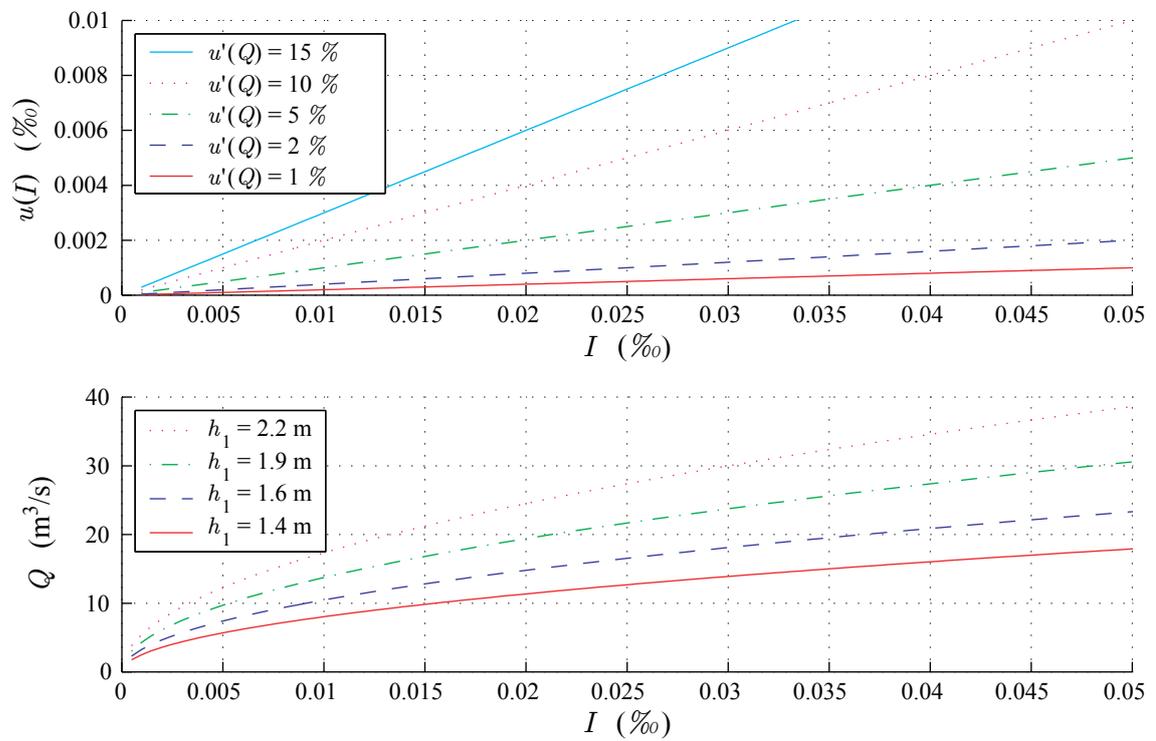
**Bild 6.6:** Prozentuale Anteile der Messgrößen an der Gesamtmessunsicherheit der Differenzdruckanlage bei mittlerer Wassertiefe



**Bild 6.7:** Prozentuale Anteile der Messgrößen an der Gesamtmessunsicherheit der Differenzdruckanlage bei großer Wassertiefe



**Bild 6.8:** Prozentuale systematische und zufällige Anteile (letztere sind herausgezogen) an der Gesamtmessunsicherheit der Differenzdruckanlage am Pegel Fröndenberg für mittlere Verhältnisse



**Bild 6.9:** Zulässige Messunsicherheit des Wasserspiegelgefälles der Differenzdruckanlage am Beispiel des Pegels Fröndenberg

### 6.3 Ultraschall-Laufzeitverfahren

Die Untersuchungen zur Messgenauigkeit der Ultraschallanlage werden analog zum vorherigen Abschnitt durchgeführt. Den zur Bestimmung des Durchflusses mittels der Ultraschallanlage geltenden funktionalen Zusammenhang erfasst Gleichung 4.6.

Die Anlage misst die Laufzeit des Ultraschallsignals mit einer Auflösung von  $u(\Delta t) = 25 \text{ ps} = 25 \cdot 10^{-12} \text{ s}$ . ISO 6416 (1992) weist auf verschiedene Einflüsse hin, die sich nicht durch zeitliche Mittelung aufheben; für die Unsicherheit der Zeiterfassung wird eine Größenordnung von  $30 \cdot 10^{-9} \text{ s}$  angegeben. Laut Aussage des Herstellers erfolgt die Geschwindigkeitsmessung mit einer Unsicherheit von  $u(v_x) \approx 0,1 \text{ cm/s}$ , die nicht durch die Unsicherheit der Zeitmessung sondern durch Turbulenzen in der Messstrecke bedingt ist.

Bei der Einrichtung der Messanlage mit optischen Vermessungsgeräten wurde die Länge  $L_x = 71,24 \text{ m}$  der Messstrecke ebenso wie der Winkel  $\phi = 25^\circ$  zwischen Hauptströmungsrichtung und Messstrecke bestimmt. Die Unsicherheit für die Länge wurde mit  $u(L_x) = 1 \text{ cm}$ , die des Winkels mit  $u(\phi) \approx 0,5^\circ$  angegeben; es wird eine konstante Hauptströmungsrichtung vorausgesetzt.

Die Druckmessdose zur Wasserstandsmessung hat mit  $u_1(W) = 1 \text{ cm}$  im Vergleich zur Differenzdruckanlage eine größere Unsicherheit, da der Messaufnehmer unter Wasser liegt und schwieriger zu warten ist. Für die Unsicherheit des Einmessens wurde der Wert der Differenzdruckanlage herangezogen. Die Unsicherheit der Wellenbewegung der Wasseroberfläche und weiterer Einflüsse wurde wie bei der Differenzdruckanlage zu  $u_4(W) = 0,51 \text{ cm}$  gewählt und nicht durch Erhöhen der Messrate reduziert.

Zur internen Kalibrierung der Ultraschallgeschwindigkeit  $c_0$  wird Gleichung 4.7 aus Abschnitt 4.2 verwendet. Die Unsicherheit von  $c_0$  ergibt sich also aus den Messunsicherheiten der Laufzeitbestimmung und der Längenmessung nach Gleichung 6.34.

$$u(c_0) = \sqrt{(-L_x/t_m)^2 u^2(\Delta t) + (1/t_m)^2 u^2(L_x)} = 0,204 \text{ m/s} \quad (6.34)$$

Der Geschwindigkeitskoeffizient  $k$  wird für Einstrecken-Anlagen durch Referenzmessungen und numerische Berechnungen bestimmt, auf die sich daher auch die Messunsicherheit bezieht. Am Pegel Fröndenberg wurde die Kalibrierung mit dem hydrometrischen Flügel durchgeführt und auf Tabellenwerte zurückgegriffen; die Messunsicherheit wird zu 4% (mit  $p = 95\%$  Vertrauensbereich) abgeschätzt. Umgerechnet in eine einfache Standardabweichung wird daher  $u(k) = 4\%/1,96 \approx 2\%$  gesetzt.

In Tabelle 6.6 sind die für die Ultraschallanlage relevanten Messgrößen sowie die sie beeinflussenden Einfluss- und Störgrößen mit abgeschätzten Unsicherheiten für die Messstelle am Pegel Fröndenberg aufgelistet. Der Eintrag von Luftblasen bzw. die Sauerstoffsättigung werden mechanisch durch Wehre (weshalb die Entfernung der Pegelstelle vom Absturz 1,5 km betragen sollte) oder biologisch durch Phytoplankton hervorgerufen. Ein Durchflussergebnis basiert auf 100 Einzelmessungen der Geschwindigkeit.

**Tabelle 6.6:** Bewertung möglicher Einfluss- und Störgrößen der Ultraschallanlage

Die Abkürzungen in der Spalte Bemerkungen haben folgende Bedeutungen:  
 S = systematischer Einfluss,  
 Z = zufälliger Einfluss,  
 G = grobe Fehler,  
 A = Ermittlung nach Methode A,  
 B = Ermittlung nach Methode B,  
 M = Unsicherheit kann z. T. durch Erhöhen der Messrate reduziert werden.

Größe	Abhängigkeiten, Stör- und Einflussgrößen	Unsicherheit / Auswirkung	Bem.
$v_x$	berechnet aus $\Delta t$ , $\phi$ , $L_x$ und $c_0$ (s. u. )	$\min u(v_x) \approx 0,1 \text{ cm/s}$ (abgeschätzt)	Z
$\Delta t$	elektronische Zeitmessung, lt. ISO 6416 (1992)	$u(\Delta t) = 30 \cdot 10^{-9} \text{ s}$	Z, B, M
	starke Schwebstoffführung (ab 520 mg/l), Verkrautung in der Messstrecke und Sauerstoffsättigung bzw. Luftblasen beeinträchtigen die Messung	Störungen, schwer quantifizierbar	Z, G
	Wahl zu kleiner oder zu großer Integrationszeiten; $60 \text{ s} < t_I < 10 \text{ min}$ .	Intervall mit 2 Minuten Dauer gut gewählt	Z
	falsche Triggerung	grobe Fehler	G
$c_0$	Kalibrierung der Geschwindigkeit des Ultraschallsignals	$u(c_0) = 0,204 \text{ m/s}$	Z, B
	Dichteänderung von Wasser aufgrund Temperatur, Schwebstoff- und Salzgehalt	vernachlässigbar aufgrund der Kalibrierung vor jedem Messzyklus	S
	Temperaturschichtung, Dichteströmung	vernachlässigbar bei ausreichenden Turbulenzen, kann aber zu deutlichen Störungen führen	S
$\phi$	Winkel zwischen Hauptströmungsrichtung und Messstrecke (lt. Vermessung)	$u(\phi) = 0,5^\circ$	S, B
$L_x$	vermessungstechnische Ermittlung der Distanz der Messstrecke (lt. Vermessung)	$u(L_x) = 1 \text{ cm}$	S, B
	Verschiebung der Messgrößenaufnehmer	vernachlässigbar	S
$W$	Druckaufnehmer, lt. Hersteller	$u_1(W) = 1 \text{ cm}$	S, B
	eingemessene Höhe der Druckmessdose	$u_2(W) = 0,2 \text{ cm}$	S, B
	elektrische Bauteile (speziell A/D-Wandler): Temperatur, Luftfeuchte	$u_4(W) = 0,7 \text{ cm}$	Z, B, M
	unruhige Wasseroberfläche infolge Wind-einfluss		
	lokale Strömungsänderungen		
	Dichteänderung von Wasser aufgrund Temperatur, Schwebstoff- und Salzgehalt	$u_5(W) = 0,13 \%h'$	S, B

**Tabelle 6.6:** *Eingangs- und Einflussgrößen der Ultraschallanlage (fortgesetzt)*

Größe	Abhängigkeiten, Stör- und Einflussgrößen	Unsicherheit / Auswirkung	Bem.
$W$	Luftdruck	Kompensation durch Messgrößenaufnehmer	S, B
	Setzung des Fundaments	vernachlässigbar	S
$k$	Koeffizient zur Berücksichtigung der Geschwindigkeitsverteilung über den Querschnitt, nach ISO 6416 (1992) bzw. über Kalibrierung ermittelt	$u_{\text{rel}}(k) = 2\%$ von $k$ (abgeschätzt)	S
$A$	Wasserstandsmessung $W$	s. o.	-
	Profilaufmaß in $z$ -Richtung	$u(\Gamma_{,z}) = 0,42$ cm	S, B
	Profilaufmaß in $y$ -Richtung	$u(\Gamma_{,y}) = 1,26$ cm	S, B
	Änderung der Querprofile über die Zeit	gering durch Kontrollmessungen	S
	unstetige bzw. starke Profil-Variation längs der Messstrecke	vernachlässigbar aufgrund geeigneter Messstrecke	S
allg.	seitliche Zuflüsse im Messbereich	untergeordnet	Z
	zeitliche Drift	nur durch häufige Vergleichsmessungen quantifizierbar	S
	Schwierigkeiten bei der hydrometrischen Eichung der Messanlage	abhängig vom Referenzsystem, berücksichtigt durch Geschwindigkeitskoeffizienten $k$	S
	Tiere, Steinwurf, Eisbildung, Schiffsverkehr	Störungen (unvorhersehbar)	G

Die Gleichungen 6.35 bis 6.37 geben die Empfindlichkeitskoeffizienten für das Messergebnis der Ultraschallanlage gegenüber den Variablen  $A = f(h, b)$ ,  $k$  und der Fließgeschwindigkeit  $v_x$  in der Messstrecke wieder.

$$c_A = \frac{\partial Q_{\text{US}}}{\partial A} = kv_x \quad (6.35)$$

$$c_k = \frac{\partial Q_{\text{US}}}{\partial k} = Av_x \quad (6.36)$$

$$c_{v_x} = \frac{\partial Q_{\text{US}}}{\partial v_x} = Ak \quad (6.37)$$

Um die Messunsicherheit des Profilaufmaßes zu berücksichtigen, wird näherungsweise ein prismatisches Gerinne zugrundegelegt. Die Gleichungen 6.38 und 6.39 geben die Teilunsicherheiten hinsichtlich Breite und Höhe analog zur Differenzdruckanlage (Gl. 6.22 und 6.23) an.

$$u^2(h) = u^2(W) + u^2(\Gamma_z) \quad (6.38)$$

$$u^2(b) = \frac{2}{\sqrt{2}} u^2(\Gamma_y) \quad (6.39)$$

Die Messunsicherheit der Geschwindigkeit  $v_x$  ist abhängig von der gemessenen Laufzeitdifferenz  $\Delta t$ , der Länge der Messstrecke  $L_x$ , dem Winkel  $\phi$  zwischen der Messstrecke und der Hauptfließrichtung sowie der Ultraschallgeschwindigkeit  $c_0$ . Die im Folgenden angegebenen Empfindlichkeiten beziehen sich auf die Messunsicherheit der Geschwindigkeit  $v_x$ . Da gegenseitige Abhängigkeiten ausgeschlossen werden können, kann das einfache Varianzfortpflanzungsgesetz (Gl. 6.11) angewendet werden, so dass sich  $u^2(v_x)$  mit den Messunsicherheiten aus Tabelle 6.6 nach Gleichung 6.44 bestimmt.

$$c_{v_x, \Delta t} = \frac{\partial v_x}{\partial \Delta t} = \frac{c_0^2}{2L_x \cos \phi} \quad (6.40)$$

$$c_{v_x, L_x} = \frac{\partial v_x}{\partial L_x} = \frac{-c_0^2 \Delta t}{2L_x^2 \cos \phi} \quad (6.41)$$

$$c_{v_x, \phi} = \frac{\partial v_x}{\partial \phi} = \frac{c_0^2 \Delta t \tan \phi}{2L_x \cos \phi} \quad (6.42)$$

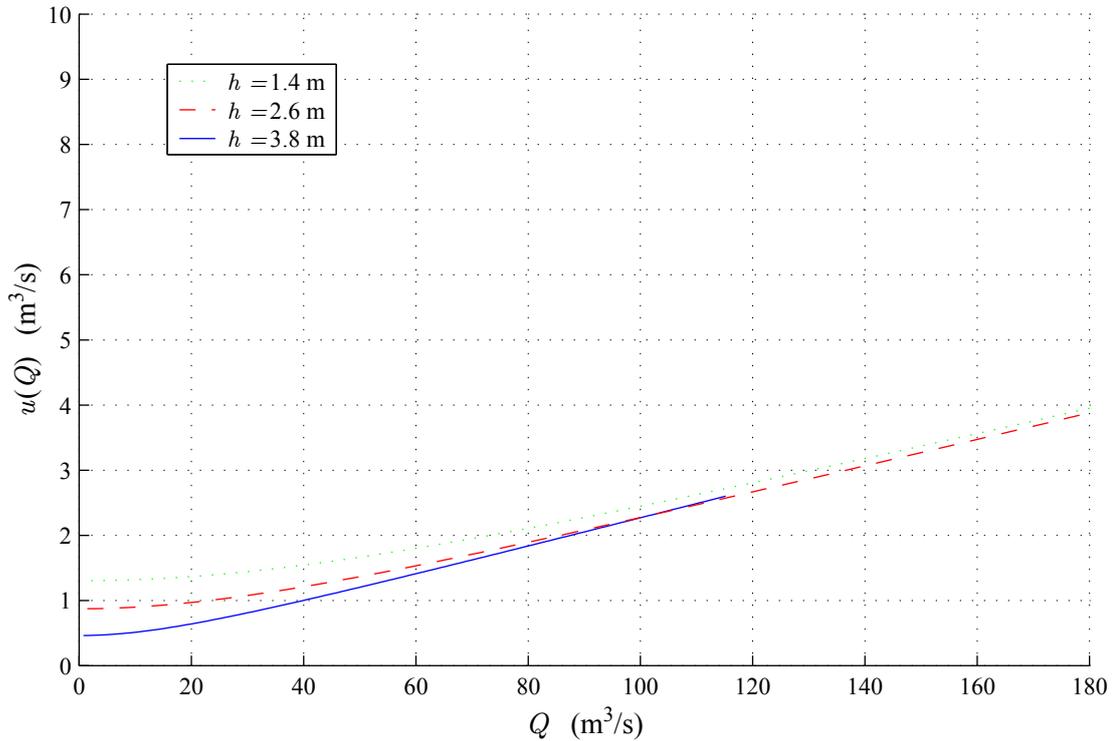
$$c_{v_x, c_0} = \frac{\partial v_x}{\partial c_0} = \frac{c_0 \Delta t}{L_x \cos \phi} \quad (6.43)$$

$$u^2(v_x) = (c_{v_x, \Delta t})^2 u^2(\Delta t) + (c_{v_x, L_x})^2 u^2(L) + (c_{v_x, \phi})^2 u^2(\phi) + (c_{v_x, c_0})^2 u^2(c_0) \quad (6.44)$$

Die Gesamtmessunsicherheit für das Messergebnis der Ultraschallanlage berechnet sich nach Gleichung 6.45. Das Ergebnis dieser Berechnung für die Verhältnisse am Pegel Fröndenberg stellt Bild 6.10 in Abhängigkeit von verschiedenen Wassertiefen  $h$  und Durchflüssen  $Q$  dar; die Messunsicherheit ist mit Ausnahme der sehr kleinen Durchflüsse nur geringfügig von  $h$  abhängig. Bild 6.11 visualisiert die prozentualen Anteile für einen relativ großen Durchfluss.

$$u(Q_{US}) = \sqrt{(c_A)^2 u^2(A) + (c_k)^2 u^2(k) + (c_{v_x})^2 u^2(v_x)} \quad (6.45)$$

Die Unsicherheit für Durchflüsse größer  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  wird offensichtlich maßgeblich durch die Unsicherheit des Koeffizienten  $k$  bestimmt und ist damit abhängig von der Genauigkeit der hydro-metrischen Kalibrierung. Die Messunsicherheit der Geschwindigkeit wird für kleine Messwerte in erster Linie durch die Messunsicherheit bei der Laufzeitmessung bestimmt, während für größere Geschwindigkeiten die Unsicherheit des Winkels  $\phi$  an Einfluss gewinnt. Auch nimmt der Einfluss der Messunsicherheit der Querschnittsfläche bei niedriger Wassertiefe tendenziell zu. Die



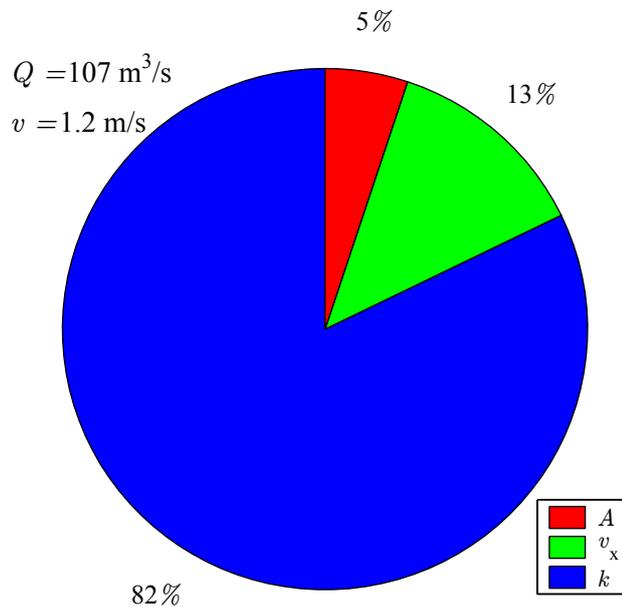
**Bild 6.10:** Absolute Gesamtmessunsicherheit der Ultraschallanlage am Pegel Fröndenberg

Messunsicherheit  $u(L_x)$  der Länge der Messstrecke wirkt sich kaum aus und auch  $u(c_0)$  kann vernachlässigt werden.

## 6.4 Vergleich der Messunsicherheiten beider Messverfahren

Sowohl das Messverfahren der Differenzdruckanlage als auch das der Ultraschallanlage erfordern die Messung des Wasserstandes, um die Durchflussfläche zu bestimmen. Das Einperlverfahren hat sich in der Praxis als zuverlässiger erwiesen, da der Aufnehmer der Pneumatikanlage im Gegensatz zur Druckmessdose keinen Kontakt zum Wasser hat. Zusätzlich ist eine physikalische Dämpfung der Messgröße durch die Bauart des Einperlsensors und mit einer Kapillare möglich, um das Messergebnis zu stabilisieren. Generell ist die Messung des Wasserstandes im Staubereich einfacher durchzuführen als bei freiem Abfluss, da die Fließgeschwindigkeit und Bewegungen der Wasseroberfläche geringer sind und die Messgeräte aufgrund des kleineren Messbereichs optimiert werden können.

Für beide Verfahren wird aus dem Wasserstand und der aufgemessenen Profilgeometrie die Durchflussfläche  $A$  bestimmt; für das  $\Delta W$ -Verfahren müssen zusätzlich die geometrischen Größen  $D$  und  $\Delta A$  berechnet werden. Die Unsicherheiten dieser Größen wirken sich bei beiden Verfahren für größere Fließgeschwindigkeiten stärker aus. Durch sorgfältiges Aufmaß der Querprofile, regelmäßige Kontrollen und präzise Einrichtung der Messeinrichtung kann der Einfluss auf die Messunsicherheit des Durchflusses reduziert werden.



**Bild 6.11:** Prozentuale Anteile von  $A$ ,  $v_x$  und  $k$  an der Gesamtmessunsicherheit der Ultraschallanlage

Die mittlere Fließgeschwindigkeit wird bei beiden Messanlagen unterschiedlich bestimmt. Bei der Ultraschallanlage erfolgt dies direkt durch die Messung des Laufzeitdifferenz innerhalb der Messstrecke; bei der Differenzdruckanlage nutzt man die Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeit vom Wasserspiegel- bzw. Energieliniengefälle. Im Hinblick auf den Einsatz in gestauten Fließgewässern bedeutet dies einen prinzipiellen Nachteil für die Differenzdruckanlage, da bei kleiner Fließgeschwindigkeit infolge starken Stauinflusses und kleinen Durchflusses das Wasserspiegelgefälle in der Größenordnung der Messgenauigkeit von  $I_W$  liegt. Mit Bild 6.9 kann die zulässige Messunsicherheit für niedrige Durchflüsse abgeschätzt werden. Durch Vergrößerung des Abstandes der Aufnehmer sowie durch Fortschritte der Messtechnik der Differenzdruckanlage kann die Messunsicherheit reduziert werden.

Die Laufzeitmessung von Ultraschallanlagen kann durch ein Korrelationsverfahren bei der Detektierung des Trigger-Signals hinsichtlich der Vermeidung grober Fehler infolge Streuung und Absorption des Messsignals verbessert werden. Schwierigkeiten bereiten oft Turbulenzen in der Messstrecke, welche die Laufzeit des Signals beeinflussen. Daher müssen Laufzeiten über längere Zeitabschnitte von 2 min bis 10 min gemittelt werden. Der Winkel  $\phi$  zwischen Messstrecke und Hauptströmungsrichtung kann nicht zweifelsfrei ermittelt werden und hat somit den größten Einfluss auf die Unsicherheit der Geschwindigkeit  $v_x$ . Diese Unsicherheit ist aber bei kleinen Winkeln insgesamt von untergeordneter Bedeutung.

Die bisher genannten Messgrößen mit Ausnahme von  $\phi$  können mit entsprechendem Aufwand bei der Einrichtung beider Anlagen und durch Verwendung hochwertiger Messeinrichtungen hinreichend genau bestimmt werden. Bei einer Einebenen-Ultraschallanlage ist es allerdings erforderlich, das Verhältnis von gemessener Geschwindigkeit zu mittlerer Fließgeschwindigkeit durch

Kalibrierung mittels eines unabhängigen Messsystems zu bestimmen. Da im geregelten Staubeereich bei unterschiedlichen Wassertiefen die gleiche mittlere Fließgeschwindigkeit auftreten kann, die auf konstanter Höhe gemessene Geschwindigkeit aber aufgrund des Geschwindigkeitsprofils variiert, ist der Korrekturwert  $k$  sowohl von der Wassertiefe als auch vom Durchfluss abhängig und somit entsprechend aufwändig zu bestimmen.

Beim  $\Delta W$ -Verfahren besteht die Schwierigkeit in der Wahl des Verlustansatzes bzw. der effektiven Rauheit des Gerinnes, so dass ebenfalls eine Kalibrierung erforderlich ist (siehe hierzu Abschnitt 7.1). Sowohl der Koeffizient  $k$  der Ultraschallanlage als auch die Rauheit  $k_S$  beim  $\Delta W$ -Verfahren gewinnen für größere Fließgeschwindigkeiten an Einfluss auf die Genauigkeit des Ergebnisses der Durchflussmessung. Die Rauheit  $k_S$  ist per Definition von Fließgeschwindigkeit und Wassertiefe unabhängig.

## 7 Auswertung unter Anwendung des $\Delta W$ -Verfahrens

### 7.1 Kalibrierung mit Hilfe der Parameter $k_S$ und $\Delta_{\Delta W}$

#### 7.1.1 Erläuterung der Notwendigkeit

Das  $\Delta W$ -Verfahren basiert auf dem allgemeinen Fließgesetz, so dass prinzipiell eine von anderen Verfahren unabhängige Ermittlung des Durchflusses möglich ist (siehe Kapitel 3).

Die in Gleichung 3.23 enthaltenen geometrischen Profilkennwerte der Messstrecke und der Abstand  $L$  der Einperlöffnungen werden bei der Einrichtung der Messstelle vermessungstechnisch bestimmt; im laufenden Betrieb werden der Wasserstand  $h_1$  und die Wasserstandsdifferenz  $\Delta W$  gemessen.

Es existieren zwar Verfahren, mit denen auch die Rauheit gemessen werden kann. Diese sind jedoch aufwändig und nach wie vor mit großen Unsicherheiten behaftet, wenn es sich um natürliche Gerinne handelt (SCHRÖDER, 1990). Tabellenwerte für den Rauheitswert  $k_S$  sind im Allgemeinen nur als Richtwerte verwendbar. Alternativ wird im folgenden Abschnitt ein Lösungsweg beschrieben, der den Rauheitswert  $k_S$  als Parameter einer Kalibrierung betrachtet.

Mit Hilfe eines zweiten Parameters  $\Delta_{\Delta W}$  wird der systematische Fehler behoben, auf den bereits in Abschnitt 5.1.2 eingegangen wurde. Es handelt sich dabei um die Nullpunktverschiebung der Wasserstandsdifferenz, die bei der verwendeten Messeinrichtung nicht exakt zu bestimmen war (siehe Abschnitt 4.1). Daher wird neben der Rauheit des Flussbetts auch der Parameter  $\Delta_{\Delta W}$  als Korrektur der Höhendifferenz der Einperlöffnungen in die Kalibrierung einbezogen.

Für die Kalibrierung sind Referenzmesswerte des Durchflusses mit ausreichender Genauigkeit erforderlich. Am Pegel Fröndenberg diente dazu die Ultraschallanlage, wobei es nicht zwingend erforderlich ist, die Referenzanlage fest zu installieren. Vielmehr bietet sich jedes mobile Messsystem mit hoher Genauigkeit an, z. B. Messungen mit einem ADCP oder mit dem hydrometrischen Flügel. Während der Messung der Referenzmesswerte ist auf quasi-stationäre Abflussverhältnisse zu achten, deren Beurteilung mit Hilfe der Messwerte der Differenzdruckanlage erfolgen kann. Bei der Einrichtung eines neuen Pegels sind in der Regel nur wenige unterschiedliche Referenzmesswerte vorhanden. Daher können temporär Werte der Fachliteratur entnommen bzw. geschätzt werden, bis zur Kalibrierung geeignete Referenzmesswerte zur Verfügung stehen.

Änderungen der Rauheit des Gerinnes, der Querschnittsform im Bereich der Messstrecke oder der Höhenlage der Einperlöffnungen bzw. Drift der Aufnehmer ziehen eine Neu-Kalibrierung der Messeinrichtung nach sich. Variiert der Wasserstand im Unterwasserbereich des Pegels z. B. infolge einer Wehrregelung oder geänderter Rauheit, bleibt dies ohne Auswirkung auf die Parameter  $\Delta_{\Delta W}$  und  $k_S$  in der Messstrecke. Zur Kontrolle der erhaltenen Parameter sollten auch für mittlere Durchflüsse Messungen erfolgen, um ggf. Korrekturen anbringen zu können.

### 7.1.2 Verfahrensablauf

Die Kalibrierung hat zum Ziel, eine möglichst gute Übereinstimmung des aus den Messwerten  $h_1$  und  $\Delta W$  unter Anwendung des  $\Delta W$ -Verfahrens bestimmten Durchflusses  $Q_{\Delta W}$  mit den Referenzmesswerten der Ultraschallanlage  $Q_{US}$  zu erreichen. Zuerst werden für die Kalibrierung plausible Schätzwerte der beiden Parameter  $\Delta_{\Delta W}$  und  $k_S$  gewählt: die Korrektur der Wasserstands-differenz wird auf Null gesetzt, der Wert für die äquivalente Sandrauheit wird der einschlägigen Literatur entnommen. So lassen sich in SCHRÖDER (1990) Manning-Strickler-Werte für in der Ebene fließende bordvolle Gerinne bei geradlinigem Verlauf ohne Bänke und Kolke zwischen  $k_M = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und  $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  finden. Mit Hilfe der approximierten Gleichung 7.1 (SCHRÖDER, 1990) können diese Werte in äquivalente Sandrauheiten umgerechnet werden, die ohne Berücksichtigung eines Formbeiwerts  $f$  zwischen  $k_S = 75 \text{ mm}$  und  $423 \text{ mm}$  liegen.

$$k_M = \frac{5,87\sqrt{2g}}{\sqrt[6]{k_S/f}} \quad \text{bzw.} \quad k_S = f \left( \frac{k_M}{5,87\sqrt{2g}} \right)^{-6} \quad (7.1)$$

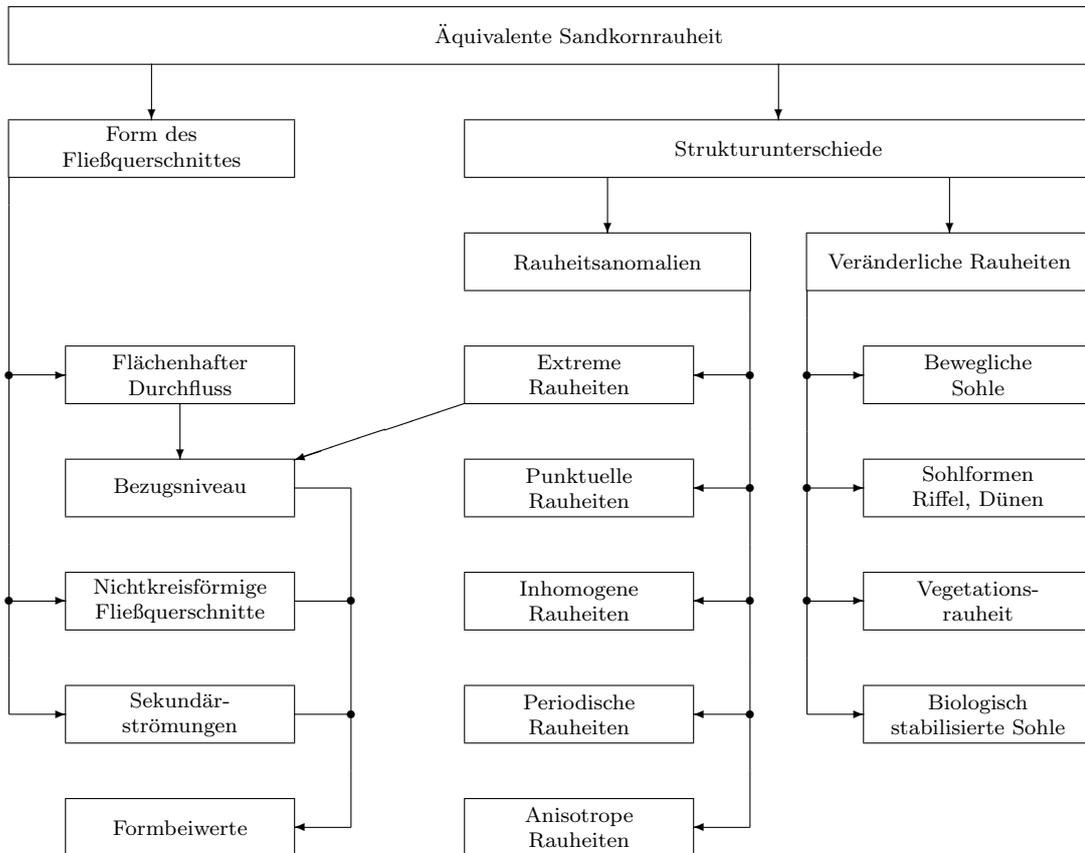
In SCHRÖDER (1990) werden  $k_S$ -Werte über  $100 \text{ mm}$  bereits den extremen Rauheiten zugeordnet; üblicherweise spricht man aber von extremer Rauheit, wenn die Höhe der Rauheitselemente in der Größenordnung der Wassertiefe liegt. Bei natürlichen Gerinnen mit normalerweise kleinen relativen Rauheiten ist dies aber nicht der Fall. Vielmehr werden durch den hohen Rauheitswert auch andere Verluste berücksichtigt. Bei turbulenten Abflussvorgängen zählen hierzu die Auswirkungen von Viskosität und Turbulenz sowie Verluste, die durch Quer- bzw. Sekundärströmungen, größere punktuelle Widerstände (Buschwerk, Kleinbewuchs, Pfähle, Felsbrocken, Sohlschwellen), periodische Rauheitsstrukturen und Unebenheiten der Sohle (Kolke, Riffel, Rippen) hervorgerufen werden. Weiterhin können sich auch zusätzliche Turbulenzen infolge von Einbauten, Querschnittsänderungen, Krümmungen oder Einleitungen im Oberwasser sowie mit der Strömung transportierten Materials auf den Energieverlust auswirken (siehe auch Bild 7.1). Somit berücksichtigt der  $k_S$ -Wert sowohl die inneren als auch die äußeren Verluste.

Als plausibler Schätzwert des Rauheitswertes für das Gerinne wird  $k_M = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  bzw.  $k_S = 167 \text{ mm}$  gewählt. Durch Anwendung des Formbeiwerts nach Gleichung 3.19 ( $f \approx 0,6$ ) erhält man als Vergleichswert den effektiven Rauheitswert  $100 \text{ mm}$ . Der Höhenunterschied der beiden Einperlöfnungen wird mit dem Wert Null angenommen.

Nach Festlegung der Anfangswerte folgt die Kalibrierung mit der in Gleichung 7.2 angegebenen Optimierungsbedingung.

$$\text{minimiere:} \quad \theta = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n |Q_{US,i} - Q_{\Delta W,i}|^2}{n}} \quad (7.2)$$

Diese kann nicht analytisch differenziert werden, so dass die Berechnung des steilsten Gradienten bzw. das NEWTON-Verfahren für jeden Iterationsschritt mehrere Funktionsauswertungen erfordern (BAZARAA ET AL., 1993). Bei instationärem Berechnungsansatz ist dies sehr zeitaufwändig, weshalb der NELDER-MEAD Simplex Algorithmus gewählt wird, der meist nur eine Funktionsauswertung pro Iterationsschritt benötigt (LAGARIAS ET AL., 1998). Dieser wird bereits standardmäßig durch das eingesetzte Programmsystem MATLAB<sup>®</sup> zur Verfügung gestellt. Nach Auswahl geeigneter Referenzmesswerte  $Q_{US}$  (siehe nächster Abschnitt) und Vorgabe der Rechengenauigkeit bzw. der Anzahl der Iterationen werden die beiden Parameter mit Hilfe der Optimierungsbedingung berechnet. Je nach Größe der Korrektur kann es bei der Berechnung



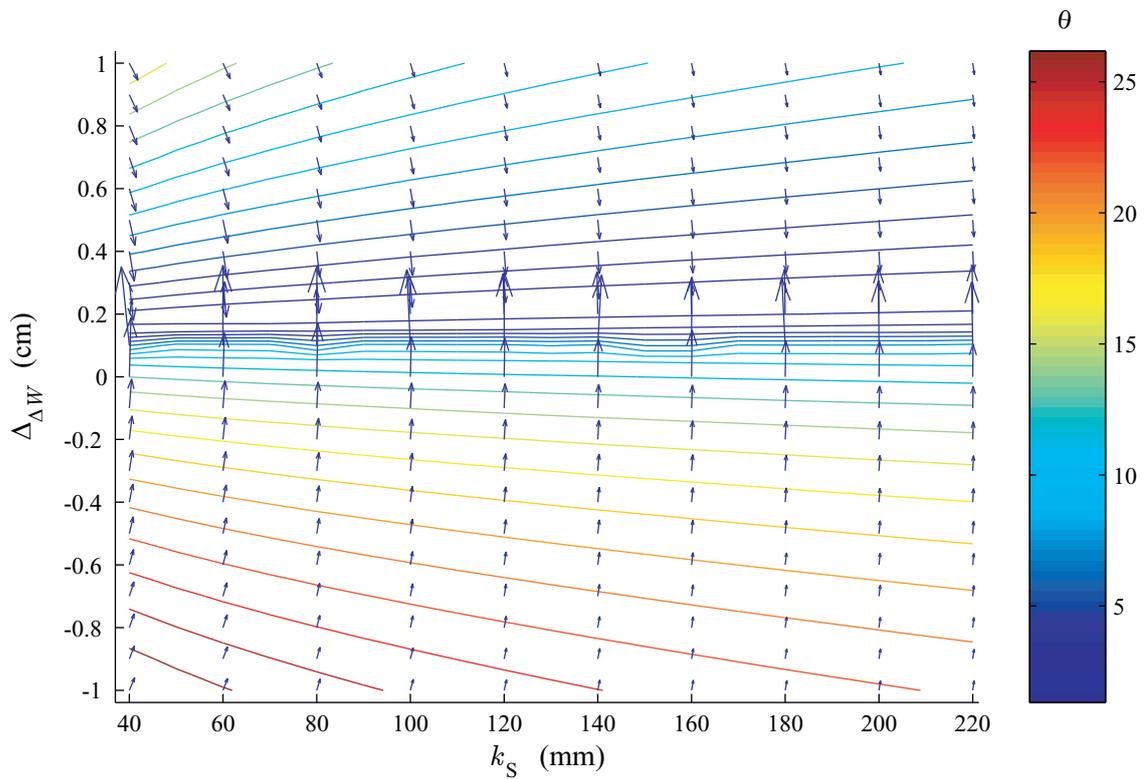
**Bild 7.1:** Einflüsse auf die äquivalente Sandrauheit (nach SCHRÖDER, 1990)

von  $Q_{\Delta W}$  zu imaginären Ergebnissen d. h. einer scheinbaren Umkehrung der Strömungsrichtung kommen. Um den Optimierungsprozess weiterführen zu können, wird in diesem Fall der absolute Betrag von  $Q_{\Delta W}$  negativ gesetzt, so dass die Abweichung  $|Q_{US} - Q_{\Delta W}|^2$  zunimmt.

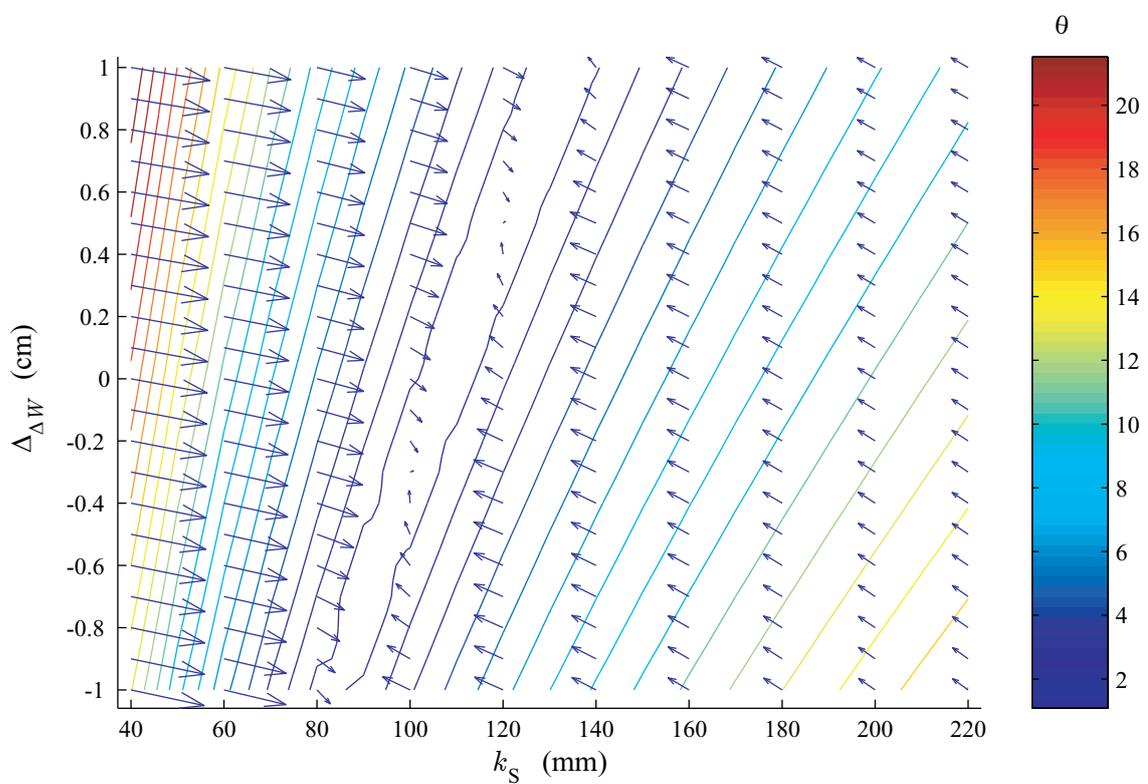
Bild 7.2 stellt die Ergebnisse  $\theta$  der numerisch ausgewerteten Optimierungsbedingung für einen kleinen Referenzmesswert  $Q_{US} = 6,4 \text{ m}^3/\text{s}$  aus dem Zeitbereich II in Form von Konturen dar; zusätzlich sind die negativen Gradienten (in Richtung des Minimums) vektorieLL eingezeichnet. Es zeigt sich, dass selbst bei einer sehr groben Abschätzung des Rauheitswertes zwischen  $k_S = 60 \text{ mm}$  und  $180 \text{ mm}$  das Minimum von  $\theta$  mit einer Korrektur von  $\Delta_{\Delta W} \approx 0,2 \text{ cm}$  erzielt wird.

Im Gegensatz dazu stellt Bild 7.3 die Konturen des Optimierungskriteriums  $\theta$  für einen großen Referenzmesswert ( $Q_{US} = 81,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ) dar. Wie die Form der Konturen verdeutlicht, lässt sich mit einem großen Referenzmesswert  $Q_{US}$  und der Beschränkung auf ein vermessungstechnisch erreichbares Intervall für die Korrektur  $\Delta_{\Delta W} = [-0,5 \text{ cm}; 0,5 \text{ cm}]$  der Rauheitswert in erster Näherung auf einen relativ engen Bereich von  $90 \text{ mm}$  bis  $120 \text{ mm}$  eingrenzen.

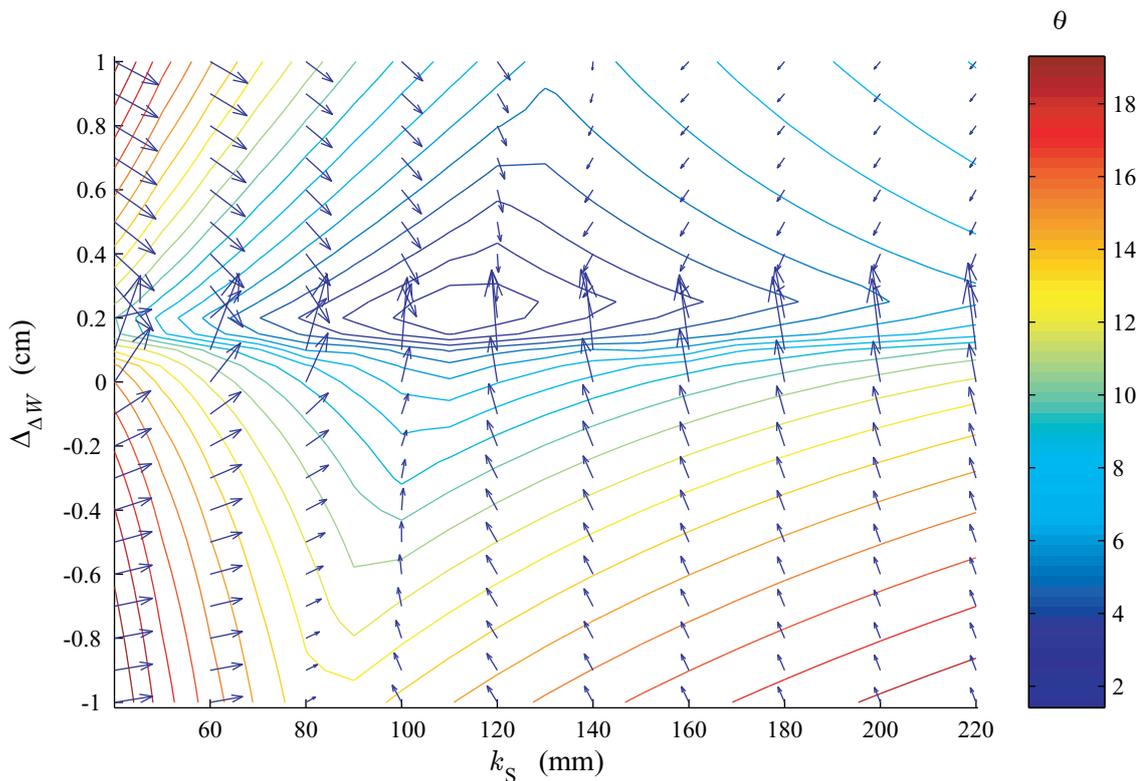
Die Kontur-Darstellung für die beiden Referenzmesswerte  $Q_{US} = (6,4 \text{ m}^3/\text{s}; 81,3 \text{ m}^3/\text{s})$  lässt ein deutliches Minimum für  $\theta$  erkennen (Bild 7.4). Dieses wurde für die Parameterwerte  $\Delta_{\Delta W} = 0,22 \text{ cm}$  und  $k_S = 112 \text{ mm}$  berechnet.



**Bild 7.2:** Kalibrierung mit kleinem Referenzmesswert  $Q_{US} = 6,4 \text{ m}^3/\text{s}$



**Bild 7.3:** Kalibrierung mit großem Referenzmesswert  $Q_{US} = 81,3 \text{ m}^3/\text{s}$



**Bild 7.4:** Kalibrierung mit den Referenzmesswerten  $Q_{US} = (6,4 \text{ m}^3/\text{s}; 81,3 \text{ m}^3/\text{s})$

Mit Referenzmesswerten gleicher Größenordnung lässt sich kein eindeutiges Minimum finden, das die Bestimmung der beiden Parametern  $k_S$  und  $\Delta_{\Delta W}$  ermöglicht (siehe Bild 7.2 bzw. 7.3). Ist jedoch ein Parameter bereits bekannt, kann der jeweils andere berechnet werden.

### 7.1.3 Durchführung und Ergebnis der Kalibrierung

Die Kalibrierung mit Hilfe der Parameter  $k_S$  und  $\Delta_{\Delta W}$  erfolgt auf Basis der Messwerte getrennt für die Zeitbereiche, in denen die Messeinrichtungen unverändert blieben und keine Störungen auftraten. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Höhenlage der Einperlöffnungen und damit die Korrektur für die Wasserstandsdiﬀerenz aufgrund der soliden Befestigung konstant bleibt. Der Rauheitswert kann dagegen aufgrund der natürlichen Veränderungen (z. B. Vegetation im Uferbereich sowie Ablagerungen bzw. Erosion im Flussbett) mit der Zeit variieren.

Am Pegel Fröndenberg konnte bei der Kalibrierung aufgrund der kompakten Gerinneform von einer einheitlichen Rauheit über den gesamten Querschnitt ausgegangen werden. Bei einer Messstrecke mit gegliedertem Querschnitt wird zuerst der Rauheitswert des Hauptgerinnes  $k_{S,1}$  mit Hilfe der Referenzmesswerte bestimmt, für die noch keine Überflutung auftrat. Im zweiten Schritt kann mit größeren Referenzmesswerten unter Beibehaltung von  $k_{S,1}$  die Rauheit des Ausuferungsbereichs  $k_{S,2}$  berechnet werden.

Durch den kontinuierlichen Betrieb der Ultraschallanlage stehen am Pegel Fröndenberg sehr viele Referenzmesswerte zur Verfügung. Um eine praxisnahe Kalibrierung zu simulieren, wurden jeweils kurze Zeitabschnitte von zwei bis vier Stunden ausgewählt, um den Aufwand für die Durchführung von Referenzmessungen zu begrenzen. Zu einem Zeitabschnitt mit kleinen Durchflüssen

( $Q_{1,\text{mean}} < 15 \text{ m}^3/\text{s}$ ) wird ein zweiter Zeitabschnitt mit großen Durchflüssen  $Q_2$  ausgewählt, so dass die Differenz der mittleren Durchflüsse der beiden Zeitabschnitte  $Q_{2,\text{mean}} - Q_{1,\text{mean}} > 55 \text{ m}^3/\text{s}$  beträgt. Unter dieser Voraussetzung ist für den Pegel Fröndenberg die Optimierung durchführbar.

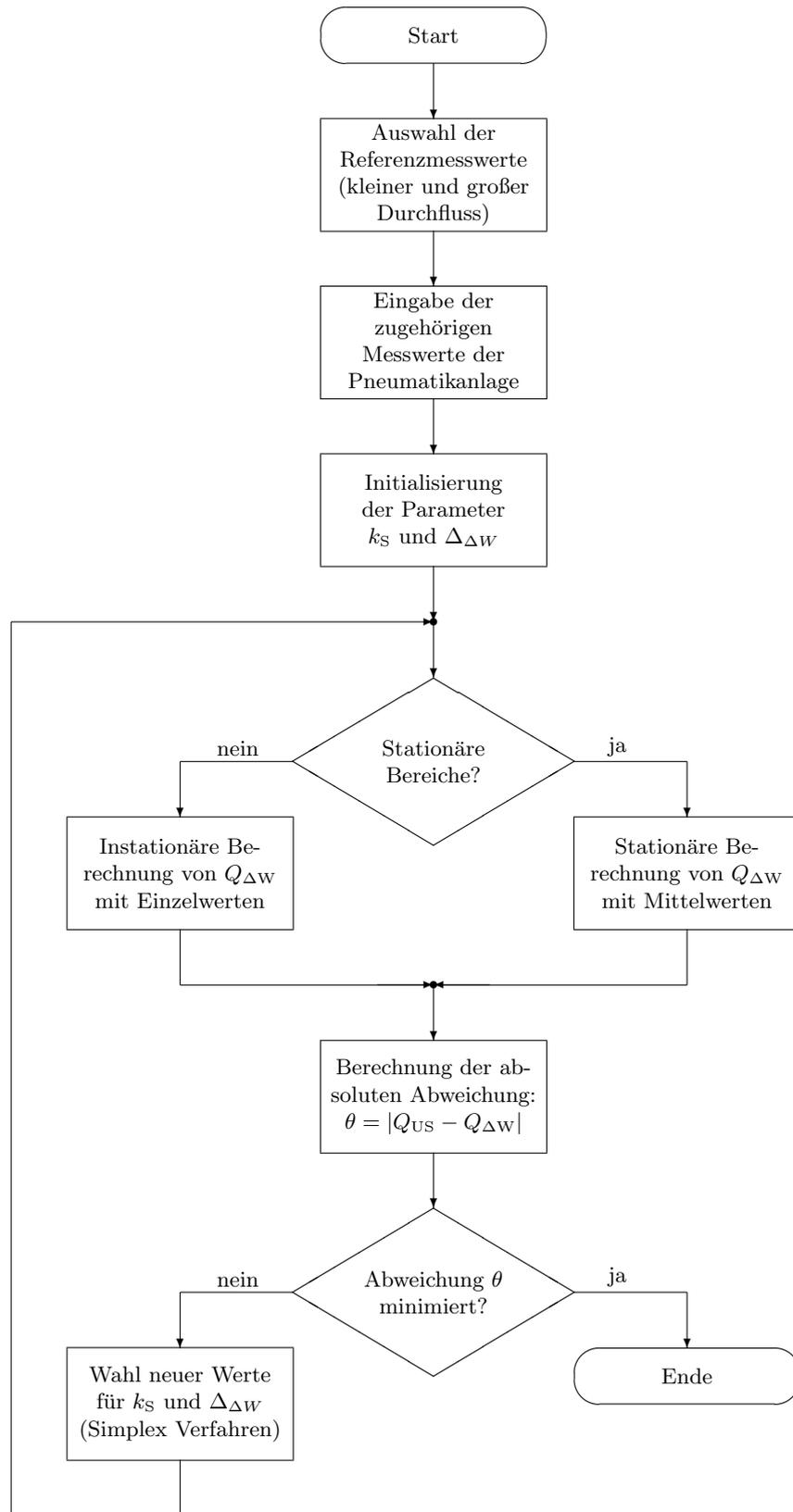
Weicht für einen Zeitabschnitt der Mittelwert mehrerer Durchflusswerte  $Q_{\Delta W}$ , die aus der instationären Berechnung gewonnen wurden, um weniger als 1% vom Ergebnis  $Q_{\Delta W,\text{mean}}$  ab, das mit den Mittelwerten der Messwerte  $\Delta W$  und  $h_1$  bestimmt wurde, so liegen relativ stationäre Verhältnisse vor. In diesem Fall können die Mittelwerte für  $\Delta W$ ,  $h_1$  und  $Q_{\text{US}}$  angesetzt werden. Sind dagegen größere Abweichungen zu verzeichnen, wie sie in Zeitabschnitten mit geringem Durchfluss am Pegel Fröndenberg vorherrschen, wurde eine instationäre Berechnung durchgeführt.

Für die Optimierung werden die Abweichungen zwischen den Referenzmesswerten  $Q_{\text{US}}$  und den Ergebnissen  $Q_{\Delta W}$  berechnet, wobei die beiden Zeitabschnitte mit kleinen bzw. großen Durchflüssen trotz des evtl. unterschiedlichen Berechnungsansatzes und ggf. ungleicher Anzahl berücksichtigter Messwerte gleich gewichtet werden. Die Vorgehensweise ist im Ablaufdiagramm Bild 7.5 zusammengefasst.

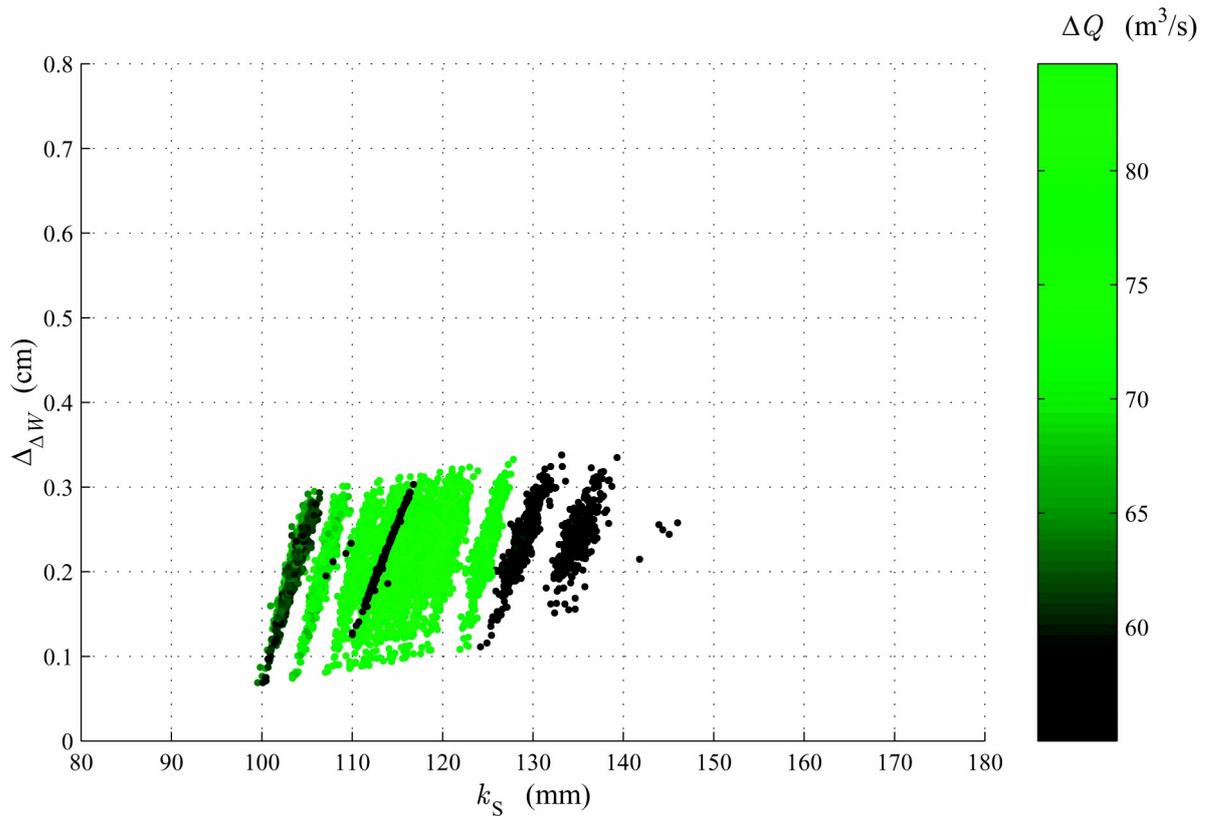
Da niedrige Durchflüsse am Pegel Fröndenberg dominieren und nur wenige Hochwasserereignisse mit Durchflüssen von ca.  $70 \text{ m}^3/\text{s}$  für die Kalibrierung zur Verfügung stehen, wurden aus jedem Zeitbereich ein Hochwasserereignis sowie zeitnahe kleine Durchflüsse ausgewählt und in Zeitabschnitten von 3 h aufgeteilt. Diese wurden paarweise zur Kalibrierung der Parameter  $k_S$  und  $\Delta_{\Delta W}$  verwendet, deren Ergebnisse für den Zeitbereich II (genauer gesagt vom 27. Aug. 1999 bis zum 20. Dez. 1999) in Bild 7.6 dargestellt sind. Jeder Punkt entspricht einem mit Messwerten aus zwei Zeitabschnitten berechneten Wertepaar für den Rauheitswert und die Korrektur; durch die Farbgebung lässt sich jeweils die Differenz der mittleren Durchflüsse ablesen, wobei die auf größeren Differenzen basierenden Ergebnisse gehäuft beim Mittelwert der berechneten Rauheitswerte auftreten. Analog wurden in Bild 7.7 die Ergebniswerte in Abhängigkeit des kleinen Durchflusses eingefärbt. Je kleiner  $Q_{\text{min}}$  ist, desto eher liegen die Ergebniswerte beim Mittelwert der berechneten Korrektur.

Wie aus Bild 7.6 bzw. 7.7 ersichtlich, streuen die Ergebnisse der Kalibrierung geringfügig. Des Weiteren ist zu erkennen, dass die Kalibrierungsparameter  $k_S$  und  $\Delta_{\Delta W}$  miteinander in Beziehung stehen. Für einen Zeitabschnitt mit großen Durchflüssen, der mit verschiedenen Zeitabschnitten kleiner Durchflüsse kombiniert wurde, liegen die Parameter  $k_S$  und  $\Delta_{\Delta W}$  auf einer steilen Gerade, d. h. der Rauheitswert ändert sich minimal, auch wenn als Folge der Abweichungen zwischen den Referenzmesswerten und den berechneten Werten die Korrektur variiert. Im Fall der Kombination eines Zeitabschnitts kleiner Durchflüsse mit verschiedenen Zeitabschnitten großer Durchflusswerte lassen sich die gewonnenen Kalibrierergebnisse als flache Geraden darstellen, d. h. die Korrektur bleibt nahezu konstant. Dies bestätigt die Schlussfolgerungen in Abschnitt 6.2. Der gerade Verlauf und der kleine Streubereich rechtfertigen die lineare Mittelwertbildung zur Bestimmung des Rauheitswertes  $k_S$ .

Die Berechnungen mit einer sinnvollen Auswahl der Messwerte des ersten Zeitbereichs (15.04. bis 17.04.1999 und 04.05. bis 13.05.1999) ergaben für den gemittelten Rauheitswert  $k_S = 86 \text{ mm}$  mit einer Standardabweichung  $s(k_S) = 3 \text{ mm}$  und für die Korrektur  $\Delta_{\Delta W} = 0,62 \text{ cm}$  mit  $s(\Delta_{\Delta W}) = 0,02 \text{ cm}$ . Die Ergebnisse für die weiteren Zeitbereiche sind in Tabelle 7.2 auf Seite 82 enthalten. Mit Ausnahme des Zeitbereichs I, der auf 15-Minutenwerten beruht, wurden die Berechnungen auf Basis der 5-Minutenwerte durchgeführt.



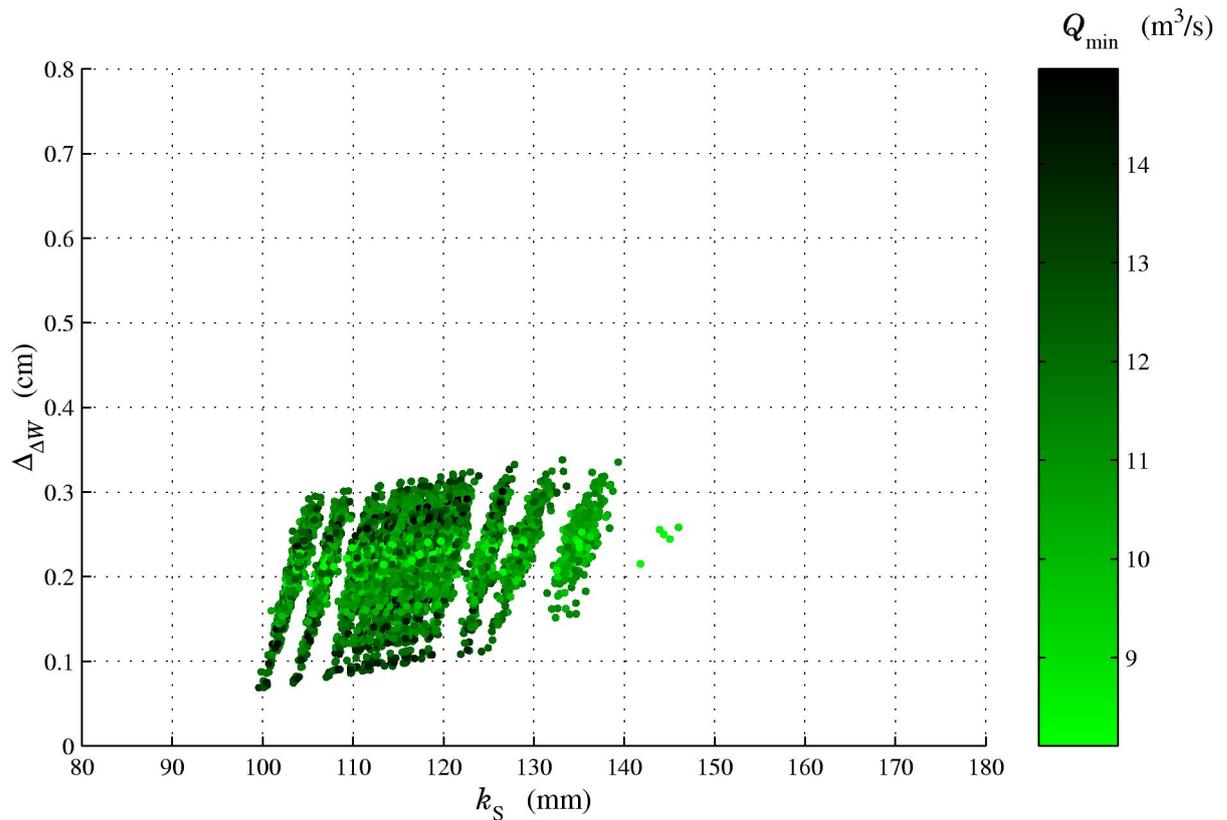
**Bild 7.5:** Ablaufdiagramm für den Optimierungsprozess mit Referenzmesswerten aus zwei Zeitabschnitten mit unterschiedlichen Durchflüssen



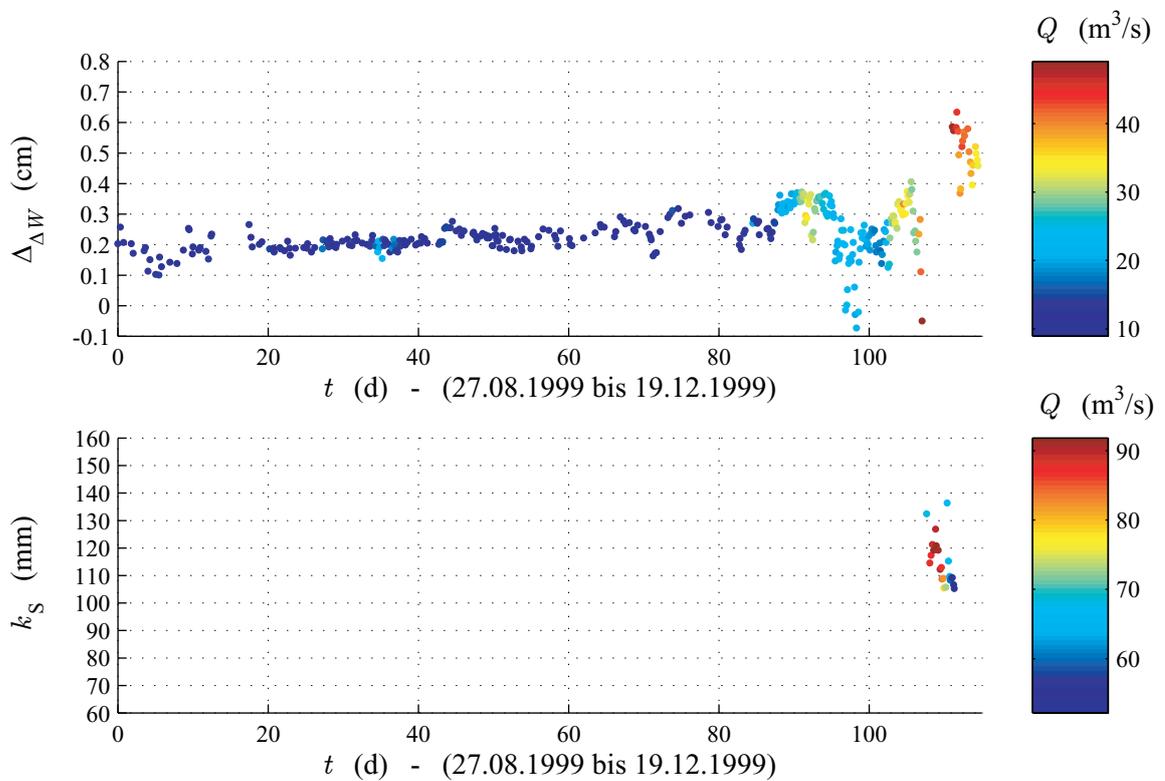
**Bild 7.6:** Ergebnis der Optimierung der Parameter  $\Delta_{\Delta W}$  und  $k_S$  mit Parameter  $\Delta Q$  (Zeitbereich II)

Anschließend wird jeweils für den gesamten Zeitbereich unter Beibehaltung des oben berechneten Rauheitswertes die Korrektur bzw. mit konstanter Korrektur der Rauheitswert berechnet. Die Ergebnisse für den Zeitbereich II sind in Bild 7.8 in Abhängigkeit vom mittleren Durchfluss und der Zeit dargestellt. Wie bereits erläutert, eignen sich zur Bestimmung der Korrektur nur Zeitabschnitte mit kleinen Durchflüssen  $Q_1$  und für den Rauheitswert nur große Durchflüsse  $Q_2$ . Daher wurden die in Bild 7.9 dargestellten Ergebnisse zur Bestimmung der Korrektur  $\Delta_{\Delta W}$  bzw. des Rauheitswertes  $k_S$  ausschließlich mit den Messwerten  $Q_1 \leq 15 \text{ m}^3/\text{s}$  bzw.  $Q_2 \geq 70 \text{ m}^3/\text{s}$  berechnet (bezüglich der Ergebnisse der Zeitbereiche I, III und IV siehe Anhang D.1 ab Seite 109).

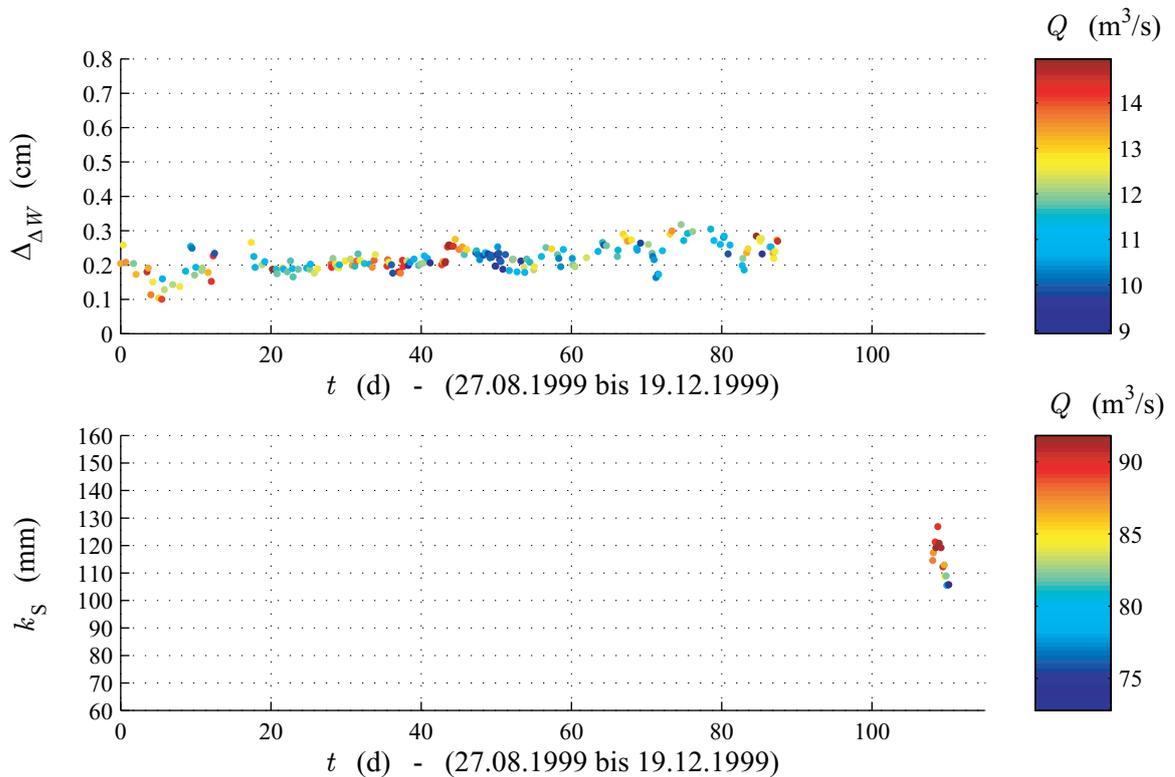
Wie aus Bild 7.9 (oberes Diagramm) ersichtlich, reduziert sich dadurch die Streuung für die Werte der Korrektur im Zeitbereich II. Auch für die Zeitbereiche I und III (siehe Anhang D.1) liegen die ermittelten Korrekturen in einem engen Wertebereich; für den Zeitbereich IV zeigen die Korrekturen dagegen eine deutliche Abhängigkeit von der Zeit. Zieht man die Kontrollmesswerte aus Tabelle 7.1 zum Vergleich hinzu, so fällt auf, dass das Messergebnis der Ultraschallanlage am 20.03.2001 den Kontrollwert der ADCP-Messung um 21 % überschreitet. In Verbindung mit dem Kalibrierergebnis, welches auf der Differenzdruckanlage basiert, lässt sich daher annehmen, dass das Messergebnis der Ultraschallanlage im Zeitabschnitt Dezember 2000 bis Mai 2001 vom richtigen Wert abwich, so dass die Ergebnisse aus diesem Zeitabschnitt nicht für die Kalibrierung herangezogen wurden. Generell bleibt festzustellen, dass die Messergebnisse der Ultraschallanlage durch die Mehrzahl der Kontrollmessungen mit einer Abweichung von etwa 5 % bestätigt wurden. Es lässt sich aber nicht ausschließen, dass auch die Kontrollmessungen mit einer systematischen Abweichung behaftet sind, da die Ergebnisse der ADCP-Messung jeweils



**Bild 7.7:** Ergebnis der Optimierung der Parameter  $\Delta_{\Delta W}$  und  $k_S$  mit Parameter  $Q_{\min}$  (Zeitbereich II)



**Bild 7.8:** Korrektur und Rauheitswert als  $f(t)$  für den Zeitbereich II



**Bild 7.9:** Korrektur und Rauheitswert als  $f(t)$  für den Zeitbereich II mit  $Q < 15 \text{ m}^3/\text{s}$  bzw.  $Q > 70 \text{ m}^3/\text{s}$

unter denen der Ultraschallanlage liegen, die Messungen mit dem hydrometrischen Flügel aber größere Werte ergaben. Damit werden die generellen Schwierigkeiten bei der Durchflussmessung verdeutlicht.

Das untere Diagramm in Bild 7.9 zeigt die ausgewählten Ergebnisse für die Rauheitswerte  $k_S$ . Da im Zeitbereich II nur ein Hochwasserereignis aufgezeichnet wurde, standen keine Vergleichswerte zur Verfügung. Aus den Ergebnissen der weiteren Zeitbereiche (siehe Anhang D.1) lässt sich für den Zeitbereich I eine signifikante Streuung erkennen; für den Zeitbereich IV ist trotz der Unstimmigkeit bei den Werten für die Korrektur eine gute Übereinstimmung der Rauheitswerte zu verzeichnen. Daraus ist zu schließen, dass die vermutete Störung der Ultraschallanlage nur den Bereich kleiner Durchflüsse betraf.

Die schließlich für jeden Zeitbereich durch die beschriebene Optimierung gewonnenen Parameter  $\Delta_{\Delta W}$  und  $k_S$  sind in Tabelle 7.2 zusammengestellt. Die Änderungen der Korrektur sind durch die Umbaumaßnahmen zu begründen, weshalb die Unterteilung in die einzelnen Bereiche erfolgte. Die Rauheitswerte sind zum einen sicherlich natürlichen Schwankungen unterworfen, zum anderen kann es sich um Auswirkungen der Ultraschallanlage handeln. Die Änderungen sind aber verhältnismäßig klein.

**Tabelle 7.1:** Kontrollmessergebnisse mit hydrometrischem Flügel bzw. ADCP

Datum, Uhrzeit	Ultraschallanl. $Q_{US}$ (m <sup>3</sup> /s)	ADCP $Q_{ADCP}$ (m <sup>3</sup> /s)	hydr. Flügel $Q_{hF}$ (m <sup>3</sup> /s)	Abw. $\Delta Q$ (%)
08.04.1999, 09:40 Uhr	43,0	–	40,6	5,9
08.04.1999, 10:50 Uhr	43,1	–	41,3	4,4
21.06.1999, 11:50 Uhr	19,6	–	13,7	43,1*
21.06.1999, 12:45 Uhr	20,1	–	13,4	50,0*
26.05.2000, 11:10 Uhr	9,5	–	9,1	4,4
10.07.2000, 09:40 Uhr	8,1	–	7,7	5,2
29.08.2000, 13:48 Uhr	10,2	10,6	–	–3,8
29.11.2000, 09:30 Uhr	13,0	–	12,1	7,4
29.11.2000, 11:15 Uhr	11,6	13,1	–	–11,5
01.02.2001, 10:45 Uhr	23,0	23,9	–	–3,7
20.03.2001, 15:14 Uhr	33,1	41,9	–	–21,0

\* instationäre Abflussverhältnisse

**Tabelle 7.2:** Ergebnis der Kalibrierung für das  $\Delta W$ -Verfahren (IMOC)

Zeitbereich					$k_S$ (mm)	$s(k_S)$ (mm)	$\Delta_{\Delta W}$ (cm)	$s(\Delta_{\Delta W})$ (cm)
I	15.-17. Apr. 1999	+	4.-13. Mai 1999		86	3	0,62	0,02
	Jan. 1999	–	Juli 1999		93	15	0,61	0,04
II	28. Okt. 1999	+	14. Dez. 1999		117	4	0,22	0,02
	Aug. 1999	–	Dez. 1999		113	6	0,21	0,04
III	entfällt				(zu kleine Referenzwerte)			
	Juli 2000	–	Aug. 2000		–	–	0,48	0,04
IV	19./30. Sept. 2000	+	8. Feb. 2001		99	4	0,59	0,03
	Aug. 2000	–	Juni 2001		101	6	0,57	0,03

## 7.2 Ergebnisse

### 7.2.1 Durchfluss $Q_{\Delta W}$ (IMOC)

Nach der Kalibrierung kann die Differenzdruckanlage unabhängig von anderen Durchfluss-Messsystemen eingesetzt werden. Nachfolgend werden die Ergebnisse  $Q_{\Delta W}$  für verschiedene Zeitbereiche nach dem  $\Delta W$ -Verfahren (erweiterter IMOC-Algorithmus) berechnet und den Referenzmesswerten der Ultraschallanlage gegenübergestellt. Abweichend vom Optimierungskriterium der Kalibrierung werden für die grafische Darstellung die prozentualen Abweichungen als Maß für die Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der beiden Anlagen berechnet.

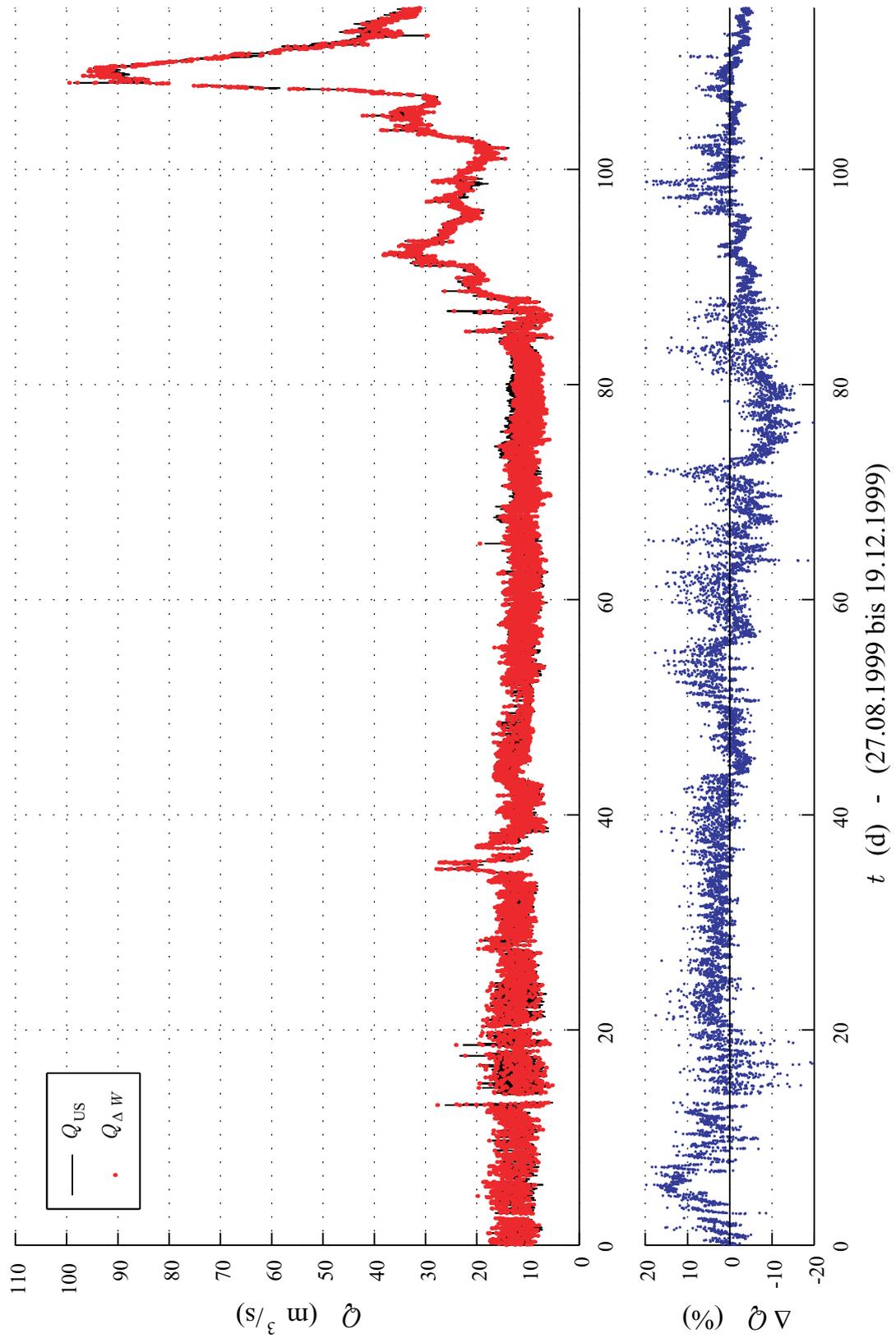
Exemplarisch zeigt Bild 7.10 die 15-Minutenwerte für den Zeitbereich II, die durch Mittelung aus den instationär berechneten 5-Minutenwerten bestimmt wurden. Das obere Diagramm zeigt die Ergebnisse des  $\Delta W$ -Verfahrens im direkten Vergleich zu den Messwerten der Ultraschallanlage. Darunter sind die prozentualen Abweichungen  $(Q_{\Delta W} - Q_{US})/Q_{US}$  dargestellt. Die mittleren relativen bzw. absoluten Abweichungen betragen 4,2 % bzw.  $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$ . Der mit der Ultraschallanlage bestimmte mittlere Durchfluss für den Zeitbereich II wurde zu  $17,15 \text{ m}^3/\text{s}$  berechnet; mit der Differenzdruckanlage ergab sich für diesen Zeitbereich ein mittlerer Durchfluss von  $17,19 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die grafischen Darstellungen der Ergebnisse für weitere ausgewertete Zeitabschnitte finden sich im Anhang D.2.

Die Bilder 7.11 und 7.12 zeigen jeweils einen dreitägigen Ausschnitt der Ergebnisse als 5-Minutenwerte. In Bild 7.11 ist ein Bereich kleiner Durchflüsse zu sehen; Bild 7.12 stellt einen Ausschnitt der großen Durchflüsse dar. Obwohl die Ergebnisse mit konstanten Parametern  $\Delta_{\Delta W}$  und  $k_S$  berechnet wurden, ist die Übereinstimmung sehr zufriedenstellend. Auch die instationären Abflussverhältnisse mit kleinen Durchflüssen werden, obwohl mit größerer Unsicherheit belegt, von der Differenzdruckanlage präzise erfasst. Der in Bild 7.12 dargestellte Zeitabschnitt weist einzelne Lücken auf, die von Ausfällen der Ultraschallanlage herrühren. Auch sind die unstetigen Schwankungen im Verlauf der Messergebnisse  $Q_{US}$  weniger plausibel als die gleichmäßigen Änderungen des Messergebnisses  $Q_{\Delta W}$ , da bei den großen Durchflüssen die Wasserkraftanlage keinen Schwallbetrieb fährt und natürliche Durchflussänderungen normalerweise kontinuierlich verlaufen.

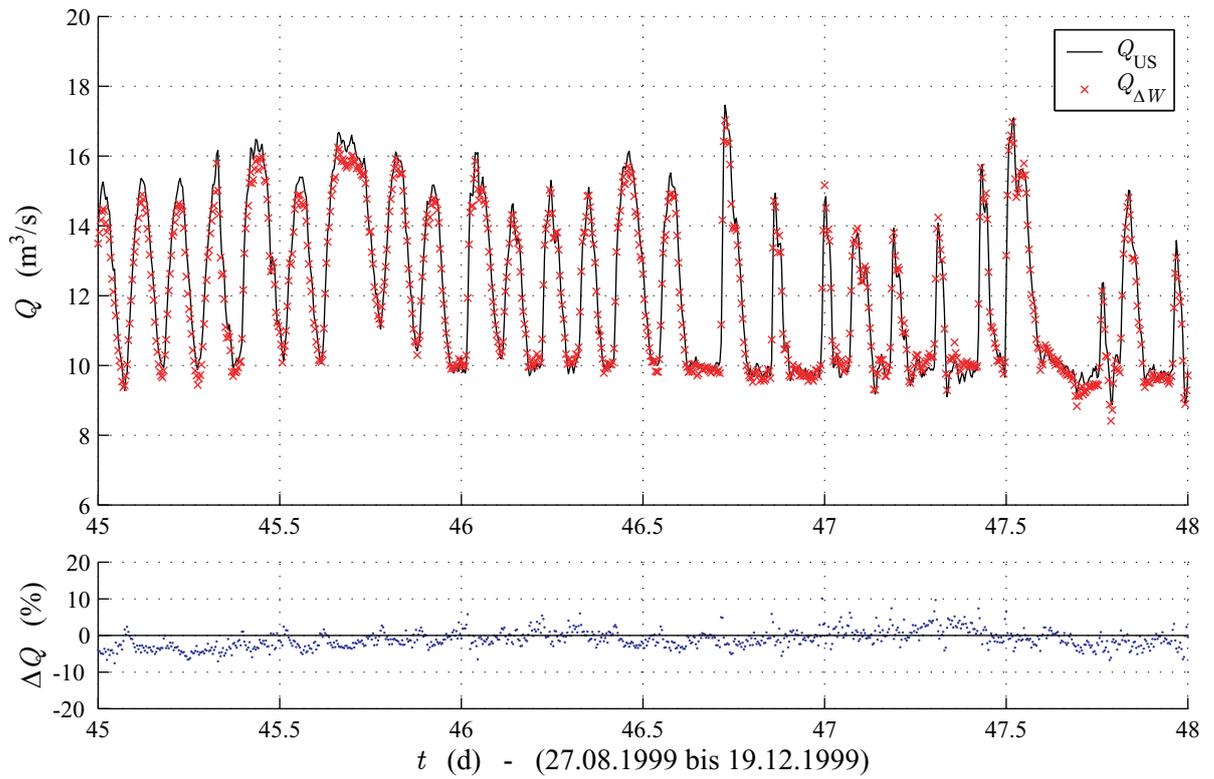
### 7.2.2 Alternativer Berechnungsalgorithmus für $Q_{\Delta W}$ (LiMDW)

Bei der Herleitung von Gleichungssystem 3.23 wurde eine gleichförmige und geradlinige Gerinnegeometrie vorausgesetzt. Am Pegel Fröndenberg ist zwar die Profilform ähnlich, das Sohlengefälle aber verläuft nichtlinear. Dies hat einen entscheidenden Einfluss auf die Berechnung des Reibungsverlusts in der Messstrecke, wenn nur die beiden Randprofile in die Berechnung einbezogen werden, da der mittlere Fließquerschnitt bei linearisiertem Ansatz größer ist als bei Berücksichtigung der vorhandenen konvexen Sohlenkrümmung im Bereich der Messstrecke am Pegel Fröndenberg. Dementsprechend nimmt die berechnete mittlere Fließgeschwindigkeit ab und bewirkt infolge des quadratischen Einflusses der Geschwindigkeit auf die Reibungsverluste eine überproportionale Reduzierung des Verlustglieds; dies kann durch eine Erhöhung des verwendeten Rauheitswertes ausgeglichen werden. Analog wirkt sich auch die Nichtlinearität der Wasserspiegellinie aus.

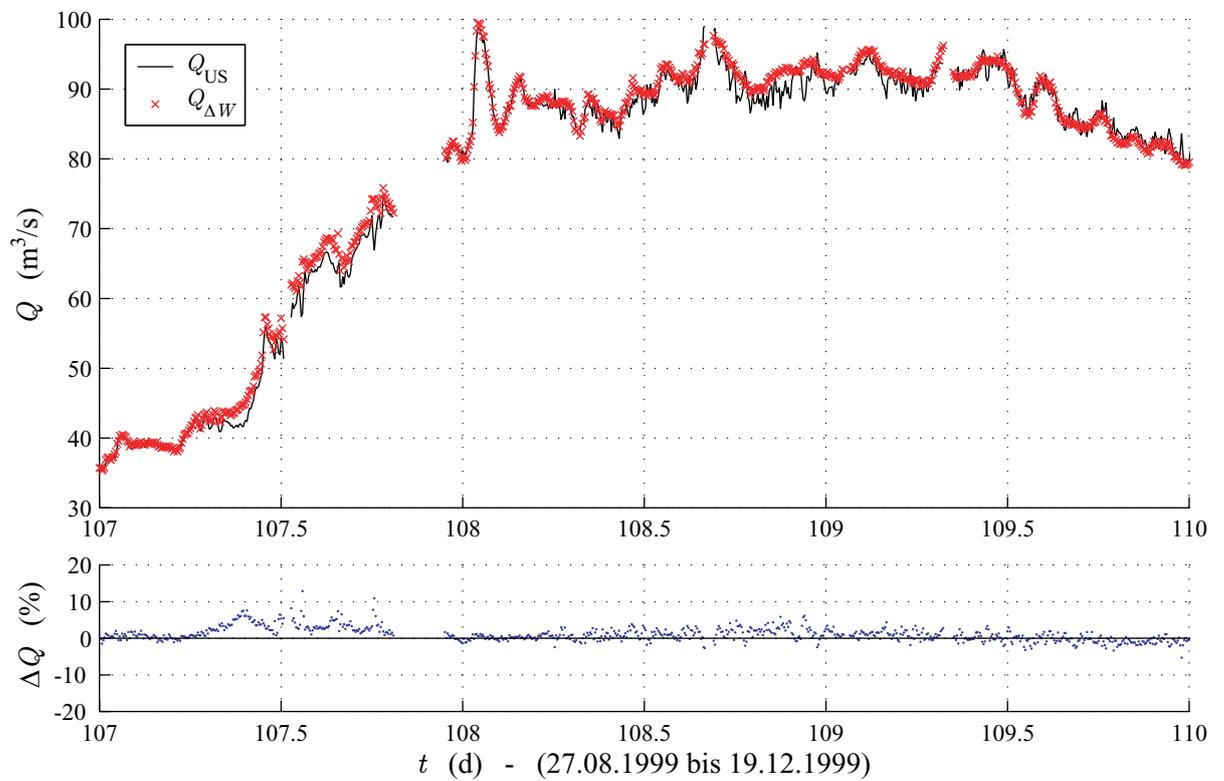
Daher wurde auch der mittlere Querschnitt der Messstrecke mit Hilfe der Gleichungen 3.24 und 3.25 berücksichtigt und analog zu Abschnitt 7.1.3 eine Kalibrierung durchgeführt, deren



**Bild 7.10:** Vergleich zwischen den Messergebnissen  $Q_{\Delta W}$  und  $Q_{US}$



**Bild 7.11:** Detaildarstellung aus Zeitbereich II mit kleinen Durchflüssen



**Bild 7.12:** Detaildarstellung aus Zeitbereich II mit großen Durchflüssen

Ergebnisse in Tabelle 7.3 zusammengestellt sind. Die berechnete Korrektur nimmt nahezu die gleichen Werte an wie bei der Kalibrierung mit Hilfe des IMOC-Algorithmus (siehe Tab. 7.2). Die Rauheitswerte liegen teilweise geringfügig höher.

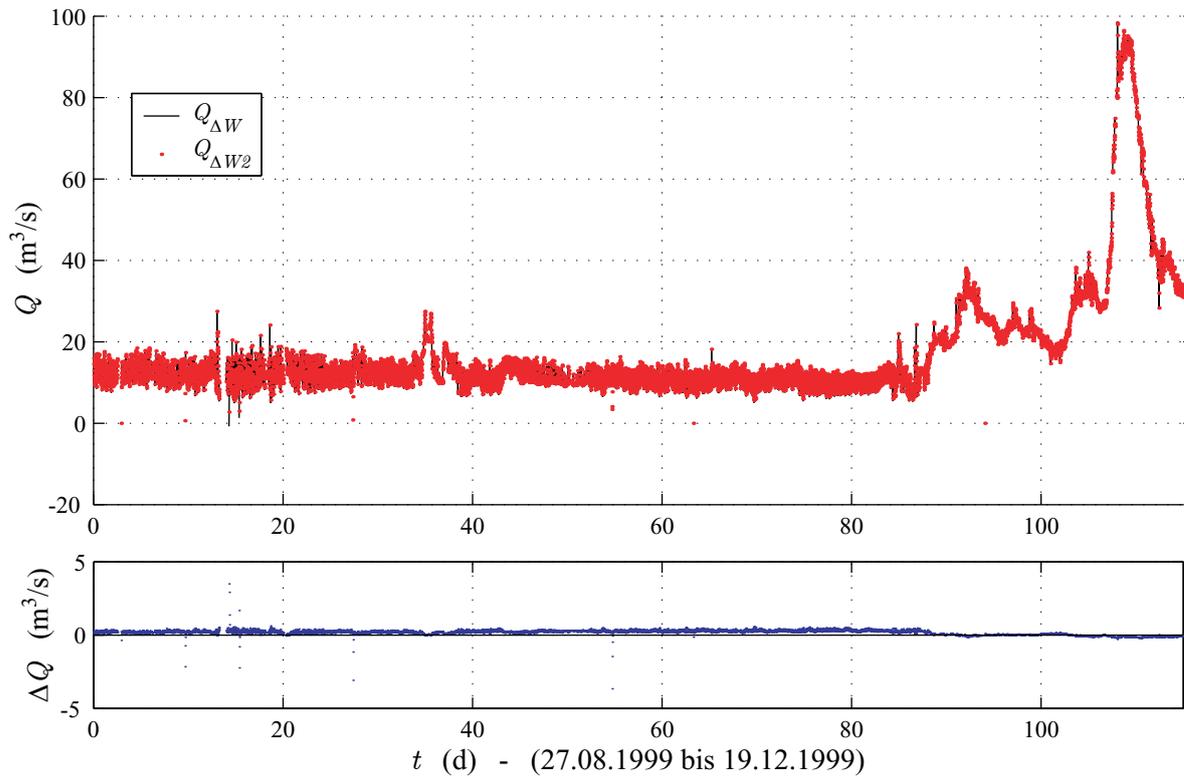
Bild 7.13 zeigt den direkten Vergleich der Ergebnisse des Durchflusses  $Q_{\Delta W 2}$  nach Gleichungssystem 3.23 zum IMOC-Algorithmus ( $Q_{\Delta W}$ ). Das untere Diagramm zeigt die absoluten Abweichungen, die selten  $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$  überschreiten. Die mittlere prozentuale Abweichung beträgt  $1,8\%$  und könnte durch modifizierte Parameter  $\Delta_{\Delta W}$  und  $k_S$  weiter reduziert werden; in dieser Arbeit sollten jedoch die beiden Algorithmen unabhängig voneinander eingesetzt werden. Die Korrektur führt bereits bei einer Änderung um  $1/10 \text{ mm}$  zu einer Abweichung von im Mittel über  $1\%$  insbesondere für die kleinen Durchflüsse. Die gute Übereinstimmung der Ergebnisse rechtfertigt auch für (geringfügig) nichtlineare Gerinnegeometrien den Einsatz des LIMDW-Algorithmus in der Praxis. Steht eine leistungsfähige Computeranlage zur Verfügung, werden der IMOC-Algorithmus oder vergleichbare Rechenprogramme z. B. nach der Finite-Differenzen-Methode empfohlen.

In Bild 7.14 werden die absoluten Abweichungen infolge eines geänderten Abstandes  $L$  der Sensoren für verschiedene Durchflüsse auf Basis der Ergebnisse einer numerischen Simulation dargestellt. Dazu wurde eine Flussgeometrie mit rechteckigem Querschnitt und konstantem Sohlengefälle  $I_S = 0,4\%$  modelliert; der Abstand zwischen den Profilen, deren Breite auf der  $4 \text{ km}$  langen Strecke von  $30 \text{ m}$  auf  $60 \text{ m}$  bis zum 'Wehr' zunimmt, betrug jeweils  $25 \text{ m}$ . Für die Simulation wie auch für die Auswertung mit dem Gleichungssystem 3.23 wurde ein konstanter Rauheitswert  $k_S = 130 \text{ mm}$  angesetzt. Die Unterwassertiefe wird konstant auf  $2,5 \text{ m}$  gehalten. Für jeden simulierten Durchfluss wird der Abstand der Pegelstellen zwischen  $50 \text{ m}$  und  $1000 \text{ m}$  variiert, wobei die Mitte der Messstrecke bei  $3 \text{ km}$  von Wehr fixiert wurde. Die auftretenden negativen Werte sind auf Rechenungenauigkeiten zurückzuführen.

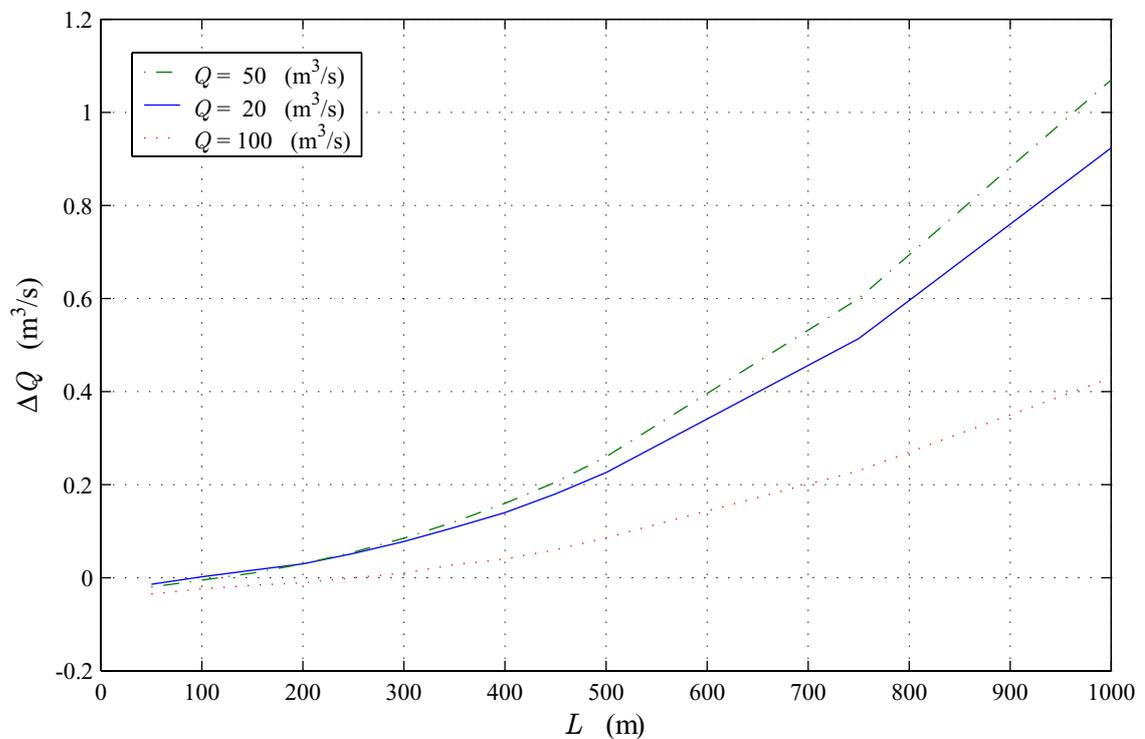
Die dargestellten absoluten Abweichungen infolge des nichtlinearen Einflusses der Wasserspiegellinie können bis zu einem Abstand der Einperlsensoren  $L < 500 \text{ m}$  für die beschriebenen Verhältnisse vernachlässigt werden ( $\Delta Q < 0,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Für den mittleren Durchfluss  $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$  ist die Abweichung am größten, d. h. die Wasserspiegellinie ist für diesen Durchfluss stärker gekrümmt. Für die beiden Grenzfälle  $Q = 0 \text{ m}^3/\text{s}$  und freier Abfluss mit  $I_W = I_S$  nimmt die Krümmung der Wasserspiegellinie und damit auch die Abweichung aufgrund verschiedener Abstände  $L$  jeweils den Wert Null an. Die Krümmung der Wasserspiegellinie ist also für kurze Messstrecken zu vernachlässigen.

**Tabelle 7.3:** Ergebnis der Kalibrierung für das  $\Delta W$ -Verfahren (LIMDW)

Zeitbereich					$k_S$	$s(k_S)$	$\Delta_{\Delta W}$	$s(\Delta_{\Delta W})$
					(mm)	(mm)	(cm)	(cm)
I	15.-17. Apr. 1999	+	4.-13. Mai 1999		95	3	0,62	0,02
	Jan. 1999	-	Juli 1999		101	15	0,57	0,04
II	28. Okt. 1999	+	14. Dez. 1999		120	4	0,20	0,01
	Aug. 1999	-	Dez. 1999		123	6	0,20	0,04
III	entfällt				(zu kleine Referenzwerte)			
	Juli 2000	-	Aug. 2000		-	-	0,47	0,04
IV	19./30. Sept. 2000	+	8. Feb. 2001		107	3	0,58	0,02
	Aug. 2000	-	Juni 2001		112	6	0,57	0,04



**Bild 7.13:** Vergleich der Durchflussergebnisse von IMOC- und LIMDW-Algorithmus ( $Q_{\Delta W2}$ )



**Bild 7.14:** Abweichung  $\Delta Q$  in Abhängigkeit vom Abstand  $L$  der Sensoren

### 7.2.3 Hysterese bei instationären Abflussvorgängen

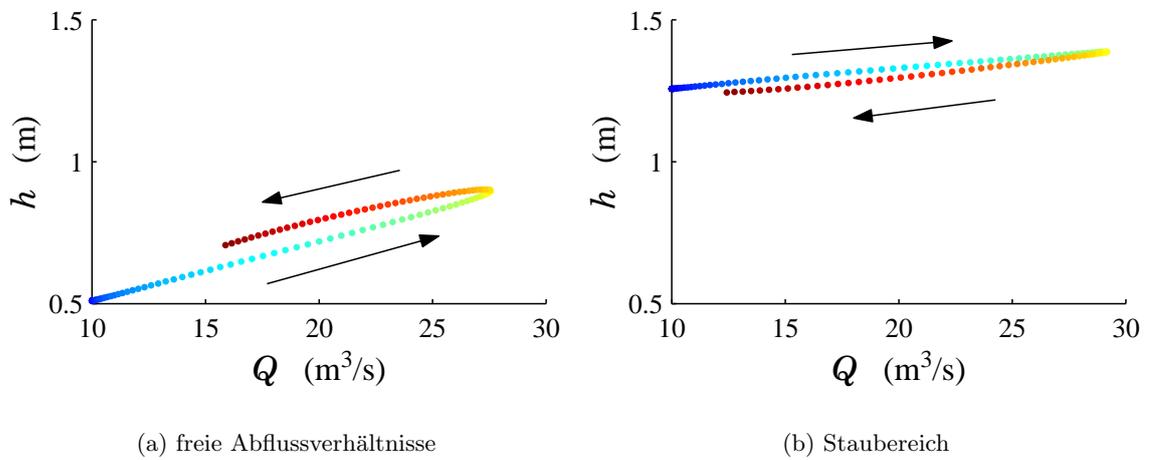
Hysterese als das Zurückbleiben einer Wirkung hinter der sie verursachenden physikalischen Größe wird bei Abflussvorgängen gewöhnlich auf die Beziehung zwischen Durchfluss und Wassertiefe bezogen (siehe z. B. ISO 772, 1986). So ist bei freien Abflussverhältnissen und ansteigendem Durchfluss (z. B. Hochwasserereignis) die Wassertiefe niedriger als für den gleichen Durchfluss in der abnehmenden Phase (in Bild 7.15a markieren die Pfeile den zeitlichen Verlauf). Dagegen läuft bei starkem Staueinfluss und konstantem Unterwasserstand die Wassertiefe  $h$  dem Durchfluss  $Q$  voraus (siehe Bild 7.15b).

Im Gegensatz dazu besteht zwischen Wasserspiegelgefälle und Durchfluss ein eindeutiger physikalischer Zusammenhang. Für alle Abflussverhältnisse folgt der Durchfluss zeitlich verzögert den Änderungen des Wasserspiegelgefälles, das als Äquivalent des Energiepotenzials einen Durchfluss erst ermöglicht. Bild 7.16 zeigt exemplarisch den Zusammenhang zwischen Durchfluss und Wasserspiegelgefälle für ein instationäres Abflussereignis mit einer Dauer von 3 h, bei dem der Durchfluss von  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  auf  $16 \text{ m}^3/\text{s}$  ansteigt und wieder auf  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  zurückgeht. Die Hysterese ist hierbei geringer als für freie Abflussverhältnisse.

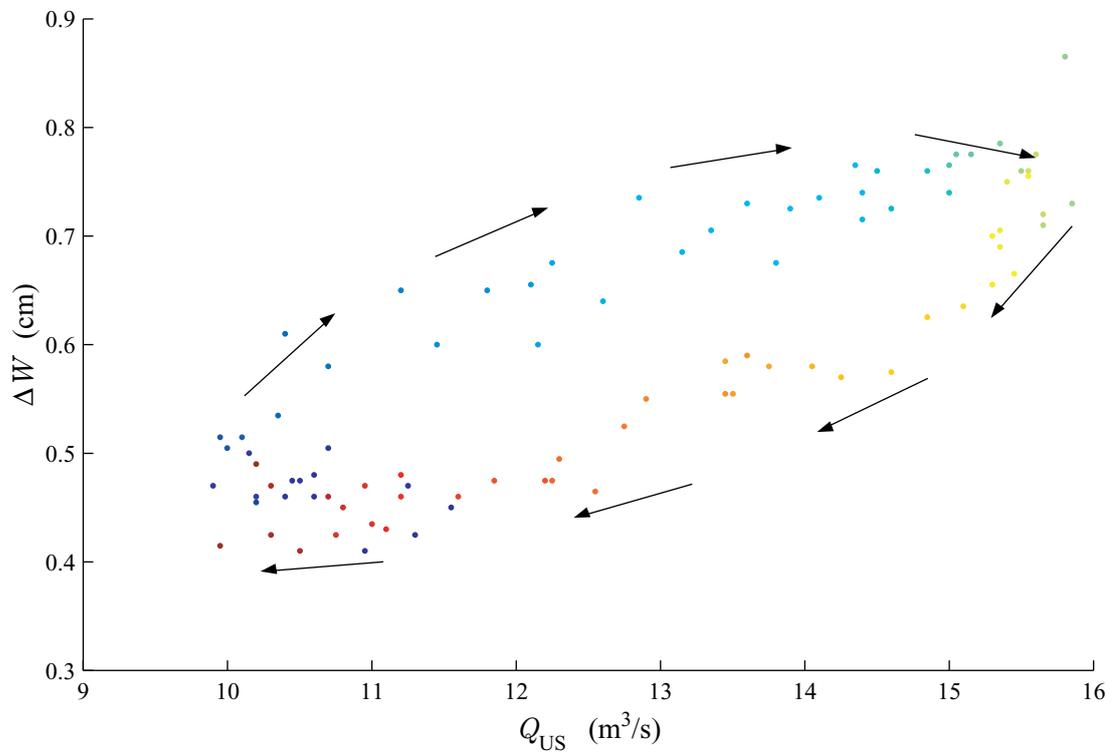
In Tabelle 7.4 sind die wesentlichen Schlussfolgerungen aus der Analyse der Messdaten und den Ergebnissen der numerischen Simulation aufgelistet, die das Verständnis der Abflussvorgänge in Bezug auf die aufgezeichneten Messgrößen erleichtern. Für die quantitativen Aussagen wurde der Zufluss als obere Randbedingung jeweils für unterschiedliche Größenordnungen um den gleichen Betrag in Form einer Sinuskurve mit konstanter Periode variiert. An virtuellen Pegeln wurden die Größen Wasserspiegelgefälle  $I_W$ , Wassertiefe  $h$  und Durchfluss  $Q$  abgelesen.

Die Bedingungen für das  $\Delta W$ -Verfahren sind demnach für instationäre kleine Durchflüsse bei freiem Abfluss sogar besser geeignet als unter sonst gleichen Verhältnissen im Staubereich, da sich die Wassertiefe sowie das Wasserspiegelgefälle bei freiem Abfluss in größerem Maße ändern. Auch bestärkt die größere Phasenverschiebung für instationäre Durchflüsse die Anwendung bei freien Abflussverhältnissen. Dieser Hysterese-Effekt wird zum einen durch die instationäre Berechnung berücksichtigt, für freien Abfluss stehen aber zusätzlich Korrekturverfahren, z. B. nach WMO (1980, S. 87-99) oder FENTON (1999), zur Verfügung (siehe auch DOSE und SCHLURMANN, 2001). Der auch im Staubereich mitunter deutliche Einfluss der Phasenverschiebung wird im nächsten Abschnitt (siehe Bild 7.18) aufgezeigt. Einen weiteren Unterschied zwischen freiem und rückgestautem Abfluss stellt die Veränderung des Wasserspiegelgefälles dar. Theoretisch ist das Wasserspiegelgefälle bei freiem Abfluss für alle Durchflüsse konstant; bei instationären Durchflüssen variiert es deutlich. Im Staubereich verändert sich das Wasserspiegelgefälle dagegen maßgeblich in Abhängigkeit des Durchflusses, aber auch aufgrund der Variabilität des Unterwasserstandes und der zeitlichen Änderung des Durchflusses.

In Abschnitt 2.3 wurde bereits erläutert, dass bei deutlicher Stauwirkung die Retentionszeit  $T_R$  kürzer als die Laufzeit  $T_L$  ist. Eine kürzere Retentionszeit bewirkt, dass das Retentionsvolumen schneller aufgefüllt wird als sich der Schwall fortpflanzt. So erreichen das Wasserspiegelgefälle wie auch die Wassertiefe ihren Maximalwert vor dem Durchfluss. Die Phasenverschiebung ist umso ausgeprägter, je weiter das Verhältnis  $T_L/T_R$  über eins liegt. Für den Fall  $T_L/T_R < 1$  läuft der Schwall schneller ab als das Retentionsvolumen aufgefüllt werden kann. Der Durchfluss nimmt dadurch schneller zu als die Wassertiefe. Je weiter das Verhältnis  $T_L/T_R$  unter eins fällt, umso mehr läuft der Durchfluss der Wassertiefe voraus. Für das Wasserspiegelgefälle gilt, dass die Phasenverschiebung zum Durchfluss mit größerer Retentionszeit und kleinerem Durchfluss ebenfalls zunimmt.



**Bild 7.15:** Hysterese zwischen der Wassertiefe und dem Durchfluss



**Bild 7.16:** Hysterese der Messgrößen Wasserstandsdifferenz und Durchfluss im Staubereich

**Tabelle 7.4:** Qualitativer Zusammenhang zwischen den Größen Wasserspiegelgefälle  $I_W$ , Wassertiefe  $h$  und Durchfluss  $Q$  bei instationärem freien Abfluss bzw. im Staubereich

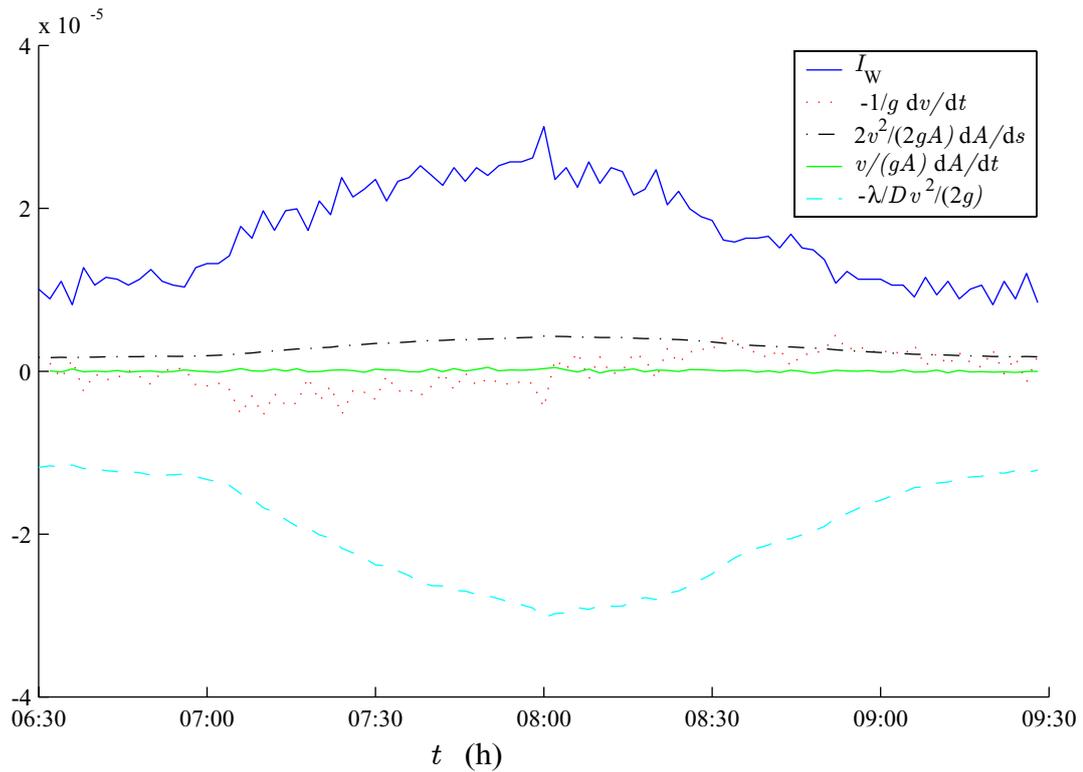
Kriterium	Zufluss	Auswirkung	
		bei freiem Abfluss	im Staubereich
Änderung von $I_W$ und $h$	klein	am größten	am kleinsten
	groß	groß	mittel
Phasenverschiebung $\Delta t$	klein	$I_W$ deutlich vor $Q$	$I_W$ gering vor $Q$
		$h$ gering nach $Q$	$h$ gering vor $Q$
	groß	$I_W$ merklich vor $Q$	$I_W$ tendenziell vor $Q$
		$h$ merklich nach $Q$	$h$ tendenziell vor $Q$
Wasserspiegelgefälle $I_W$		'oszilliert' um einen mittleren Wert	nimmt entsprechend dem Durchfluss zu bzw. ab

Am Pegel Fröndenberg wurden Phasenverschiebungen von bis zu 15 Minuten zwischen Wasserspiegelgefälle und Durchfluss beobachtet. Dies bedeutet zugleich, dass die Differenzmessung gegenüber den direkten Verfahren zur Durchflussmessung einen zeitlichen Vorlauf hat. Dies könnte als Kriterium für die Steuerung von Wasserproben-Entnahmevorrichtungen genutzt werden, um schwallartige Einleitungen von Abwässern zu detektieren.

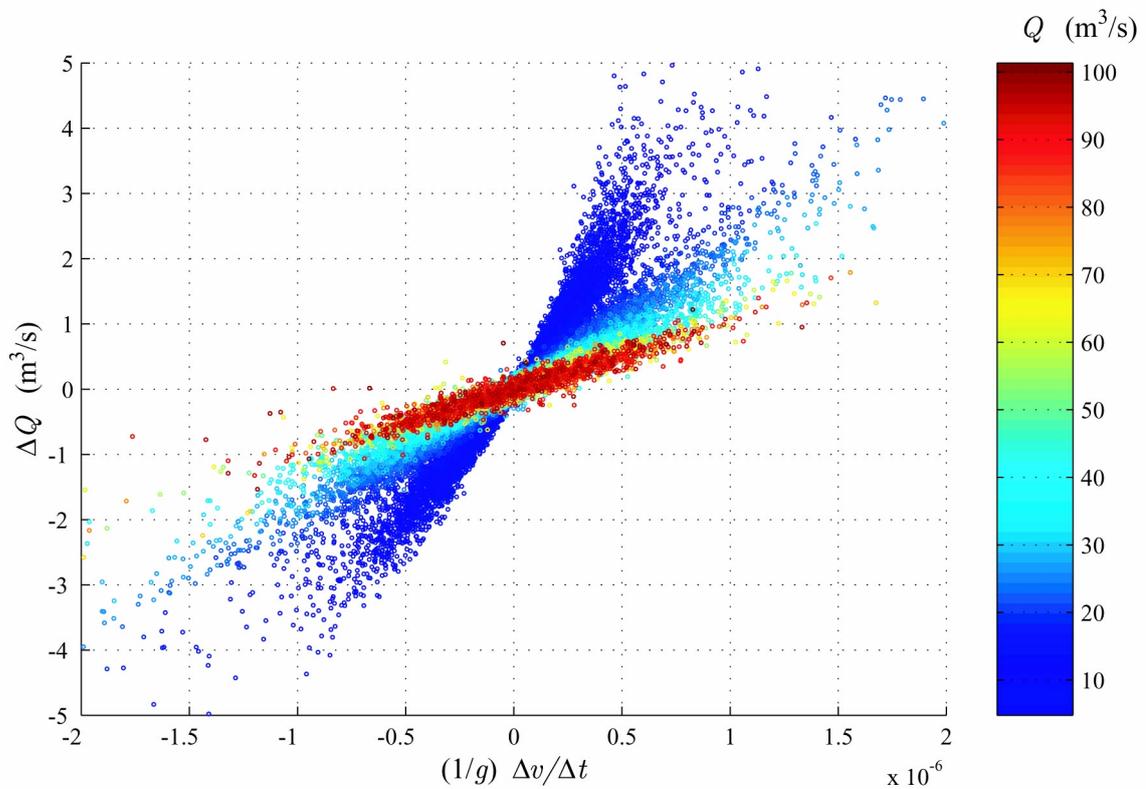
#### 7.2.4 Unterschied zwischen stationärem und instationärem Berechnungsansatz

Bei schnellen Änderungen wie auch bei 'verrauschten' Messdaten der Wasserstandsdiﬀerenz folgen aus der stationären Berechnung extreme Durchflussänderungen, weshalb die instationäre Berechnung unbedingt vorzuziehen ist. Für die bereits in Bild 7.16 dargestellten Messwerte wurde der Einfluss der in Gleichung 3.23 enthaltenen Terme auf die Fließgeschwindigkeit untersucht und das Ergebnis in Bild 7.17 dargestellt. Den größten Einfluss haben das gemessene Wasserspiegelgefälle  $I_W$  und der Verlustanteil  $\frac{-v^2}{2g} \frac{\lambda}{D}$ . Der konvektive Anteil  $\frac{2v^2}{2gA} \frac{\Delta A}{L}$  ist aufgrund der Flussgeometrie immer positiv und ändert sich analog zum Wasserspiegelgefälle mit deutlich geringerer Amplitude. Einer größeren Variabilität unterliegt der instationäre Term  $\frac{-1}{g} \frac{\Delta v}{\Delta t}$ , der die Trägheit des Fluids berücksichtigt. Dadurch werden zufällige Messabweichungen insbesondere der Messgröße  $\Delta W$  ausgeglichen, die bei stationärer Berechnung nach Gleichung 3.29 anscheinend willkürliche starke Schwankungen des Durchflusses ergeben würden. Der Term  $\frac{v}{gA} \frac{\Delta A}{\Delta t}$  hat nahezu konstant den Wert Null und ist daher vernachlässigbar.

In Bild 7.18 sind die absoluten Differenzen  $\Delta Q = Q_{\text{stat}} - Q_{\text{instat}}$  zwischen stationärer und instationärer Berechnung für einen Zeitabschnitt von 40 Tagen in Abhängigkeit des Beschleunigungsterms  $\frac{1}{g} \frac{\Delta v}{\Delta t}$  dargestellt; die Größenordnung des jeweiligen Durchflusses kann anhand des Farbspektrums abgelesen werden. Die Abweichungen sind neben der zufälligen Messwertstreuung vor allem durch die Phasenverschiebung infolge der bei stationärer Berechnung nicht berücksichtigten Fluidträgheit verursacht und daher für kleine Durchflüsse größer. Abweichungen der Ergebnisse der stationären zur instationären Berechnung von bis zu  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  sind bei Durchflüssen von  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  die Regel, aber auch deutlich größere Abweichungen treten auf.



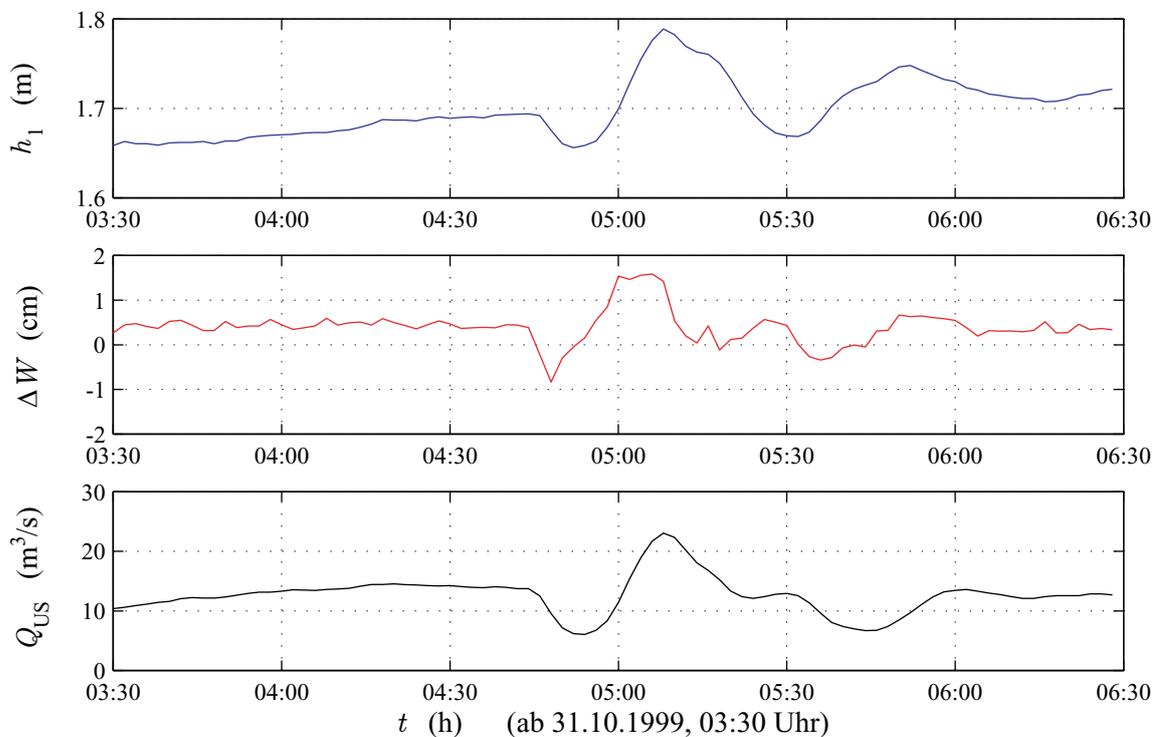
**Bild 7.17:** Einfluss der Terme von Gleichung 3.29 bei instationärer Berechnung



**Bild 7.18:** Abweichungen zwischen stationärer und instationärer Berechnung in Abhängigkeit von der Beschleunigung  $\Delta v/\Delta t$

Bei sehr schnellen Durchflussänderungen treten – wie bereits in Abschnitt 5.1.2 auf Seite 38 beschrieben – trotz berücksichtigter Korrektur  $\Delta_{\Delta W}$  kurzzeitig negative Wasserspiegelgefälle auf. In Bild 7.19 ist ein außergewöhnliches Beispiel für den Pegel Fröndenberg mit zwei kurzzeitig auftretenden negativen Wasserstandsdifferenzen ( $\Delta W = -8,5$  mm bzw.  $\Delta W = -3,5$  mm) dargestellt. Der Maximalwert der Wasserstandsdifferenz wird bereits 8 min vor dem Maximum von  $Q_{US}$  erreicht. Bei stationärer Auswertung kann kein plausibles Messergebnis bestimmt werden – der berechnete imaginäre Wert entspricht einer rechnerischen Umkehr der Fließrichtung. Bei instationärer Auswertung wird die Fluidträgheit berücksichtigt. Den wesentlichen Anteil daran hat der Term  $\frac{-1}{g} \frac{\Delta v}{\Delta t}$ , dessen Wert für die erste aufgetretene negative Wasserstandsdifferenz  $-5 \cdot 10^{-5}$  beträgt (siehe Bild 7.20). Dies entspricht einer Höhe von  $\Delta W \approx 10,4$  mm und übertrifft somit die gemessene negative Wasserstandsdifferenz.

Zum Abschluss dieses Kapitels wird für diesen Zeitabschnitt von drei Stunden (2-Minutenwerte) das Ergebnis der instationären Berechnung mit dem IMOC-Algorithmus unter Verwendung der Parameter aus Tabelle 7.2 in Bild 7.21 dargestellt. Die qualitative Übereinstimmung mit den Referenzwerten ist sehr zufriedenstellend; einzelne Abweichungen von maximal 14,9% beziehen sich auf die schnellen Änderungen des Durchflusses. Im Mittel betragen die Abweichungen 3,5%. Der mit den Ergebnissen der Differenzdruckanlage berechnete mittlere Durchfluss beträgt  $Q_{\Delta W, \text{mean}} = 12,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Dieser Wert weicht nur um 1,3% vom Messergebnis der Ultraschallanlage ( $Q_{US, \text{mean}} = 12,66 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ab und bestätigt damit eine hervorragende Messgenauigkeit. Die kurzzeitig größeren Abweichungen sind durch eine Phasenverschiebung von etwa einer Minute verursacht (siehe Bild 7.21), die bei den schnellen Durchflussänderungen starke Auswirkungen hat.



**Bild 7.19:** Kurzzeitig negatives Wasserspiegelgefälle

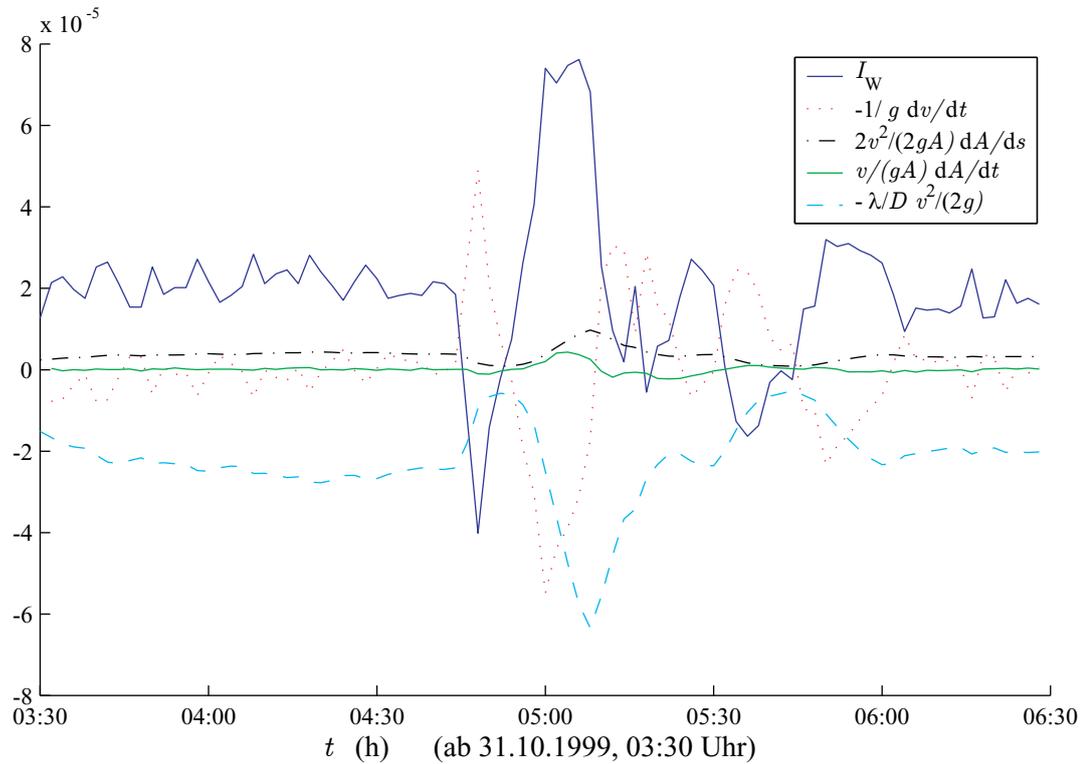


Bild 7.20: Einfluss der Terme bei instationärer Berechnung für sehr schnelle Durchflussänderungen

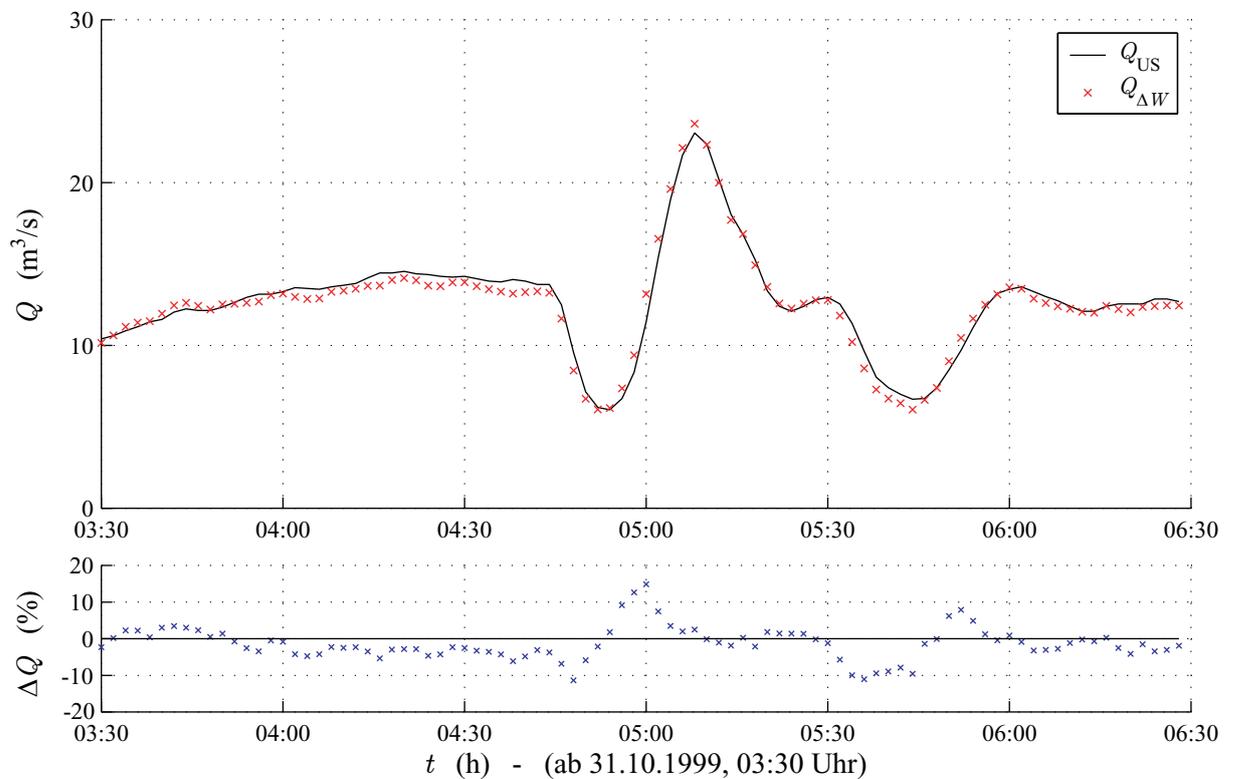


Bild 7.21: Vergleich von  $Q_{\Delta W}$  mit  $Q_{US}$  für schnelle Durchflussänderungen

## 8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Durchflussermittlung in natürlichen Gewässern auf der Basis von Wasserstandsmessungen ist wegen ihrer Zuverlässigkeit und der geringen Kosten der Messeinrichtung für Aufbau und Unterhalt in Deutschland weit verbreitet. Ihr Einsatzgebiet muss allerdings auf (quasi-)stationäre und gleichförmige Abflussverhältnisse beschränkt werden. Staugeregelte Flussabschnitte lassen keine eindeutige Durchflussbestimmung in Abhängigkeit vom Wasserstand zu. Instationäre Abflussereignisse führen bei Verwendung einer Abflusskurve ebenfalls zu falschen Durchflusswerten.

Für diese Verhältnisse bietet das in dieser Arbeit vorgestellte  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren einen Lösungsansatz. Zur Demonstration der Praxistauglichkeit wurde am Pegel Fröndenberg/Ruhr eine Differenzdruckanlage installiert, die neben der Wassertiefe mittels eines zweiten Aufnehmers die Wasserstands-differenz bzw. das Wasserspiegelgefälle zu messen erlaubt. Aufwand und Kosten bei der Einrichtung sowie im späteren Betrieb sind dadurch nicht wesentlich höher als bei einfachen Pneumatikpegeln; im Vergleich zu Schwimmpegeln mit Schachtbauwerk ist der Aufwand sogar geringer. Direkte Verfahren erfordern sowohl Wasserstands- als auch Fließgeschwindigkeitsmessungen.

Dem Autor sind weitere Pegelstellen bekannt, an denen ebenfalls Messeinrichtungen zur Bestimmung der Wasserstands-differenz eingesetzt wurden. Dort erfolgt jedoch die Auswertung stationär auf Basis der MANNING-STRICKLER-Gleichung oder in Anlehnung an die in Abschnitt 5.2 gezeigte Abflusskurvenschar. Die in dieser Arbeit vorgestellte Auswertung basiert auf dem Differenzialgleichungssystem von SAINT-VENANT mit dem Verlustansatz von COLEBROOK-WHITE. Da die Messstrecke am Pegel Fröndenberg geradlinig verläuft und nur geringfügige Querschnittsänderungen aufweist, wurde das allgemeine Fließgesetz in eindimensionaler Form zur numerischen Auswertung der gewonnenen Daten zugrunde gelegt. Aufgrund einer im Oberwasser gelegenen Wasserkraftanlage war mit schnellen Änderungen des Durchflusses zu rechnen (Schwallbetrieb), so dass auch die instationären Terme berücksichtigt wurden. Gerade in Hinblick auf die Umsetzung der EU-Wasserrahmenrichtlinie ist auch die Registrierung geringer und im Besonderen kurz andauernder Einleitungen und somit der Nachweis von Umweltdelikten von besonderer Wichtigkeit.

Wie bei anderen (hydraulischen) Messverfahren üblich, erfordert auch das  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren eine Kalibrierung, weil der Rauheitswert  $k_S$  prinzipiell schwierig zu bestimmen ist. Die Konfiguration am Pegel Fröndenberg erlaubt derzeit keine exakte Einmessung der Höhen der Einperlöffnungen. Die eingeführte Korrektur  $\Delta_{\Delta W}$  gleicht eine evtl. vorhandene Höhendifferenz aus, die das Messergebnis  $Q_{\Delta W}$  bei kleinen Durchflüssen stark verfälschen würde. Die Referenzmesswerte zur Kalibrierung lieferte am Pegel Fröndenberg eine fest installierte Ultraschallanlage. Auf dieser Datengrundlage wurde ein Kalibrierverfahren entwickelt und auf verschiedene Zeitabschnitte angewendet.

Eine ausführliche Analyse ergab u. a., dass Messabweichungen des Wasserspiegelgefälles bei großen Durchflüssen das Messergebnis weniger stark beeinflussen als der Wert der Gerinnrauheit. In der Kalibrierung mit Hilfe der Parameter  $k_S$  und  $\Delta_{\Delta W}$  ist dies berücksichtigt.

Die Einsatzfähigkeit des  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahrens in der Praxis konnte durch Vergleich der in einem etwa zweijährigen Messzeitraum gewonnenen Messwerten mit den Referenzmesswerten einer Ultraschallanlage belegt werden. Obwohl die Parameter  $\Delta_{\Delta W}$  und  $k_S$  über lange Zeiträume konstant gehalten wurden, beträgt die mittlere prozentuale Abweichung beider Messeinrichtungen nur etwa 5%. Besonders hervorzuheben ist die gute Übereinstimmung auch für instationäre Abflussereignisse, wie sie auszugsweise dargestellt wurde.

Aufgrund des fundierten theoretischen Hintergrundes steht mit dem  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren eine Alternative zur Durchflussmessung in gestauten Fließgewässern zur Verfügung. Im Gegensatz zur Durchflussmessung mit einem Ultraschall- oder dem magnetisch-induktiven Verfahren unterliegt es keinen Einschränkungen bezüglich der Wasserqualität und ist unempfindlich gegenüber elektromagnetischen Störquellen.

Für direkte Verfahren besteht aufgrund des Geschwindigkeitsprofils die Notwendigkeit, über den gesamten Querschnitt oder zumindest über größere Teilflächen zu messen. Dagegen verläuft bei geradliniger Messstrecke der Wasserspiegel im Querprofil nahezu horizontal, so dass zur Installation der Messeinrichtung nur ein Ufer zugänglich sein muss und die punktuelle Messung der Wasserstände ausreicht. Gegenüber anderen Verfahren wie dem VENTURI-Kanal oder Messwehren sind des Weiteren für das  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren nur unwesentliche Einbauten in den Flussquerschnitt erforderlich.

Anwendungseinschränkungen bestehen für das  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren bei sehr kleinem Durchfluss und großem Staufluss, da es sehr empfindlich auf Messabweichungen der Wasserstands-differenz reagiert. Tiefe und breite Flüsse mit kleinem Wasserspiegelgefälle sind daher für das  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren weniger geeignet. Durch Wahl der Pegelstelle innerhalb der Staulinie kann die Messgenauigkeit für eine bestimmte Größenordnung des Durchflusses optimiert werden, wie in Abschnitt 2.3 erläutert.

Im Zuge der behandelten Thematik sind folgende ergänzende Aufgabenstellungen erkannt worden:

1. Untersuchung von Pegelstellen mit gegliedertem Querschnitt bzw. Überflutungsbereichen;
2. Anordnung mehrerer im Flusslauf hintereinander liegende Wasserstandsaufnehmer zur Erhöhung der Genauigkeit und Gewinnung zusätzlicher Informationen über den nichtlinearen Verlauf der Wasserspiegellinie;
3. Kombination der Differenzdruckanlage mit dem VISAB-Verfahren (FRANKE ET AL., 1992) bei sehr kleinen Durchflüssen.

Bestärkt durch die positiven Ergebnisse dieser Arbeit wird abschließend die Einrichtung neuer und im Besonderen die Erweiterung bestehender im Staubereich liegender Pneumatikanlagen mit dem  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren empfohlen. Die in der Pegelvorschrift (1997) genannten Verfahren zur Durchflussmessung in Gewässern mit veränderlichen Stauhöhen können durch das  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren ergänzt werden. Die Kalibrierung mittels einer iterativen Optimierung wurde auf die Bestimmung zweier Parameter zurückgeführt. Bei der Berechnung des Durchflusses  $Q_{\Delta W}$  wurden auch die instationären Terme berücksichtigt. Durch diese Weiterentwicklung in Verbindung mit der verbesserten Messtechnik (direkte Wasserstands-differenzmessung) wird dem  $\Delta W$ -Durchflussmessverfahren in gestauten Flussabschnitten ein größeres Einsatzgebiet erschlossen.

## Literaturverzeichnis

- ACKERMANN, Thomas (1999). *Optimale Regelung von Fließgewässern*. Dissertation, TH Aachen
- AMMER, Markus und LERCH, Alfons (1998). *Wasserspiegelberechnung mit einem 2D-Fließgewässermodell bei komplizierten Fluß-Vorland-Bedingungen*. In: Wasserwirtschaft, Bd. 88(10):S. 500–505
- BAULE, Bernhard (1968a). *Die Mathematik des Naturforschers und Ingenieurs - Ausgleichs- und Näherungsrechnung*, Bd. II. S. Hirzel Verlag, Stuttgart
- BAULE, Bernhard (1968b). *Die Mathematik des Naturforschers und Ingenieurs - Variationsrechnung*, Bd. V. S. Hirzel Verlag, Stuttgart
- BAZARAA, Mokhtar S.; SHERALI, Hanif D. und SHETTY, C. M. (1993). *Nonlinear Programming - Theory and Algorithms*. John Wiley & Sons, New York
- BERGMANN, Ludwig (1954). *Der Ultraschall und seine Anwendung in Wissenschaft und Technik*. S. Hirzel Verlag, Stuttgart, 6. Aufl.
- BERNHAEUER, W. und CUNO, B. (1997). *Automatisierungsaufgaben und -lösungen*. In: *Gestaute Flußsysteme - Dynamik und automatische Betriebsführung (Workshop)*, S. 1–41, Vortrag 4. DVWK/WBW
- BLITZ, Jack (1967). *Fundamentals of Ultrasonic*. Butterworths, London, 2. Aufl.
- BOITEN, W. (2000). *Hydrometry*. IHE Delft Lecture Note. Balkema, Rotterdam, Niederlande
- BRETSCHNEIDER, Hans, Herausgeber (1991). *Hydraulische Berechnung von Fließgewässern*, Bd. 220 von *Merkblätter*. Verlag Paul Parey, Hamburg
- BRONSTEIN, I. N. und SEMENDJAJEW, K. A. (1989). *Taschenbuch der Mathematik*. Verlag Harri Deutsch, Frankfurt/Main, 24. Aufl.
- CZICHOS, Horst ET AL. (1996). *Die Grundlagen der Ingenieurwissenschaften*. Springer-Verlag, Berlin, 30. Aufl.
- CZIRWITZKY, Hans-Joachim (1979). *Numerische Berechnung von instationären Strömungsvorgängen in offenen Gerinnen*. Diplomarbeit, TU München
- DIN 1319 (1995). *Grundlagen der Messtechnik*. Beuth Verlag, Berlin
- DOLGOPOLOVA, E. N. (2000). *The Coefficient of Friction in Channel Flows*. In: Water Resources, Bd. 27(6):S. 611–616
- DORER, H. (1972). *Berechnung des nichtstationären Abflusses in nicht-prismatischen offenen Gerinnen*. In: *Mitteilungsblatt der BAW*, Bd. 31
- DOSE, Torsten und MORGENSCHWEIS, Gerd (2001). *Measurement of Water Surface Slope: A Method for determining Discharge in the Tailwater of Regulated Rivers*. In: *Proceedings of Theme D Vol. I*, S. 287–292. 29th IAHR Congress, 16.-21.09.2001, Beijing, China

- DOSE, Torsten und SCHLURMANN, Torsten (2001). *Calculations of Discharge by using the Water Surface Slope under Free Flow Conditions*. In: *Proceedings of Theme D Vol. I*, S. 179–182. 29th IAHR Congress, 16.-21.09.2001, Beijing, China
- ENV 13005 (1999). *Leitfaden zur Angabe der Unsicherheit beim Messen (Vornorm)*. Beuth Verlag, Berlin
- FENTON, John D. (1999). *Calculationg hydrographs from stage records*. In: *Proceedings of IAHR Conference, Graz*, S. 361. IAHR
- FLETCHER, Roger (1987). *Practical methods of optimization*. John Wiley & Sons, Chichester, 2. Aufl.
- FRANKE, P.; FREY, W. und SKRIPALLE, J. (1992). *VISAB, ein Verfahren zur direkten Durchflussmessung in Fließgewässern mit hoher zeitlicher Auflösung*. In: *17. Fortbildungslehrgang Hydrologie: Durchflusserfassung in offenen Gerinnen - klassische Verfahren und neue Entwicklungen*, S. 16.1–16.17
- HÄNSEL, Horst (1967). *Grundzüge der Fehlerrechnung*. Deutscher Verlag der Wissenschaften, Berlin, 3. Aufl.
- HARTWIG, Georg (1967). *Einführung in die Fehler- und Ausgleichsrechnung*. Carl Hanser Verlag, München
- HELMIG, Rainer (1996). *Numerische Grundlagen in der Hydromechanik*, Bd. 86. Eigenverlag des Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart
- HERSCHY, Reginald W. (1985). *Streamflow Measurement*. Elsevier Applied Science Publishers, London
- ISO 1070 (1992). *Liquid flow measurement in open channels - Slope-area method*. International Organization for Standardization, Genf, 2. Aufl.
- ISO 1100-1 (1996). *Measurement of liquid flow in open channels - Establishment and operation of a gauging station*. International Organization for Standardization, Genf, 2. Aufl.
- ISO 1100-2 (1998). *Measurement of liquid flow in open channels - Determination of the stage-discharge relation*. International Organization for Standardization, Genf, 2. Aufl.
- ISO 4373 (1995). *Measurement of liquid flow in open channels - Water level measuring decices*. International Organization for Standardization, Genf, 2. Aufl.
- ISO 5168 (1998). *Measurement of fluid flow - Evaluation of uncertainties*. International Organization for Standardization, Genf
- ISO 6416 (1992). *Measurement of liquid flow in open channels - Measurement of discharge by the ultrasonic (acoustic) method*, Bd. 2. International Organization for Standardization, Genf, 2. Aufl.
- ISO 748 (1997). *Measurement of liquid flow in open channels - Velocity-area methods*. International Organization for Standardization, Genf, 3. Aufl.
- ISO 772 (1986). *Durchflussmessungen von Flüssigkeiten in offenen Gerinnen, Terminologie und Symbole*. International Organization for Standardization, Genf, 4. Aufl.
- KALDENHOFF, Hans und SCHUMACHER, Frank (1992). *Überprüfung und Extrapolation von Durchflussdaten mit Hilfe von mathematischen Modellen*. In: *DVWK 17. Fortbildungslehr-*

- gang Hydrologie: Durchflusserfassung in offenen Gerinnen - Klassische Verfahren und neue Entwicklungen*, S. 21.1–21.20. DVWK, Essen
- LAGARIAS, Jeffrey C. ET AL. (1998). *Convergence Properties of the Nelder-Mead Simplex Method in low Dimensions*. SIAM - Society for Industrial and Applied Mathematics, Vol. 9 No. 1 pp. 112-147
- LANDESUMWELTAMT NRW, Düsseldorf (1990). *Pegelkarte des Landes NRW*
- LANDEVERMESSUNGSAMT NRW, Bonn (2001). *Topographische Karte TK 25 (4511/4512)*
- LANGE, Gerd und LECHER, Kurt (1989). *Gewässerregelung, Gewässerpflege*. Verlag Paul Parey, Hamburg, 2. Aufl.
- LAWA (1993). *Statusbericht: Vergleichende Übersicht über den gegenwärtigen Stand des Hochwassermelddienstes in Deutschland*. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser
- LIGGETT, James A. (1994). *Fluid Mechanics*. McGraw-Hill, New York
- LUDWIG, Rudolf (1969). *Methoden der Fehler- und Ausgleichsrechnung*. Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig
- MARR, Gerhard (1970). *Vergleich zweier Differenzenverfahren in einem mathematischen Modell zur Berechnung von instationären Abflussvorgängen in Flüssen*. Techn. Ber., TU München, Bericht Nr. 17
- MILLNER, Rudolf (1987). *Ultraschalltechnik - Grundlagen und Anwendung*. Physik-Verlag, Weinheim
- MORGENSCHWEIS, Gerd und FRANKE, Peter (2000). *Experience with Ultrasonic Flowmeters in the Bottom-Outlet of the Bigge Dam*. In: *Proceedings*, S. Q.79–R.7. Commission internationale des grands barrages, Beijing
- MORGENSCHWEIS, Gerd und OTHER (1998). *Optimierung einer Abflußmessstelle im Niedrigwasserbereich mit Hilfe eines wasserbaulichen Modellversuchs am Beispiel des Abgabepegels der Versetalsperre*. In: *Deutsche Gewässerkundliche Mittelungen*, Bd. 42(1):S. 2–8
- NAUDASCHER, Eduard (1987). *Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke*. Springer-Verlag, Wien
- NITSCHKE, Wolfgang (1993). *Strömungsmesstechnik*. Springer-Verlag, Berlin
- Pegelvorschrift (1997). *Pegelvorschrift Stammtext*. Kulturbuchverlag, Berlin, 4. Aufl.
- Pegelvorschrift Anlage A (1988). *Pegelvorschrift Anlage A*. Verlag Paul Parey, Hamburg
- Pegelvorschrift Anlage C (1997). *Pegelvorschrift Anlage C*. Kulturbuchverlag, Berlin, 4. Aufl.
- Pegelvorschrift Anlage D (1991). *Pegelvorschrift Anlage D*. Verlag Paul Parey, Hamburg, 4. Aufl.
- PREISSLER, Günter und BOLLRICH, Gerhard (1980). *Technische Hydromechanik*, Bd. 1. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- PRESS, Heinrich und SCHRÖDER, Ralph (1966). *Hydromechanik im Wasserbau*. Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- RUHRVERBAND (1996). *Wasser für Millionen*. Broschüre, Eigenverlag

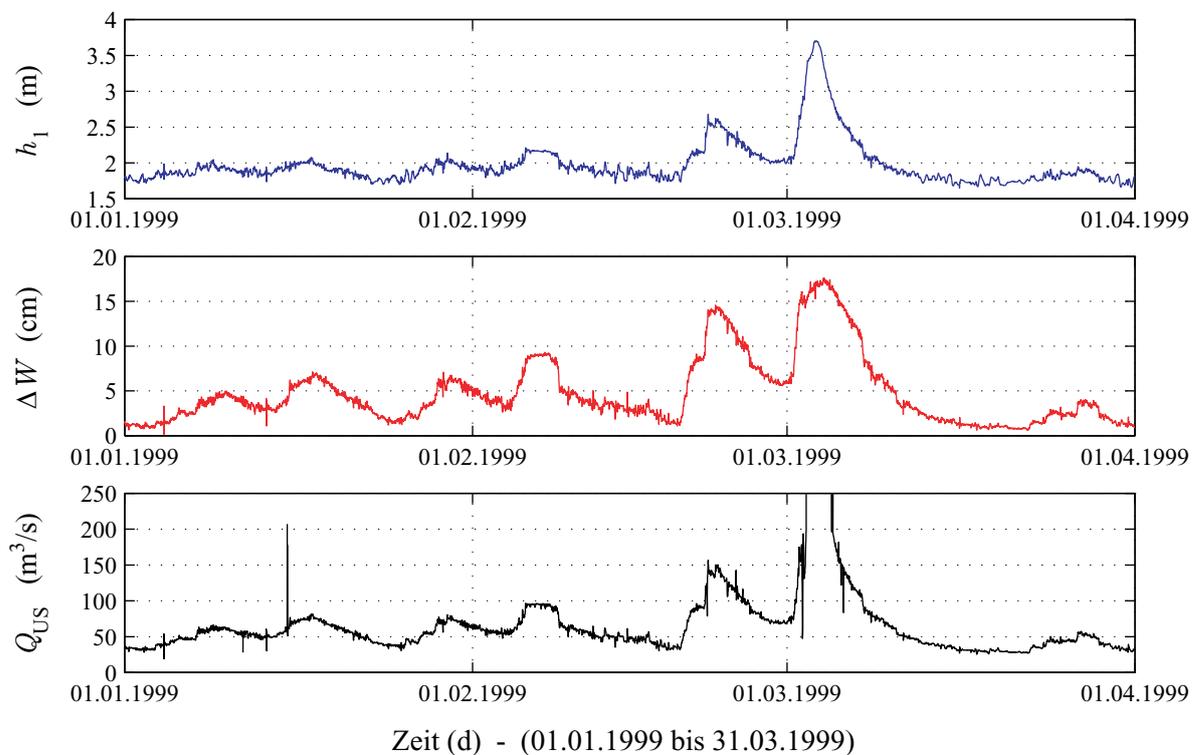
- RUHRVERBAND (2000). *Ruhrwassermenge 1999 (Jahresbericht)*. Eigenverlag
- SACHS, Lothar (1997). *Angewandte Statistik*. Springer-Verlag, Berlin, 8. Aufl.
- SCHADE, Heinz und KUNZ, Ewald (1980). *Strömungslehre*. de Gruyter, Berlin
- SCHMITZ, Gerd (1981). *Instationäre Eichung mathematischer Hochwasserablauf-Modelle auf der Grundlage eines neuen Lösungsprinzips für hyperbolische Differentialgleichungs-Systeme*. Dissertation, Technische Universität München
- SCHRÖDER, Ralph, Herausgeber (1990). *Hydraulische Methoden zur Erfassung von Rauheiten*, Bd. 92 von *DVWK Schriften*. Verlag Paul Parey, Hamburg
- SCHULZ, Andreas (1987). *Zur Näherungsberechnung des Abflusses in naturnah gestalteten Gliessgewässern*. Dissertation, Technische Universität Berlin, Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen
- SMITH, G. D. (1985). *Numerical solution of partial differential equations: Finite difference methods*. Oxford University Press, Oxford, 3. Aufl.
- SOBEY, Rodney J. (2001). *Evaluation of numerical models of flood and tide propagation in channels*. In: *Journal of hydraulic engineering*, S. 805–824. ASCE
- SÖHNGEN, Bernhard (1987). *Das Formbeiwertkonzept zur Berechnung des Fließwiderstandes in Rohren und Gerinnen*. Techn. Ber., Technische Hochschule Darmstadt
- SORG, Wolfgang (1998). *Maßnahmen zur Instandsetzung von Durchflussmesseinrichtungen bei geringen Abflüssen*. Techn. Ber., TU München
- SPURK, Joseph H. (1996). *Strömungslehre*. Springer-Verlag, Berlin
- STEIN, Claus Jürgen (1990). *Mäandrierende Fließgewässer mit überströmten Vorländern - Experimentelle Untersuchung und numerische Simulation*. RWTH Aachen, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
- SUTILOV, Vladimir A. (1984). *Physik des Ultraschalls*. Springer-Verlag, Berlin
- THE MATHWORKS (1997). *MATLAB - the language of technical computing*, 1. Aufl.
- TIETZ, H. D. (1969). *Ultraschall-Meßtechnik*. VEB Verlag Technik, Berlin
- TRUCKENBRODT, Erich (1968). *Strömungsmechanik*. Springer-Verlag, Berlin
- TRUCKENBRODT, Erich (1980). *Fluidmechanik - Grundlagen und elementare Strömungsvorgänge dichtebeständiger Fluide*, Bd. 1. Springer-Verlag, Berlin
- WMO (1980). *Manual on stream Gauging - Computation of Discharge*. Techn. Ber. WMO-No. 519, World Meteorological Organization
- WYDER, Daniel (1998). *Handbuch der Pegelmessung*, Bd. 26 von *Hydrologische Mitteilungen*. Eidgenössisches Departement des Inneren, Landeshydrologie und -geologie, Bern
- ZIEREP, Jürgen und BÜHLER, Karl (1991). *Strömungsmechanik*. Springer-Verlag, Berlin

## A Rohdaten des Datensammlers

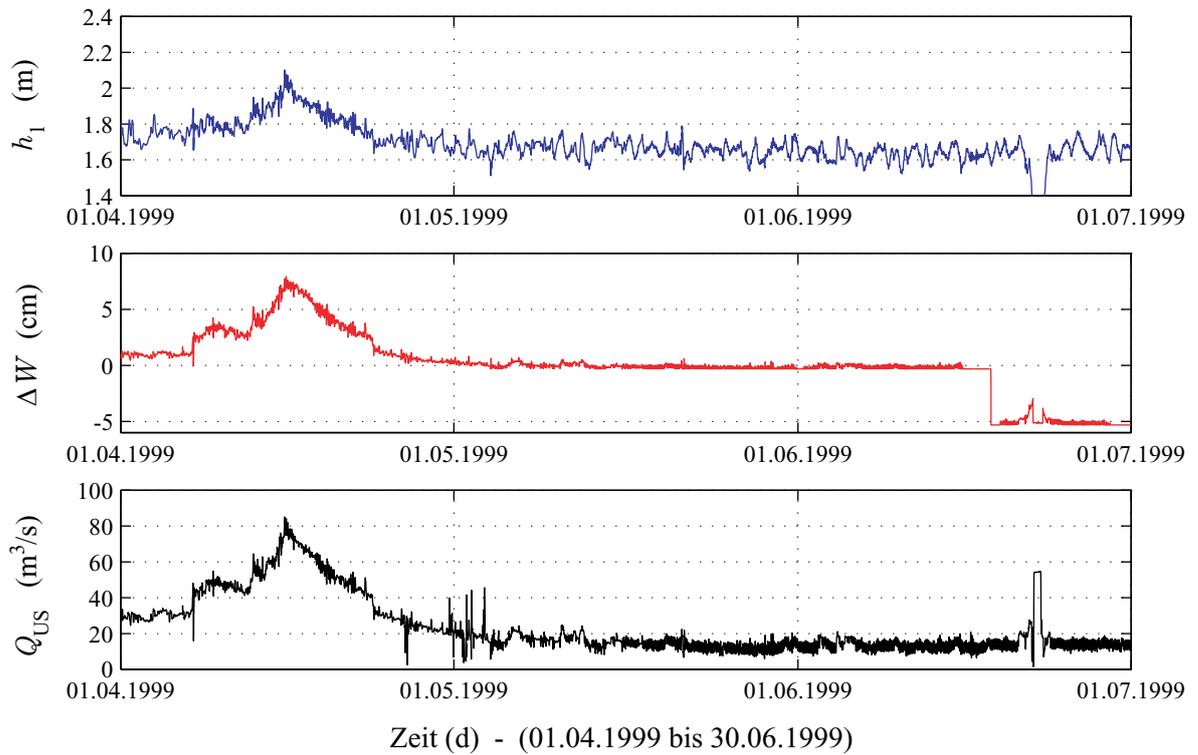
Auf den folgenden Seiten sind die vom Datensammler übertragenen Messwerte der Differenzdruckanlage und der Ultraschallanlage am Pegel Fröndenberg für den Zeitabschnitt Januar 1999 bis März 2001 als 15-Minuten-Mittelwerte dargestellt. In einem Bild ist jeweils ein Zeitabschnitt von einem Vierteljahr zusammengestellt. Bei Fehlermeldungen des Datensammlers oder fehlenden Aufzeichnungen sind in den Bildern keine Datenpunkte eingetragen.

Zu beachten ist die unterschiedliche Skalierung der Ordinate, um bei kleineren Durchflüssen die Auflösung zu erhöhen und so den Vergleich der drei Datensätze zu erleichtern. In Bild A.1 wurde aus Darstellungsgründen die Ordinate für  $Q_{US}$  auf  $250 \text{ m}^3/\text{s}$  begrenzt; der Datensammler gab Anfang März 1999 den Maximalwert von konstant  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  aus.

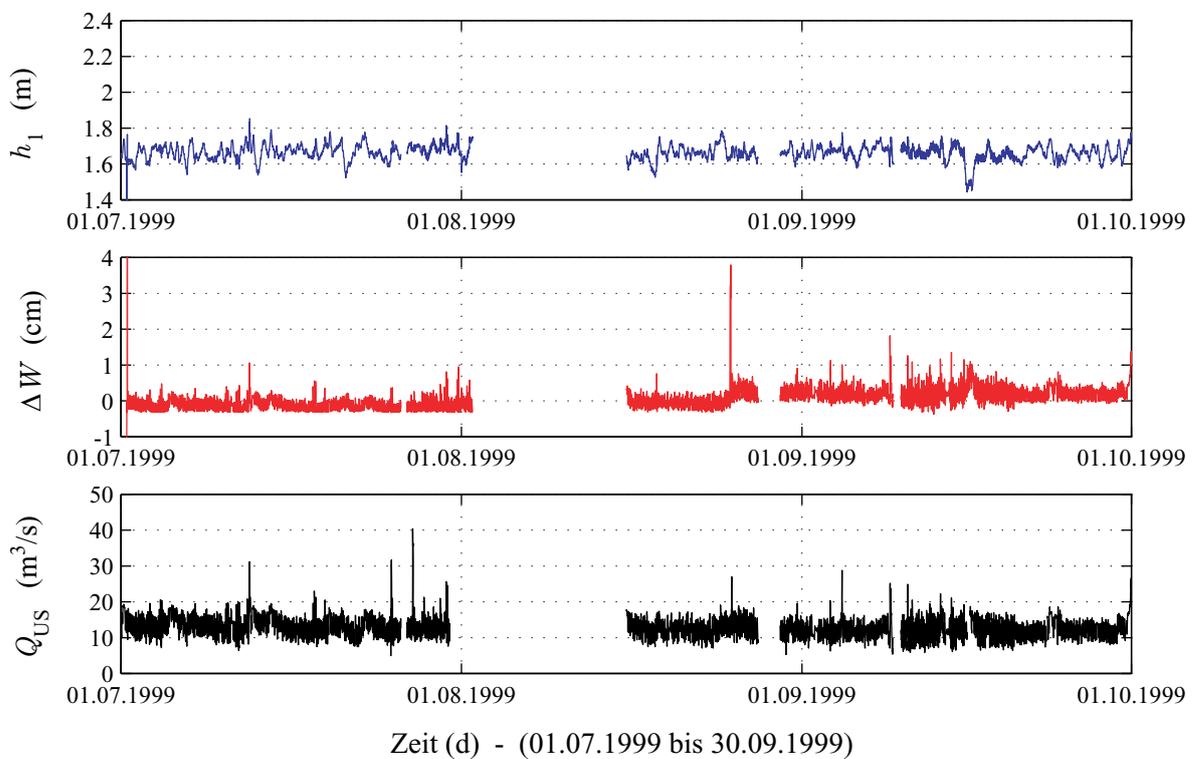
Das zweite Quartal 2000 fehlt aufgrund eines längeren Ausfalls der Anlage.



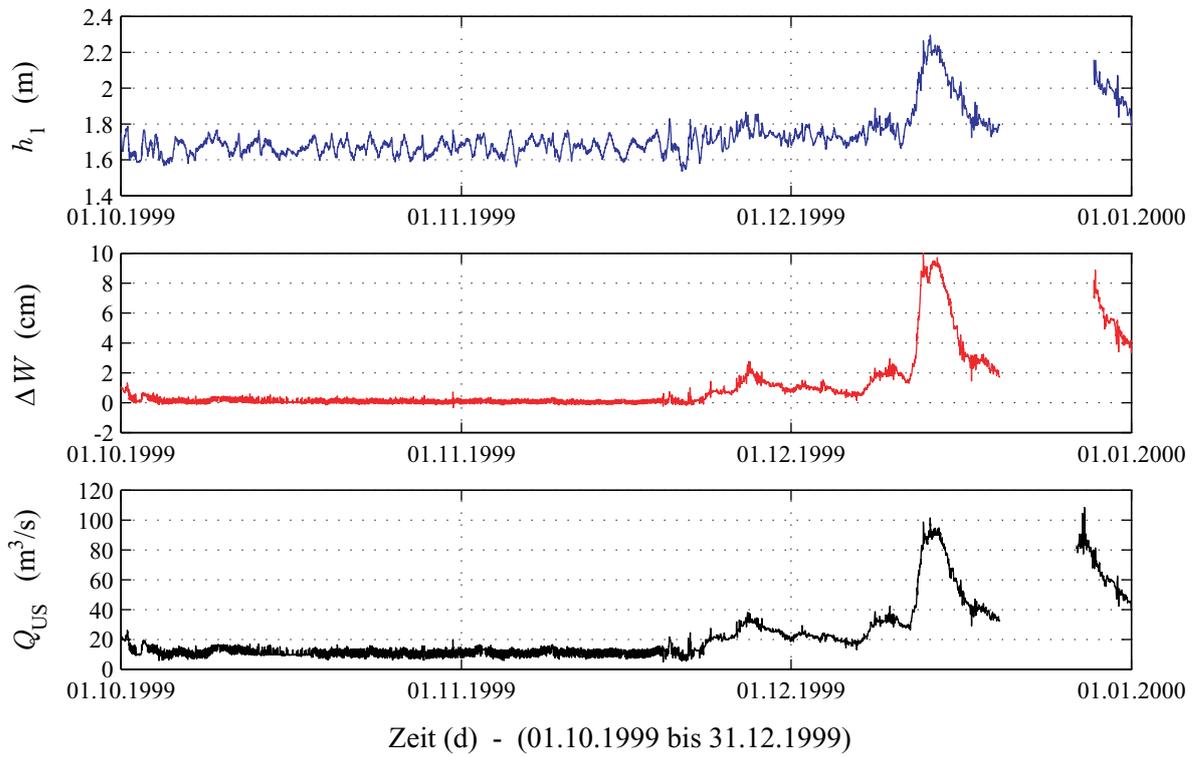
**Bild A.1:** Rohdaten des Datensammlers: 1. Quartal 1999



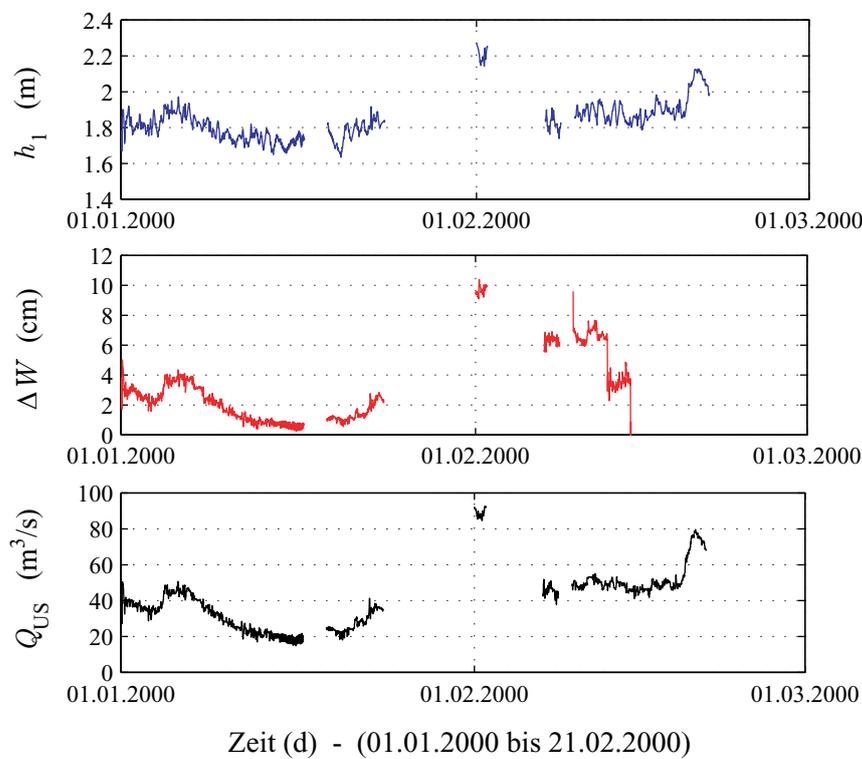
*Bild A.2: Rohdaten des Datensammlers: 2. Quartal 1999*



*Bild A.3: Rohdaten des Datensammlers: 3. Quartal 1999*

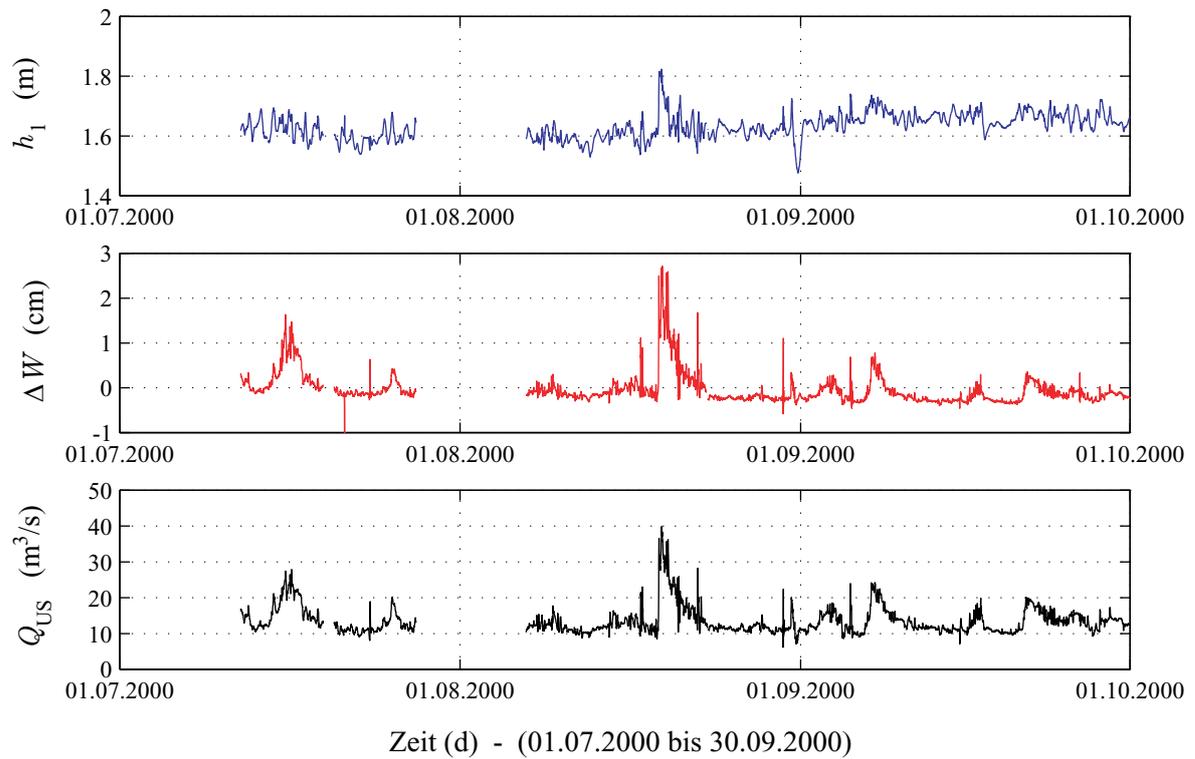


**Bild A.4:** Rohdaten des Datensammlers: 4. Quartal 1999

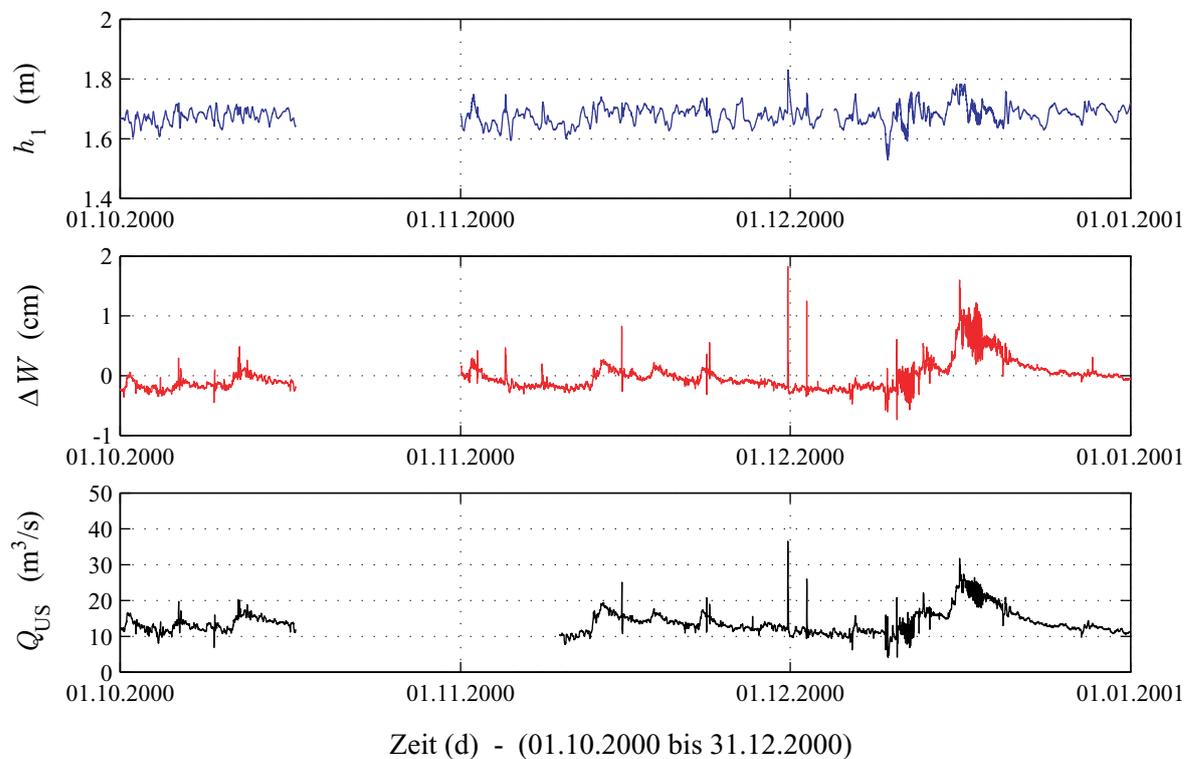


Ausfall der  
Differenzdruck-  
Anlage infolge  
Korrosion  
des Ausperl-  
sensors und  
Schaden am  
Druckschlauch  
durch Nagetiere  
bis Juli 2000.

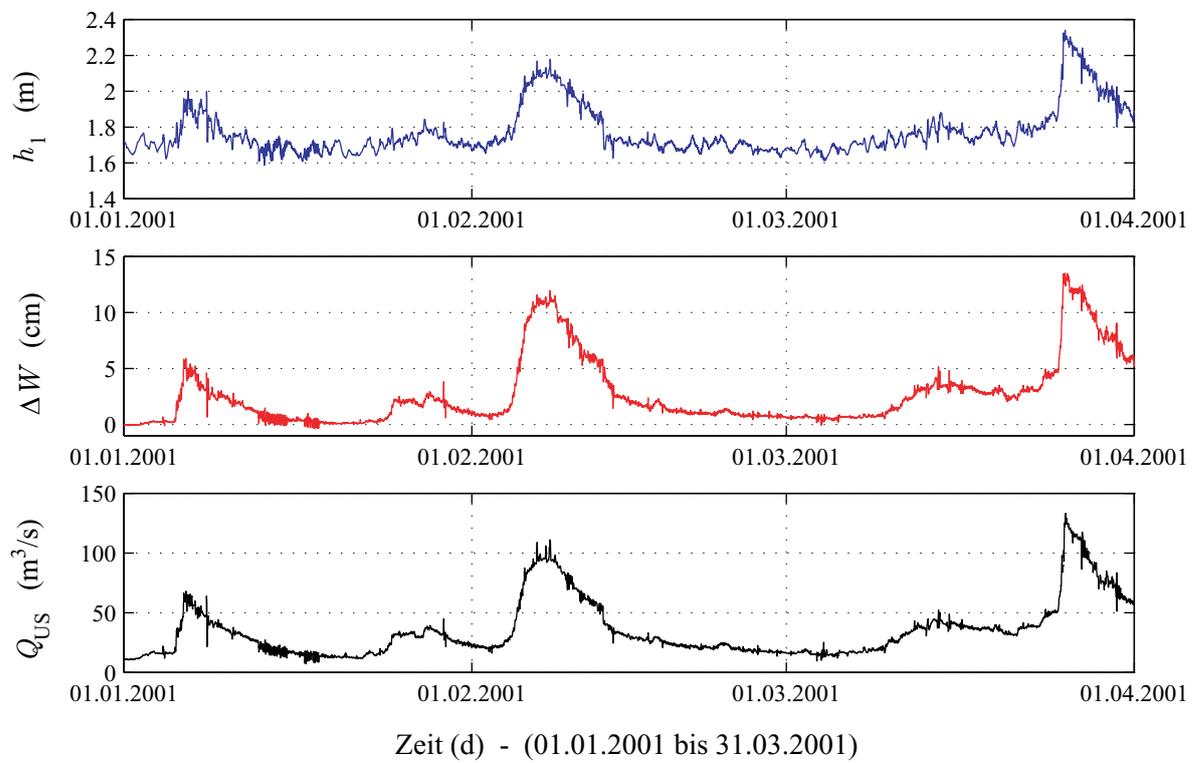
**Bild A.5:** Rohdaten des Datensammlers: 1. Quartal 2000



**Bild A.6:** Rohdaten des Datensammlers: 3. Quartal 2000



**Bild A.7:** Rohdaten des Datensammlers: 4. Quartal 2000

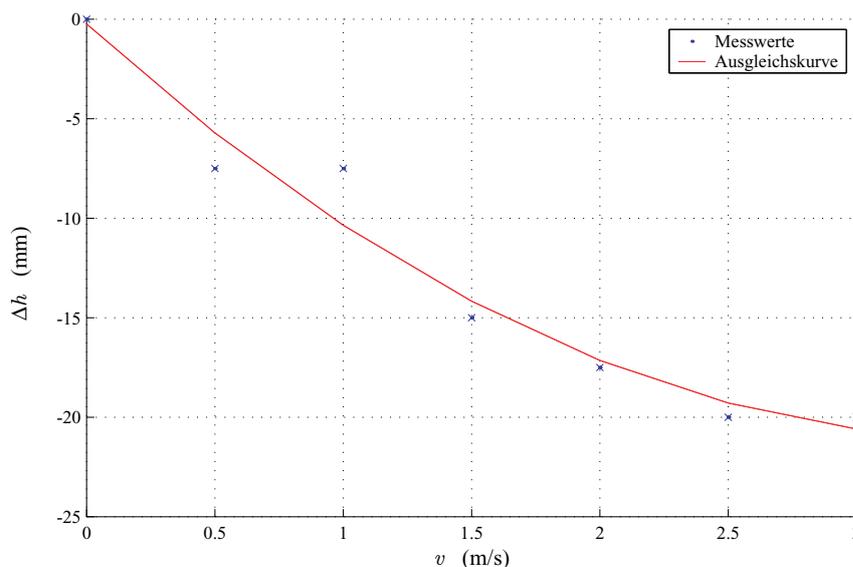


**Bild A.8:** Rohdaten des Datensammlers: 1. Quartal 2001

## B Einfluss der Strömungsgeschwindigkeit auf die Wasserstandsmessung

Von der Firma Ott wurden Messungen in einem Strömungskanal durchgeführt, um den Einfluss der Strömungsgeschwindigkeit auf die gemessene Druckhöhe zu untersuchen. Die Messergebnisse für den ab Zeitbereich III installierten zylinderförmigen Einperlsensor aus Kunststoff und die zugehörige Ausgleichskurve sind in Bild B.1 dargestellt. Für die Ausgleichskurve gilt die Beziehung  $\frac{\Delta h}{\text{mm}} = 1,67\left(\frac{v}{\text{m/s}}\right)^2 - 11,8\frac{v}{\text{m/s}} - 0,238$ . Maßgebend für den Einfluss ist die Strömungsgeschwindigkeit am Einperlsensor, welche aufgrund des Geschwindigkeitsprofils am Rand kleiner als in Querschnittsmitte ist. Da der Einperlsensor im direkten Uferbereich installiert ist, wird die Korrektur der Wassertiefe  $\Delta h_1 = -\Delta h$  mit der Hälfte der mittleren Fließgeschwindigkeit berechnet. Die Messwerte  $h_1$  (und  $W_1$ ) am Pegel Fröndenberg wurden somit ab Zeitbereich III in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit  $v = Q_{\text{US}}/A$  erhöht; bei einem Durchfluss von  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  um  $\Delta h_1 \approx 1 \text{ mm}$  bzw. bei  $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$  um  $\Delta h_1 \approx 4,5 \text{ mm}$ . Ein neu entwickelter Einperlsensor mit einer strömungsgünstigen Form sowie der alte Einperlsensor aus Metall zeigten bis etwa  $1 \text{ m/s}$  nur eine geringfügige Beeinflussung, so dass für die Zeitbereiche I und II keine Korrektur durchgeführt wurde.

Der Einfluss der Fließgeschwindigkeit auf die Messung der Druckdifferenz wird vernachlässigbar, da er sich auf beide Einperlsensoren gleichermaßen auswirkt; außerdem nimmt für große Durchflüsse die Empfindlichkeit des Messergebnisses  $Q_{\Delta W}$  vom Wasserspiegelgefälle ab. Die Abhängigkeiten eines Einperlsensors von der Strömungsgeschwindigkeit sowie des Anströmwinkels sind soweit wie möglich zu reduzieren.



**Bild B.1:** Abweichung  $\Delta h = f(v)$  der gemessenen zur tatsächlichen Wassertiefe

## C Begriffserläuterungen zur Messunsicherheit

Dieser Abschnitt definiert die wesentlichen Begriffe zum Messwesen, im Besonderen die Messabweichung, mit Bezug auf die Messstelle Fröndenberg (siehe auch DIN 1319 (1995) sowie ENV 13005 (1999)).

Der Begriff (*messbare*) *Größe* bezeichnet eine physikalische Größe, die qualitativ beschrieben und quantitativ ermittelt werden kann. Die *spezielle Messgröße*, der Gegenstand einer Messung, kurz als *Messgröße* bezeichnet, beispielsweise der Durchfluss  $Q$  am Pegel Fröndenberg zu einem bestimmten Zeitpunkt. Die Messgröße kann sowohl die "gemessene Größe" als auch die "zu messende Größe" sein und muss nicht unmittelbarer Gegenstand der Messung sein. Diese Aussage trifft auch für den Durchfluss  $Q$  zu, welcher indirekt über bekannte physikalische Beziehungen mit denjenigen Größen zusammenhängt, denen die unmittelbaren Messungen gelten (siehe hierzu die Ausführungen zum  $\Delta W$ -Verfahren und zur Ultraschallanlage in Kapitel 4). Der *Messwert* oder auch *Größenwert* ist der Wert einer Messgröße bestehend aus Zahl und Einheit und der Ausgabe einer Messeinrichtung zugeordnet. Der Durchfluss in  $\text{m}^3/\text{s}$  wird z. B. auf einer Anzeigetafel, einem Drucker oder einer Schreibrolle ausgegeben. Das *Messergebnis* ist der durch Messung gewonnene Wert und mit der Messgröße verbunden. Seine vollständige Angabe erfordert auch eine Information über die Messunsicherheit.

Unter der *Messeinrichtung* wird die Gesamtheit aller Messgeräte sowie zusätzlicher Einrichtungen zur Erzielung eines Messergebnisses verstanden. Die Messeinrichtung für das  $\Delta W$ -Verfahren wurde bereits in Abschnitt 4.1 aufgelistet. Die *Messkette* bezeichnet die Folge von Elementen von der Aufnahme der Messgröße bis zur Bereitstellung der Ausgabe. Das erste Element in der Messkette, welches unmittelbar auf die Messgröße anspricht und die Messgröße in ein elektrisches Messsignal umwandelt, wird als (*Messgrößen-*)*Aufnehmer* bezeichnet. Bei der Pegelmessung ist dies z. B. eine Druckmessdose.

Ergänzend dazu wird in dieser Arbeit der Begriff *Sensor* für ein Element der Messkette verwendet, an welchem die Messgröße zwar ansteht, aber unverändert weitergeleitet wird. In Kapitel 4 wurde der Begriff bereits in Bezug auf den Einperlsensor eingeführt.

Die *Messung* selbst ist die Gesamtheit der (ggf. automatisch) ablaufenden Tätigkeiten zur Ermittlung eines Größenwerts. Die *Messmethode* bezeichnet die allgemeine Beschreibung der logischen Abfolge von Handlungen zur Durchführung von Messungen dar. So wird bei der Differenzmessmethode die Messgröße direkt durch einen Aufnehmer zwischen zwei Sensoren ermittelt. Die im einzelnen beschriebene Ausführung einer speziellen Messung bezeichnet man als *Messverfahren*. Das *Messprinzip* beschreibt die wissenschaftliche Grundlage eines Messverfahrens; beispielsweise wird die Wassertiefe durch den physikalischen Zusammenhang zwischen Druck und Höhe der Wassersäule ermittelt.

Für Messungen, die unter *Wiederholbedingungen* ablaufen, sind alle beherrschbaren Bedingungen konstant zu halten. Auch die Messgröße selbst darf Ihren Wert nicht verändern. Beide Bedingungen sind außerhalb eines Labors und im Besonderen für natürliche Fließgewässer selten realisierbar.

Die *Messabweichung* allgemein ist das Messergebnis abzüglich des nicht feststellbaren "wahren Wertes" (daher im Folgenden als "richtiger Wert" oder auch "bester Wert" der Messgröße bezeichnet). Wird die absolute Abweichung auf die Ausgangsspanne bzw. die Messgröße bezogen, so bezeichnet man dies als *relative Abweichung*. Nach traditioneller Auffassung hat die Messabweichung eine zufällige und eine systematische Komponente, welche allerdings beide nicht exakt bestimmbar sind. Die Abweichung bezieht sich auf den einzelnen Messwert, so dass sich in der Regel ihre Größe infolge der zufälligen Einflüsse für jeden Messwert ändert.

*Systematische Messabweichungen*  $e_s(x)$ , auch Bias genannt, sind definiert als der Mittelwert, welcher sich aus einer unbegrenzten Anzahl von unter Wiederholbedingungen durchgeführten Messungen derselben Messgröße ergeben würde, abzüglich des richtigen Werts der Messgröße:  $e_s(x) = \bar{x} - x_w$ . Systematische Abweichungen sind meist über den gesamten Messbereich konstant (Nullpunktsfehler  $F_0$ ), können aber auch in Abhängigkeit von den Einflussgrößen variieren. Dazu zählen z. B. die durch Messgrößenaufnehmer hervorgerufenen Steigungsfehler  $F_S(x)$ , Linearitätsfehler  $F_L(x)$  und Hysteresefehler  $F_H(x, \mathcal{H})$  (mit  $\mathcal{H}$  für die Historie). Generell ändern sich die systematischen Abweichungen unter Wiederholbedingungen nicht. Weiterhin können die Abweichungen über die Zeit variieren, was bei langsamer zeitlicher Änderung als *Drift* und bei sprunghafter Zu- oder Abnahme des Wertes eines messtechnischen Merkmals als *Shift* bezeichnet wird. Ein Anteil der systematischen Messabweichung  $e_{s,b}(x)$  ist generell einschließlich Vorzeichen bestimmbar und kann somit als bekannt vorausgesetzt und korrigiert werden; es verbleibt aber ein unbekannter Anteil, welcher mit  $e_{s,u}(x)$  bezeichnet wird. In der folgenden Auflistung sind mögliche Ursachen systematischer Abweichungen zusammengestellt:

- Unvollkommenheit der Messgeräte in Bezug auf Justierung, Kalibrierung, Übertragungsverhalten und Einstelldauer, Ansprechschwelle, Empfindlichkeit und Auflösung, sowie Einflüsse aus Eigenerwärmung, Abnutzung oder Alterung,
- nicht oder unzureichend berücksichtigte Auswirkungen von Einflussgrößen,
- Abweichungen von den tatsächlichen Werten der erfassten Einflussgrößen,
- Verwendung einer nicht der tatsächlichen Beziehung entsprechenden Verknüpfung zwischen mehreren Messgrößen bzw. eine nicht vollständige Erfassung des Messobjekts,
- Rückwirkung durch das Messgerät bei der Erfassung der Messgröße (d. h. das Messgerät wird durch die zu messende Größe selbst beeinflusst),
- Beobachter, welche die Anzeige unkorrekt ablesen, andere "menschliche" Einflüsse sowie Übertragungsfehler bei elektronischer Datenerfassung.

*Zufällige Messabweichungen*  $e_r(x)$  werden aus der Differenz zwischen dem Messwert und dem Mittelwert berechnet, welcher sich aus einer unbegrenzten Anzahl von Messungen, ausgeführt unter Wiederholbedingungen, ergeben würde:  $e_r(x) = x - \bar{x}$ . Sie unterliegen den statistischen Gesetzmäßigkeiten und lassen sich in ihrer Gesamtheit durch Verteilungsfunktionen und statistische Kennwerte erfassen. Vorher sollten systematische Abweichungen korrigiert worden sein.

Für die Bestimmung der zufälligen Messabweichungen genügt also eine unter Wiederholbedingungen durchgeführte Messreihe. Zufällige Messabweichungen sind statistisch betrachtet im Mittel über den Messbereich konstant und haben ihre Ursachen in

- nicht beherrschbaren Einflüssen der Messgeräte,
- nicht beherrschbaren Änderungen der Werte der Einflussgrößen,

- nicht beherrschbaren Änderungen der Werte der Messgröße,
- nicht einseitig gerichteten Einflüssen des Beobachters bei der Ablesung.

Eine eigene Gruppe bilden die *groben Fehler*, welche durch Plausibilitätsuntersuchungen oder Vergleichsmessungen erkannt werden können. Grobe Fehler betreffen meist nur einzelne Messwerte und treten infolge von Störungen oder durch äußere Beeinflussung der Messapparatur auf. In Kapitel 5 wurden die Ursachen für diese Störungen bereits erläutert – die erkannten groben Fehler wurden von der weiteren Auswertung ausgeschlossen.

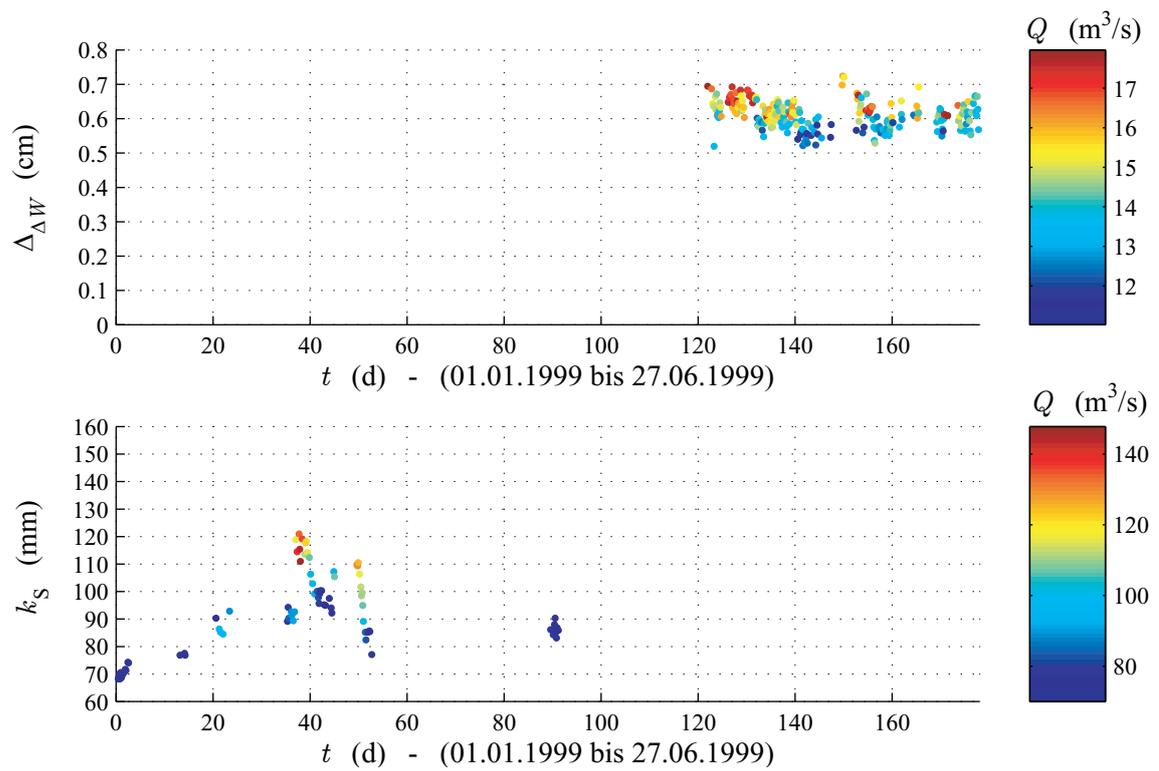
Die *Korrektur*  $\Delta_x$  ist ein algebraisch zum unberichtigten Messwert  $x$  addierter Wert, der einen Ausgleich hinsichtlich der geschätzten systematischen Messabweichung zum richtigen Wert  $e_s(x)$  ermöglicht. Sie entspricht damit der (bekannten) systematischen Messabweichung mit entgegengesetztem Vorzeichen:  $\Delta_x = -e_{s,b}(x)$ . Analog ist ein *Korrektionsfaktor* möglich, mit dem ein Steigungsfehler ausgeglichen wird. Beide betreffen zum einen die *Eingangsgroßen*, zum anderen sind sie aufgrund von *Einflussgrößen* nötig, welche nicht Gegenstand der Messung sind, jedoch die Messgröße systematisch beeinflussen.

Mit der Differenzenrechnung werden die Auswirkungen von  $N$  unabhängige Eingangsgrößen auf das Messergebnis infolge der Abweichungen  $F_{x_1}, F_{x_2}, \dots, F_{x_N}$  berechnet. Bei genügend kleinen Messabweichungen können die endlichen Abweichungen  $F_{x_i}$  durch Differentiale  $dx_i$  ausgedrückt werden, so dass sich die Änderung des Messergebnisses durch Berechnung des totalen Differentials nach Gleichung C.1, bekannt als GAUSSSches Fehlerfortpflanzungsgesetz, bestimmt. Dabei wird die Bestimmungsgleichung jeweils partiell nach den Eingangsgrößen  $x_1, x_2, \dots, x_N$  abgeleitet und mit den zugehörigen Abweichungen  $dx_1, dx_2, \dots, dx_N$  multipliziert.

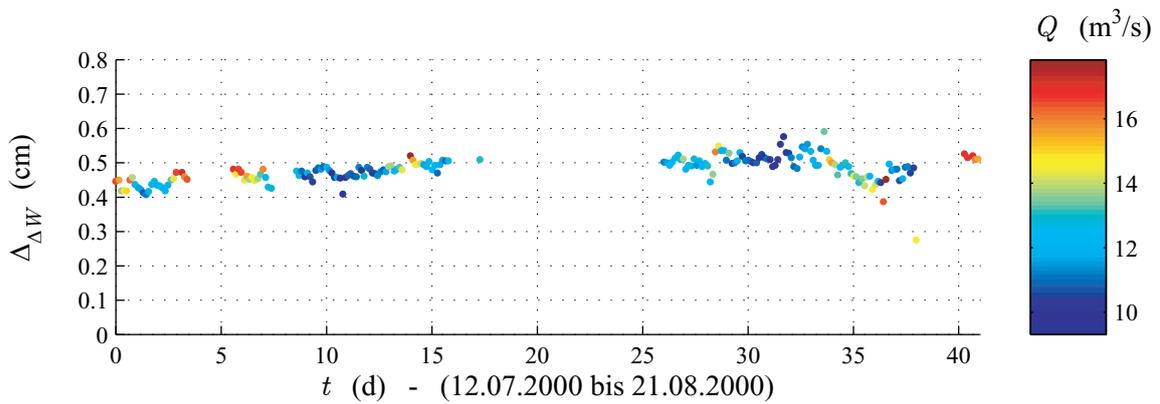
$$dy = \frac{\partial y}{\partial x_1} dx_1 + \frac{\partial y}{\partial x_2} dx_2 + \dots + \frac{\partial y}{\partial x_N} dx_N \quad (\text{C.1})$$

## D Berechnungsergebnisse (IMOC)

### D.1 Kalibrierung

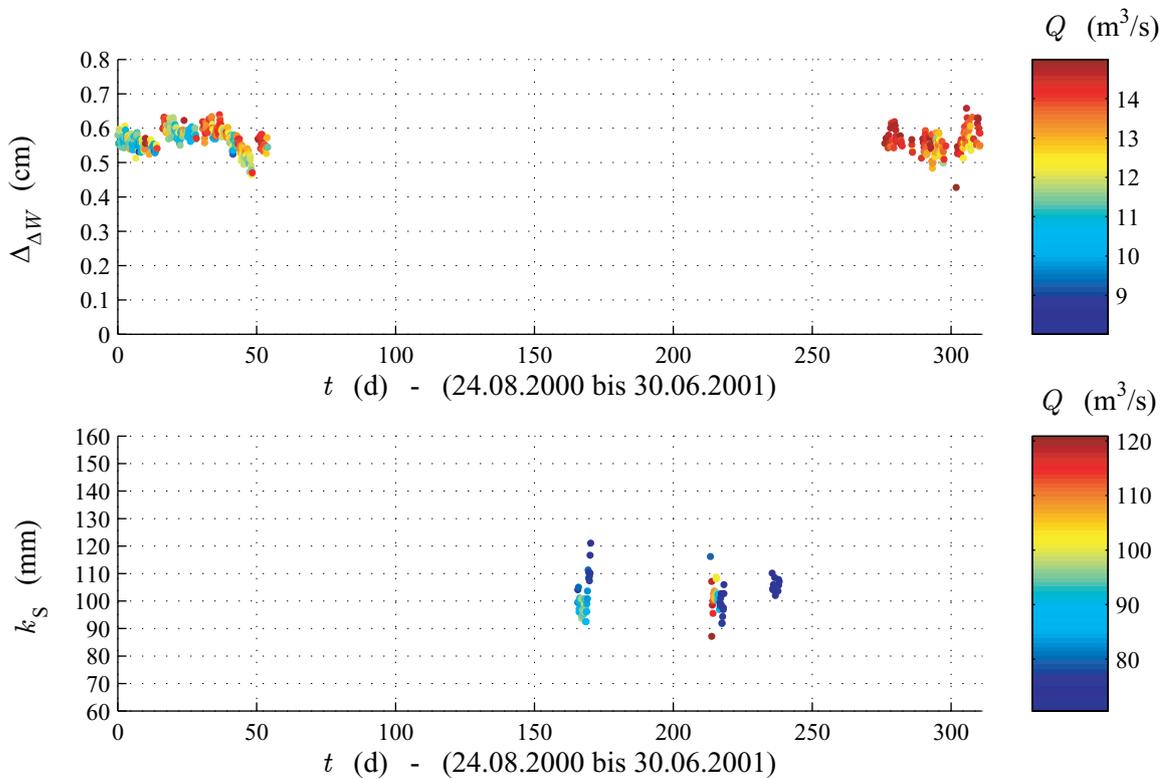


*Bild D.1: Ergebnis der Kalibrierung für Zeitbereich I*



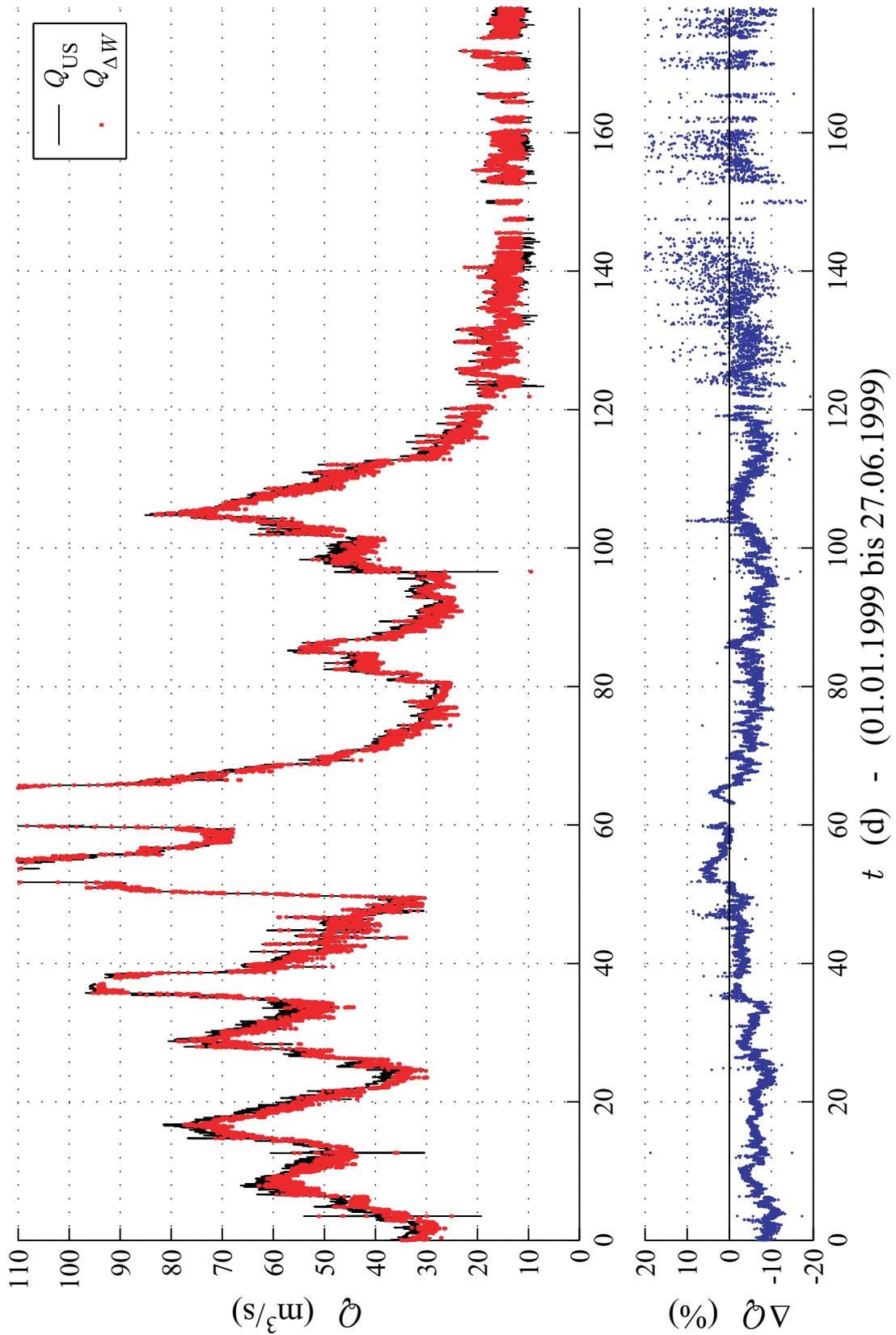
Für den Rauheitswert wurde das Ergebnis der Kalibrierung aus Zeitbereich IV übernommen.

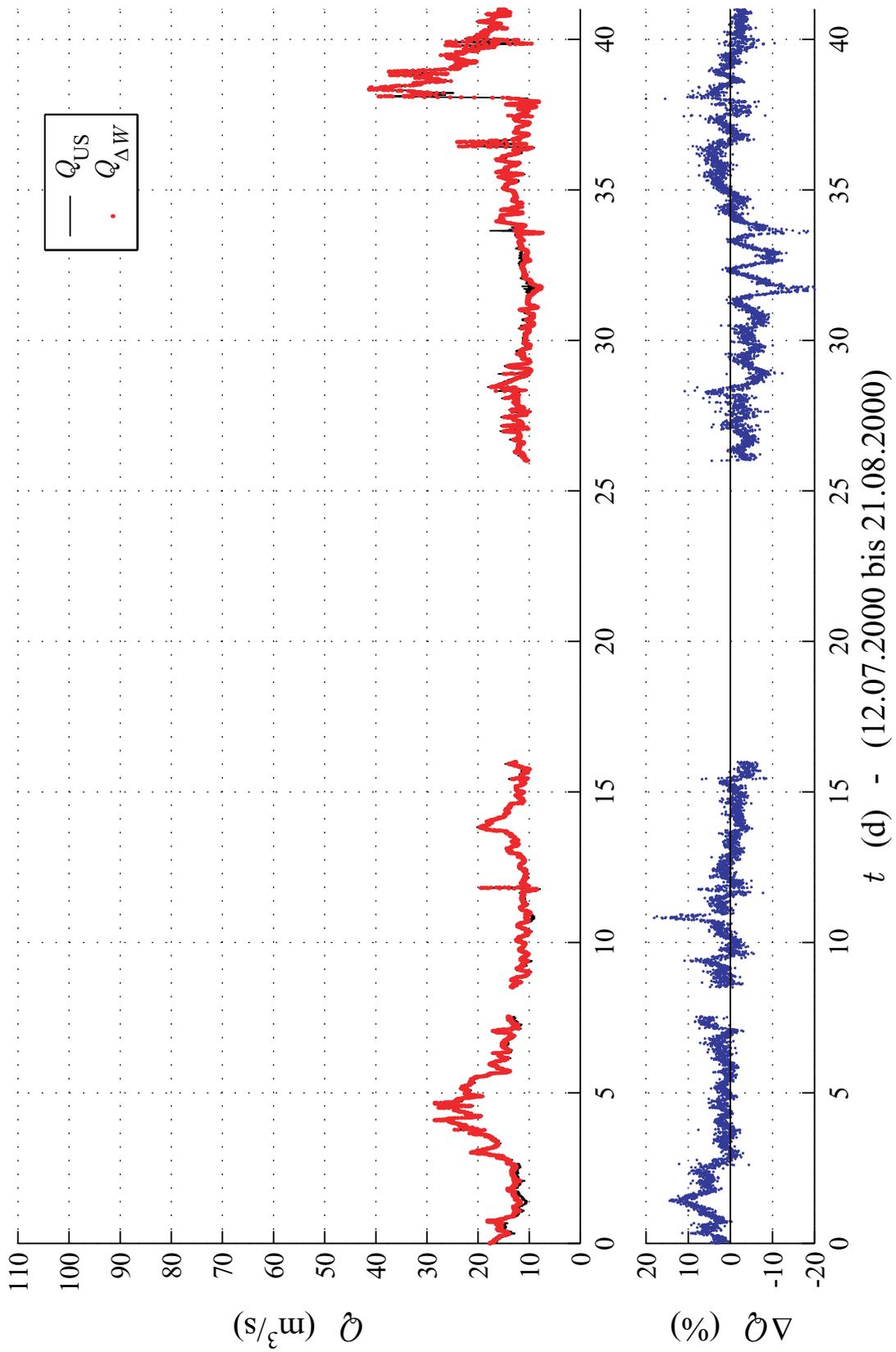
*Bild D.2: Ergebnis der Kalibrierung für Zeitbereich III*



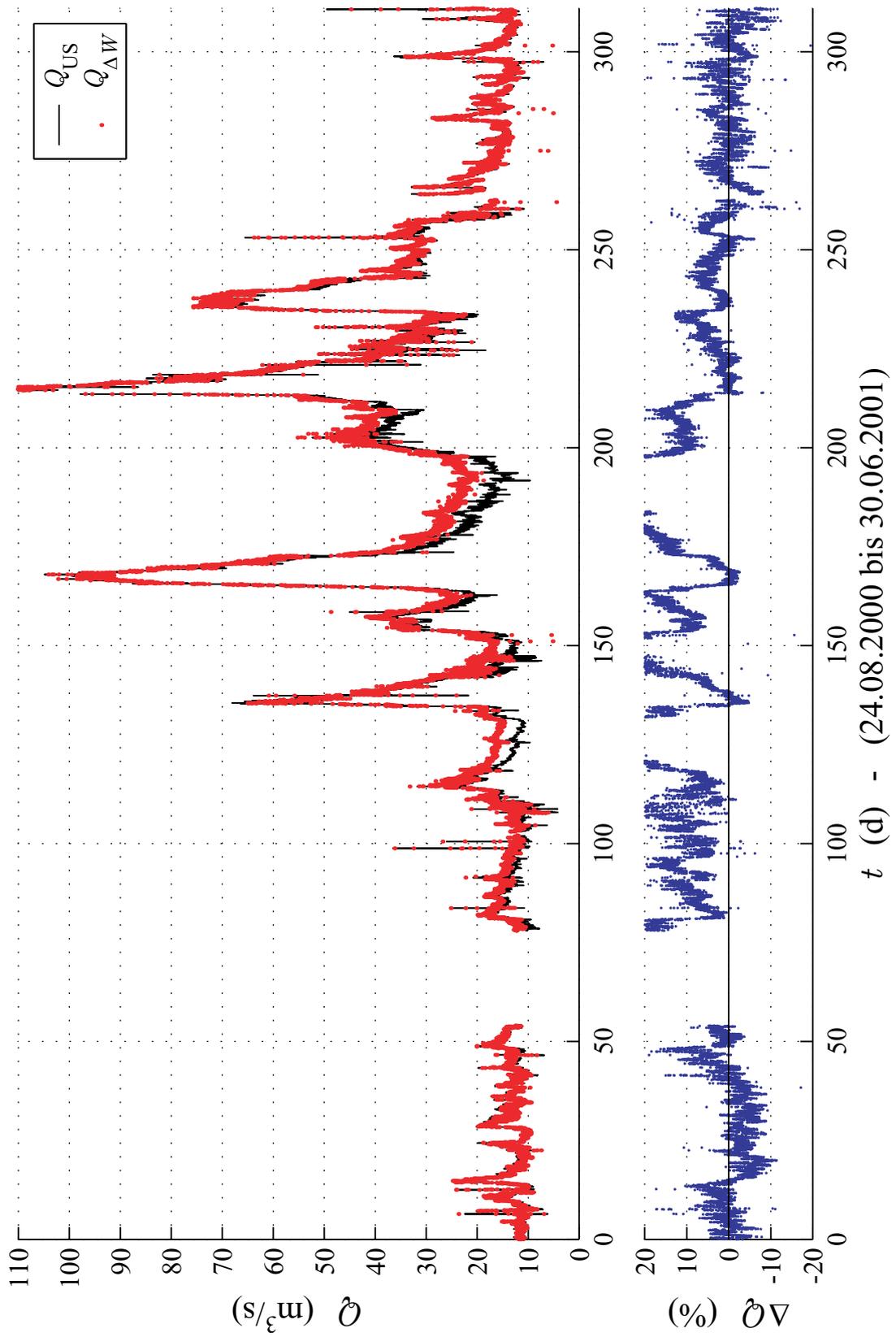
*Bild D.3: Ergebnis der Kalibrierung für Zeitbereich IV*

## D.2 Durchflussvergleich

Bild D.4: Vergleich zwischen  $Q_{\Delta W}$  (IMOC) und  $Q_{US}$  im Zeitbereich I



**Bild D.5:** Vergleich zwischen  $Q_{\Delta W}$  (IMOC) und  $Q_{\text{US}}$  im Zeitbereich III



**Bild D.6:** Vergleich zwischen  $Q_{\Delta W}$  (IMOC) und  $Q_{US}$  im Zeitbereich IV