

# **V-Rampen**

**Ökologisch weitgehend durchgängige Querbauwerke**

von

Andreas Niedermayr

---

Dr.-Ing. Andreas Niedermayr, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau  
und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München



Technische Universität München

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft

80290 München, Arcisstraße 21  
Germany

Tel.: 089 / 289 23161  
Fax: 089 / 289 23172  
E-Mail: wabau @ bv.tum.de

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Oskar von Miller - Institut)

82432 Obernach, Walchensee  
Germany

Tel.: 08858 / 9203 0  
Fax: 08858 / 9203 33  
E-Mail: obernach @ bv.tum.de

ISSN 1437-3513

ISBN 978-3-940476-06-7

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für  
Wasserbau und Wasserwirtschaft

Herausgegeben von Prof. Peter Rutschmann  
Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Druck und Einband: Meissner Druck GmbH, Oberaudorf

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner sechsjährigen Tätigkeit als wissenschaftlicher Angestellter am Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München.

Meine Untersuchungen zu den V-Rampen wurden teilfinanziert und mit initiiert durch Aufträge der bayerischen und baden-württembergischen Wasserwirtschaftsverwaltung zur Sanierung der Unteren Iller. Stellvertretend für die vielen Beteiligten danke ich den Herren Dr. Ottfried Arnold (Gewässerdirektion Donau/Bodensee) und Herrn Dipl.-Ing. Harald Blau (WWA Donauwörth, ehemals WWA Krumbach) für die aufgeschlossenen Diskussionen und die stets konstruktive Zusammenarbeit.

Ergänzend erfolgte eine Teilbearbeitung des Projekts der Deutschen Bundesstiftung Umwelt zum Thema „Planungshilfen zur Revitalisierung der Unteren Isar“ (Aktenzeichen: 22728/), in welchem ein Konzept zur Sanierung mittels einer Kombination von Uferrückbaumaßnahmen mit V-Rampen erarbeitet wurde. Für das in uns gesetzte Vertrauen und für die finanzielle Unterstützung danke ich der DBU herzlich.

Dem ehemaligen Lehrstuhlinhaber, Herrn Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl, bin ich zu tiefem Dank verpflichtet, da er mir die Tätigkeit an der Versuchsanstalt Oberrach ermöglichte und bereitwillig als Gutachter für meine Dissertation zur Verfügung stand. Er sorgte für ein Arbeitsumfeld, das von Vertrauen und gegenseitigem Respekt geprägt war, und setzte stets seine gesamte Energie in das Wohl des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt ein. Seine praktische Sicht der Dinge und die vielen hilfreichen Anmerkungen haben mir im Beruf und während meiner Dissertation weiter geholfen.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater, Herrn Prof. Dr.-Ing. habil Markus Aufleger, für seinen Ideenreichtum, seine Visionen und sein unermüdliches Engagement, Ideen auch tatkräftig in die Wirklichkeit umzusetzen. Fachlich, organisatorisch und persönlich habe ich viel von ihm gelernt. Mit Hilfe seiner Rückendeckung als gewissenhafter Projektleiter, und durch das in mich gesetzte Vertrauen, war es mir möglich mit gutem Gewissen den Untersuchungen auf meiner Art und Weise nach zu gehen.

Dem neuen Lehrstuhlinhaber, Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Rutschmann, danke ich für die unkomplizierte Übernahme des Koreferats und die konstruktiven Anmerkungen in der Endphase meiner Arbeit.

Herrn Prof. Dr. rer. nat. Harald Horn danke ich für die Übernahme des Vorsitzes bei meiner Promotionsprüfung.

Meinen ehemaligen Kollegen Dr.-Ing. Arnd Hartlieb, Dr.-Ing. Richard Huber und Dr.-Ing. Tobias Hafner danke ich für die zahlreichen Gespräche, in denen ich fachlich beraten wurde, neue Sichtweisen gelernt habe, und falls nötig, mit viel Geduld moralisch wieder aufgebaut wurde.

Ohne den Obernacher Handwerkern, die letztendlich die Modelle herstellen, wären viele meiner Untersuchungen nicht möglich gewesen. Stellvertretend danke ich den Herren Franz Rieger und Richard Schmitt für deren Initiative, Ideenreichtum und stets schnelle Hilfe bei meinen Versuchen.

Meinen ehemaligen Diplomanden, stellvertretend den Herren Dipl.-Ing. (FH) Martin Schmidt und Dipl.-Ing. Manfred Gius, danke ich für ihr Engagement, für ihre Geduld und ihren Humor, den Sie bei meiner Betreuung bewiesen haben, sowie für das aufgebrachte Verständnis für meine Sonderwünsche. Wesentliche Teile der durchgeführten Versuche wären ohne ihre Mitarbeit in diesem Umfang nicht verwirklicht gewesen.

Meinen ehemaligen Kollegen danke ich für das freundschaftliche Arbeitsverhältnis, für den respektvollen Umgang, die vielen fachlichen Gespräche und die unvergesslichen Stunden bei Feierlichkeiten. Insbesondere Frau Valerie Neisch, Herr Dipl.-Geol. Michael Mett, Herr Georg Reindl und Herr Stefan Höck haben durch ihre Persönlichkeit meinen Arbeitsplatz und meine Freizeit bereichert und mir, in einer vom langen Winter und kaltem Sommer geprägten Gegend, ein Gefühl von Heimat vermittelt.

Meine Eltern haben mich stets gelenkt und gefördert, ohne mich dabei zu fordern und mir Grenzen zu setzen. Für die Unterstützung während meiner Ausbildung und die Möglichkeit, mir meinen eigenen Lebensweg uneingeschränkt selbst zu wählen, bin ich Ihnen zu Dank verpflichtet.

Meiner Frau Christine und meiner Tochter Katrin, die während der Bearbeitung meiner Dissertation auf sehr viel verzichten mussten, danke ich für ihr Verständnis und ihre moralische Unterstützung. Gleichzeitig bitte ich um Verzeihung für meine Launen in den Phasen der grössten Belastung. Ohne eure Zuversicht und Hilfe gäbe es diese Arbeit nicht.

Oberentfelden, im April 2008

Andreas Niedermayr

## **Zusammenfassung**

Zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Gewässer werden häufig Rampen eingesetzt. Diese weisen gegenüber Abstürzen eine verbesserte ökologische Durchgängigkeit auf. Allerdings erfolgt auch bei kleineren und mittleren Abflüssen, ohne der Notwendigkeit zur Stabilisierung, ein Aufstau.

V-Rampen hingegen stellen eine lokale seitliche Querschnittsverengung im Fluss dar und werden idealerweise ohne Höhenversatz der Gewässersohle ausgeführt. Dadurch wird bei kleinen und mittleren Abflüssen der Fließgewässercharakter kaum beeinträchtigt und bei größeren Abflüssen der zur Stabilisierung erforderliche Aufstau erreicht.

In der vorliegenden Arbeit werden die Grundlagen der Sohlstabilisierung mit V-Rampen vorgestellt. Auf die Dimensionierung der Öffnungsgeometrie zum Erreichen eines bedarfsgerechten Aufstaus und die ökologischen Vorteile wird eingegangen. Ein Großteil der Arbeit befasst sich mit der Bemessung und Konstruktion des Bauwerks unter Verwendung von Steinen und Blöcken sowie mit der Optimierung der Energieumwandlung im Unterwasser. Ergänzend werden die Vorteile vorgestellt, die V-Rampen in Kombination mit dem Uferrückbau bieten.

## **Summary**

Ramps consist a commonly used construction for riverbed stabilization in degrading rivers. In comparison to drops, they provide better conditions for migration of aquatic organisms. On the other hand, they cause a rise of the upstream water level, even during periods with low and medium discharges, although in that case there is actually no need for streambed stabilization.

A breach-ramp imposes a local lateral cross section constriction, ideally with no height offset of the river bed. Thus, the natural flow pattern is only slightly influenced in case of low and medium discharges, but at the same time, the desired backwater effect is attained for higher discharges.

In this work the basic principles of river bed stabilization with use of breach-ramps are presented. Guidelines for optimal design and dimensioning of the opening geometry, in order to achieve the desired rise of water level, are summarized. Furthermore the ecological advantages of this type are reviewed. The main focus of the study lies in the dimensioning and construction of the structure with use of boulders and blocks, as long as on the optimization of energy-dissipation in the tailwater. Finally the possibilities which arise by the combination of breach-ramps and the removal of bank protections are presented.



# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Problemstellung . . . . .	1
1.2	Maßnahmen zur Sohlstabilisierung . . . . .	3
1.3	Konzept der V-Rampe . . . . .	5
1.4	Aufgabenstellung . . . . .	9
<b>2</b>	<b>Sohlstabilisierung mit V-Rampen</b>	<b>11</b>
2.1	Grundlagen . . . . .	11
2.1.1	Kritische Sohlbelastung . . . . .	12
2.1.2	Natürliche Deckschichtbildung . . . . .	12
2.1.3	Sohlanhebung . . . . .	15
2.1.3.1	Sohllagenentwicklung unter gleichbleibenden Verhältnissen	15
2.1.3.2	Sohllagenentwicklung in Abhängigkeit des Abflusses . . .	17
2.1.3.3	Sohllagenentwicklung bei Abflussschwankungen . . . . .	18
2.1.4	Schwebstofftransport . . . . .	19
2.1.5	Hydraulische Wirksamkeit . . . . .	19
2.1.6	Maßgebliche Abflüsse für die Sohlstabilisierung . . . . .	22
2.2	Ermittlung des notwendigen Aufstaus zur Sohlstabilisierung . . . . .	24
2.2.1	Verwendung numerischer Programme . . . . .	24
2.2.2	Analytisch mittels Verwendung der Staulinienfunktion . . . . .	25
2.2.3	Parameterstudie . . . . .	28
<b>3</b>	<b>Ökologie</b>	<b>33</b>
3.1	Ökosystem Fließgewässer . . . . .	33
3.2	Anthropogene Eingriffe . . . . .	36
3.3	Auswirkungen einer V-Rampe . . . . .	37
<b>4</b>	<b>Der Aufstau durch V-Rampen</b>	<b>41</b>
4.1	Allgemeines . . . . .	41
4.2	Vereinfachte Ermittlung des Aufstaus . . . . .	42
4.2.1	Ohne Überströmung der Seitenstrukturen . . . . .	42
4.2.2	Mit Überströmung der Seitenstrukturen . . . . .	43
4.3	Berücksichtigung von Energieverlusten . . . . .	44
4.3.1	Energieverluste an Brückenbauwerken . . . . .	44
4.3.1.1	Durchweg strömende Verhältnisse - Fließzustand I . . . . .	46
4.3.1.2	Fließwechsel im Bereich der Verengung - Fließzustand II . .	48

4.3.2	Pfeilereinfluss auf die Abflussleistung an Wehren . . . . .	50
4.3.3	Berücksichtigung von Verlusten bei V-Rampen . . . . .	51
4.4	Berücksichtigung des Unterwassereinflusses . . . . .	53
<b>5</b>	<b>Energieumwandlung</b>	<b>57</b>
5.1	Energieumwandlung durch Wechselsprung . . . . .	57
5.2	Energieumwandlung an rauen Rampen . . . . .	58
5.3	Gewellter Abfluss . . . . .	59
5.4	Turbulente Freistrahlen . . . . .	63
5.4.1	Ebener Freistrah . . . . .	63
5.4.2	Ebener Freistrah in flachem Wasser . . . . .	68
5.4.3	Wandstrahl . . . . .	69
5.4.4	Turbulenter Freistrah im begrenzten Raum . . . . .	71
5.5	Problematik der Energieumwandlung bei V-Rampen . . . . .	75
5.6	Allgemeines zu den Versuchen zur Energieumwandlung an V-Rampen . . . . .	76
5.7	Grundlagenversuche - Teil 1 . . . . .	77
5.7.1	Wellenbewegung . . . . .	79
5.7.2	Messung der Fließgeschwindigkeiten . . . . .	80
5.7.3	Farbtracer . . . . .	80
5.7.4	Kolkbild . . . . .	81
5.8	Grundlagenversuche - Teil 2 . . . . .	82
5.9	Versuche zur V-Rampe an der Unteren Iller bei Fluss-km 13,8 . . . . .	88
5.9.1	Flügelmessungen . . . . .	90
5.9.2	ADV-Messungen . . . . .	94
5.9.2.1	Vorgehen . . . . .	95
5.9.2.2	Untersuchte Varianten . . . . .	96
5.9.2.3	Parameter . . . . .	98
5.9.2.4	Detailuntersuchung der optimierten Variante . . . . .	99
5.9.2.5	Einfluss des Unterwasserstands . . . . .	103
5.9.2.6	Anordnung eines zusätzlichen Bogens . . . . .	106
5.9.2.7	Anordnung von Keilstrukturen . . . . .	109
5.10	Schlussfolgerungen zur Energieumwandlung an V-Rampen . . . . .	112
<b>6</b>	<b>Stabilität und Konstruktion</b>	<b>115</b>
6.1	Strömungsstabile Deckwerke . . . . .	115
6.1.1	Allgemeines . . . . .	115
6.1.2	Deckwerkssteine . . . . .	116
6.1.3	Stabilität eines Einzelsteins . . . . .	117
6.1.4	Versagenszustände von Deckwerken . . . . .	120
6.2	Belastungsbereiche einer V-Rampe . . . . .	121
6.3	Vorbett . . . . .	122
6.4	Angeströmte Seite der Seitenstrukturen . . . . .	123
6.5	Rücken der Seitenstrukturen . . . . .	123
6.5.1	Bemessungsansätze . . . . .	124

6.5.2	Verschneidung mit der Uferböschung . . . . .	127
6.5.3	Abminderung der Belastung . . . . .	128
6.5.3.1	Berechnung der Normalwassertiefe . . . . .	128
6.5.3.2	Ermittlung der reduzierten Schleppspannung . . . . .	129
6.5.3.3	Umrechnung der reduzierten Belastung . . . . .	130
6.5.3.4	Überprüfung . . . . .	131
6.5.4	Alternative Deckwerke . . . . .	132
6.5.4.1	Verstärkung von gesetzten Deckwerken mit Pfählen . . . . .	132
6.5.4.2	Wasserbausteine aus Beton . . . . .	133
6.5.4.3	Verguss von Wasserbausteinen . . . . .	134
6.5.4.4	Gabionen . . . . .	137
6.5.4.5	RCC - Roller Compacted Concrete . . . . .	139
6.5.4.6	Betonverbundsteine . . . . .	141
6.6	Öffnungswandung der Seitenstrukturen . . . . .	143
6.7	Sohle der V-Rampe . . . . .	148
6.8	Tosmulde . . . . .	150
6.9	Nachbett . . . . .	151
6.9.1	Geschlossenes Deckwerk . . . . .	151
6.9.2	Offenes Deckwerk . . . . .	153
6.10	Konstruktive Hinweise . . . . .	155
6.10.1	Sicherheiten . . . . .	155
6.10.2	Steinauswahl . . . . .	156
6.10.3	Filter . . . . .	156
6.10.4	Ausführung und Bauwerksanschlüsse . . . . .	158
6.10.5	Böschungssicherung . . . . .	159
6.10.6	Ausuferung . . . . .	159
<b>7</b>	<b>V-Rampen in Kombination mit Uferrückbaumaßnahmen</b>	<b>161</b>
7.1	Eigendynamische Gewässerentwicklung . . . . .	161
7.2	Großmaßstäbliche physikalische Modellversuche . . . . .	161
7.2.1	Versuchseinrichtung . . . . .	162
7.2.2	Vereinfachungen . . . . .	163
7.2.3	Übertragbarkeit der Modellversuche . . . . .	163
7.3	Steuerung der Gewässerentwicklung durch die unterstromige Randbedingung	165
7.4	Einfluss der zeitlichen Abfolge auf die Morphologie . . . . .	167
7.5	Anmerkungen zur eigendynamischen Gewässerentwicklung . . . . .	173
<b>8</b>	<b>Sanierung der Unteren Iller</b>	<b>177</b>
8.1	Konzept . . . . .	177
8.2	V-Rampe bei Fluss-km 13,8 . . . . .	178
8.2.1	Sohlstabilisierung . . . . .	178
8.2.2	Energieumwandlung . . . . .	180
8.2.3	Konstruktion . . . . .	180
8.2.3.1	Rücken der Seitenstrukturen . . . . .	181

8.2.3.2	Öffnungswandung . . . . .	181
8.2.3.3	Sohle im Bereich der Öffnung . . . . .	183
8.2.3.4	Ausführungsvorschlag . . . . .	183
8.2.3.5	Vollmodell der Iller V-Rampe . . . . .	184
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>187</b>
9.1	Ergebnisse . . . . .	187
9.2	Ausblick . . . . .	191
	<b>Anhang</b>	<b>193</b>
	<b>Verwendete Symbole und Formelzeichen</b>	<b>216</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>220</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>228</b>
	<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>232</b>

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Flüsse stellen seit jeher eine wichtige Grundlage für die Ansiedlung von Menschen dar. Neben dem zum Leben notwendigen Wasserdargebot und der Nutzung als Transportweg geht von Flüssen aber auch eine latente Gefahr im Hochwasserfall aus. Der Mensch versuchte deshalb bereits in Frühzeiten, das teils beschränkt, teils im zu großen Überfluss vorhandene Wasserdargebot zu bändigen, zu regeln und zu seinen Gunsten nutzbar zu machen.

Im 19. Jahrhundert konnten die im Zuge der Industrialisierung gewachsenen Anforderungen mit Hilfe des technischen Fortschritts befriedigt werden. Isar, Iller, Lech und Wertach - nur einige Flüsse exemplarisch für die Situation im Voralpengebiet Bayerns - wurden in umfangreichen Korrektionsmaßnahmen grundlegend umgestaltet. Ehemals mehrere hundert Meter breite Gewässer wurden eingeengt und begradigt, seitliche Flussarme von der Wasserführung abgetrennt und Uferbereiche mit Steinschüttungen gesichert (Abb. 1.1). Auwälder wurden in landwirtschaftliche Flächen umgewandelt. Die Errichtung von Wasserkraftwerken stellte die Bereitstellung der Elektrizität für Eisenbahn und Industrie sicher. Mit Hilfe von Querbauwerken wurden Wasserstandsschwankungen verringert. Den damaligen Kritikern gab eine Denkschrift der Obersten Baubehörde Bayerns zu bedenken, dass der Ausbau „von jenen, die die früheren Zustände kannten, als eine erlösende Tat angepriesen wird“ (Bayer. StMI, 1989).

So vielfältig die berechtigten Gründe für die Korrektionsmaßnahmen waren, so komplex sind die mit ihnen verbundenen Auswirkungen auf die Gewässermorphologie und -ökologie. Der auf ein enges Flussbett konzentrierte Abfluss führt zu einer Verstärkung des Sohlangriffes. Laufverlagerungen des Gewässers werden durch die Uferbefestigungen verhindert. Infolge der Errichtung von Querbauwerken und Wasserkraftwerken wird der Geschiebetrieb unterbrochen. Der verstärkte Sohlangriff kann aufgrund des fehlenden Geschiebezustroms von oberstrom nicht mehr ausgeglichen werden. Deutliche Sohleintiefungen, bis in die heutige Zeit im Bereich mehrerer Meter, sind die Folge (Abb. 1.2). Die Erosion der Flusssohle führt zu sinkenden Wasser- und Grundwasserständen, wodurch Auwälder trockenfallen, flussnahe Bauwerke in ihrer Stabilität gefährdet werden und vielerorts, mittlerweile bei nur noch geringer Restmächtigkeit der Kiesauflage, ein Sohldurchschlag droht oder bereits erfolgt ist.



Abb. 1.1: Lech bei Prittriching vor (1926) und wenige Jahre nach der Korrektur (aus Bayer. StMI, 1989)



Abb. 1.2: Wertach unterstrom des Kraftwerks Inningen (links) und Iller im Bereich der Vöhringer Brücke (rechts)

## **1.2 Maßnahmen zur Sohlstabilisierung**

Bereits kurz nach den im 19. und zu Beginn des 20. Jahrhunderts durchgeführten Korrektionsmaßnahmen wurden die ersten negativen Auswirkungen erkannt. Damals wurde der Entwicklung durch Errichtung von Sohlschwellen, Abstürzen und Staustufen entgegen gewirkt. Erreicht wurde eine lokale Verbesserung der Sohlstabilität, allerdings meist einhergehend mit einer Verschiebung des Problems nach unterstrom.

Bis in die heutige Zeit hat die Eintiefung vielerorts mehrere Meter erreicht. Die ehemals wilden Flüsse wurden gezähmt und von der früher vorhandenen Dynamik des Fließgewässers ist außer bei größeren Hochwasserereignissen nichts mehr zu spüren.

Zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flussabschnitte bieten sich verschiedene Maßnahmen an, die sich in drei Klassen unterteilen lassen.

### **Reduktion der Sohlbelastung**

Eine Verringerung von Fließgeschwindigkeiten und der Sohlbelastung wird wirkungsvoll durch die Errichtung von Staustufen, Abstürzen oder Rampen erreicht. Die Fließtiefe im Oberwasser der Bauwerke wird angehoben und das Energieliniengefälle reduziert. Einen Sonderfall stellen Grundswellen dar, die als punktuelle Fixierung der Gewässersohle dienen. Erst nach einer Sohleintiefung und Reduktion des Gefälles im Oberwasser ergibt sich bei Ihnen eine stützende Wirkung auf den Gewässerabschnitt. Absturzbauwerke stellen ein Hindernis bei der Aufwärtswanderung aquatischer Organismen und Fische dar. Mit der Ausführung der Querbauwerke als Blockrampen flachen Gefälles, neuerdings auch als Rampen in aufgelöster Bauweise, kann die Durchgängigkeit für aquatische Organismen weitgehend gewährleistet werden. Nachteilig ist insbesondere bei hohen Querbauwerken die Veränderung des Fließgewässercharakters bei niedrigen und mittleren Abflüssen.

Wirkungsvoll trägt eine Verbreiterung des Abflussquerschnitts dazu bei, die spezifische Belastung zu verringern. Die Aufweitung kann auf technischem Weg oder infolge einer eigendynamischen Gewässerentwicklung nach Entfernung der Uferverbauung erfolgen. Ein positiver ökologischer Nebeneffekt ist die Erhöhung der Strukturvielfalt und die Aufwertung der strömungsberuhigten, ufernahen Flachwasserzone. Das im Zuge einer technischen Aufweitung gewonnene oder bei der eigendynamischen Entwicklung erodierte Ufermaterial dient als zusätzlicher Geschiebeeintrag und kann die Sohle zeitweise vor weiterer Eintiefung schützen bzw. zu einer Sohlhebung führen. In der Regel reicht allerdings eine alleinige eigendynamische Verbreiterung des Gewässers nicht für eine nachhaltige Sohlstabilisierung aus.

Durch eine Reaktivierung von Gewässeraltarmen und eine Beaufschlagung der Flussaue kann der im Fluss verbleibende und die Sohle belastende Abflussanteil ab kleineren Hochwasserereignissen reduziert werden.

### **Erhöhung des Erosionswiderstands**

Der Erosionswiderstand einzelner Sohlpartikel wird durch ihre Masse, Form, Größe und deren Lage beeinflusst. Eine Vergrößerung des Erosionswiderstands lässt sich durch verschiedene Maßnahmen erreichen.

Eine Geschiebeanreicherung mit wesentlich gröberen Bestandteilen kann den maßgebenden Korndurchmesser der Deckschicht und den Widerstand gegen Transport erhöhen. Soll die Zugabe lokal begrenzt oberstrom des betrachteten Gewässerabschnitts erfolgen, so darf das Grobkorn bestimmte Grenzen nicht überschreiten, um mittelfristig eine Verteilung auf der gesamten Sohle sicherzustellen. Die Bildung von Deckschichten ist mit von der Hydrologie abhängig und nur bis zu einer gewissen Belastung stabil. Bei größeren Hochwasserereignissen besteht die Gefahr des Aufreissens der Deckschicht und Abtransports der gröberen Bestandteile.

Das Aufbringen einer geschlossenen Deckschicht aus größeren Steinen schützt das darunter liegende Sohlmaterial. Die Deckwerkssteine sind in der Regel auf große bis sehr große Hochwasserereignisse zu dimensionieren. Nachteilig ist aus ökologischen Gesichtspunkten der Verlust der Sohldynamik und das Verdecken der Oberfläche des natürlichen Sohlsubstrats. Aufgrund des technischen Aufwands und des hohen Materialbedarfs eignen sich geschlossene Deckwerke bevorzugt nur für die lokale Sicherung gefährdeter Bereiche, beispielsweise als Kolkschutz an Brückenpfeilern und Einleitungsbereichen, sowie zur örtlichen Sohlfixierung.

Ein Offenes Deckwerk (Knauss, 1995; Hartlieb, 1999) stellt eine lose Belegung der natürlichen Flusssohle mit größeren Steinen dar. Die Deckwerkssteine sind erosionsstabil und schützen, bei entsprechendem Belegungsgrad, die angrenzende und freiliegende Sohle durch den Strömungsschatten. Der Materialaufwand ist gegenüber einem geschlossenem Deckwerk deutlich verringert. Die natürliche Sohlstruktur wird um die Rauheitselemente erweitert und bietet zusätzlichen Lebensraum für Kleinstorganismen und Fische. An der Wertach unterstrom des Kraftwerks Inningen und bei einem Naturversuch an der Unteren Iller (Sander-Kessels et al., 2006) hat sich diese Maßnahme bei einem größeren Hochwasser im Jahr 2005 bewährt.

## **Ausgleich des erodierten Materials**

Eine Zugabe von Geschiebe oberstrom des eintiefungsgefährdeten Abschnitts führt zu einer teilweisen oder vollständigen Sättigung des Geschiebetransportvermögens und reduziert oder verhindert damit eine weitere Sohleintiefung. Die Zugabe kann auf technischem Wege erfolgen oder vorübergehendes Resultat einer eigendynamischen Aufweitung sein. Übersteigt die Zugabe mittelfristig das Transportvermögen, so wird dies zu einer Anhebung und Aufsteilung der Flusssohle führen.

Aus flussökologischen Gesichtspunkten ist die Zugabe prinzipiell positiv zu bewerten, da die Sohldynamik erhalten bleibt. Allerdings fehlt es dieser Maßnahme an Nachhaltigkeit, da die Randbedingungen nicht verändert werden. Zudem ist ein großer Aufwand und Energieeinsatz zum Transport und Einbringen des Materials erforderlich, weshalb die Geschiebezugabe eher als kurzfristiger Zeitgewinn für die Durchführung langfristiger Maßnahmen oder als Ergänzung zu alternativen Methoden zu sehen ist.

## **1.3 Konzept der V-Rampe**

Im naturnahen Gewässerausbau haben sich raue Rampen als die übliche Ausführung von Sohlenstufen durchgesetzt. Raue Rampen weisen gegenüber anderen Sohlenstufen eine ganze Reihe von Vorteilen in ökologischer, wirtschaftlicher und meist auch ästhetischer Hinsicht auf. Aus dem Bemühen um eine Reduzierung der Eingriffe in das Fließgewässersystem resultieren häufig sehr niedrige Bauhöhen. Hieraus folgt zwangsläufig bei höheren Abflüssen eine erhebliche Reduzierung der sohlstabilisierenden Wirkung.

Grundsätzlich ist es unvermeidbar, dass sich auch im Oberwasser von rauen Rampen eine i. a. deutlich tiefer liegende Sohlage einstellt. Die hieraus resultierende Beeinträchtigung des Fließgewässercharakters wird insbesondere bei niedrigen Abflüssen offensichtlich. Über einen großen Zeitraum des Jahres wird ohne Notwendigkeit zur Sohlstabilisierung das Gewässer aufgestaut und somit die Fließgeschwindigkeiten deutlich verringert. Der physikalische Sauerstoffeintrag nimmt hierbei signifikant ab und stenöke aquatische Organismen, die Veränderungen der Lebensbedingungen nur in geringem Maße tolerieren, werden aus dem Gewässerabschnitt verdrängt. Die ursprüngliche gewässerspezifische Biozönose des aquatischen Lebensraums wird somit grundlegend verändert. Für eine nachhaltige Sohlstabilisierung ist eine tatsächliche Gefällereduzierung nur bei Abflussverhältnissen notwendig, welche einen deutlichen Geschiebetrieb verursachen. Bei niedrigeren Wasserführungen können steilere Gefällesituationen akzeptiert werden.

Am Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München wurde das Konzept der V-Rampe entwickelt (Aufleger, 2004). Eine V-Rampe (Abb. 1.3) besteht aus zwei Seitenstrukturen, die lokal den Abflussquerschnitt enger und insbesondere bei höheren Abflüssen im Oberwasser den Wasserspiegel anheben. Die Gewässersohle erfährt im Idealfall im Bereich der V-Rampe keinen Höhenversatz.

Bei geringen und mittleren Abflüssen, die keinen Geschiebetrieb bewirken, wird der Wasserspiegel im Oberwasser nur geringfügig beeinflusst und der Fließgewässercharakter kann über einen Großteil des Jahres weitestgehend erhalten werden. Bei diesen Abflüssen wird die V-Rampe für die Mehrzahl der aquatischen Lebewesen durchgängig sein. Erst bei geschiebetransportwirksamen Abflüssen wird der Wasserspiegel signifikant angehoben und die Sohl Schubspannungen werden auf einer definierten Gewässerlänge im Oberwasser auf ein unterkritisches Maß reduziert. Im Bereich der Öffnung wird sich i. a. ein Fließwechsel einstellen, vom Strömen im Oberwasser zum Schießen im Bereich der V-Rampe. Ein bedarfsgerechter Aufstau mit sohlstabilisierender Wirkung über einen großen Abflussbereich ist die Folge (Abb. 1.4).

Bei der Ausführung der Querschnittsverengung sind verschiedenste Varianten möglich (Abb. 1.5). Im Rahmen dieser Arbeit werden V-Rampen mit einer im Querschnitt trapezförmigen

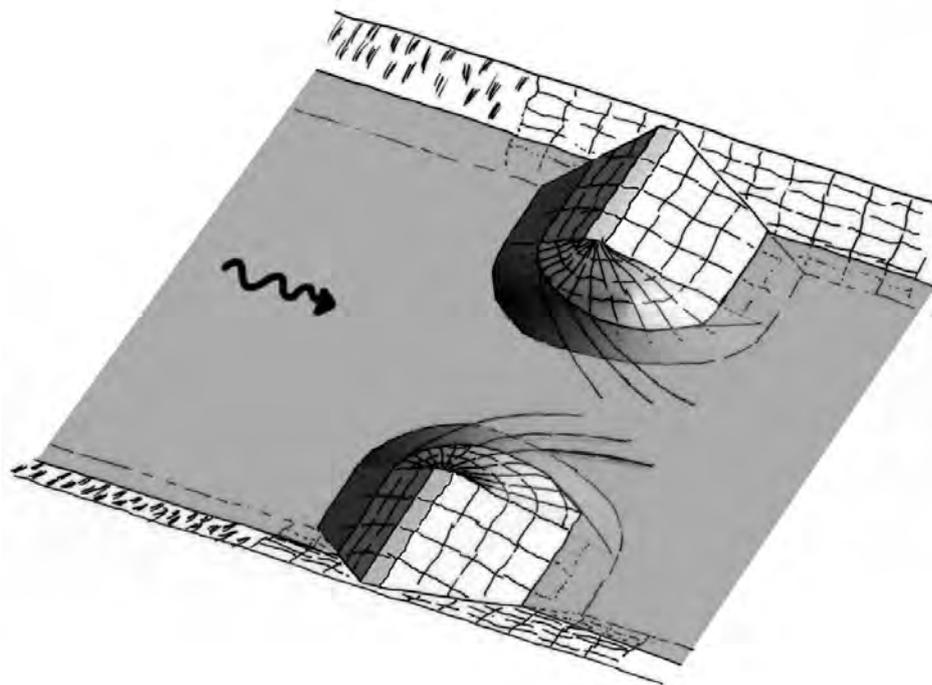


Abb. 1.3: Schematische Darstellung einer V-Rampe

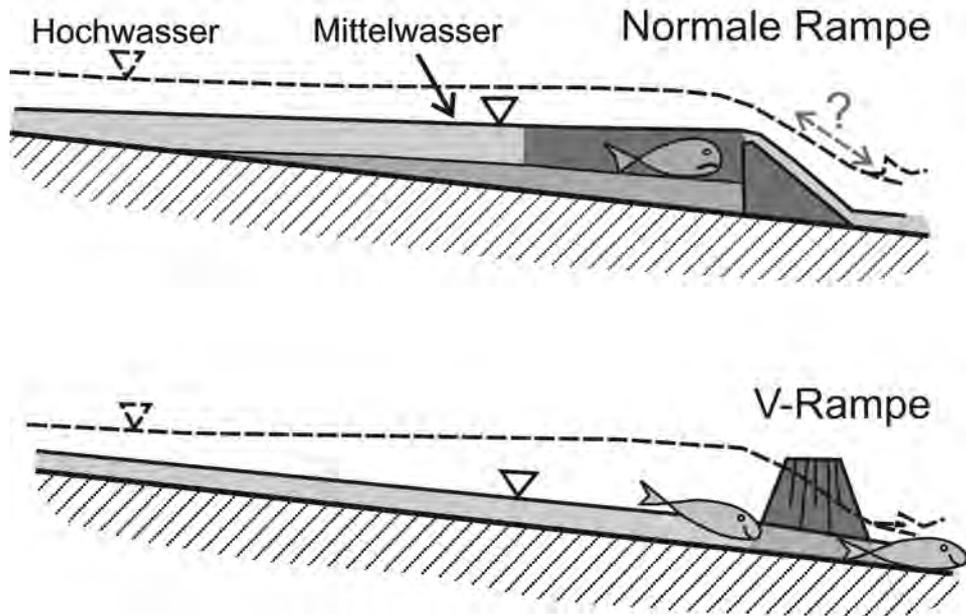


Abb. 1.4: Vergleich der Funktionsweise einer normalen Rampe und einer V-Rampe (Aufleger und Niedermayr, 2005)

Öffnung (a) betrachtet. Eine ausgerundete Form der Seitenstrukturen (b) ist aber ebenso wie die Verwendung von mehreren kleineren Öffnungen (c) oder dem Einbau größerer Blöcke (d) denkbar. Grenzen bei der Wahl der V-Rampengeometrie werden in erster Linie durch die optische Wirkung, die Verklauungsgefahr, die Bootspassierbarkeit und letztendlich durch die Akzeptanz in der Bevölkerung gesetzt.

In Einzelfällen wird der Einbau eines Höhenversatzes im Bereich der Öffnung angebracht sein; beispielsweise um den Mittelwasserspiegel anzuheben. Da die Verwendung eines solchen Sattels prinzipiell die ökologische Durchgängigkeit verschlechtert, ist bei der Planung zwischen dem entsprechenden Nutzen und dem resultierenden Nachteil abzuwägen. Im folgenden werden mit Ausnahme des Abschnitts 5.8 nur V-Rampen mit einer durchgängig auf Gewässerniveau liegenden Bauwerkssohle betrachtet.

Die Namensgebung rührt vom ursprünglichen Gedanken, eine normale Rampe mit einem V-förmigen Einschnitt zu versehen. Im Laufe weiterer Überlegungen und Untersuchungen hat sich die jetzige Konzeption ergeben. Der zuvor gewählte Begriff wurde allerdings beibehalten.

Durch Wahl der verbleibenden Öffnungsbreite  $b_{of}$ , Neigung der Öffnungswandung  $1 : m$  und Höhe der Seitenstrukturen  $h_{st}$  kann der resultierende Oberwasserstand weitestgehend ideal

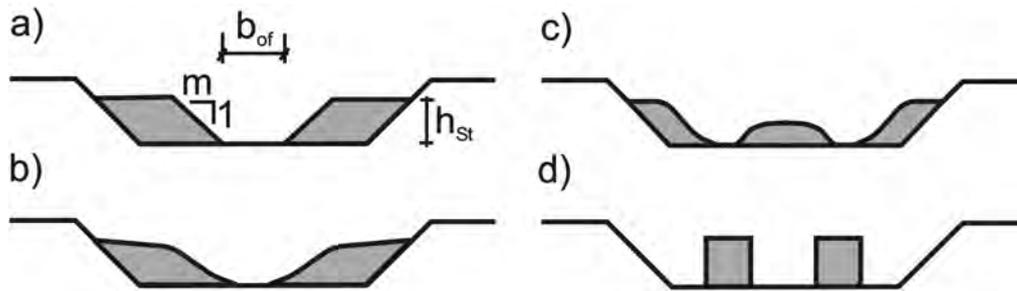


Abb. 1.5: Mögliche Varianten von V-Rampen im Querschnitt (schematisch)

an die Bedürfnisse der Sohlstabilisierung und des Hochwasserschutzes angepasst werden. Ein bedarfsgerechter Aufstau wird somit gewährleistet. Bei einem konventionellen Querbauwerk hingegen kann die Wasserstand-Abfluss-Beziehung nur durch Wahl der Bauwerkshöhe und -breite bestimmt werden. Die Aufstaucharakteristik von V-Rampen unterscheidet sich somit grundlegend von derjenigen konventioneller Rampen (Abb. 1.6).

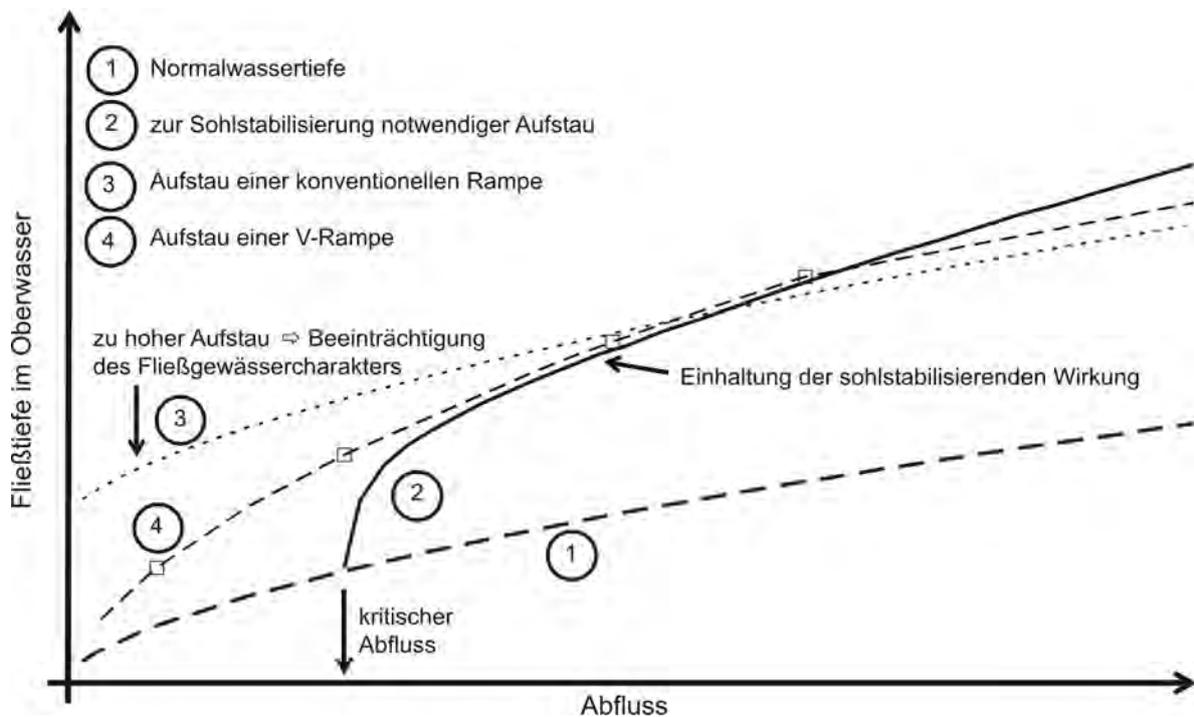


Abb. 1.6: Schematischer Vergleich der Aufstaubeziehung einer V-Rampe und einer normalen Rampe

## **1.4 Aufgabenstellung**

Die grundsätzliche Formgebung von V-Rampen ist keineswegs neu. Vielerorts trifft man ähnliche Strukturen, insbesondere an kleineren Flüssen und Bächen, bereits an. Bei der Anwendung an mittleren und größeren Gewässern sind aufgrund der Abmessungen, Kosten und des Gefährdungspotentials einige Punkte zu beachten.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Schaffung von Grundlagen für die praktische Umsetzung und gezielte Anwendung von V-Rampen zur Sohlstabilisierung. Dem Planer werden erste Bemessungsregeln in die Hand gegeben, mit denen die hydraulische und konstruktive Dimensionierung ermöglicht wird. Zusätzlich dient die vorliegende Arbeit als Grundlage für spätere Detailuntersuchungen.

Die Arbeit basiert zum Teil auf einem Auftrag der bayerischen und baden-württembergischen Wasserwirtschaftsverwaltung zur Sanierung der Unteren Iller. Bestandteil dieser Maßnahme ist eine V-Rampe bei Fluss-km 13,8. Das Sanierungskonzept und die zugehörigen Ergebnisse sind detailliert in Kapitel 8 dargestellt.

Im Einzelnen umfasst die Arbeit folgende Punkte:

### **Sohlstabilisierende Wirkung**

Grundlegende Zusammenhänge bei der Stabilisierung von Fließgewässern mit Hilfe der Errichtung von Querbauwerken werden erläutert. Vertieft wird auf die Sohldynamik eingegangen, die sich bei vorhandenem Restgeschiebeeintrag in einen mit einer V-Rampe stabilisierten Gewässerabschnitt ergibt. Zum Abschluss dieses Kapitels wird ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung des zur Sohlstabilisierung notwendigen Aufstaus abgeleitet.

### **Ökologie**

V-Rampen bieten gegenüber herkömmlichen Querbauwerken hinsichtlich der Ökologie wesentliche Vorteile. Vertieft werden im Rahmen dieser Arbeit die Vorzüge eines bedarfsgerechten Aufstaus, unter Minimierung der Eingriffe in den Fließgewässercharakter, aufgezeigt. Zusätzlich wird die Passierbarkeit der V-Rampe von Fischen und aquatischen Organismen diskutiert.

### **Aufstaubeziehung**

Auf die Wahl der geometrischen Ausbildung von V-Rampen zur Erfüllung der notwendigen Aufstaucharakteristik wird näher eingegangen. Zur Berücksichtigung der Energieverluste im

Oberwasser werden verschiedene Ansätze erläutert und mit dem Ergebnis eines Modellversuchs verglichen. Abschließend wird der Beginn des Unterwassereinflusses auf den Oberwasserstand mit Hilfe des Stützkraftansatzes abgeschätzt.

### **Energieumwandlung**

Der Umwandlung des Energiepotentials auf möglichst kurzer Strecke im Unterwasser kommt eine große Bedeutung zu. Die an der Energieumwandlung beteiligten Prozesse werden eingehend beschrieben. In physikalischen Modellversuchen werden verschiedene Nachbettstrukturen zur Vergleichmäßigung und Beruhigung der Strömung vergleichend untersucht.

### **Stabilität und Konstruktion**

Für eine Errichtung von V-Rampen unter Verwendung von Steinen in gesetzter bzw. geschütteter Bauweise werden auf die Problemstellung übertragbare Bemessungsansätze zusammengestellt. Falls nötig, werden aus physikalischen Modellversuchen Größenordnungen der erforderlichen Steine ermittelt. Zusätzlich werden Anwendungsmöglichkeiten und Grenzen alternativer Bauweisen gezeigt. Generelle Regeln für die konstruktive Gestaltung schließen dieses Kapitel ab.

### **Kombination mit Uferrückbaumaßnahmen**

Uferrückbaumaßnahmen bieten sich insbesondere in Kombination mit V-Rampen an. Anhand des Beispiels großmaßstäblich durchgeführter physikalischer Modellversuche werden Synergieeffekte erläutert und die Abhängigkeiten der Gewässerentwicklung von der zeitlichen Abfolge der Maßnahmendurchführung aufgezeigt.



### 2.1.1 Kritische Sohlbelastung

Zur Bestimmung des notwendigen Aufstaus ist die Kenntnis der kritischen Belastung erforderlich. Einer der ersten Ansätze zur Bestimmung des Transportbeginns stammt von Shields (1936). Für kohäsionslose und nahezu einkörnige Materialien verschiedener Dichte ermittelte er unter verschiedenen Gefälle- und Abflusssituationen den zugehörigen Geschiebetransport. Shields beschreibt den Transportbeginn mit nur zwei Parametern, der Froudezahl des Kornes, auch Shieldsparameter genannt, und der Reynoldszahl des Kornes (Gl. 2.1).

$$Fr^* = \frac{u^{*2}}{\rho' g d_m} \text{ und } Re^* = \frac{u^* d_m}{\nu} \quad (2.1)$$

Im Shields-Diagramm (vgl. Abb. 7.2) ist die Bandbreite des kritischen Shieldsparameter  $Fr_{krit}^*$  für den Transportbeginn angegeben. Bei den in Flüssen normalerweise vorkommenden großen Werten von  $Re^*$  ist der Transportbeginn unabhängig von Zähigkeitseinflüssen. Shields (1936) gibt als Obergrenze für den Transportbeginn den Wert  $Fr_{krit}^* = 0,06$  an.

Meyer-Peter und Müller (1949) hingegen bestimmen für ihre Geschiebetransportformel den rechnerischen Transportbeginn zu  $Fr_{krit}^* = 0,047$ . Eine vereinzelt Bewegung von Sohlmaterial beobachten sie dabei bereits bei Werten größer 0,03. Für eine Sohle in absoluter Ruhe müsste demnach ein kritischer Transportbeginn von  $Fr_{krit}^* = 0,03$  angesetzt werden.

### 2.1.2 Natürliche Deckschichtbildung

Ein zu niedriger Aufstau am Querbauwerk ist nicht gleichbedeutend mit einem vollständigen Verlust der sohlstabilisierenden Wirkung. Im Bereich der Staulinie wird die hydraulische Belastung gegenüber dem unbeeinflussten Gewässerzustand zumindest verringert und mitunter kann auf einem verkürzten Gewässerabschnitt die Sohle noch vollständig stabilisiert werden.

Natürliche Flusssohlen setzen sich üblicherweise aus einem Gemisch verschiedener Korngrößen zusammen. In Abhängigkeit von Korngrößen, Form, Dichte und Lage der einzelnen Bestandteile (Chin et al., 1994), wird sich bei nicht zu großer Überschreitung der kritischen Sohlbelastung eine vergrößerte Deckschicht einstellen und zu einer Erhöhung des Sohlwiderstandes führen. Bis zu einem gewissen Grad kann somit eine Selbststabilisierung erreicht werden.

Die Deckschichtbildung lässt sich nicht auf einen selektiven Transport feinerer Partikel reduzieren. Während des Abpflasterungsvorganges werden zusätzlich auch einzelne größere

Bestandteile bewegt. Insgesamt ergibt sich eine Neuordnung und Umgruppierung aller an der Sohloberfläche liegenden Körner (Proffitt, 1980). Kleinere Bestandteile werden durch den Strömungsschatten der größeren Körner geschützt und die größeren Körner bilden so genannte *Cluster*. In einer vergrößerten Deckschicht sind weiterhin alle Kornbestandteile des ursprünglichen Sohlmaterials enthalten.

Jain (1990) unterscheidet zwischen statischen (engl. *armor*) und dynamischen (engl. *pavement*) Deckschichten. Bei statischen Deckschichten kommt der Transport vollkommen zum Erliegen und es kann sich eine maximale Vergrößerung der Deckschicht einstellen. Dynamische Deckschichten zeichnen sich durch eine feinere Kornzusammensetzung und verbleibende Resterosivität aus.

Als Schwellenwert wird die Übergangsschubspannungsgeschwindigkeit  $u_t^*$  definiert (vgl. Abb. 2.2). Übersteigt die vorhandene Belastung den Bewegungsbeginn der kleinsten Bestandteile  $u^* > u_1^*$ , und unterschreitet sie aber den Wert der Übergangsschubspannungsgeschwindigkeit  $u^* < u_t^*$ , so bildet sich eine statische Deckschicht aus. Eine dynamische Deckschicht entwickelt sich bei Überschreitung des Wertes  $u_t^*$ . Bei großer hydraulischer Belastung  $u^* > u_2^*$  werden alle Kornfraktionen gleichermaßen in Bewegung versetzt und die Ausbildung einer vergrößerten Deckschicht verhindert.

Chin (1985) gibt den Wert der Übergangsschubspannungsgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Zusammensetzung des Ausgangsmaterials an:

$$u_t^* = 0,089 \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) g d_{50D,max}} \left( \sqrt{\frac{d_{50A}}{d_{50D,max}}} + 1,5 \right) \quad (2.2)$$

mit den Indizes *A*: Ausgangsmaterial und *D*: Deckschicht im Endzustand.

Die in Modellversuchen mit Korngrößen von 0,15 mm bis 37,5 mm beobachtete maximale Vergrößerung  $d_{50D,max}$  geben Chin et al. (1994) mit Gl. 2.3 an.

$$\frac{d_{max}}{d_{50D,max}} = 1,8 \quad (2.3)$$

Damit sich eine Vergrößerung der Deckschicht einstellen kann, muss das Sohlmaterial allerdings eine gewisse Ungleichförmigkeit aufweisen.

Für weitergehende Informationen zur Thematik der Deckschichtbildung wird auf die Arbeiten von Hunziker (1995), Rosport (1998) und Hartlieb (1999) verwiesen. Dort sind Verfahren

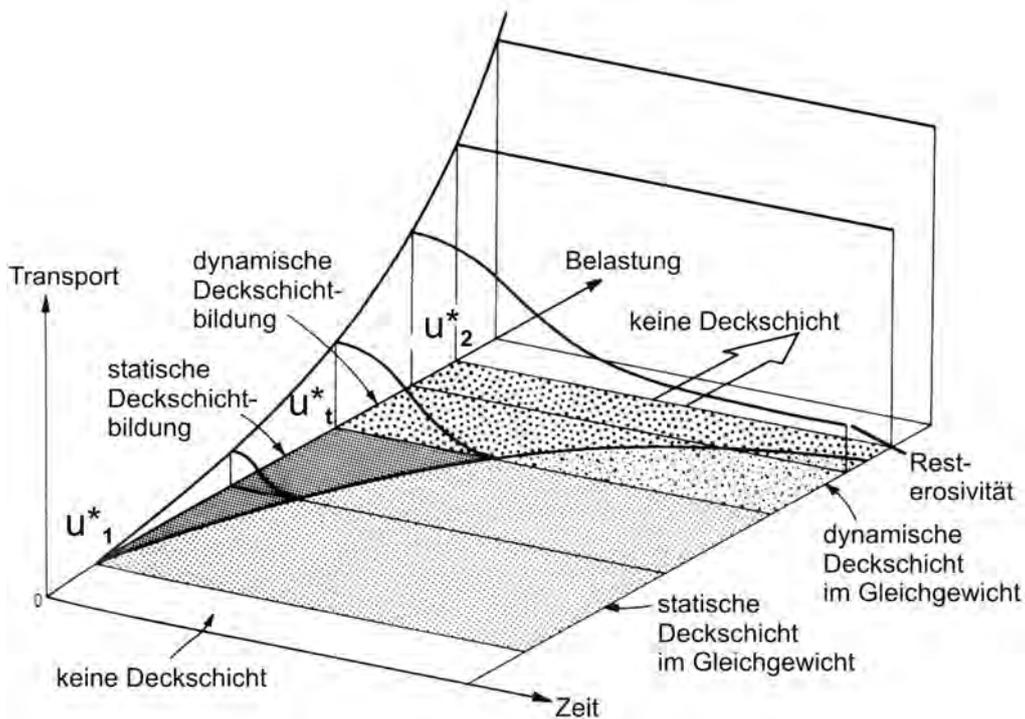


Abb. 2.2: Geschiebetransport und Deckschichtbildung in Abhängigkeit von der Belastung (nach Jain, 1990)

zur Ermittlung des maßgebenden Korndurchmessers, der Kornverteilung und der Bettstabilität abgeflasterter Deckschichten eingehend beschrieben.

Haynes und Pender (2007) untersuchten in einem physikalischen Modellversuch den Einfluss der vorhergehenden hydraulischen Belastung auf die Ausbildung und Stabilität der natürlichen Deckschicht bei später erhöhten Abflüssen.

Sie fanden heraus, dass eine länger andauernde Vorbelastung geringerer Intensität die Ausbildung einer Deckschicht bei erhöhten Abflüssen begünstigt, da sich die Sohlbestandteile bereits vorsortieren können.

Sie weisen deshalb für die Planung flussbaulicher Maßnahmen darauf hin, dass bei Möglichkeit vor der ersten Hochwasserbelastung eine längere Belastungsphase geringerer Abflüsse stattfinden sollte, um einen übermäßigen Sohlaustrag aufgrund der abgeschwächten Deckschichtstabilität zu verhindern.

### 2.1.3 Sohlanhebung

Bei der Errichtung einer V-Rampe wird im Idealfall die Schubspannung auf einer definierten Länge im Oberwasser auf ein unterkritisches Niveau reduziert. Erfolgt weiterhin ein Geschiebeeintrag von oberstrom, oder wird infolge einer eigendynamischen Entwicklung seitlich Geschiebe eingebracht, so wird sich die Sohle zwangsläufig anheben.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde mit einem eindimensionalen Wasserspiegellagenprogramm die Auswirkung einer V-Rampe auf die Flusssohle bei Restgeschiebeeintrag von oberstrom untersucht.

Im verwendeten Sohlagen-Entwicklungs-Programm *SEP* (Strobl et al., 2007b) ist ein Geschiebemodul integriert, welches auf der erweiterten Transportformel von Meyer-Peter/Müller basiert. Unter Berücksichtigung der Massenbilanz werden Sohlagenveränderungen in diskreten zeitlichen und örtlichen Intervallen für ein ideales Einkornmaterial ermittelt. Abpflasterungseffekte werden dabei nicht berücksichtigt.

Für einen idealisierten Rechteckquerschnitt mit 60 m Breite und für ein Ausgangssohllängsgefälle von  $J_0 = 1,5\text{‰}$  wurde der Aufstau am unterstromigen Ende dabei so gewählt, dass bei jedem untersuchten Abfluss auf einer Gewässerlänge von 1000 m gerade noch kein Transport stattfindet. Die unterstromige Randbedingung entspricht insofern einer V-Rampe mit einem idealen bedarfsgerechtem Aufstau für einen Gewässerabschnitt von 1000 m Länge.

Der maßgebende Korndurchmesser des Sohlmaterials wurde zu  $d_m = 20\text{ mm}$  gewählt. Im Modell erfolgt oberstrom im Abstand von 1300 m von der V-Rampe eine abflussabhängige Beschickung mit Geschiebe.

#### 2.1.3.1 Sohlagenentwicklung unter gleichbleibenden Verhältnissen

Zunächst wurde für einen konstanten Abfluss  $Q = 400\text{ m}^3/\text{s}$  Restgeschiebe in Höhe von 20 % der Transportkapazität unter Normalwasserbedingungen zugegeben und die zeitliche Abhängigkeit der Sohlagenentwicklung und die Veränderung des Wasserspiegels beobachtet (Abb. 2.3).

Oberstrom beginnend wird sich, aufgrund der geringen Schubspannungen, zunächst Material ablagern. Erst wenn infolge Sohlanhebung und Aufsteilung die lokalen Schubspannungen über dem kritischen Wert liegen, wird sich der Transport stromabwärts fortsetzen.

Im Zuge der Sohlanhebung erfolgt eine Aufsteilung des Wasserspiegelgefälles und eine lokale Ausbildung gleichförmiger Strömungsverhältnisse. Ein dynamisch stabiler Zustand stellt sich

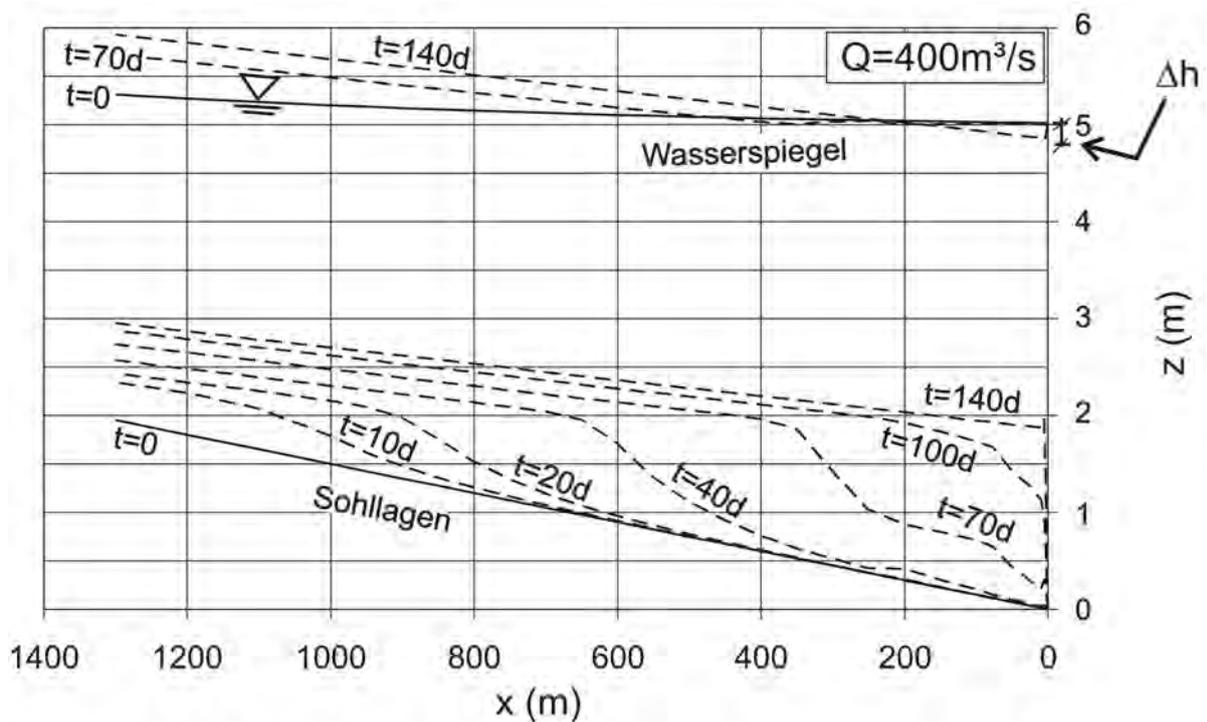


Abb. 2.3: Zeitliche Entwicklung der Sohlage und des Wasserspiegels bei 20 % Restgeschiebeeintrag und  $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $B = 60 \text{ m}$ ,  $J_0 = 1,5 \text{ ‰}$ ,  $d_m = 20 \text{ mm}$ )

ein, sobald sich die Sohle so weit aufgelandet hat, bis an jedem Punkt die Transportkapazität im Gleichgewicht mit dem Geschiebeeintrag steht.

Langfristig wird sich die Sohlhebung bis in den Bereich der Wasserspiegelabsenkung kurz oberstrom der V-Rampe fortsetzen. Aufgrund der lokalen Strömungsbeschleunigung im Bauwerksbereich wird sich in der Öffnung kein Material ablagern.

Bei Vorgabe des Energieniveaus an der V-Rampe wird sich nach erfolgter Sohlhebung im angrenzenden Oberwasser aufgrund der erhöhten Fließgeschwindigkeiten mitunter ein um das Maß  $\Delta h$  verringerter Wasserspiegel einstellen.

Die sich mittelfristig bei gleichbleibenden Randbedingungen einstellende Sohlage ist mit von der Höhe des Restgeschiebeeintrags abhängig (Abb. 2.4). Die Flusssohle wird deshalb auf Veränderungen der Randbedingungen reagieren. Bei Verringerung des Geschiebeeintrags erfolgt eine Sohlabflachung und Eintiefung, bei Erhöhung des Eintrags wird die Sohle ihr Gefälle erhöhen und eine weitere Anhebung erfolgen.

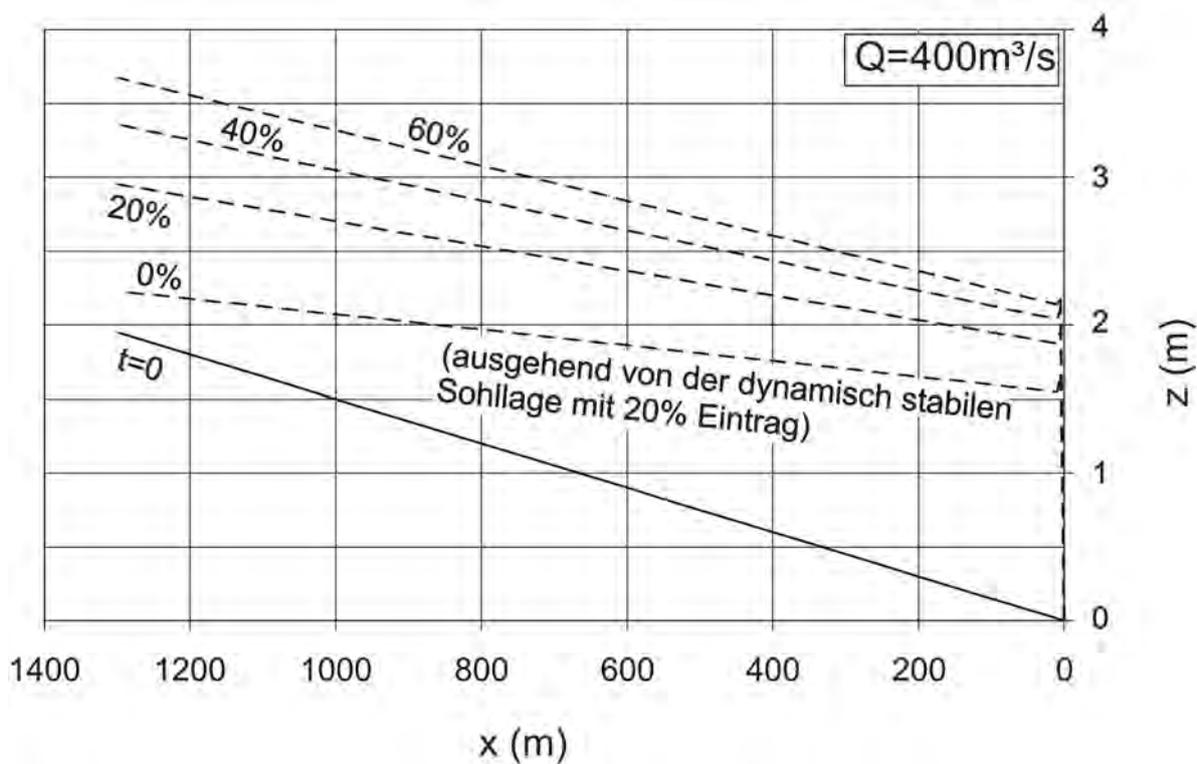


Abb. 2.4: Abhängigkeit der dynamisch stabilen Sohlage vom Restgeschiebeeintrag bei  $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $B = 60 \text{ m}$ ,  $J_0 = 1,5 \text{ ‰}$ ,  $d_m = 20 \text{ mm}$ )

### 2.1.3.2 Sohlagenentwicklung in Abhängigkeit des Abflusses

In einem zweiten Schritt wurde die verbleibende Sohldynamik infolge der natürlichen Abflussschwankungen untersucht.

Für Abflüsse von  $Q = 200$  bis  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  wurde nach dem oben beschriebenen Vorgehen die dynamisch stabile Sohlage bei Geschiebeeintrag in Höhe von 20 % der jeweiligen abflussabhängigen Transportkapazität unter Normalwasserverhältnissen ermittelt.

Da bei kleineren Abflüssen die entsprechenden Unterwasserstände im Vergleich zu einem konventionellen Querbauwerk, oder einer normalen Rampe, deutlich geringer ausfallen, ergeben sich langfristig bei verschiedenen Abflussbedingungen deutlich voneinander abweichende dynamisch stabile Sohlagen (Abb. 2.5). Im allgemeinen liegen diese bei größeren Abflüssen höher und besitzen eine flachere Neigung.

Bei größeren Abflüssen erfolgt dabei, aufgrund der größeren absoluten Geschiebemenge, eine relativ schnelle Anhebung der Sohle. Bei kleineren Abflüssen benötigt die Ausbildung einer dynamisch stabilen Sohlage hingegen deutlich mehr Zeit.

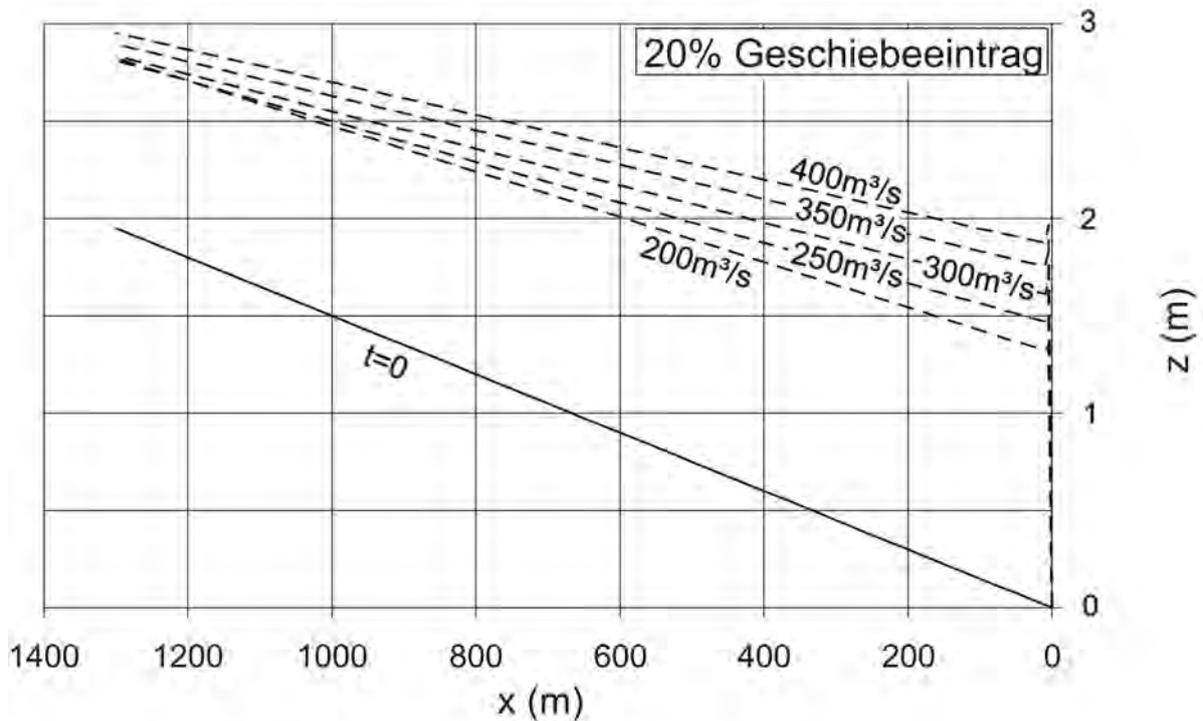


Abb. 2.5: Abhängigkeit der dynamisch stabilen Sohllage vom Abfluss bei konstantem relativem Geschiebeeintrag in Höhe von 20 % ( $B = 60 \text{ m}$ ,  $J_0 = 1,5 \text{ ‰}$ ,  $d_m = 20 \text{ mm}$ )

### 2.1.3.3 Sohllagenentwicklung bei Abflussschwankungen

Erfolgt durch ein größeres Hochwasserereignis eine deutliche Auffüllung der Sohle, so wird diese mitunter aufgrund des bei V-Rampen niedrigen Aufstaus bei verringerten Abflüssen nicht mehr stabil sein. Ausgehend von der V-Rampe wird sich eine rückschreitende Erosion der Sohle ergeben und zu einer Aufsteilung des Sohlängsgefälles führen.

Infolge von Abflussschwankungen und Veränderungen des prozentualen Geschiebeeintrags, beispielsweise infolge einer technischen Geschiebezugabe oder aufgrund stromaufwärts stattfindender Ufererosion, wird sich eine Sohldynamik bereits bei geringem Geschiebeeintrag ergeben. Während bei einem ungesicherten Flussabschnitt begrenzter Länge bei Geschiebedefizit nur eine Eintiefung erfolgen kann, wird infolge der Errichtung einer V-Rampe die Transportkapazität verändert und eine abflussabhängige Aufhöhung und Eintiefung der Flusssohle erreicht. Wird eine V-Rampe derart dimensioniert, dass sie ohne Berücksichtigung von Restgeschiebeeintrag einen ideal bedarfsgerechten Aufstau gewährleistet, so ist als untere Grenze möglicher Sohländerungen, abgesehen von extremen Hochwasserereignissen, die Ausgangssohle definiert.

In welchem Rahmen sich tatsächlich an einem Fluss nach Einbau einer V-Rampe Sohllagenschwankungen ergeben werden, ist maßgeblich von der Hydrologie und dem vorhandenen Restgeschiebeeintrag abhängig.

#### **2.1.4 Schwebstofftransport**

Feststoffe können als Geschiebe sohnlah oder in Schwebel bzw. schwimmend transportiert werden. Die Art des Transports hängt von der hydraulischen Belastung und der Größe sowie der Dichte des Materials ab. Während der Sohltransport erst bei Überschreiten einer kritischen Belastung auftritt, sind feinste Schwebstoffe bereits bei kleinen Abflüssen in der Strömung enthalten. Feinere Partikel werden aus der Flächenerosion im Einzugsgebiet in das Gewässer eingetragen, womit deren Auftreten verstärkt von der Hydrologie abhängt (Nakel, 1970).

Die Strömungsturbulenz hält die Partikel in Schwebel. Der Partikeldurchmesser zur Abgrenzung zwischen Schwebstoff- und Geschiebetransport ist vom Quadrat der mittleren Fließgeschwindigkeit abhängig (Kresser, 1964):

$$d_{gr} = \frac{1}{360 g} \bar{u}^2 \quad (2.4)$$

In strömungsberuhigten Bereichen werden Schwebstoffe auf der Gewässersohle abgelagert. Aus ökologischer Sicht ist die sogenannte Kolmation (vgl. zu diesem Thema Schälchli, 1993) problematisch, da die Oberfläche des Sohlsubstrats durch die Sedimentation von feineren Partikeln verloren geht und der Lebensraum von Kleinstorganismen verringert wird.

Insbesondere bei Rampenbauwerken großer Höhe können sich bei geringen bis mittleren Abflüssen im Staubereich Schwebstoffe und organisches Material ablagern. Die natürliche Substratoberfläche wird dann mitunter erst nach einem größeren Hochwasserereignis wieder freigelegt. Bei V-Rampen hingegen wird der Fließgewässercharakter bei geringen bis mittleren Abflüssen nur geringfügig beeinflusst. Die Möglichkeit der Ablagerung von Schwebstoffen wird dementsprechend deutlich reduziert.

#### **2.1.5 Hydraulische Wirksamkeit**

Zur Beurteilung der Funktionstüchtigkeit von Querbauwerken hat sich der Begriff der „hydraulischen Wirksamkeit“ eingebürgert. Ursprünglich für Absturzbauwerke entwickelt, wurde er zunehmend auch auf Rampenbauwerke ausgedehnt. Der Begriff wurde verschiedentlich definiert.

## Absturzbauwerke

Hydraulisch wirksame Absturzbauwerke sollen im wesentlichen das Gefälle im Fluss reduzieren und die Differenz zum ursprünglichen Gefälle auf den Bauwerksbereich konzentrieren.

Bellina (1950) fordert diesbezüglich, dass bei allen Abflüssen die Senkungskurve nicht zu dem oberhalb liegenden Absturz reichen darf und dass zwischen zwei Abstürzen eine genügend lange Strecke mit gleichförmigem Abfluss liegen soll (Abb. 2.6). Der bei geringen Absturzhöhen auftretende gewellte Abfluss im Unterwasser wird aufgrund ungenügender Energieumwandlung als „hydraulisch unwirksam“ definiert.

Bleines (1951) empfiehlt deshalb ausreichend große Absturzhöhen, so dass auch beim höchsten Hochwasser der gewellte Abfluss gerade noch vermieden wird. Ansonsten werde die „hydraulische Absicht, das wirksame Gefälle an einigen Punkten zu konzentrieren, um die dazwischen liegenden freien Strecken zu entlasten, zunichte gemacht“. Damit sich ein ausgeprägter Wechselsprung einstellt, sollte der Eingangsschussstrahl eine Froude-Zahl von mindestens  $Fr_1 \geq 3,0$  aufweisen (Hartung, 1973). Zusätzlich sollte die Absturzkante, auch bei Blocksteinrampen, über die Oberwassersohle angehoben werden. Bauwerke mit gewellter Abflussart seien gesondert als Sohlgurte oder Querschwellen zu kennzeichnen und können letztendlich nur der örtlichen Sohlsicherung dienen (Knauss, 1979).

DIN 19661-2 definiert eine hydraulisch wirksame Sohlstufe über das Auftreten eines zweifachen Fließwechsels mit Wechselsprung und gestauter Deckwalze bei den maßgebenden Ab-

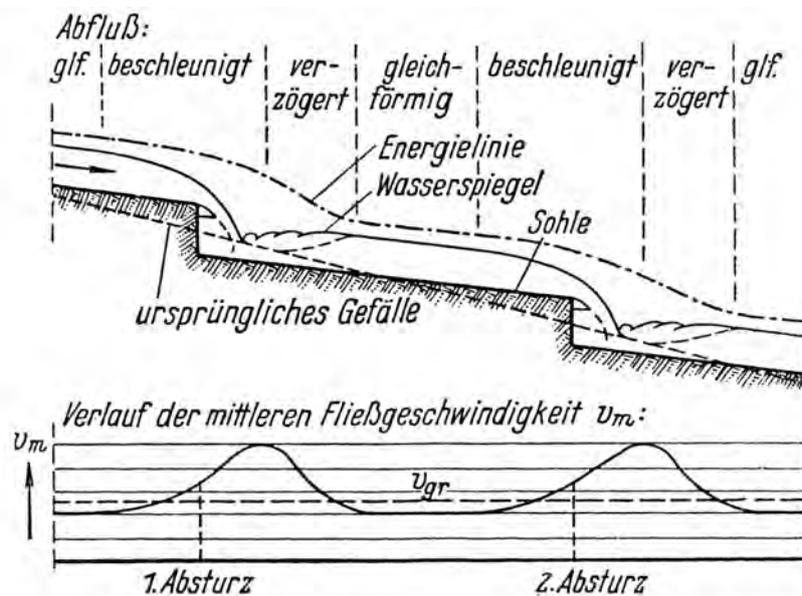


Abb. 2.6: Fließverhältnisse an hydraulisch wirksamen Abstürzen (nach Bellina, 1950)

flüssen. Bei gewelltem Abfluss und bei ungestauter Deckwalze ist die hydraulische Wirksamkeit nicht sichergestellt. Zwischen zwei Abstürzen müssen sich gleichförmige oder nur gering beschleunigte Fließverhältnisse einstellen.

## Rampenbauwerke

Bei Rampenbauwerken rückt verstärkt die Passierbarkeit für aquatische Organismen in den Vordergrund.

Nach Whittaker und Jäggi (1986) sind Rampen dann hydraulisch voll wirksam, wenn die Umwandlung der gesamten Energie, welche der Absturzhöhe entspricht, über dem Bauwerk stattfindet. Bei relativ flachen Blockrampen kann dies kaum erreicht werden. Die hydraulische Wirksamkeit kann deshalb als gegeben angenommen werden, wenn über der Schwelle noch ein Durchgang durch die kritische Abflusstiefe stattfindet (siehe a) und b) in Abb. 2.7). Zusätzlich führen die Autoren die Bedingung ein, dass die Abflussverhältnisse im Oberwasser unabhängig von denen im Unterwasser sein sollten.

Gebler (1991b) verneint die Forderung nach Ausbildung eines Wechselsprungs mit Deckwalze im Unterwasser und verlangt für die hydraulische Wirksamkeit einen Fließwechsel auf der Rampe. Der gewellte Abflusszustand wird hierbei in Kauf genommen.

Vogel (2003) bezieht sich auf einige der oben genannten Aussagen und definiert die hydraulische Wirksamkeit als eine funktionierende Energieumwandlung von Lageenergie und kinetischer Energie über eine möglichst kurze Distanz. Die hydraulische Wirksamkeit wird maßgeblich bestimmt durch das Verhältnis des Unterwasser-Einstaus zur Absturzhöhe. Sie verweist

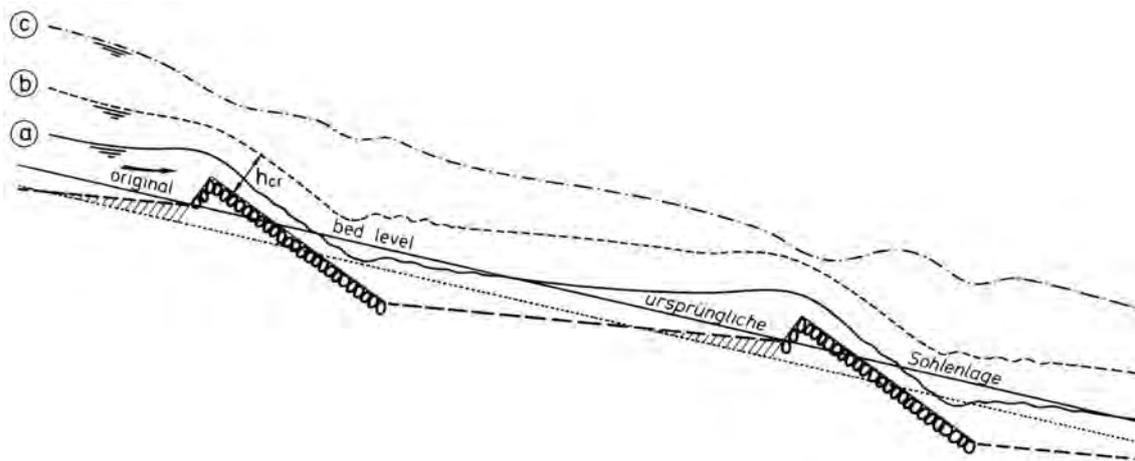


Abb. 2.7: Abflusszustände an rauen Rampen (nach Whittaker und Jäggi, 1986)

darauf, dass bei Rampen, im Gegensatz zu Abstürzen, ein Teil der Energieumwandlung auf dem rauen Rampenrücken stattfindet.

Ausgehend von obigen Definitionen wird unter der „hydraulischen Wirksamkeit“ von Abstürzen bzw. Rampen die funktionierende Energieumwandlung verstanden (Bellina, 1950; Bleines, 1951; Hartung, 1973; Knauss, 1979; DIN 19661-2; Vogel, 2003). Abweichend davon verlangen einige Autoren (Whittaker und Jäggi, 1986; Gebler, 1991b) für die „hydraulische Wirksamkeit“ einen einfachen Fließwechsel, um eine hydraulische Trennung zwischen Ober- und Unterwasser zu gewährleisten.

Die Hauptaufgabe einer Rampe ist die Stabilisierung der Gewässersohle im Oberwasser. Die Notwendigkeit einer ausreichenden Energieumwandlung ist unbestritten. Der Schutz der Gewässersohle im Unterwasser kann aber bei Bedarf über eine Verlängerung der Nachbettsicherung sichergestellt werden.

Oft wird die „hydraulische Wirksamkeit“ mit einer funktionierenden Sohlstabilisierung im Oberwasser gleichgesetzt. Ob die Sohle im Oberwasser eines Querbauwerkes stabil ist, ist bei gegebenem Sohlmaterial und vorhandener Gewässergeometrie primär vom Abfluss und dem Aufstau am Querbauwerk abhängig. Bei Unterschreitung des zur Stabilisierung notwendigen Aufstaus wird sich im Oberwasser eines Querbauwerkes Sohltransport einstellen, und zwar unabhängig vom Auftreten eines Fließwechsels.

Es wird deshalb empfohlen, getrennt von der „hydraulischen Wirksamkeit“, die primär die Güte der Energieumwandlung beschreibt, auch die Belange der Sohlstabilisierung zu beachten. Den Abflussbereich, bei dem die „hydraulische“ und „sohlstabilisierende Wirksamkeit“ im konkreten Fall gegeben sein sollte, muss der Planer im Einzelfall unter Berücksichtigung sohlmorphologischer, ökologischer und ökonomischer Gesichtspunkte abwägen.

### **2.1.6 Maßgebliche Abflüsse für die Sohlstabilisierung**

Bei der Dimensionierung eines Querbauwerkes stellt sich die Frage nach dem maßgeblichen Abfluss, bis zu dem eine sohlstabilisierende Wirkung erhalten werden soll. In der Regel wird ein großer Abfluss einen entsprechend hohen Aufstau erfordern, was sich letztendlich in den Bauwerksdimensionen niederschlägt. Die Kosten für ein derart großes Bauwerk stehen mitunter nicht mehr im Verhältnis zum erreichten Nutzen. Zudem sprechen ökologische Nachteile und die Optik gegen sehr hohe Bauwerke.

Zur Beschreibung der morphologischen Wirkung eines gewässerspezifischen Abflussregimes hat sich der Begriff des bettbildenden Abflusses eingebürgert. Der bettbildende Abfluss wird

als derjenige fiktive bzw. konstante Abfluss definiert, der die gleiche Lauform, Bettform und Dimension eines Gewässers wie das vorherrschende Abflussregime ausbilden würde (Scherle, 1999; Hey, 1978). Bei naturbelassenen Flüssen kann der bettbildende Abfluss dem bordvollen Abfluss gleich gesetzt werden. Die Wiederkehrwahrscheinlichkeit dieses bettbildenden Abflusses liegt im allgemeinen im Bereich eines ein bis fünfjährigen Hochwasserereignisses (Bray, 1975/1976; Ackers, 1982). Seltenerere Hochwasserereignisse haben in der Regel einen relativ geringen Anteil an der morphologischen Entwicklung. Zum einen uferföhrt ein Teil des Abflusses ins Vorland aus, so dass die Belastung des Flusses mit steigendem Hochwasserabfluss nur wenig erhöht wird, zum anderen fällt der entsprechende Anteil an der gesamten Geschiebefracht mittel- bis langfristig untergeordnet gering aus.

Bei den erosionsgefährdeten voralpinen Flüssen sind mitunter abweichende Voraussetzungen gegeben. Durch die Begradigungs- und Korrektionsmaßnahmen und der fortwährenden Eintiefung - an der Unteren Iller hat sich die Sohle bis dato um rund drei bis vier Meter eingetieft - ist der bordvolle Abfluss wesentlich erhöht, da eine Ausuferung ins Vorland erst bei deutlich größeren Abflüssen eintritt. In der Regel wirkt deshalb über ein größeres Abflussspektrum die volle Belastung auf die Flusssohle. Über einen langen Beobachtungszeitraum kann allerdings davon ausgegangen werden, dass der Einfluss seltener Hochwasserereignisse aufgrund der Auftretenswahrscheinlichkeit und entsprechenden Dauer im Verhältnis zu kleineren Hochwasserereignissen gering ist.

Whittaker und Jäggi (1986) weisen beispielsweise darauf hin, dass eine Blocksteinrampe nicht bei sämtlichen auftretenden Abflüssen „hydraulisch wirksam“ sein muss, da der Erosionsvorgang ein zeitlich abhängiger Prozess ist. Die Bedingung der vollen hydraulischen Wirksamkeit sollte auf bettbildende Abflüsse im Bereich von zwei- bis zwanzigjährigen Hochwasserereignissen beschränkt werden.

Nach Auffassung von Gebler (1991b) ist die Forderung nach hydraulischer Wirksamkeit eines Rampenbauwerks beim Bemessungsabfluss praxisfern. Der häufig auftretende sogenannte bettbildende Abfluss sollte statt dessen heran gezogen werden.

Die pauschale Angabe eines maßgeblichen bettbildenden Abflusses kann im Rahmen dieser Arbeit nicht erfolgen. Die Wahl des noch zu stabilisierenden Abflusses ist von den örtlichen, hydrologischen und sedimentologischen Gegebenheiten abhängig. Beispielsweise kann bei einem drohenden Sohldurchschlag aus Sicherheitsgründen ein erhöhter Abfluss für die sohlstabilisierende Wirkung maßgebend sein.

Es ist zu beachten, dass V-Rampen und konventionelle Rampen bzw. Querbauwerke, auch wenn der erforderliche Aufstau zur Sohlstabilisierung nicht mehr voll erreicht wird, dennoch

die Sohlbelastung und damit den Geschiebetransport verringern.

## **2.2 Ermittlung des notwendigen Aufstaus zur Sohlstabilisierung**

Bei der Wahl der Abmessungen des Querbauwerks ist die Kenntnis des zur Sohlstabilisierung notwendigen Aufstaus von Bedeutung. Im allgemeinen ist die Länge des zu stabilisierenden Flussabschnitts gegeben. Dem Planer bleibt dann die Aufgabe, den notwendigen Oberwasserstand am Querbauwerk zu ermitteln, um die wirkenden Schubspannungen auf ein unterkritisches Niveau zu reduzieren.

### **2.2.1 Verwendung numerischer Programme**

Die Auswirkungen eines Aufstaus am Querbauwerk auf die oberstrom liegende Flusssohle kann mittels hydraulisch-numerischer Modelle ermittelt werden. Hydraulisch-numerische Modelle lösen für diskrete Berechnungsgitter die strömungsbeschreibenden Grundgleichungen. Eine Einführung in die numerische Simulation von Fließgewässern findet sich beispielsweise in DVWK Schriften 127. Anhand der Anzahl der im Modell berücksichtigten Dimensionen lassen sich folgende drei Modelltypen unterscheiden:

- Eindimensionale Modelle lösen die St. Venant-Gleichungen. Eine hydrostatische Druckverteilung wird vorausgesetzt, wodurch der Druck durch die Wassertiefe ersetzt werden kann. Die Annahme einer über den Querschnitt konstanten mittleren Fließgeschwindigkeit und eines konstanten Wasserspiegels rechtfertigt die Anwendung bei gestreckten Flussläufen mit regelmäßiger Querschnittsgeometrie. Sekundärströmungen in Flusskrümmungen und lokale Effekte an Querschnittsverengungen werden mit diesem Modelltyp nicht berücksichtigt.
- Zweidimensionale Modelle lösen die tiefengemittelten Flachwassergleichungen. Der Herleitung liegt die Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung zugrunde. Die vertikale Geschwindigkeitskomponente wird vernachlässigt. Sekundärströmungen werden mit diesem Modelltyp nicht erfasst. Mehrdimensionale Modelle bieten über den Querschnitt verteilt differenzierte Angaben über Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten.
- Dreidimensionale Modelle lösen die Navier-Stokes-Gleichungen bzw. die vereinfachten Reynolds-Gleichungen. Im Gegensatz zu ein- und zweidimensionalen Modellen wird nicht von einer hydrostatischen Druckverteilung ausgegangen, so dass die Lösung der

Wassertiefe iterativ erfolgen muss. Aufgrund der meist großen Anzahl an Netzelementen sind Berechnungen mit einem dreidimensionalen Modell mit einem sehr hohen Zeitaufwand verbunden.

Mit den angegebenen Modelltypen kann in einem stationären Berechnungsschritt für einen vorgegebenen Abfluss und Aufstau am Querbauwerk der stabilisierte Bereich des Flussabschnitts ermittelt werden. Die Ermittlung des notwendigen Aufstaus erfolgt iterativ. Eine geringe lokale Überschreitung der kritischen Schubspannung kann unter Berücksichtigung von Abpflasterungseffekten, Verringerung der Belastung durch Anpassung der Sohlmorphologie und in Anbetracht kleinerer Ungenauigkeiten bei der hydraulischen Berechnung und bei der Annahme der kritischen Belastung hingenommen werden.

## 2.2.2 Analytisch mittels Verwendung der Staulinienfunktion

Für eine überschlägige Bemessung und Abschätzung des notwendigen Aufstaus ist die Verwendung eines numerischen Modells aufgrund des damit verbundenen Arbeits- und Zeitaufwandes nicht immer zweckmäßig. In diesem Abschnitt wird unter Verwendung der Staulinienfunktion eine iterative Lösung des notwendigen Aufstaus bei gegebener zu stabilisierender Länge beschrieben. Mit diesem Verfahren können auch nah am Ergebnis liegende Eingangsdaten für eine genauere Ermittlung mit den oben beschriebenen numerischen Modellen gewonnen und die Anzahl der notwendigen Iterationsschritte minimiert werden.

Die folgenden Zusammenhänge werden vereinfachend für einen Rechteckquerschnitt der Fläche  $A = h b$  hergeleitet. Es wird zusätzlich davon ausgegangen, dass die Flussbreite im Vergleich zur Fließtiefe relativ groß ist, so dass  $R \approx h$  gilt. Der Wandeinfluss wird dementsprechend vernachlässigt. Außerdem sei das Sohllängsgefälle  $J_0$  konstant. Der Oberwasserstand  $h^*$  am Querbauwerk soll eine Stabilisierung des Sohlmaterials mit dem maßgebenden Korndurchmesser  $d_m$  auf einer Länge  $L$  sicherstellen (Abb. 2.1).

Bei einer eindimensionalen Strömungsbetrachtung lässt sich mittels der Fließformel nach Manning-Strickler

$$u_0 = k_{St} \sqrt{J_0} R^{2/3} \approx k_{St} \sqrt{J_0} h_0^{2/3} \quad (2.5)$$

und mit der Kontinuitätsbedingung

$$Q = u A = u h b \quad (2.6)$$

eine explizite Beziehung zwischen der Normalwasserfließtiefe und dem Abfluss darstellen:

$$h_0 = \left( \frac{Q}{k_{St} \sqrt{J_0} b} \right)^{3/5} = \left( \frac{q}{k_{St} \sqrt{J_0}} \right)^{3/5} \quad (2.7)$$

Bei Normalwasserverhältnissen lässt sich die Schubspannung durch Ansetzen eines Gleichgewichts zwischen abtreibenden und rückhaltenden Kräften mit Gl. 2.8 angeben.

$$\tau_0 = \rho g h_0 J_0 \quad (2.8)$$

Bei ungleichförmigen Verhältnissen kann vereinfachend in Analogie zu Gl. 2.8 die wirkende Sohlschubspannung mit der lokalen Fließtiefe  $h(x)$  und dem Energieliniengefälle  $J_E(x)$  mittels Gl. 2.9 angegeben werden.

$$\tau_w = \rho g h(x) J_E(x) \quad (2.9)$$

Der kritische Wert für den Transportbeginn wird mit dem kritischen Shieldsparameter  $Fr_{krit}^*$  und dem maßgebenden Korndurchmesser  $d_m$  nach Gl. 2.10 ermittelt.

$$\tau_{krit} = Fr_{krit}^* (\rho_S - \rho) g d_m \quad (2.10)$$

Der Grenzzustand der sohlstabilisierenden Wirkung ist erreicht, wenn die wirkende Schubspannung im Abstand  $L$  gleich der kritischen Belastung ist.

$$\tau_w = \rho g h(L) J_E(L) = \rho g h_m J_E(L) \stackrel{!}{=} \tau_{krit} \quad (2.11)$$

Aus der Fließformel nach Brahms-de Chezy, auf gleichförmige (Gl. 2.12) und ungleichförmige Verhältnisse (Gl. 2.13) angewendet, kann unter Berücksichtigung der Kontinuität eine Beziehung zwischen dem lokalen Energieliniengefälle und der zugehörigen Fließtiefe bei ungleichförmiger Strömung abgeleitet werden (Gl. 2.14 und 2.15, vgl. Bollrich, 2000).

$$u_0 = C J_0^{1/2} R^{1/2} \approx C J_0^{1/2} h_0^{1/2} \quad (2.12)$$

$$u(x) = C J_E(x)^{1/2} R(x)^{1/2} \approx C J_E(x)^{1/2} h(x)^{1/2} \quad (2.13)$$

$$\frac{u_0}{u(x)} = \left( \frac{J_0}{J_E(x)} \right)^{1/2} \left( \frac{h_0}{h(x)} \right)^{1/2} \quad (2.14)$$

$$J_E(x) = J_0 \left( \frac{h_0}{h(x)} \right)^3 \quad (2.15)$$

Unter Berücksichtigung von Gl. 2.11 ergibt sich mit Gl. 2.15 für die Einhaltung der sohlstabilisierenden Wirkung eine Mindestfließtiefe:

$$h_m = \sqrt{\frac{\rho g J_0 h_0^3}{\tau_{krit}}} = \sqrt{\frac{J_0 h_0^3}{d_m Fr_{krit}^* \frac{\rho_s - \rho}{\rho}}} \quad (2.16)$$

Werden der Aufstau  $h^*$  und die erforderliche Mindestfließtiefe  $h_m$  vorgegeben, so ergibt sich der zugehörige Abstand über die Staulinienfunktion (Gl. 2.17, siehe Bollrich, 2000).

$$L = \frac{h_0}{J_0} \left[ \frac{h^*}{h_0} - \frac{h_m}{h_0} + \left( 1 - \frac{h_{gr}^3}{h_0^3} \right) \left( f \left( \frac{h_m}{h_0} \right) - f \left( \frac{h^*}{h_0} \right) \right) \right] \quad (2.17)$$

Für einen Rechteckquerschnitt gilt Gl. 2.18

$$f \left( \frac{h_m}{h_0} \right) = \frac{1}{6} \ln \left[ \frac{\left( \frac{h_m}{h_0} \right)^2 + \left( \frac{h_m}{h_0} \right) + 1}{\left( \frac{h_m}{h_0} - 1 \right)^2} \right] + \frac{1}{\sqrt{3}} \arctan \left[ \frac{1 + 2 \frac{h(L)}{h_0}}{\sqrt{3}} \right] \quad (2.18)$$

mit der Grenzfließtiefe

$$h_{gr} = \left( \frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (2.19)$$

Der Term  $f(h^*/h_0)$  lässt sich analog zu Gl. 2.18 durch Austauschen von  $h_m$  mit  $h^*$  ermitteln.

Da sich die Funktion der Staulinie (Gl. 2.17) nicht explizit nach dem erforderlichen Aufstau am Querbauwerk  $h^*$  für eine zu stabilisierende Länge  $L$  auflösen lässt, muss dessen Ermittlung iterativ nach folgendem Schema erfolgen:

- a) Vorgabe des Abflusses  $Q$  und der zu sichernden Gewässerlänge  $L$ .
- b) Bestimmung der kritischen Schubspannung  $\tau_{krit}$  (Gl. 2.10).
- c) Ermittlung der Normalwassertiefe  $h_0$ .
- d) Bestimmung der Mindestfließtiefe  $h_m$  (Gl. 2.16).
- e) Annahme eines Aufstaus  $h^*$  und Ermittlung der stabilisierten Länge (Gl. 2.17).
- f) Vergleich des Ergebnisses von e) mit der Vorgabe aus a). Ggf. Anpassung des Aufstaus und Wiederholung des Arbeitsschrittes e).

### 2.2.3 Parameterstudie

Anhand der zuvor dargestellten Zusammenhänge wird eine Dimensionsanalyse durchgeführt. Ziel dieser Studie sind Diagramme, mit denen vereinfacht durch Ablesen der notwendige Aufstau ermittelt werden kann. Für eine überschlägige Lösung oder zur Ermittlung von Startwerten für eine exakte Iteration ist dieses Verfahren ausreichend.

Allgemein hängt der zur Sohlstabilisierung eines Gewässerabschnitts notwendige Aufstau von folgenden Parametern ab:

$$h^* = f(Q, P(x), J(x), k_{St}, L, d_m, Fr_{krit}^*, \rho_s, \rho, g) \quad (2.20)$$

mit  $P(x)$ : Parameter zur Beschreibung der Flussprofilform.

Im folgenden wird vereinfachend von einem breiten Rechteckquerschnitt ausgegangen. Das Sohlängsgefälle betrage konstant  $J_0$ . Ausgehend von diesen Voraussetzungen wurde im vorhergehenden Abschnitt 2.2.2 eine alleinige Abhängigkeit des notwendigen Aufstaus von den folgenden Größen festgestellt:

$$h^* = f(J_0, h_0, h_{gr}, L, h_m) \quad (2.21)$$

Der Abfluss  $Q$ , die Profilform  $P$ , die Erdbeschleunigung  $g$  und der Stricklerbeiwert  $k_{St}$  werden hierbei durch die Normalwassertiefe  $h_0$  (Gl. 2.7) und die Grenzfließtiefe  $h_{gr}$  (Gl. 2.19) berücksichtigt. Die kritische Schubspannung nach Gl. 2.10 wird durch die Mindestfließtiefe  $h_m$  (Gl. 2.16) erfasst.

Insgesamt handelt es sich somit um ein System aus den sechs Variablen  $h^*$ ,  $h_0$ ,  $h_{gr}$ ,  $J_0$ ,  $L$  und  $h_m$ . Einzig die Grundeinheit *Meter* ist in den Veränderlichen enthalten.

Das  $\pi$ -Theorem von Buckingham besagt, dass sich ein System aus  $n$  Variablen und  $k$  Grundeinheiten auf  $n - k$  dimensionslose Parameter reduzieren lässt (vgl. Zanke, 1982). Im vorliegenden Fall können folgende fünf dimensionslose Terme gebildet werden:

Relativer Aufstau:	$\frac{h^*}{h_0}$ (-)	;	Bezogene Länge:	$\frac{L}{h_0}$ (-)
Sohlängsgefälle:	$J_0$ (-)	;	Relative Grenzfließtiefe:	$\frac{h_{gr}}{h_0}$ (-)
Relativer Sohlwiderstand:	$\frac{h_0^2}{h_m^2}$ (-)			

Den *relativen Sohlwiderstand* erhält man, indem die lokal im Abstand  $L$  vom Querbauwerk wirkende kritische Schubspannung ins Verhältnis zur Schubspannung unter Normalwasserverhältnissen gesetzt wird. Unter Berücksichtigung von Gl. 2.15 ergibt sich:

$$\frac{\tau_{krit}}{\tau_0} = \frac{\rho_w g h_m J_E(L)}{\rho_w g h_0 J_0} = \frac{h_m J_E(L)}{h_0 J_0} = \left( \frac{h_0}{h_m} \right)^2 \quad (2.22)$$

Alternativ kann statt der Mindestfließtiefe  $h_m$  eine abweichende Fließtiefe  $h(L)$  angesetzt werden. Die kritische Schubspannung wird dann im fünften Term durch die tatsächlich wirkende Schubspannung ersetzt (Gl. 2.23). Für den Fall  $h(L) = h_m$  ergibt sich  $\tau_w = \tau_{krit}$ .

$$\frac{\tau_w}{\tau_0} = \left( \frac{h_0}{h(L)} \right)^2 \quad (2.23)$$

Aufgrund der besseren Darstellung wird im folgenden statt des dimensionslosen Parameters  $(h_0/h_m)^2$  gleichbedeutend das Verhältnis aus kritischer Belastung zur Belastung unter Normalwasserverhältnissen  $\tau_{krit}/\tau_0$  angesetzt.

Um die Abhängigkeiten zwischen den fünf angegebenen dimensionslosen Parametern zu analysieren, wurden für typische Werte voralpiner Flüsse die folgenden Parameter innerhalb der unten angegebenen Grenzen variiert und der jeweils erforderliche Aufstau  $h^*$  anhand Gl. 2.16 und 2.17 ermittelt:

- $q < 20 \text{ m}^3/\text{sm}$ .
- $d_m$  von 10 bis 40 mm, in Schritten von 3 mm.
- $J_0$  von 0,5 bis 2,0 ‰ in Schritten von 0,5 ‰.
- $k_{St} = 35, 40$  und  $45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .
- $L$  von 100 bis 2000 m in Schritten von 100 m.

Auf eine Variation des kritischen Shieldsparameters  $Fr_{krit}^* = 0,047$  wurde ebenso verzichtet wie auf eine Veränderung der Dichte des Sohlmaterials  $\rho_S = 2650 \text{ kg}/\text{m}^3$ . Dies hat auf das Ergebnis, da  $\tau_{krit}$  nach Belieben vom Anwender selbst gewählt werden kann, keinen Einfluss.

Zur Ermittlung des *relativen Aufstaus*  $h^*/h_0$  wurden vier Diagramme, mit jeweils konstantem *Sohllängsgefälle*  $J_0$ , erstellt (siehe Anhang A). Zwischenwerte von  $J_0$  können aufgrund der beinahe linearen Abhängigkeit des *relativen Aufstaus* vom Gefälle mit guter Näherung zwischen zwei Diagrammen interpoliert werden. Der Vorteil bei der Verwendung des  $\pi$ -Theorems

von Buckingham liegt in der Reduktion der abhängigen Parameter von ursprünglich sechs auf fünf dimensionslose Parameter. Dies vereinfacht die Darstellung der Daten in Diagrammen wesentlich.

Bei jedem Diagramm (Abb. 2.8) kann nach Kenntnis der *bezogenen Länge*  $L/h_0$  mit dem Schnittpunkt der Kurve für den *relativen Sohlwiderstand*  $\tau_w/\tau_0$  der erforderliche *relative Aufstau* abgelesen werden. Die angegebenen Kurven stellen für ein konstantes *Sohllängsgefälle* und einen konstanten *relativen Sohlwiderstand* approximierende Polynome vierten Grades dar. Bei großen Werten des *Sohllängsgefälles* bzw. großen Werten des *relativen Sohlwiderstandes* ergibt sich zusätzlich eine geringe Abhängigkeit des *relativen Aufstaus* von der *relativen Grenzfließtiefe*  $h_{gr}/h_0$ . Die Abhängigkeit von der *relativen Grenzfließtiefe* wurde berücksichtigt, falls die Bandbreite des *relativen Aufstaus* einen absoluten Wert von 0,05 übersteigt. In den Diagrammen sind in diesen Fällen die Polynome vierten Grades zusätzlich farbig hinterlegt. Der Wert der *relativen Grenzfließtiefe* für die obere und untere Berandung des markierten Bereichs ist in den Diagrammen angegeben. Im Rahmen einer vereinfachten Abschätzung des erforderlichen Aufstaus können entsprechende Zwischenwerte linear interpoliert werden.

Aufgrund des großen Bereichs der gewählten Eingangsdaten ergeben sich bei der Auswertung mitunter relativ große Werte für die *bezogene Länge* und den *relativen Aufstau*. Zugunsten einer verbesserten Ablesbarkeit wurde der dargestellte Bereich auf praxisrelevante Werte von  $h^*/h_0 \leq 3,5$  und  $L/h_0 \leq 1500$  beschränkt.

Mit Hilfe der Diagramme können drei Fragestellungen näherungsweise bearbeitet werden (Abb. 2.9):

- A. Für einen gegebenen Abfluss und eine zu stabilisierende Länge kann über  $(L/h_0)_{Soll}$  und dem entsprechenden Verhältnis von  $\tau_{krit}/\tau_0$  der notwendige Aufstau  $(h^*/h_0)_{Soll}$  abgelesen werden.
- B. Wird der notwendige Aufstau unterschritten, so kann über  $(h^*/h_0)_{Ist}$  die Länge  $(L/h_0)_{Ist}$  ermittelt werden, welche gerade noch voll stabilisiert wird.
- C. Alternativ kann bei nicht ausreichendem Aufstau  $(h^*/h_0)_{Ist}$  die Verringerung der wirksamen Schubspannung im Abstand  $L$  oberstrom des Querbauwerks abgelesen werden.

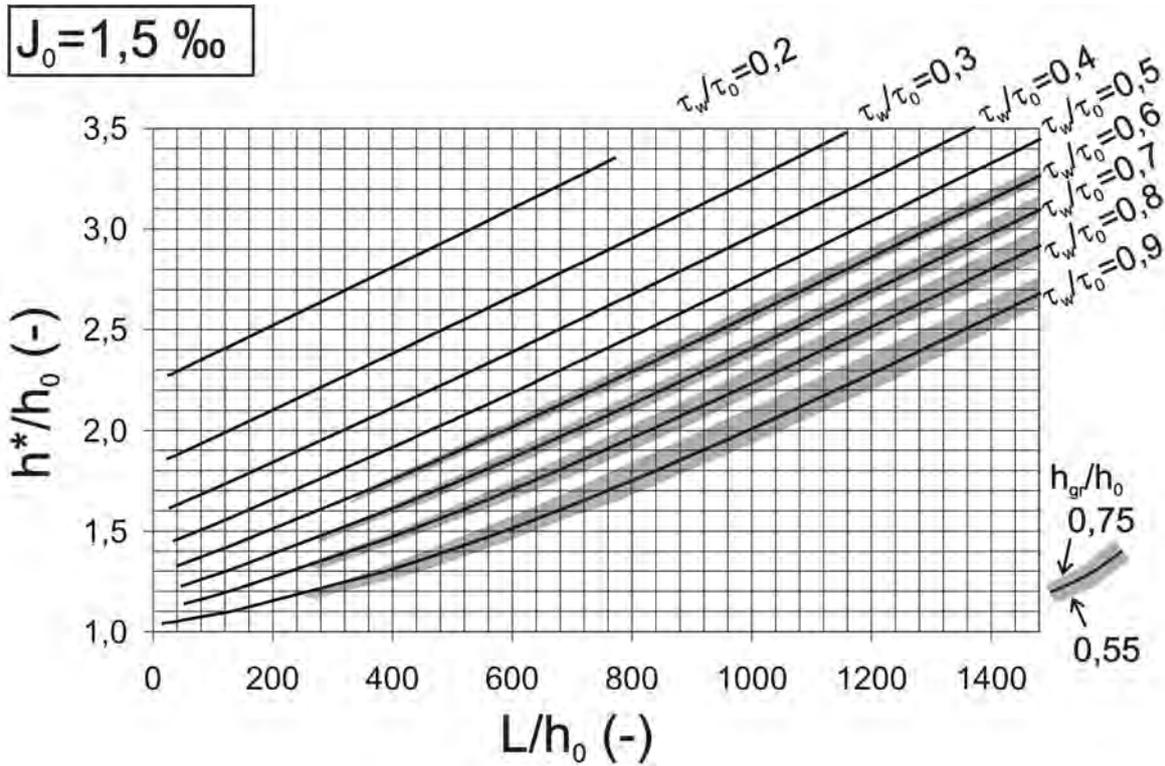


Abb. 2.8: Relative Aufstau in Abhängigkeit von der bezogenen Länge und dem relativen Sohlwiderstand für ein Sohlängsgefälle  $J_0 = 1,5 \text{ ‰}$

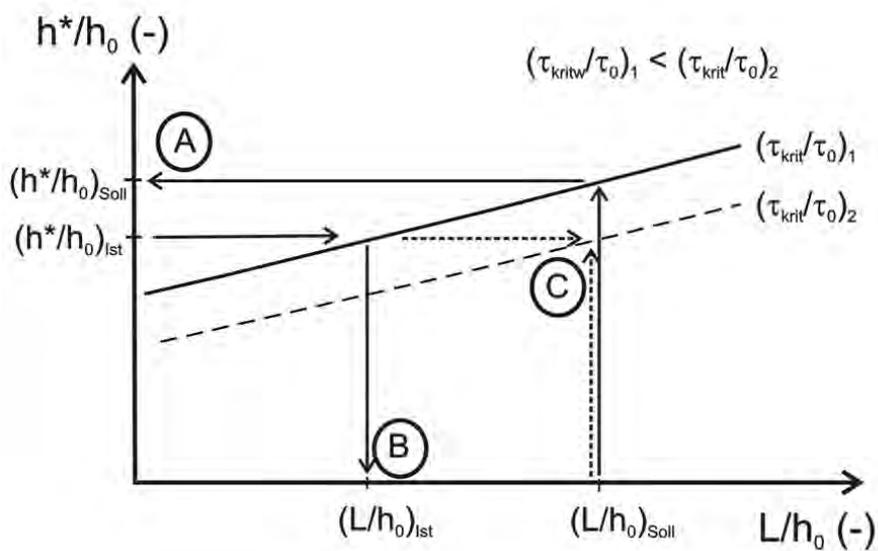


Abb. 2.9: Schema zur Ermittlung des notwendigen Aufstaus



## 3 Ökologie

### 3.1 Ökosystem Fließgewässer

Fließgewässer sind komplexe Ökosysteme aus unterschiedlichen Lebensräumen (Biotopen) und Lebensgemeinschaften (Biozönosen). Den Charakter der Fließgewässer bestimmen biotische (belebte) und abiotische (unbelebte) Faktoren. Zu den wesentlichen abiotischen Faktoren zählen (LWA-NRW, 1980):

**Temperatur** Die physikalische Lösbarkeit von Sauerstoff im Wasser nimmt mit steigenden Wassertemperaturen ab. Erhöhte Temperaturen wirken sich belastend auf den Stoffwechsel aquatischer Organismen aus. Die Wassertemperatur wird neben dem Klima durch die Strömung und die vorhandenen Lichtverhältnissen beeinflusst.

**Sauerstoffgehalt** Sauerstoff wird physikalisch oder biogen infolge der Photosynthese von Pflanzen in das Wasser eingetragen. Der Stoffwechsel von aquatischen Organismen und von Pflanzen bei unzureichenden Lichtverhältnissen sowie chemische Zersetzungs Vorgänge verbrauchen Sauerstoff.

**Struktur und Substrat** Flussstrukturen, u. a. Kiesbänke, Kolke und frei gespülte Wurzeln, bestimmen die Strömungsvielfalt in einem Gewässer, gewährleisten günstige Laichbedingungen und sind wesentlich für die Erfüllung der Anforderungen einer Vielzahl von Organismen an den Lebensraum. Die Ausbildung einer natürlichen Artendiversität hängt maßgeblich von der Strömungsvielfalt ab. In den biologisch besonders aktiven Zwischenräumen des Sohls substrats und dem Porenraum unter der Gewässersohle (hyporheisches Interstitial) finden Kleinstorganismen Lebensraum und Fische Nahrung.

**Strömung** Die Strömung ist in der Regel der bedeutsamste Faktor für die Ausprägung der Lebensgemeinschaften in Fließgewässern. Fließgeschwindigkeit und Fließtiefe bestimmen Sauerstoffgehalt und Temperatur, sowie Sohls substrat und Sohlstrukturen.

Aquatische Organismen, dazu gehören neben Fischen auch bodenlebende Wirbellose (benthale Invertebraten), sind hinsichtlich Körperform und Verhalten an den jeweiligen natürlichen Lebensraum angepasst. Strömungsliebende (reophile) Fischarten wie die Bachforelle sind auf

einen relativ hohen Sauerstoffgehalt angewiesen und zeichnen sich durch ihre Schwimmleistung und vergleichsweise kleinen Kiemen aus. Eine Klassifizierung von Fließgewässern (Tab. 3.1) erfolgt deshalb alternativ durch eine Unterteilung in charakteristische Leitfischregionen (Tab. 3.2).

In Fließrichtung eines Gewässers verändern sich die Bedingungen von der Quelle bis zur Mündung stetig. Der Abfluss nimmt zu, die Fließgeschwindigkeiten werden verringert, mittlere Jahrestemperatur und Temperaturamplitude nehmen kontinuierlich zu. Zusätzlich findet in Fließrichtung eine Veränderung des Sohls substrats infolge Sortierung und Abrieb statt. Dementsprechend bildet sich im Gewässer eine Abfolge charakteristischer aquatischer Lebensgemeinschaften, deren Ansprüche sich mit den jeweiligen Bedingungen decken (Vannote et al., 1980).

Die voralpinen kiesführenden Flüsse in Bayern, exemplarisch Isar, Iller und Wertach, weisen von ihrer Quelle bis zur Mündung die Eigenschaften des Epi-Rhithrals bis Epi-Potamals auf. An Leitfischarten sind hauptsächlich Bachforellen, Regenbogenforellen und Äschen anzutreffen (BayLfW, 2003).

Fische führen aktive und passive Wanderbewegungen durch und wechseln zwischen verschiedenen Habitaten (Abb. 3.1). Der Fortbestand der Population und das Überleben des einzelnen Fisches werden maßgeblich durch die Möglichkeiten der Laichwanderung und Nahrungs- bzw. Überwinterungswanderung beeinflusst. Bei Verschlechterung der Lebensumstände erfolgt die Suche nach einem Lebensraum mit günstigeren Bedingungen. Einer passiven Bewegung infolge Verdriftung im Hochwasserfall kann sich eine anschließende aktive Rückkehr ins vorherige Habitat anschließen.

Zur Überwindung eines Hindernisses müssen Fische ausreichende Schwimmleistungen besitzen. Diese werden unterschieden nach (ATV-DVWK, 2004):

Tab. 3.1: Gefällegliederung der Fließgewässerregionen nach Huet (1949) aus DVWK Merkblatt 232

	Gefälle [ %] für Gewässerbreiten von				
	< 1 m	1 – 5 m	5 – 25 m	25 – 100 m	> 100 m
Epi-Rhithral	10,00 – 1,65	5,00 – 1,50	2,00 – 1,45		
Meta-Rhithral	1,65 – 1,25	1,50 – 0,75	1,45 – 0,60	1,250 – 0,450	
Hypo-Rhithral		0,75 – 0,30	0,60 – 0,20	0,450 – 0,125	– 0,075
Epi-Potamal		0,30 – 0,10	0,20 – 0,05	0,125 – 0,033	0,075 – 0,025
Meta-Potamal		0,10 – 0,00	0,05 – 0,00	0,033 – 0,000	0,025 – 0,000
Hypo-Potamal	Von den Gezeiten beeinflusster Mündungsbereich				

Tab. 3.2: Fließgewässer-Zonierung nach Illies (1961) aus DVWK Merkblatt 232

Bach	Oberlauf Mittellauf Unterlauf	Obere Forellenregion Untere Forellenregion Äschenregion	Epi-Rhithral Meta-Rhithral Hypo-Rhithral
Fluß	Oberlauf Mittellauf Unterlauf	Barbenregion Brachsenregion Kaulbarsch-Flunder-Region	Epi-Potamal Meta-Potamal Hypo-Potamal

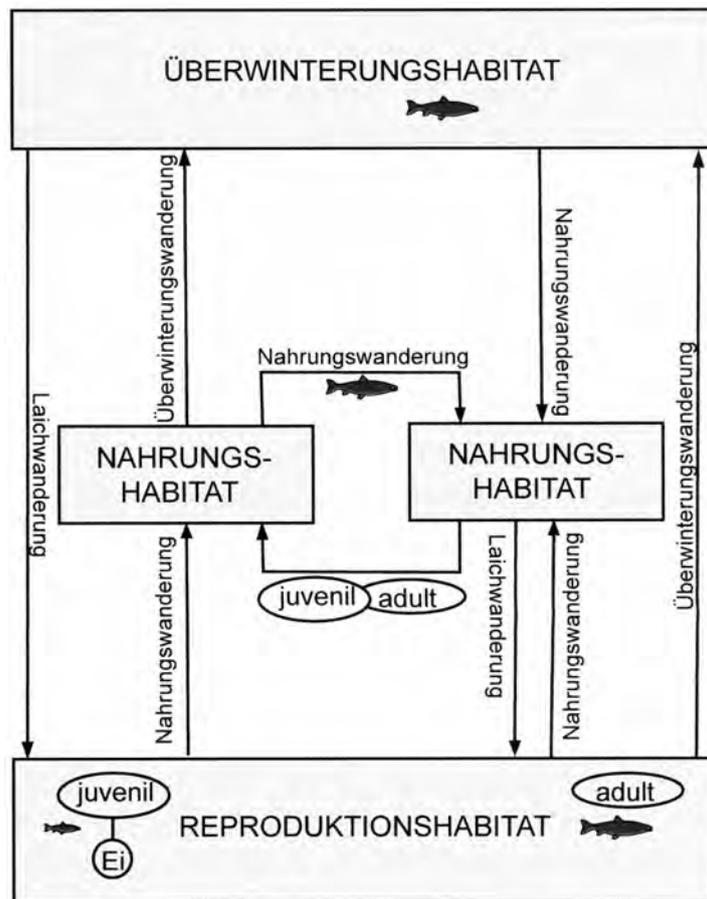


Abb. 3.1: Übersicht über die Wanderbewegungen von Fischen aus ATV-DVWK (2004)

**Sprintgeschwindigkeit:** Maximale Geschwindigkeit, die ein Fisch abrufen kann. Die Leistung kann nur über wenige Sekunden aufrecht erhalten werden. Der Fisch benötigt im Anschluss bis zu 24 Stunden um diese Leistung erneut zu vollbringen. Die Sprintgeschwindigkeit wird in Gefahrensituation, beim Beutefang und beim Überwinden von Hindernissen eingesetzt.

**Gesteigerte Geschwindigkeit:** Erhöhte Schwimmleistung, die über einen relativ langen Zeitraum von bis zu 200 Minuten aufrecht erhalten werden kann. Die gesteigerte Geschwindigkeit sollte bei der Bemessung von Fischaufstiegsanlagen angesetzt werden.

**Dauergeschwindigkeit** Geschwindigkeit, die ohne Einschränkungen über einen langen Zeitraum geleistet werden kann.

Die erreichbaren Geschwindigkeiten hängen stark von der Art, der Körpergröße, dem Wachstumsalter, dem Gesundheitszustand und der Wassertemperatur ab. Eine detaillierte Aufstellung der bei Fischaufstiegsanlagen anzusetzenden gesteigerten bzw. kritischen Geschwindigkeiten verschiedener Fischarten findet sich in ATV-DVWK (2004). Diese schwanken von 0,19 m/s für kleine Groppen bis hin zu 2,70 m/s für große Lachse.

Das DVWK Merkblatt 232 (1996) gibt für die maximale Fließgeschwindigkeit an zu passierenden Hindernissen einen Wert von 2 m/s an, weist aber darauf hin, dass die mittlere Geschwindigkeit deutlich unter diesem Wert liegen sollte.

### 3.2 Anthropogene Eingriffe

Jeder Eingriff in ein Fließgewässer wirkt sich auf dessen Naturhaushalt aus und ändert das vorhandene Gefüge aus Organismenbestand, Lebensaktivität der Organismen und Umweltbedingungen (LWA-NRW, 1980). Die Errichtung eines Querbauwerks zur Sohlstabilisierung bei größeren Abflüssen verändert entscheidend die Strömung - insbesondere bei den über den Großteil des Jahres auftretenden kleineren und mittleren Abflüssen.

- Durch den Aufstau werden die Fließgeschwindigkeiten deutlich reduziert. Hiermit verbunden ist eine Erhöhung der Wassertemperatur und eine Abnahme des physikalischen Sauerstoffeintrags. Reophilen Organismen wird die Lebensgrundlage entzogen.
- Die Ablagerung von suspendiertem Material aufgrund reduzierter Schleppspannung verstopft Poren und Zwischenräume, verringert den Lebensraum und führt zu einer Verarmung der Lebensgemeinschaft (LWA-NRW, 1980). Sedimentierende organische Stoffe

werden vermehrt anaerob abgebaut, so dass es insbesondere in eutrophen Gewässern zur Bildung von Faulschlamm kommt (DVWK Merkblatt 232).

- Querbauwerke behindern die Wanderung aquatischer Organismen, da ein Höhenunterschied mit beschleunigten Fließgeschwindigkeiten überwunden werden muss. Bereits Absturzbauwerke nur geringer Höhe stellen für Kleinfische und -organismen unüberwindbare Hindernisse dar. In den vergangenen Jahrzehnten ist die Entwicklung von Absturzbauwerken hin zu ökologisch durchgängigen Rampen geringer Neigung vollzogen worden. Bei Niedrigwasser besteht die Gefahr der Unpassierbarkeit des Bauwerks aufgrund von Trockenfallen infolge alleiniger Durchsickerung des Untergrunds. Aktuell rücken aufgelöste Bauarten sehr flacher Neigung mit Ruhebecken und Niedrigwasserrinnen in den Fokus der Renaturierung von Fließgewässern.

Laut DVWK Merkblatt 232 ist an jeweils 30 Tagen im Jahr eine Über- bzw. Unterschreitung des zur Durchgängigkeit eines Bauwerks notwendigen Abflussspektrums tolerierbar.

Nach Bless et al. (1994) sind 82 % der ausgestorbenen bzw. vom Aussterben bedrohten Fischarten sauerstoffbedürftige Kieslaicher, die auf eine ausgeprägte Strömung und grobporiges Substrat angewiesen sind. Mit der Errichtung von konventionellen Querbauwerken werden ihre Lebensbedingungen entscheidend verändert.

### 3.3 Auswirkungen einer V-Rampe

Eine V-Rampe unterscheidet sich optisch und hinsichtlich ihrer hydraulischen Wirkung deutlich von konventionellen Rampen. Die Flusssohle erfährt im Bauwerksbereich keinen Höhenversatz, da die Vorgabe der Aufstaubeziehung durch eine lokale seitliche Einengung des Abflussquerschnitts erfolgt. Bei V-Rampen kann hierdurch ein bedarfsgerechter Aufstau zur Sohlstabilisierung gewährleistet werden. Die Eingriffe in das Ökosystem „Fluss“ können dadurch deutlich verringert werden:

**Fließgewässercharakter** Bei einem Großteil der im Jahr auftretenden Abflüsse ohne Geschiebetransport wird der Oberwasserstand nur unwesentlich angehoben und der Fließgewässercharakter weitestgehend erhalten. Der physikalische Sauerstoffeintrag oberstrom und die Wassertemperatur werden kaum beeinflusst. Im Bereich der Öffnung und im Anschluss findet aufgrund der Strömungsbeschleunigung und dem Durchfließen der

Tosmuldenstruktur eine zusätzliche Belüftung des Gewässers statt. Auf der strömungsabgewandten Seite der Seitenstrukturen entstehen ökologisch wertvolle Stillwasserbereiche mit deutlich abgeminderten Fließgeschwindigkeiten. Diese stellen für Fische notwendige Stand-, Ruhe-, Zufluchts-, Nahrungs-, Laich- und Aufwuchsplätze dar (LWA-NRW, 1980).

**Sohlsubstrat** Der bedarfsgerechte Aufstau orientiert sich am maßgeblichen Korndurchmesser  $d_m$  des Sohlmaterials. Bei kleineren und mittleren Abflüssen werden deshalb im Vergleich zu konventionellen Querbauwerken höhere Fließgeschwindigkeiten zugelassen und die Sedimentation von Feinstmaterial wird erschwert. Die Porenräume des natürlichen Sohlsubstrats werden weitestgehend erhalten und eine Verschlammung verhindert.

**Durchgängigkeit** Fische und bodenlebende Wirbellose müssen zur Passage der V-Rampe keinen Höhenversatz, aber lokal erhöhte Geschwindigkeiten bewältigen. Mitunter kann die mittlere Fließgeschwindigkeit bereits bei kleineren Abflüssen einen relativ hohen Wert aufweisen.

Die Strömung löst sich allerdings von den Seitenstrukturen ab und konzentriert sich verstärkt auf den mittleren Bereich der V-Rampenöffnung (vgl. Abschnitt 4.3.3). Um die Durchgängigkeit zu gewährleisten, ist die Verwendung großer Steine im Bereich der Öffnung und der angrenzenden Seitenstrukturen sinnvoll. In deren Zwischenräumen und im angrenzendem Strömungsbereich werden sich deutlich niedrigere Fließgeschwindigkeiten ausbilden. Auch auf eine tendenziell flache Ausbildung der Seitenstrukturen ist zu achten. Organismen können im strömungsberuhigten Randbereich der V-Rampenöffnung aufsteigen.

Mit der Verwendung von V-Rampen werden die negativen Auswirkungen eines konventionellen Querbauwerks auf das Leben im Fluss deutlich reduziert. Insbesondere in Kombination mit anderen Maßnahmen kann das Ökosystem gegenüber dem Ist-Zustand nachhaltig gestärkt werden und ein weiterer Schritt zu einem ursprünglicheren Fluss erfolgen:

**Flussaufweitung** Die Sohlbelastung eines Flusses kann wirkungsvoll durch Verbreiterung des Flussbetts reduziert werden. Dies kann maschinell oder auf eigendynamischen Weg nach Entfernung der Uferverbauung erfolgen (siehe Kap. 7). Eine Verbreiterung des Flussbetts erhöht die Strukturvielfalt und wertet die ökologische Bedeutung des Uferbereichs auf. In den meisten Fällen wird eine Aufweitung als alleinige Maßnahme nicht zur Sohlstabilisierung ausreichen. Eine V-Rampe kann allerdings die verbleibende Sohlbelastung auf ein unterkritisches Niveau reduzieren. Der Vorteil einer Kombination dieser

beiden Maßnahmen liegt in der Auslegung der V-Rampe auf eine bereits reduzierte Belastung, womit deren Abmessungen und die Eingriffe weiter reduziert werden können.

**Altarmenbindung** Bei den im 19. und 20. Jahrhundert durchgeführten Flusskorrekturmaßnahmen wurden weitestgehend verzweigte Flüsse auf einen Hauptquerschnitt reduziert. Die verbleibenden Altarme und Auenlandschaften werden, wenn überhaupt, erst bei sehr großen Abflüssen geflutet. Zur Wiederansiedlung der so genannten Hartholzau, Verbesserung des Hochwasserschutzes und Reduzierung der Sohlbelastung wird vielerorts, wie an der Unteren Isar und Unteren Iller, eine Reaktivierung der Altarmgewässer bereits bei kleineren Hochwasserereignissen gewünscht. Aufgrund der teilweise drastischen Sohleintiefung im Bereich mehrerer Meter muss hierzu der Wasserstand im Fluss angehoben werden. Durch Errichtung einer V-Rampe im Fluss kann eine definierte Anhebung des Wasserstandes mit einer gezielten Ausleitung in die Flussaue und Altarme erfolgen.



## 4 Der Aufstau durch V-Rampen

### 4.1 Allgemeines

Eine V-Rampe engt durch zwei seitlich angeordnete Strukturen den verbleibenden Abflussquerschnitt ein. Die Auswirkung auf den Oberwasserstand ist von der Größe der Querschnittsverengung und von den Strömungsverhältnissen im Fluss abhängig (Abb. 4.1).

Bei niedrigen und mittleren Abflüssen übersteigt mitunter die Energiehöhe im Fluss die minimale Energiehöhe zum Durchströmen der Verengung (a). In diesem Fall wird sich lokal im Bereich der Einengung eine Wasserspiegelabsenkung und Strömungsbeschleunigung einstellen. Die Fließverhältnisse verbleiben durchweg im Strömen. Aufgrund von Energieverlusten wird sich eine geringfügige Anhebung des Oberwasserstandes ergeben.

Bei größeren Abflüssen übersteigt die minimale Energiehöhe die vorhandene Energiehöhe im unbeeinflussten Gewässer. In der Folge wird der Wasserspiegel und die Energiehöhe im Oberwasser angehoben (b). Im Bereich der Öffnung stellt sich ein Fließwechsel ein.

Übersteigt der Wasserstand im Oberwasser die Höhe der Seitenstrukturen, so werden diese überströmt (c). Der Oberwasserstand steigt dann mit zunehmendem Abfluss weniger stark an.

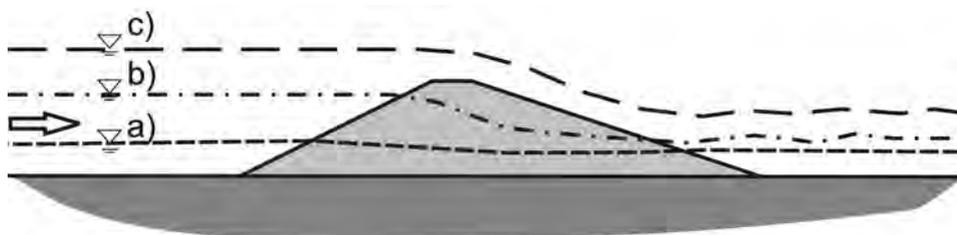


Abb. 4.1: Aufstau in Abhängigkeit des Abflusses

## 4.2 Vereinfachte Ermittlung des Aufstaus

Zur Ermittlung des resultierenden Aufstaus im Oberwasser bei Auftreten eines Fließwechsels werden im ersten Schritt Energieverluste vernachlässigt und ein möglicher Rückstau einfluss des Unterwassers ausgeschlossen.

### 4.2.1 Ohne Überströmung der Seitenstrukturen

Zunächst wird der Fall betrachtet, dass der Abfluss vollständig im Bereich der Öffnung abfließt und die Seitenstrukturen nicht überströmt werden (Abb. 4.2). In der Öffnung wird sich die Grenzfließtiefe  $h_{gr,of}$  einstellen. Im Oberwasser erfolgt eine Anhebung des Wasserstandes, so dass dort das Energieniveau der minimalen Energiehöhe im Bereich der Öffnung entspricht.

Nach Bernoulli beträgt die Energiehöhe eines Freispiegelabflusses

$$h_E = \beta h + \alpha \frac{u^2}{2g} = \beta h + \alpha \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (4.1)$$

Im folgenden wird von einer hydrostatischen Druckverteilung und parallelen Strombahnen ausgegangen, so dass der Druckhöhenbeiwert  $\beta = 1$  beträgt. In einer turbulenten Strömung kann vereinfachend der Geschwindigkeitshöhenbeiwert ebenfalls zu  $\alpha = 1$  angenommen werden. Es wird zunächst davon ausgegangen, dass die Strömung der Berandung folgt und sich nicht von den Seitenstrukturen ablöst.

Für beliebige Abflussquerschnitte ergibt sich allgemein die folgende Beziehung bei Durchlaufen der Grenzverhältnisse:

$$Q = \sqrt{\frac{gA_{gr}^3}{b_{sp}}} \text{ bzw. } u_{gr} = \sqrt{\frac{gA_{gr}}{b_{sp}}} \quad (4.2)$$

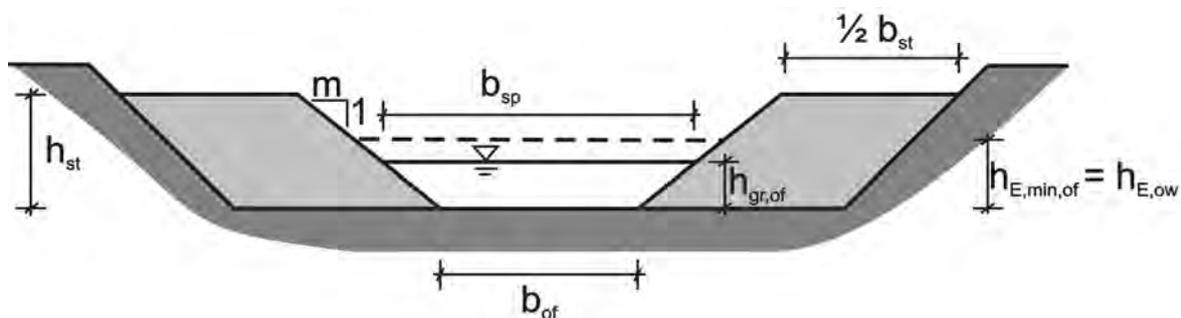


Abb. 4.2: Ermittlung des resultierenden Aufstaus ohne Überströmung der Seitenstrukturen

Im speziellen erhält man für eine trapezförmige Ausführung der Öffnung

$$A_{gr} = h_{gr,of} \frac{(2 b_{of} + 2 m h_{gr,of})}{2} \quad (4.3)$$

und daraus die Grenzgeschwindigkeit

$$u_{gr} = \sqrt{\frac{g h_{gr,of} (b_{of} + m h_{gr,of})}{b_{of} + 2 m h_{gr,of}}} \quad (4.4)$$

Durch iteratives Vorgehen unter Berücksichtigung der Kontinuität  $Q = u_{gr} A_{gr}$  lässt sich für einen gegebenen Abfluss die implizit angegebene Grenztiefe  $h_{gr,of}$  ermitteln. Entsprechendes gilt für beliebige Öffnungsgeometrien.

Unter Vernachlässigung von Energieverlusten entspricht die Energiehöhe  $h_{E,ow}$  im Oberwasser der minimalen Energiehöhe  $h_{E,min,of}$  im Bereich der Öffnung. Iterativ kann die resultierende Fließtiefe im Oberwasser  $h_{ow}$  aus der Bernoulligleichung ermittelt werden.

$$h_{E,ow} = h_{ow} + \frac{u_{ow}^2}{2g} = h_{E,min,of} = h_{gr,of} + \frac{u_{gr}^2}{2g} \quad (4.5)$$

#### 4.2.2 Mit Überströmung der Seitenstrukturen

Bei größeren Abflüssen werden die Seitenstrukturen überströmt. Der Abfluss teilt sich nun auf die Rampenöffnung und die Seitenstrukturen auf (Abb. 4.3).

Um den resultierenden Aufstau im Oberwasser zu ermitteln, wird für einen gegebenen Gesamtabfluss zunächst die zugehörige Energiehöhe im Oberwasser geschätzt.

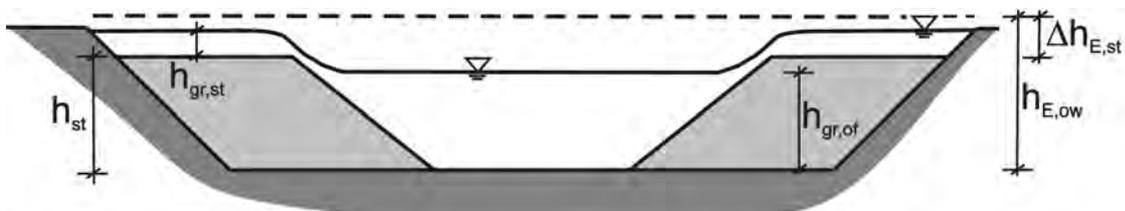


Abb. 4.3: Ermittlung des resultierenden Aufstaus mit Überströmung der Seitenstrukturen

Bei den Seitenstrukturen werden Randeinflüsse im Uferbereich vernachlässigt. Ebenso wird der Übergangsbereich auf die V-Rampenöffnung nicht näher betrachtet. Vereinfachend kann deshalb folgende Beziehung aufgestellt werden

$$\Delta h_{E,st} = h_{E,ow} - h_{st} = h_{gr,st} + \frac{u_{gr,st}^2}{2g} = h_{gr,st} + \frac{q^2}{2g h_{gr,st}^2} = \frac{3}{2} h_{gr,st} \quad (4.6)$$

Hiermit lässt sich der Abflussanteil über die Seitenstrukturen ermitteln

$$Q_{st} = h_{gr,st} b_{st} \sqrt{g h_{gr,st}} = b_{st} h_{gr,st}^{3/2} g^{1/2} = b_{st} \left( \frac{2}{3} \Delta h_{E,st} \right)^{3/2} g^{1/2} \quad (4.7)$$

Für die Öffnung muss nun unterschieden werden, ob die Grenztiefe kleiner der Oberkante der Seitenstrukturen ist ( $h_{gr,of} < h_{st}$ ). Falls ja, wird für eine trapezförmige Öffnung mit Gl. 4.1 und 4.4 für eine gegebene Energiehöhe im Oberwasser  $h_{E,ow}$  der zugehörige Abfluss durch die Öffnung ermittelt. Falls dies nicht der Fall ist, muss  $A_{gr}$  entsprechend angepasst werden.

In Abhängigkeit der geschätzten Energiehöhe im Oberwasser  $h_{E,ow}$  ergibt sich aus der Summe der Abflussanteile über die Seitenstrukturen und durch die Rampenöffnung der zugehörige Gesamtabfluss. Gegebenenfalls sind die angegebenen Berechnungsschritte mit einer verbesserten Schätzung neu durchzuführen. Nach iterativer Zuordnung der Energiehöhe kann eine Ermittlung des zugehörigen Oberwasserstandes unter Berücksichtigung der Geschwindigkeitshöhe  $u_{ow}^2/2g$  erfolgen.

### 4.3 Berücksichtigung von Energieverlusten

Im Bereich der Querschnittsverengung erfolgt eine Einschnürung der Strömung. Dies ist verbunden mit Energieverlusten und einer Verringerung des tatsächlichen Abflussquerschnitts. Zusätzlich wird bei einer Errichtung der V-Rampe mit Steinen infolge der Rauheitsvergrößerung eine Verringerung des effektiven Abflussquerschnitts bewirkt. Für eine Abschätzung der anzusetzenden Energieverluste erfolgt nun eine Aufstellung verschiedener Ansätze.

#### 4.3.1 Energieverluste an Brückenbauwerken

Brückenbauwerke verengen den Abflussquerschnitt und bewirken dementsprechend Energieverluste beim Übergang vom Oberwasser zum Unterwasser. Für die Ermittlung der Verluste

existieren einige Verfahren, die teilweise Anwendung in eindimensionalen Wasserspiegellagenprogrammen finden.

Allgemein lassen sich drei mögliche Abflusszustände klassifizieren (TxDOT, 2004):

**Fließzustand I** Es treten durchweg strömende Verhältnisse auf. Dies ist der Fall, wenn die minimale Energiehöhe im Bereich der Verengung kleiner als die Energiehöhe im ungestörten Fluss ist. Der resultierende Oberwasserstand wird dann maßgeblich vom Unterwasserstand beeinflusst (Abb. 4.4 oben).

**Fließzustand II** Im Oberwasser sind strömende Verhältnisse vorhanden und im Bereich der Verengung werden die Grenzverhältnisse durchlaufen. Dieser Zustand stellt sich ein, falls die minimale Energiehöhe in der Verengung die Energiehöhe im Fluss übersteigt. Der Oberwasserstand wird dann durch die Verengung beeinflusst und ist weitestgehend unabhängig vom Unterwasserstand (Abb. 4.4 unten).

**Fließzustand III** Die Fließverhältnisse sind durchgängig im Schießen. Dieser Zustand ist bei voralpinen Flüssen flacheren Gefälles nicht weiter von Bedeutung.

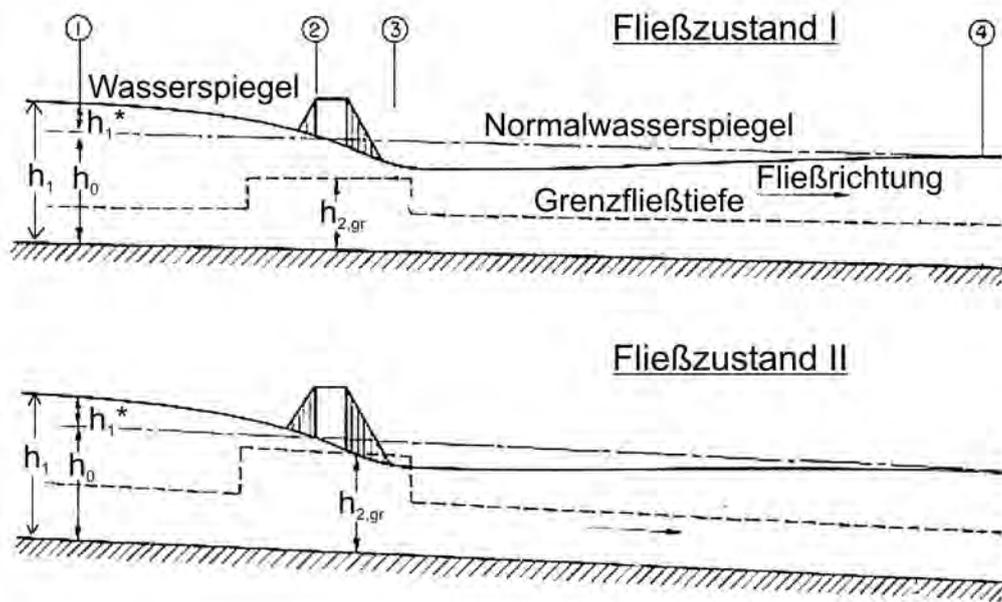


Abb. 4.4: Fließzustände an lokalen Querschnittsverengungen (nach FHWA, 1978)

### 4.3.1.1 Durchweg strömende Verhältnisse - Fließzustand I

Die meisten der existierenden Verfahren beziehen sich auf durchweg strömende Verhältnisse ohne Auftreten eines Fließwechsels, da bei Brücken im allgemeinen eine eher geringe Querschnittsverengung vorhanden ist. Eine Übertragung dieser Ansätze auf den Fließzustand II ist in der Regel nicht möglich.

**Bernoulligleichung mit Berücksichtigung von Energieverlusten** Bei durchweg strömenden Verhältnissen kann ausgehend vom unbeeinflussten Unterwasser eine Ermittlung der Energiehöhen und Fließtiefen an stromaufwärts gelegenen Querschnitten erfolgen. Bei Anwendung der so genannten *standard-step*-Methode (Chow, 1959) werden Energieverluste infolge der Strömungseinschnürung oberstrom und -verbreiterung unterstrom mit Verlustbeiwerten berücksichtigt. Das Strömungsfeld wird hierzu in drei Bereiche gegliedert und abschnittsweise die Energiehöhe stromaufwärts berechnet (Abb. 4.5). Dieses Verfahren findet im Programm HEC-RAS Anwendung.

$$h_1 + \alpha_1 \frac{u_1^2}{2g} = h_2 + \alpha_2 \frac{u_2^2}{2g} + L J_E + C \left| \alpha_1 \frac{u_1^2}{2g} - \alpha_2 \frac{u_2^2}{2g} \right| \quad (4.8)$$

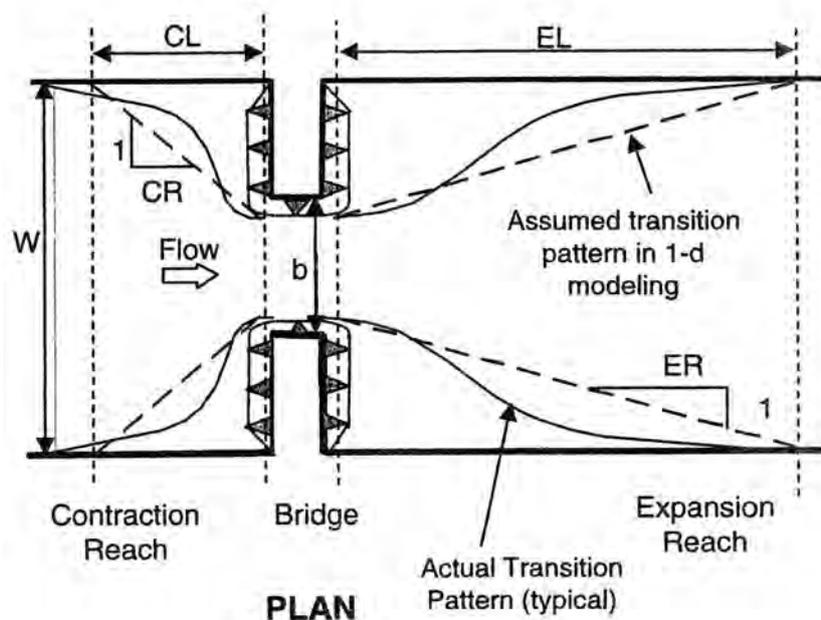


Abb. 4.5: Strömung an Brückenverengungen (Hunt et al., 1999)

mit Index 1: Querschnitt oberstrom, Index 2: Querschnitt unterstrom,  $L$ : Abstand zwischen den Querschnitten,  $J_E$ : Reibungsgefälle,  $C$ : Verlustbeiwert infolge einer plötzlichen Querschnittsänderung und  $\alpha$ : Beiwert zur Berücksichtigung einer ungleichmäßigen Geschwindigkeitsverteilung.

Die Verlustbeiwerte werden bei der Verengung (*contraction*) mit  $C_C = 0,3$  und bei der Aufweitung (*expansion*) zu  $C_E = 0,5$  angesetzt (TxDOT, 2004). Die Längen des Aufweitungs- und Verengungsbereichs lassen sich in Abhängigkeit von der mittleren seitlichen Einengung angeben. Für die Einengung ergibt sich die Länge zu  $CL = (W - b)/2$ . Bei der Aufweitungslänge wird im allgemeinen von  $EL = 4(W - b)/2$  ausgegangen (TxDOT). Anhand von Messungen an Brückenbauwerken ermittelten Hunt et al. (1999) mittlere Aufweitungslängen, die mit  $EL \approx 1,5(W - b)/2$  deutlich kürzer sind. Sie weisen deshalb darauf hin, dass bei pauschaler Annahme eines Aufweitungsverhältnisses von 1 : 4 die Energieverluste unterstrom der Brücke überschätzt werden.

**Empirische Methoden** Basierend auf den Ergebnissen physikalischer Modellversuche wurden von verschiedenen Autoren vergleichbare Formeln entwickelt. Bei den folgenden Formeln werden nur das Öffnungsverhältnis  $M$  und die Froude-Zahl  $Fr$  des Gewässers unter Normalwasserverhältnissen berücksichtigt. Die Beziehungen sind nur auf durchgehend strömende Abflussverhältnisse anwendbar.

Das Öffnungsverhältnis wird definiert zu

$$M = \frac{A_{0,of}}{A_{0,Fluss}} \quad (4.9)$$

mit  $A_{0,of}$ : Fließquerschnitt in der Verengung und  $A_{0,Fluss}$ : Fließquerschnitt im Fluss; jeweils mit der Normalwassertiefe im ungestörten Fluss ermittelt.

- Liu et al. (1957) geben für rechteckförmige Brückenöffnungen den Aufstau mit Gl. 4.10 an.

$$\left(\frac{h_1}{h_0}\right)^3 = 4,48 Fr^2 \left[ \frac{1}{M^2} - \frac{2}{3}(2,5 - M) \right] + 1 \quad (4.10)$$

- Biery und Delleur (1962) erweitern den obigen Ansatz auf bogen- und rechteckförmige Brückenöffnungen.

$$\frac{h_1}{h_0} = 1 + 0,47 \left(\frac{Fr}{M}\right)^{2,26} \quad (4.11)$$

- Seckin (2004) berücksichtigt im Gegensatz zu den Gl. 4.10 und 4.11 den Einfluss von überströmten Vorländern. Bei den Brücken wurden halb elliptische, ein- und zweiteilige halbkreisförmige und rechteckförmige Öffnungen mit Pfeilereinbauten untersucht. Da die Verengung im wesentlichen die langsamere Vorlandströmung einengt und die Hauptströmung im Fluss weniger beeinflusst, wirkt sich dies in geringeren Verlusten und kleinerem Aufstau aus.

$$\frac{h_1}{h_0} = 1 + 0,25 \left( \frac{Fr}{M} \right)^{1,98} \quad (4.12)$$

Seckin (2004) gibt die Abweichung der Gl. 4.12 von seinen im Versuch gemessenen Wasserständen  $h_1$  mit  $\pm 7\%$  an. Die Abweichungen resultieren aus der Beschränkung auf die beiden Parameter  $Fr$  und  $M$ . Vernachlässigt werden jegliche Einflüsse aus der Formgebung, von Brückenpfeilern, Böschungen und Kolken, sowie einer möglichen Verdrehung der Brückenachse und einer außermittigen Anordnung der Brückenöffnung.

#### 4.3.1.2 Fließwechsel im Bereich der Verengung - Fließzustand II

Für V-Rampen ist bei größeren Abflüssen der Fließzustand II mit Durchlaufen der Grenzverhältnisse von Belang. Anhaltspunkte für die Abschätzung der Energieverluste liefert das folgende Verfahren, das ebenfalls ursprünglich für die Anwendung bei Brückenbauwerken konzipiert wurde:

**Ansatz von FHWA (1978)** Die Federal Highway Administration vom U.S. Department of Transportation gibt zur Berechnung des Aufstaus an verengten Brückenquerschnitten mehrere Verfahren an. Es wird zwischen den Fließzuständen I, II und III unterschieden (Abb. 4.4). Sie weist darauf hin, dass beim Fließzustand II eine Berechnung nach dem Schema für durchweg strömende Verhältnisse unrealistisch hohe Werte für den Aufstau ergäbe.

Ein Energiehöhenvergleich nach Bernoulli liefert für den Fließzustand II (vgl. Abb. 4.4):

$$h_1^* = \alpha_2 \frac{u_{2,gr}^2}{2g} (C_b + 1) - \alpha_1 \frac{u_1^2}{2g} + h_{2,gr} - h_0 \quad (4.13)$$

Als maßgeblicher Anteil am Energieverlust wird von der FHWA die Kontraktion betrachtet und mit dem Verlustbeiwert  $C_b$  berücksichtigt. Zusätzliche Einflüsse wie der Einbau von Brückenpfeilern, eine Außermittigkeit der Öffnung oder eine Verdrehung des Brückenbauwerks werden nicht erfasst.

Mit den Korrekturbeiwerten  $\alpha_1$  und  $\alpha_2$  wird eine ungleichförmige Geschwindigkeitsverteilung berücksichtigt. Für gegliederte Abflussquerschnitte mit Vorländern wird der Korrekturbeiwert der Anströmung zu

$$\alpha_1 = \frac{\sum Q_i u_i^2}{Q u_1^2} \quad (4.14)$$

angegeben. Mit  $Q_i$ : Abflussanteil und  $u_i$ : Fließgeschwindigkeit im Teilquerschnitt  $i$ .

Für den Korrekturbeiwert  $\alpha_2$  wurden von den Autoren Messungen an Brückenbauwerken durchgeführt und eine Abhängigkeit vom Öffnungsverhältnis  $M$  und von  $\alpha_1$  festgestellt (Abb. 4.6). Das Öffnungsverhältnis  $M$  wird im konkreten Fall als das Verhältnis des theoretischen Abflussanteils durch die Brückenöffnung zum Gesamtabfluss definiert. Dies ist gleichbedeutend mit dem Verhältnis der Fließfläche in der Brückenöffnung zu derjenigen im Fluss bei identischem Wasserstand.

$$M = \frac{Q_b}{Q} \quad (4.15)$$

Für um  $45^\circ$  geneigte Flügelmauern und Böschungen kann der Verlustbeiwert  $C_b$  aus Abb. 4.7 ermittelt werden. Der resultierende Aufstau lässt sich aus Gl. 4.13 iterativ berechnen. In einem ersten Schritt wird hierfür zunächst die Anströmgeschwindigkeit  $u_1$  unter Normalwasserverhältnissen angesetzt und in weiteren Schritten iterativ an die Zwischenergebnisse angepasst.

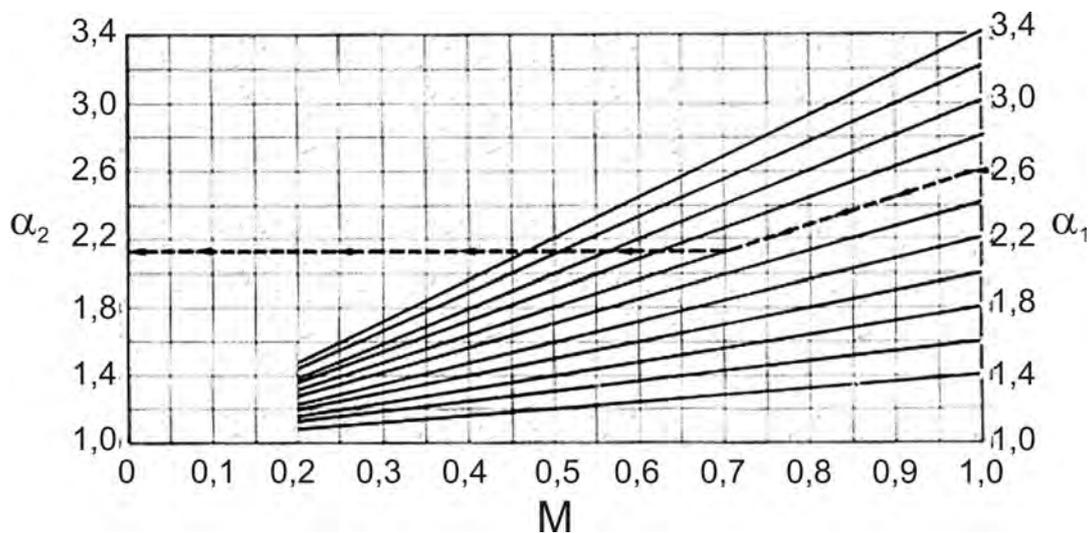


Abb. 4.6: Geschwindigkeitskorrekturbeiwert  $\alpha_2$  (aus FHWA, 1978)

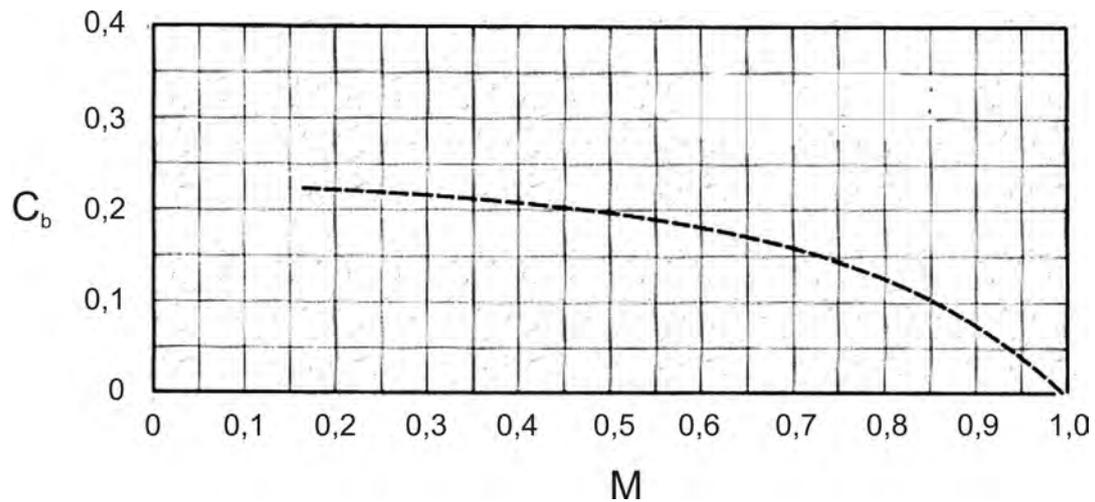


Abb. 4.7: Verlustbeiwert  $C_b$  in Abhängigkeit vom Öffnungsverhältnis  $M$  (aus FHWA, 1978)

#### 4.3.2 Pfeilereinfluss auf die Abflussleistung an Wehren

Wehrpfeiler beeinflussen die Abflussleistung. Die Waterways Experiment Station Vicksburg gibt für rundkronige Wehre eine Beziehung für die Berücksichtigung der Pfeilereinschnürung an. Bei der Anwendung der Beziehung von Poleni wird eine abgeminderte wirksame Überfallbreite angesetzt.

$$B^* = B - k n h_{ue} \quad (4.16)$$

mit  $B^*$ : wirksame Überfallbreite,  $B$ : Überfallbreite,  $k$ : Kontraktionskoeffizient,  $n$ : Anzahl der Einschnürungen und  $h_{ue}$ : Überströmungshöhe.

In Abhängigkeit der Pfeilerausbildung und Überströmungshöhe wird der Kontraktionskoeffizient  $k$  im Intervall von  $-0,02$  bis  $0,10$  angegeben. Unter bestimmten Bedingungen ergibt sich demnach sogar ein geringfügig leistungssteigernder Effekt infolge Ausbildung eines Unterdrucks.

### 4.3.3 Berücksichtigung von Verlusten bei V-Rampen

Zur Abschätzung der Energieverluste bei V-Rampen wurde im Modellversuch exemplarisch an einer V-Rampengeometrie die Aufstaubeziehung ermittelt.

Hierzu wurde die geplante V-Rampe an der Iller bei Fluss-km 13,8 im geometrischen Maßstab  $M = 1 : 26,2$  in Steinsatz errichtet (vgl. Abschnitt 8.2.3). Die Steine wurden mit ihrer Oberkante um das Rauheitsmaß  $k = l_s/3$  versetzt über der vorgegebenen Geometrie eingebaut, so dass die hydraulisch wirksame Berandung der vorgegebenen V-Rampengeometrie entspricht. An diesem Versuch wurde die Aufstaubeziehung bis zum Abfluss  $Q_{Natur} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$  gemessen (Abb. 4.8).

Im Vergleich zur vereinfacht ermittelten Aufstaukurve ohne Berücksichtigung von Energieverlusten (vgl. Abschnitt 4.2) ergibt sich ein um etwa 20 cm höherer Wasserstand. Bei überströmten Seitenstrukturen wird die Abweichung auf rund 10 cm verringert.

Im folgenden werden die in Abschnitt 4.3 beschriebenen Verfahren auf die in Abb. 4.8 angegebene Aufstaukurve angewendet:

**Verfahren für den Fließzustand I** Bei V-Rampen ist eine möglichst exakte Berücksichtigung der Energieverluste bei der Überprüfung des Hochwasserschutzes und zur Bestimmung der sohlstabilisierenden Wirkung erforderlich. Bei kleineren Abflüssen ohne Auftreten

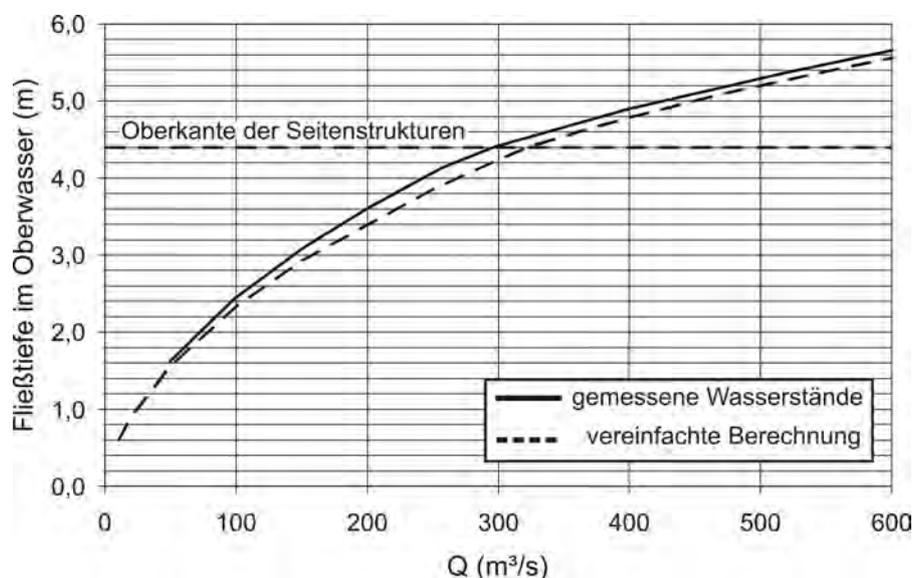


Abb. 4.8: Gemessene und ohne Berücksichtigung von Energieverlusten ermittelte Aufstaubeziehung an der geplanten Iller V-Rampe

eines Fließwechsels werden i. a. kleinere Abweichungen des berechneten vom tatsächlichen Aufstau zulässig sein.

Eine Anwendung der Bernoulligleichung (Gl. 4.8, Hunt et al., 1999) bzw. der empirischen Methoden (bspw. Gl. 4.11, Biery und Delleur, 1962) wird für die Anforderungen in der Regel eine hinreichend genaue Abschätzung liefern.

**FHWA (1978)** Für die vorgegebene Geometrie ergibt sich das Öffnungsverhältnis zu  $M \approx 0,33$  und mit Abb. 4.7 der Verlustbeiwert zu  $C_b \approx 0,21$ . Der Geschwindigkeitshöhenbeiwert der Anströmung wird zu  $\alpha_1 = 1$  gesetzt, womit sich aus Abb. 4.6 der Geschwindigkeitshöhenbeiwert in der Öffnung zu  $\alpha_2 = 1$  ermittelt.

Für Abflüsse bis zur Überströmung der Seitenstrukturen ergibt sich mit Gl. 4.13 eine nahezu perfekte Übereinstimmung der gemessen Wasserstände. Absolut wird mit diesem Verfahren und den oben angegebenen Werten der Oberwasserstand umgerechnet auf Naturmaße um nur 2 bis 6 cm zu hoch berechnet.

**Strömungseinschnürung** Aufgrund der relativ großen Rauheit und der zur Minimierung der Längenabmessungen tendenziell strömungsungünstigen Ausbildung der Seitenstrukturen löst sich die Strömung bei Beginn der Querschnittsverengung ab. Der zur Verfügung stehende Querschnitt wird dementsprechend reduziert.

Analog zur Gl. 4.16 wurde abhängig von Abfluss und Aufstau der Kontraktionskoeffizient  $k$  ermittelt, um die in Abb. 4.8 gemessene Aufstaubeziehung zu erhalten (Tab. 4.1). Bei der Berechnung wurde die wirksame Öffnungsbreite auf  $b_{of,red}$  verringert. Die Neigung der Seitenstrukturen bei der Ermittlung der Fließfläche hingegen wurde unverändert bei  $1 : m = 1 : 2,5$  belassen.

Tab. 4.1: Wirksame Öffnungsbreiten und Kontraktionskoeffizienten zur Berücksichtigung von Einschnürungseffekten an der Iller V-Rampe bei Fluss-km 13,8

$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$b_{of,red}$ (m)	$k$ (-)
50	11,0	0,30
100	10,7	0,27
150	10,5	0,24
200	10,3	0,23
250	10,1	0,23

## 4.4 Berücksichtigung des Unterwassereinflusses

Zur Überprüfung der Hochwassersicherheit oberstrom der V-Rampe muss ein möglicher Rückstau des Unterwasserstandes berücksichtigt werden.

Bei breittkronigen Überfällen beginnt der Einfluss des Unterwasserstandes erst ab einer Höhe von 70 % des Aufstaus im Oberwasser.

Um bei Venturi-Kanälen einen Fließwechsel sicher zu erzwingen, sollte die Wasserspiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser mindestens 20 bis 30 % der Fließtiefe im Oberwasser betragen (Bollrich, 2000).

Im Modellversuch wurde für die V-Rampe an der Unteren Iller (vgl. Abschnitt 8.2.3) die Abhängigkeit des Oberwasserstandes vom Unterwasser für zwei Abflüsse,  $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ , untersucht (Abb. 4.9). Bei beiden Abflüssen ist eine Beeinflussung des Aufstaus ab einem Verhältnis von  $h_{UW}/h_{OW} \approx 0,60$  feststellbar.

Bei bekannten Randbedingungen kann der beginnende Unterwassereinfluss mittels Stützkraftansatz bestimmt werden. Aus dem Unterwasserbereich der V-Rampe wird ein Strömungsfeld ausgeschnitten und die wirkenden Kräfte in Fließrichtung angetragen (Abb. 4.10). Der oberstromige Schnitt verläuft entlang der unterstromigen Berandung der Seitenstrukturen und durch die Öffnung. In ausreichender Entfernung, bei der wieder eine gleichmäßige Strömungsverteilung vorhanden ist, verläuft der unterstromige Schnitt. Die innerhalb des freigeschnitte-

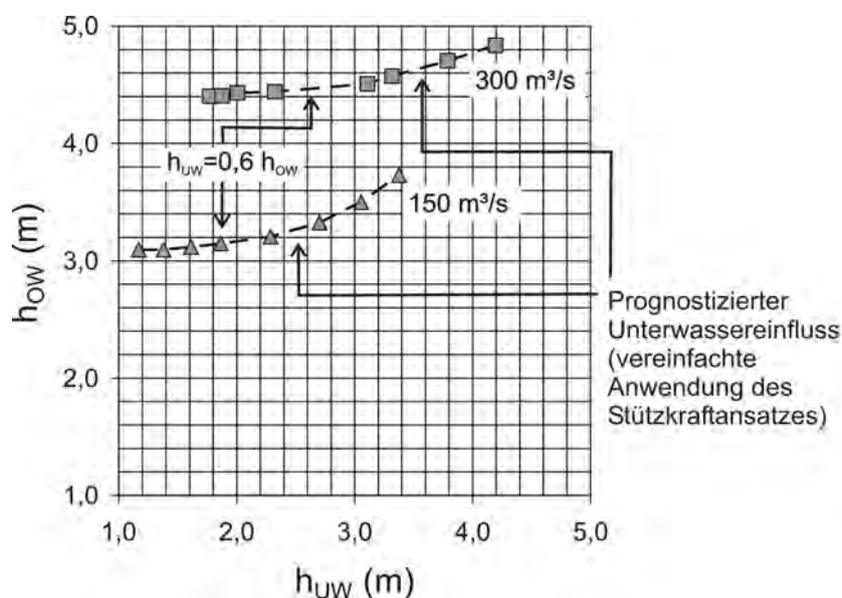


Abb. 4.9: Abhängigkeit des Aufstaus vom Unterwasser bei der geplanten Iller V-Rampe

nen Strömungsfeldes ablaufenden Vorgänge sind bei der Anwendung des Stützkraftansatzes nicht von Interesse. Ebenso sind quer zur Fließrichtung angreifende Kräfte nicht von Bedeutung.

Bei Annahme hydrostatischer Druckverhältnisse ergibt sich die resultierende Stützkraft  $F_S$ , unter Vernachlässigung der Wandreibung  $F_R$  und der sohlparallelen Gewichtskraftkomponente  $G \sin \alpha$ , zu:

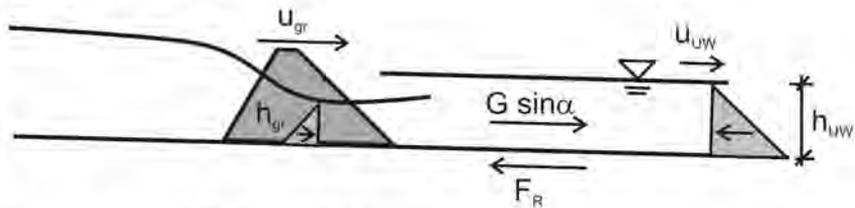
$$F_S = \rho Q u_{gr} + \rho g \frac{h_{gr}^2}{2} b^* - \left( \rho Q u_{UW} + \rho g \frac{h_{UW}^2}{2} b^* \right) \quad (4.17)$$

Ein Unterwassereinfluss ergibt sich, sobald die Stützkraft  $F_S$  einen negativen Wert annimmt. In diesem Fall sind die hydrostatische Druckkraft und der eingetragene Impulsstrom am oberstromigen Schnitt nicht mehr ausreichend.

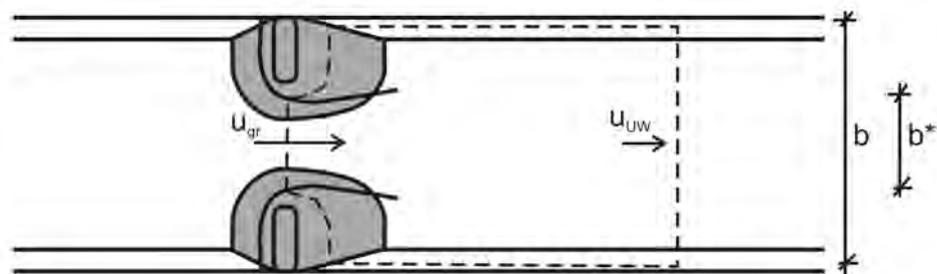
Bei Nachrechnung der Versuchsergebnisse mit obigem Ansatz ergibt sich für die in Abb. 4.9 dargestellten Unterwasserstände ein späterer Unterwassereinfluss. Dieser würde erst bei einem Verhältnis von  $h_{UW}/h_{OW} \approx 0,80$  einsetzen.

Der Unterschied zu den Versuchsergebnissen lässt sich mit den getroffenen Annahmen begründen. Beispielsweise wurde für die Strahlbreite vereinfachend die theoretische Wasserspiegelbreite im Bereich der Öffnung  $b^* = b_{of} + 2m h_{gr}$  angesetzt. Der Effekt einer Strömungsablösung an den Seitenstrukturen mit einer ungleichförmigen Geschwindigkeits- und Druckverteilung in der Öffnung wird dabei vernachlässigt. Außerhalb der Öffnung wurde ein konstanter Unterwasserstand  $h_{UW}$  angesetzt, der tatsächlich direkt am Fuß der Seitenstrukturen aufgrund der Strahleinmischung geringer ausfallen wird. Die hydrostatische Druckkraft wird insofern am oberstromigen Schnitt überschätzt.

Längsschnitt



Ansicht und Schnittführung



Kraftwirkungen am freigeschnittenen Strömungsfeld

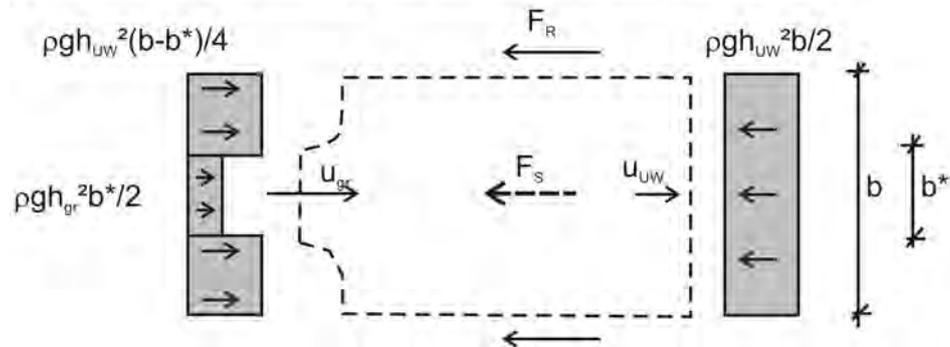


Abb. 4.10: Stützkraft bei V-Rampen



## 5 Energieumwandlung

### 5.1 Energieumwandlung durch Wechselsprung

Die Errichtung von Querbauwerken gehört mit zu den ältesten Disziplinen des Wasserbaus. Eine Umwandlung des Energiepotentials auf möglichst kurzer Strecke zum Schutz der Sohle im Unterwasser stellt eine der Kernaufgaben dar. Voraussetzung für eine effektive Energieumwandlung durch Auftreten eines Wechselsprungs sind Froude-Zahlen des Eingangsschussstrahls von  $Fr_1 > 2,5$  (Chow, 1959). Bei etwa  $Fr_1 < 1,7$  ist ein gewellter Abfluss zu erwarten. Zwischen diesen beiden Werten ist ein schwach ausgeprägter Wechselsprung mit nur geringem Verlust an kinetischer Energie vorhanden.

Aus dem Stützkraftansatz ergibt sich als zusätzliche Bedingung für das Auftreten eines Wechselsprungs ein Unterwasserstand, der größer oder gleich der konjugierten Fließtiefe  $h_2$  ist (Gl. 5.1, vgl. Abb. 5.1).

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right) \quad (5.1)$$

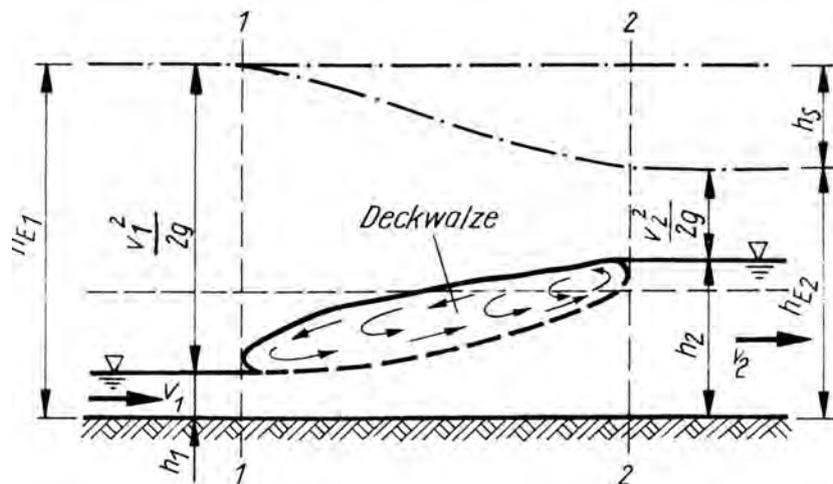


Abb. 5.1: Ebener Wechselsprung mit Deckwalze über horizontaler Sohle (Bollrich, 2000)

Herbrand (1971) untersuchte die Wirkung eines räumlichen Tosbeckens auf die Energieumwandlung. Durch eine seitliche Aufweitung können Länge und Eintiefung des Tosbeckens verringert werden. Zusätzliche Einbauten helfen das Tosbeckenvolumen weiter zu reduzieren. Die spezifische Energieumwandlung eines räumlichen Tosbeckens ist insbesondere bei kleineren Froude-Zahlen  $Fr_1$ , im Vergleich zum ebenen Tosbecken, verbessert. Herbrand (1971) weist eindringlich auf die Gefahren eines unqualifiziert ausgeführten räumlichen Tosbeckens hin. Bei horizontal durchgehender Sohle und großer seitlicher Aufweitung wird der räumliche Wechselsprung instabil und verliert an Wirkung. Der Strahl tendiert dann zu einer Seitenwand und die Abströmung im Unterwasser wird asymmetrisch.

Den Einfluss großer Sohlrauheit auf den Wechselsprung untersuchten Ead und Rajaratnam (2002). Die Auswirkungen von Rauheitselementen der Höhe  $t$  in Form von rechtwinklig zur Fließrichtung angeordneten Wellblechen mit Variation der relativen Rauheit im Bereich von  $t/h_1 = 0,25$  bis  $0,50$  wurden analysiert. Für Froude-Zahlen von  $Fr_1 = 4$  bis  $10$  konnte eine Abnahme der gegenüber Gl. 5.1 erforderlichen konjugierten Fließtiefe um bis zu  $25\%$  festgestellt werden. Die Wechselsprunglänge wird auf rund die Hälfte reduziert und die Sohlschubspannungen über den Rauheitselementen liegen etwa um den Faktor zehn über denjenigen eines Wechselsprungs auf glatter Sohle.

## 5.2 Energieumwandlung an rauen Rampen

Bei rauen Rampen unterscheidet sich der Vorgang der Energieumwandlung von derjenigen eines Wehrkörpers mit anschließendem Tosbecken. Der Energieüberschuss  $\Delta H_E$  wird zum Teil auf dem Rampenrücken ( $\Delta H_{ER}$ ), zum Teil im Nachbett ( $\Delta H_{ENB}$ ) und der Rest im Unterwasser ( $\Delta H_{EU}$ ) umgewandelt (Abb. 5.2).

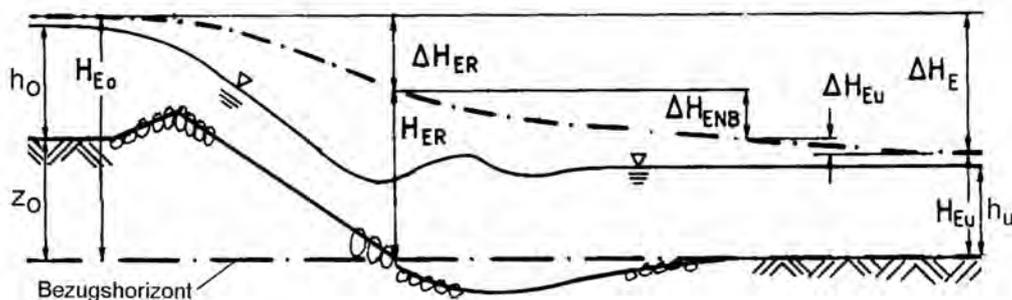


Abb. 5.2: Energieumwandlung an rauen Rampen (Vogel, 2003)

Der Anteil der Energieumwandlung auf dem Rampenrücken ist von der Rampenrauheit und -neigung, sowie der Fließlänge bis zum Erreichen des Unterwassers abhängig. An der Rampenkronen werden die Grenzverhältnisse durchlaufen und der Abfluss beschleunigt sich. Die Beschleunigung des Abflusses währt so lange fort, bis sich auf der Rampe Normalwasser- verhältnisse im Schießen einstellen oder der Unterwasserstand erreicht wird. Bei Normalwas- serverhältnissen auf dem Rampenrücken entspricht das Energieliniengefälle der Rampennei- gung.

Bei Eintreffen ins Unterwasser wird der Strahl noch einen gewissen Überschuss an Energie besitzen. Das Auftreten eines Wechselsprungs kann aufgrund des mitunter kleinen Wertes von  $Fr_1$  nicht gewährleistet werden, weshalb sich im Unterwasser ein gewellter Abfluss einstellen kann. Die Entstehung eines Kolkes wird die Energieumwandlung im Unterwasser prinzipiell verbessern.

Hassing (1991) stellte bei seinen Modellversuchen an Blocksteinrampen eine nur geringe Wellenbildung im Unterwasser bei Froude-Zahlen am Rampenfuß von  $Fr_1 < 1,3$  fest. Die Nachbettbelastung nimmt in diesem Fall keine unakzeptabel hohen Werte an.

Für räumlich gekrümmte Rampen definiert Hassing (1991) als maßgebende Länge des Nach- betts  $l_{NB}$  den Abstand von Rampenfuß zum Wiederanlegepunkt der Strömung an die Ufer an. In Abhängigkeit von der Fußbreite der Rampe  $b_F$  ergibt sich Gl. 5.2.

$$\frac{l_{NB}}{b_F} = 2,0 \text{ bis } 2,5 \quad (5.2)$$

Bei starker Abflusskonzentration ist die Nachbettlänge größer zu wählen.

### 5.3 Gewellter Abfluss

Der gewellte Abfluss unterstrom eines Querbauwerks steht im allgemeinen für eine nicht aus- reichende Energieumwandlung.

Theoretische Ansätze (Andersen, 1978) stützen sich auf eine Analogiebetrachtung der Bewe- gung von Schwallwellen in ruhendem Wasser. Reibungsverluste an der Berandung werden dabei vernachlässigt. Da sich aber tatsächlich eine voll ausgebildete turbulente Grenzschicht einstellt, werden in diesen Ansätzen wesentliche Strömungseigenschaften nicht erfasst (Mon- tes, 1978).

Chanson und Montes (1995) führten Modellversuche in einer 20 m langen und 0,25 m breiten Rinne mit glatter Sohl- und Wandberandung durch. Gewellte Abflüsse mit Froude-Zahlen im Bereich von  $Fr_1 = 1,08$  bis 2,91 waren Gegenstand der Untersuchungen. Im Gegensatz zu Chow (1959) konnten sie auch bei  $Fr_1 > 1,7$  noch einen gewellten Abflusszustand beobachten.

Als wesentlichen Parameter für die Beschreibung bestimmen sie neben der Froude-Zahl  $Fr_1$  das Verhältnis von Grenzfließtiefe zu Rinnenbreite  $h_{gr}/B$ . Mit größer werdendem  $h_{gr}/B$  wirkt sich der Wandeinfluss zunehmend auf die Ausbildung von kreuzartigen Stoßwellen aus. Diese entstehen zu Beginn des gewellten Abflusses und werden an der gegenüberliegenden Wand reflektiert.

Chanson und Montes (1995) klassifizieren fünf gewellte Abflusszustände. Der Typ A kennzeichnet einen gewellten Abfluss ohne Auftreten von Kreuzwellen und stellt sich bei Froude-Zahlen nahe den Grenzverhältnissen ( $Fr_1 \approx 1,22$ ) ein. Mit steigenden Froude-Zahlen werden verschiedene Zustände durchlaufen, die sich durch die Entstehung von Kreuzwellen (Typ B), einer kleinen, sich brechenden Walze auf der Welle (Typ C), durch zusätzlichen Lufteintrag (Typ D) und einer großen, sich brechenden Walze mit Lufteintrag und beinahe glatter Abströmung im Unterwasser (Typ E), auszeichnen. Der letztgenannte Typ stellt den Übergang zum schwach ausgeprägten Wechselsprung dar.

Beim gewellten Abflusszustand stellt sich allgemein in Fließrichtung zunächst ein Bereich stehender Wellen ein. Im Anschluss gehen die stationären Wellen in einen unregelmäßigen, instationär gewellten Zustand über. Weiter im Unterwasser werden die Wellen gedämpft.

Für die Wellenlänge  $L_w$  und die Wellenamplitude  $\Delta h$  geben Chanson und Montes (1995) folgende Beziehungen an (Abb. 5.3):

- Die Wellenlänge  $L_w$ , normiert durch die Grenzfließtiefe  $h_{gr}$ , hängt bei kleinen Froude-Zahlen nur von der Froude-Zahl ab. Mit steigenden Froude-Zahlen wird zusätzlich eine Abhängigkeit von  $h_{gr}/B$  festgestellt. In Fließrichtung nimmt die Wellenlänge kontinuierlich ab und kann, unabhängig von  $h_{gr}/B$ , mittels Gl. 5.3 ermittelt werden. Die Wellen werden hierzu in Fließrichtung fortlaufend mit  $i$  durchnummeriert.  $L_{w,1}$  ist die Länge der ersten Welle.

$$\frac{L_{w,i}}{L_{w,1}} = i^{-1/5} \quad (5.3)$$

- Die Wellenamplitude  $\Delta h$ , normiert durch  $h_{gr}$ , ist bei  $Fr_1 < 1,50$  unabhängig von  $h_{gr}/B$  und korreliert linear mit der Froude-Zahl. Bei größeren Froude-Zahlen ist zusätzlich eine Abhängigkeit von  $h_{gr}/B$  feststellbar, hervorgerufen durch das Auftreten von Kreuz-

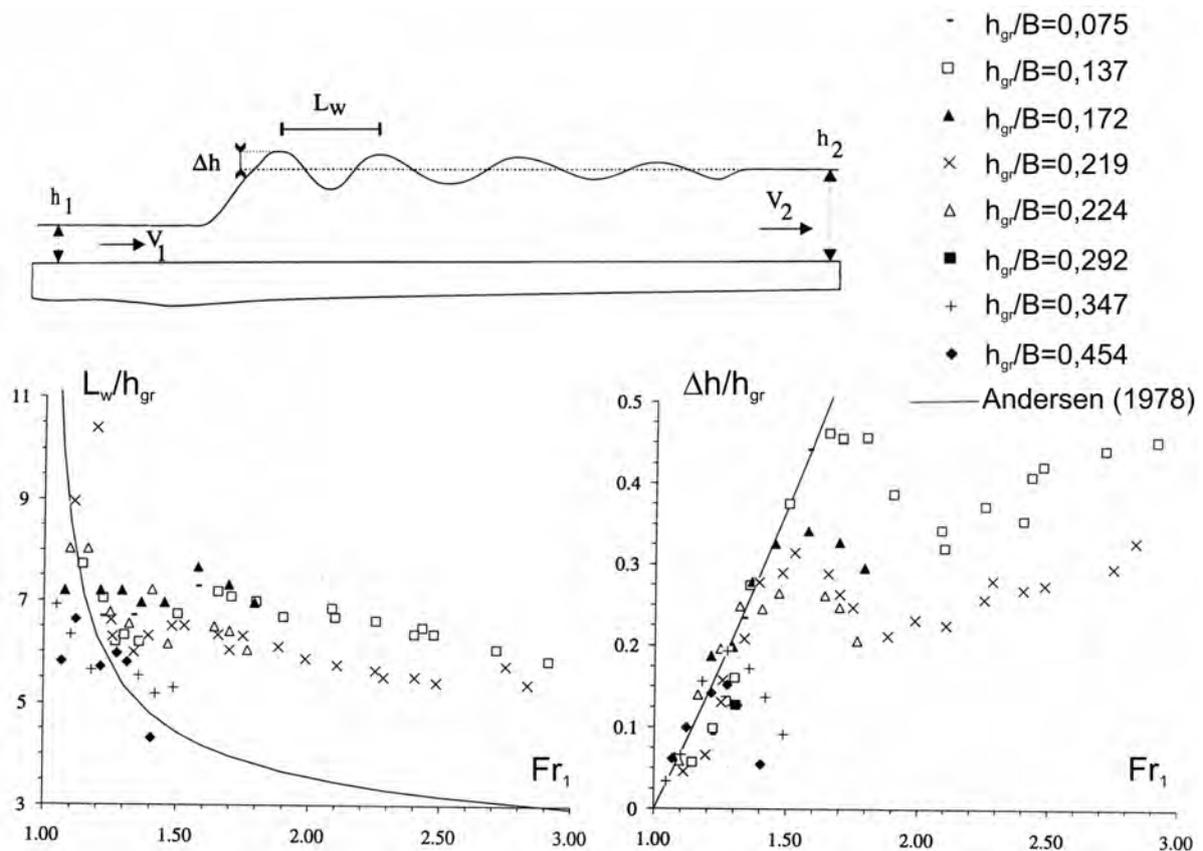


Abb. 5.3: Wellenlänge und -amplitude bei gewellten Abflüssen (aus Chanson und Montes, 1995)

wellen. Die maximale Wellenamplitude  $\Delta h_{max}$  kann anhand Gl. 5.4 ermittelt werden. Im Gegensatz zur Wellenlänge nimmt die Wellenamplitude in Fließrichtung nur unwesentlich ab.

$$\frac{\Delta h_{max}}{h_{gr}} = 0,0748 \left( \frac{h_{gr}}{B} \right)^{-0,894} \quad (5.4)$$

In weiterführenden Untersuchungen stellen Montes und Chanson (1998) fest, dass der größte Anteil an Energie im Bereich bis zur ersten Wellenkronen umgewandelt wird. Weiter unterstrom liegt das Energieliniengefälle in der gleichen Größenordnung wie das Sohlängsgefälle.

Mit der *Particle Image Velocimetry*-Methode wurden von Lennon und Hill (2006) an gewellten Abflüssen ebene vertikale Geschwindigkeitsfelder aufgemessen. Zwei gewellte Abflüsse mit Froude-Zahlen von  $Fr_1 = 1,37$  und  $1,65$  bzw. Fließtiefen von  $h_1 = 3,14$  und  $3,08$  cm wurden in einer 30 cm breiten und 4,90 m langen Versuchsrinne betrachtet. Aufgrund des großen

Verhältnisses von Rinnenbreite zu Fließtiefe gehen die Autoren von zu vernachlässigenden Wandeinflüssen aus.

Aus den gemessenen Geschwindigkeitsfeldern (Abb. 5.4) wurden von den Autoren die Sohl Schubspannungen durch Ansatz einer Wake-Funktion nach Cole bzw. durch Auswertung der Geschwindigkeiten in der laminaren Unterschicht nach Newton ermittelt. Die beiden Methoden zeigen qualitative ähnliche Ergebnisse. Die größten Schubspannungen sind unter den Wellentälern vorhanden. Unter den Wellenbergern ist die Belastung hingegen deutlich verringert.

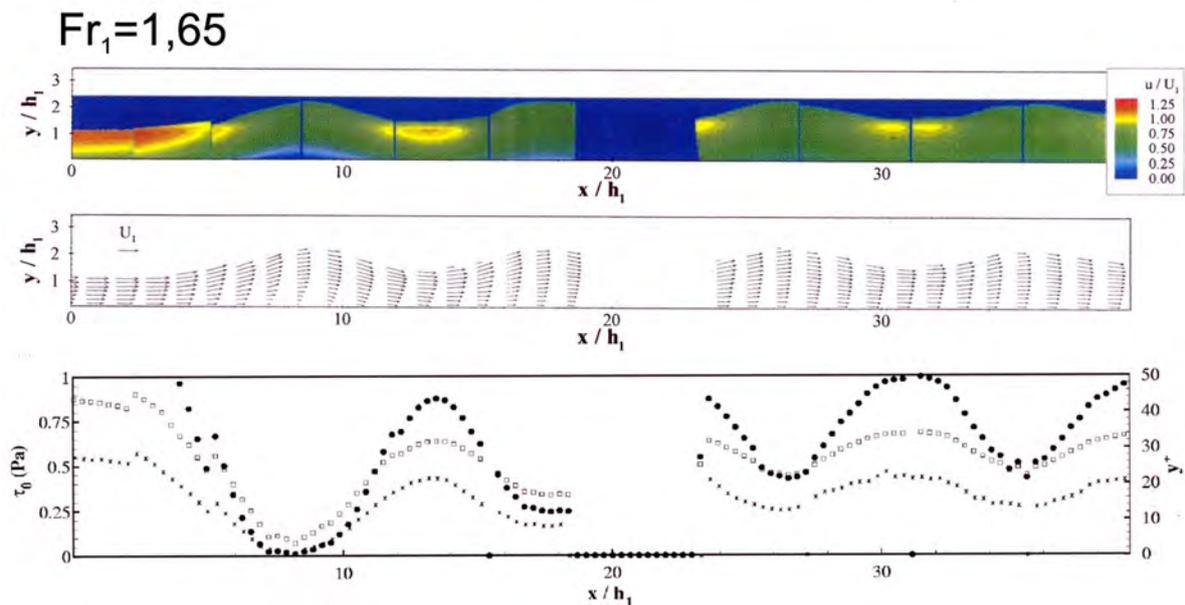


Abb. 5.4: Normierte Geschwindigkeiten und Sohl Schubspannungen bei den Messungen von Lennon und Hill (2006) an gewellten Wechsellprungen

## 5.4 Turbulente Freistrahlen

In der Hydraulik bezeichnet man einen Flüssigkeitsstrahl, der in ein Strömungsfeld mit abweichender Fließgeschwindigkeit eingeleitet wird, als Freistrah. An der freien Strahlgrenze erfolgt infolge Wirbelbildung ein Impulsaustausch quer zur Strahlachse. Entlang der Strahlachse verbreitert sich der Flüssigkeitsstrahl und gleichzeitig nehmen die Fließgeschwindigkeiten ab. Da sich in Querrichtung mitunter große Geschwindigkeitsgradienten ergeben, weist die freie Strahlgrenze ähnlich einer festen Berandung den Charakter einer Grenzschicht auf. Im Gegensatz zu festen Berandungen spielt bei der freien Turbulenz die kinematische Zähigkeit eine untergeordnete Rolle. Eine Sonderstellung nimmt der laminare Freistrah ein, bei dem keine Turbulenz auftritt. Dieser im Wasserbau selten anzutreffende Fall wird im weiteren nicht betrachtet.

In der Praxis verlangt die freie Turbulenz Beachtung bei einer Vielzahl von Einleitungs-, Durchmischungs- und Verbrennungsvorgängen und ist neben dem Wasserbau in vielen technischen Bereichen, wie dem Maschinenbau, der Verfahrenstechnik und der Abwasserbehandlung, von Bedeutung.

Bei der freien Turbulenz unterscheidet Kraatz (1989) zwischen kreisrunden und ebenen Freistrahlen, die vollständig in ein Strömungsfeld eintreten, sowie Strahlen mit nur einer freien Strahlgrenze. Zu letzterem gehören der Oberflächen- und der Wandstrahl. Eine weitere Differenzierung kann nach Richtung und Geschwindigkeit der Außenströmung sowie der räumlichen Ausdehnung des Strömungsfeldes erfolgen.

Bei V-Rampen weist der durch die Öffnung beschleunigte Strahl im Unterwasser freie Strahlgrenzen auf. Im folgenden wird der wesentliche Kenntnisstand der freien Turbulenz zusammengefasst und die Besonderheit der räumlichen Begrenzung des Strömungsfeldes berücksichtigt.

### 5.4.1 Ebener Freistrah

Seit Beginn des letzten Jahrhunderts befasst sich die Wissenschaft mit der analytischen Erfassung turbulenter Freistrahlen. Die ersten Untersuchungen stammen von Tollmien (1926) und Förthmann (1933), welche maßgeblich durch die Fortschritte in der Turbulenzbeschreibung mittels des Prandtl'schen Mischungswegansatzes motiviert wurden. Zusammenfassend werden im folgenden Beziehungen für die Strahlaufweitung und die Geschwindigkeitsverteilung entlang und quer zur Strahlachse abgeleitet. Eine ausführliche Darstellung findet sich u. a. in Rotta (1972), Giger (1987) und Truckenbrodt (1968).

Im folgenden wird ein ebener Strahl in der  $x$ - $y$ -Ebene betrachtet, dessen Strahlachse in  $x$ -Richtung orientiert ist (Abb. 5.5). Die zeitlich veränderlichen Geschwindigkeiten werden mit  $u$  und  $v$  in  $x$  bzw.  $y$ -Richtung bezeichnet. Allgemein können aus den Navier-Stokes-Gleichungen für inkompressible Strömungen bei stationären Randbedingungen unter Aufteilen der zeitlich variierenden Größen in einen Mittelwert ( $\bar{u}$  und  $\bar{v}$ ) sowie in eine veränderliche Schwankungsgröße ( $u'$  und  $v'$ ) die so genannten Reynolds-Gleichungen (Gl. 5.5 und 5.6) entwickelt werden.

$$\bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} - \left( \frac{\partial \overline{u'^2}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} \right) \quad (5.5)$$

$$\bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial y} - \left( \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{v'^2}}{\partial y} \right) \quad (5.6)$$

Zusätzlich gilt bei ebenen und inkompressiblen Strömungen die Kontinuität in der Form:

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} = 0 \quad (5.7)$$

Die freie Turbulenz besitzt Grenzschichtcharakter, d.h. die größten Geschwindigkeitsgradienten treten quer zur Strahlachse auf. Unter dieser Voraussetzung können Glieder kleiner Größenordnung vernachlässigt und die Reynolds-Gleichungen weiter vereinfacht werden (Gl. 5.8 und 5.9).

$$\bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - \frac{\partial \overline{u'^2}}{\partial x} - \frac{\partial \overline{u'v'}}{\partial y} \quad (5.8)$$

$$0 = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} - \frac{\partial \overline{v'^2}}{\partial y} \quad (5.9)$$

Als turbulente Schließbedingung zur Integration der Reynolds-Gleichungen formulierte Bousinesq das Wirbelviskositätsprinzip (Gl. 5.10). Die enthaltene Wirbelviskosität  $\epsilon_\tau$  stellt in Analogie zu laminaren Strömungen ähnlich wie die kinematische Zähigkeit eine theoretische Stoffgröße dar. Diese ist allerdings im Strömungsfeld nicht konstant.

$$\overline{u'v'} = -\epsilon_\tau \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} \quad (5.10)$$

Zur Bestimmung der Wirbelviskosität kann der Mischungswegansatz von Prandtl (Gl. 5.11) verwendet werden. Der Mischungsweg  $l_m$  ist von der Geschwindigkeit unabhängig.

$$\overline{u'v'} = -l_m^2 \left| \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} \right| \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} \quad (5.11)$$

Aus Gl. 5.10 und Gl. 5.11 lässt sich ein Zusammenhang zwischen Wirbelviskosität und Mischungsweg ableiten (Gl. 5.12).

$$\epsilon_\tau = l_m^2 \left| \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} \right| \quad (5.12)$$

Reichardt (1941) gibt alternativ eine Schließbedingung an, welche die gesamte Impulsübertragung in Querrichtung proportional zum Gradienten des Impulses der Strömungsrichtung setzt (Gl. 5.13). Die Impulsübertragungsgröße  $\Lambda$  weist die Dimension einer Länge auf.

$$-\overline{uv} = \Lambda \frac{\partial \bar{u}^2}{\partial y} \quad (5.13)$$

Aus experimentellen Untersuchungen ist bekannt, dass sich ein ebener Freistrahlnach einer kurzen Strömungsstrecke linear aufweitet. Quer zur Strahlachse stellt sich eine selbstähnliche Geschwindigkeitsverteilung ein. Selbstähnlichkeit bedeutet in diesem Zusammenhang, dass sich die Geschwindigkeitsprofile nach Normierung durch die lokal maximale Geschwindigkeit  $\bar{u}_{max}$  und der Geschwindigkeitshalbbreite  $b_{1/2}$ , bei der sich  $\bar{u}_{max}/2$  einstellt, ineinander überführen lassen. Zur Lösung der Strömungsgleichungen unter Verwendung empirischer Konstanten existieren die Methode der Ähnlichkeitslösungen (Tollmien, 1926) und die Integralmethode (Reichardt, 1941). Für die Abnahme der Strahlgeschwindigkeit ergibt sich die Beziehung  $\bar{u}_{max} \sim 1/\sqrt{x}$  und die Strahlaufweitung folgt der Bedingung  $b \sim x$ .

Der ebene turbulente Freistrahln lässt sich im wesentlichen in zwei Bereiche gliedern (Abb. 5.5). In der keilförmigen Kernzone bleibt die maximale Eintrittsgeschwindigkeit  $u_0$  nahezu erhalten. Die Kernzonlänge  $x_0$  ist abhängig vom inneren Diffusionswinkel  $\alpha_i$  und wird durch die Verhältnisse in der Strahlquelle beeinflusst. An die Kernzone schließt der Bereich der voll ausgebildeten Strahlströmung mit selbstähnlichen Geschwindigkeitsprofilen an. Der Impulsüberschuss des Freistrahls wird als unveränderlich und die Druckschwankungen als vernachlässigbar klein angenommen. In Fließrichtung nimmt die kinetische Energie des Strahls ab. Die Aufweitung des Strahls wird durch den äußeren Diffusionswinkel  $\alpha_a$  vorgegeben. Die Winkel  $\alpha_i$  und  $\alpha_a$  sind von der Anfangsturbulenz des Strahls abhängig.

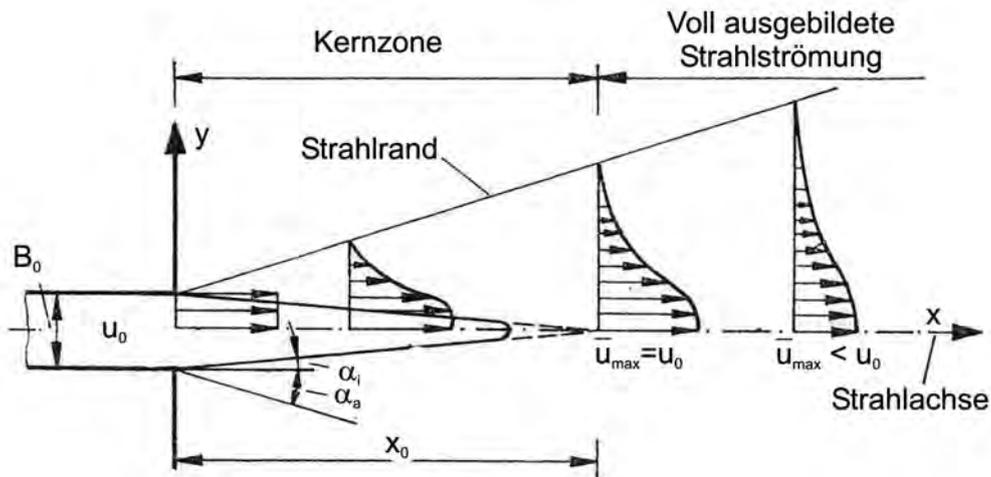


Abb. 5.5: Turbulenter Freistrah in ruhender Außenströmung (nach Kraatz, 1989)

Die Geschwindigkeitsverteilung kann als Gaußsche Glockenkurve (Abb. 5.6) idealisiert werden und ist durch Gl. 5.14 gegeben. Die Konstante  $C$  ist vom inneren Diffusionswinkel  $\alpha_i$  abhängig und beträgt bei einem ebenen Freistrah  $C = 0,1085$  (Kraatz, 1989).

$$\frac{\bar{u}}{\bar{u}_{max}} = e^{-\frac{1}{2}(y/(Cx))^2} \quad (5.14)$$

Die Kernzonenlänge lässt sich bei einem ebenen Freistrah mit Gl. 5.15 angeben.

$$x_0 = 5,2 B_0 \quad (5.15)$$

Die Strömungskenngrößen im ebenen Freistrah können nach Tab. 5.1 bestimmt werden.

Die lineare Strahlaufweitung erfolgt bei ebenen Freistrahlen im Mittel unter dem Winkel  $\alpha_a \approx 14^\circ$ . Die Zunahme der Strahlbreite  $B$  kann mit Gl. 5.16 bestimmt werden.

$$B = B_0 + 0,5 x \quad (5.16)$$

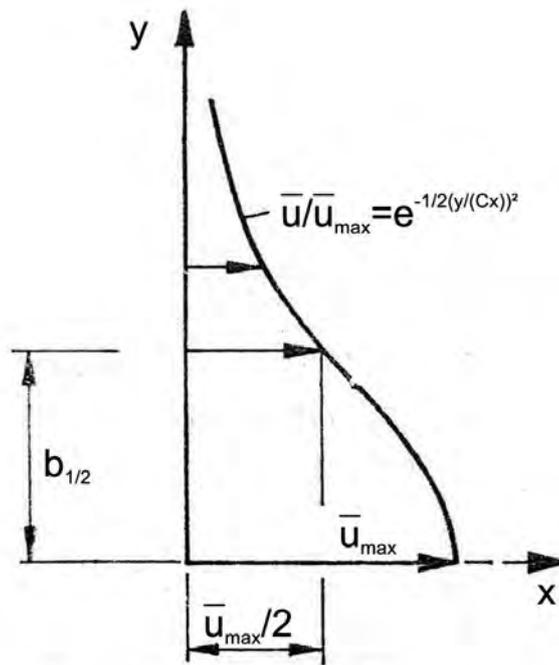


Abb. 5.6: Annäherung der Geschwindigkeitsverteilung im turbulenten Freistrahls mittels der Gaußschen Glockenkurve (nach Kraatz, 1989)

Tab. 5.1: Strömungskenngrößen des ebenen Freistrahls (aus Kraatz, 1989)

dimensionslose Größen	innerhalb der Kernzone $x < x_0 = 5,2B_0$	außerhalb der Kernzone $x \geq x_0 = 5,2B_0$
Strahlgeschwindigkeit $\frac{\bar{u}_{max}}{u_0}$	1	$\frac{2,28}{\left(\frac{x}{B_0}\right)^{1/2}}$
Volumenstrom $\frac{Q_x}{Q_0}$	$1 + 0,08 \frac{x}{B_0}$	$0,62 \left(\frac{x}{B_0}\right)^{1/2}$
Energiestrom $\frac{E_x}{E_0}$	$1 - 0,035 \frac{x}{B_0}$	$\frac{1,86}{\left(\frac{x}{B_0}\right)^{1/2}}$

### 5.4.2 Ebener Freistrahlin in flachem Wasser

Bei den obigen Beziehungen für einen ebenen Freistrahlin bleiben vertikale Geschwindigkeitsgradienten und der Einfluss einer vertikalen Strömungsberandung unbeachtet.

Giger (1987) führte Modellversuche an ebenen Freistrahlinen in flachem Wasser durch. In vertikaler Richtung wurde die Fließtiefe im Bereich von 2 bis 36 cm variiert und entweder durch zwei feste Wände oder durch eine untere feste Wand und einen freien Wasserspiegel beschränkt. Die Eingangsstrahlbreite betrug konstant 1 cm. In der Ebene des Freistrahls war keine räumliche Restriktion vorhanden, so dass sich eine ungestörte Rückströmung ausbilden konnte. Das Strahlverhalten konnte aufgrund der relativ großen Abmessungen des Versuchs bis in eine Länge von etwa dem vierzigfachen der Wassertiefe beobachtet werden.

Ein dem klassischen ebenen Freistrahlin ähnliches Verhalten wurde festgestellt. Der Freistrahlin in flachem Wasser lässt sich entlang der Strahlachse in drei Bereiche unterteilen (Abb. 5.7). Diese Einteilung besitzt für die beiden bezüglich der vertikalen Berandung untersuchten Fälle Gültigkeit. Das Strömungsverhalten ist stark von der Fließtiefe  $h$  abhängig.

- Der Nahbereich umfasst die klassische Einteilung in Kernzone und Zone mit voll ausgebildetem Freistrahlinverhalten. Mittig in der Vertikalen ist ein zweidimensional horizontales Verhalten analog dem klassischen ebenen Freistrahlin vorhanden. Ein Einfluss der vertikalen Strömungsberandung ist nicht zu erkennen. Das Nahfeld erstreckt sich über eine Länge von  $x/h \approx 2$ .

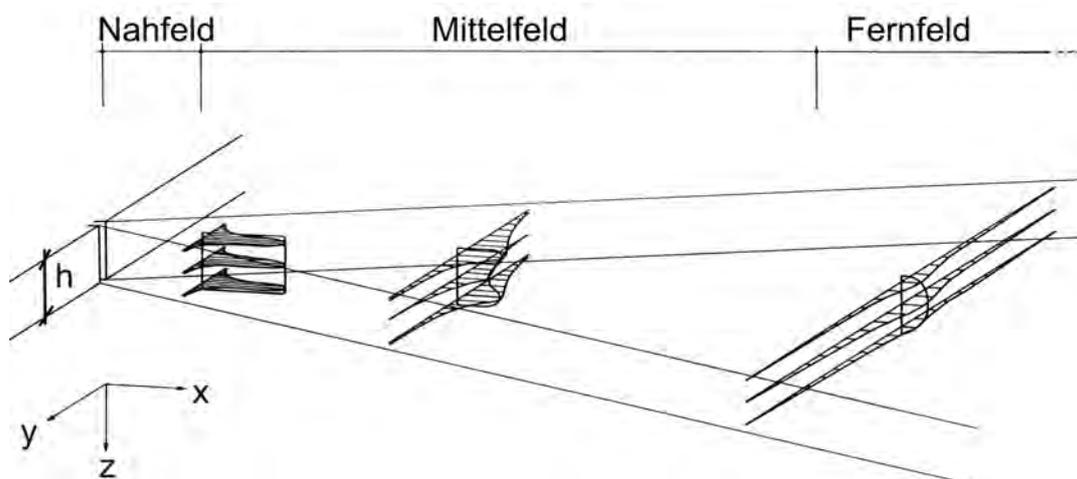


Abb. 5.7: Einteilung des ebenen Freistrahls in flachem Wasser in Zonen und schematische Verteilung der Fließgeschwindigkeit in  $x$ -Richtung (nach Giger, 1987)

- Im Mittelfeld wirken sich die infolge der vertikalen Berandung entstehenden Sekundärströmungen über die ganze Tiefe des Strömungsfeldes aus. Die Sekundärwirbel mit der Drehachse in Richtung der Strahlachse bewirken einen Austausch von Flüssigkeit der Mittelebene und des Randbereichs. In vertikaler Richtung entsteht eine sattelförmige Geschwindigkeitsverteilung. Zwei Geschwindigkeitsmaxima treten außermittig von der Mittelebene auf. Das Mittelfeld erstreckt sich über eine Länge von etwa  $x/h = 2$  bis 13.
- Im Fernfeld sind keine nennenswerten Sekundärströmungen festzustellen. Geschwindigkeitsverteilungen in der Mittelebene sind repräsentativ für das vertikale Strömungsfeld. Das Strömungsbild dominieren großräumige zweidimensionale kohärente Wirbelstrukturen. Der Strahl weist eine pendelnde Bewegung auf.

### 5.4.3 Wandstrahl

Kraatz (1979) befasst sich mit freien Strahlgrenzen, die in der Vertikalen einseitig an einer Wand oder an einer freien Oberfläche anliegen. Praktisch treten diese Fälle bei rückgestautem Ausfluss unter Schützen oder über Wehren auf. Mit den Grundlagen der freien Strahl-turbulenz leitet er Ansätze für die Berechnung ab. Für einen klassischen Wandstrahl mit unendlicher Überdeckung wird die Abnahme der maximalen Fließgeschwindigkeit mit Gl. 5.17 angegeben.

$$\frac{\bar{u}_{max}}{u_0} = \frac{2,41}{\left(\frac{x}{B_0/2}\right)^{0,375}} \quad (5.17)$$

mit:  $B_0/2$ : Strahlbreite im Austrittsquerschnitt.

Die Kernzonenlänge ist im Vergleich zum ebenen Freistrahls mit  $x_0/B_0 \approx 10,5$  länger. Insgesamt ergibt sich, bei Existenz nur einer freien Strahlgrenze, eine deutlich längere Fließstrecke zur Geschwindigkeitsabnahme.

Eine in der Praxis auftretende endliche Wassertiefe (Abb. 5.8) wird zu einer Absenkung des Wasserspiegels im Bereich der Einleitung und Beeinflussung des Geschwindigkeitsprofils durch die Rückströmung führen. In Wandnähe bildet sich eine Grenzschicht der Dicke  $\delta$ , welche das Geschwindigkeitsprofil an der festen Berandung bestimmt. Der äußere Diffusionswinkel  $\alpha_a$  unterteilt die Strömung in einen vorwärts- und rückwärtsgerichteten Bereich.

Für eine im Grundriss einseitige Strömungserweiterung in offenen Gerinnen (Abb. 5.9) verweist Kraatz (1979) auf die Analogie zum Wandstrahl mit endlicher Überdeckung. Nach einer Wirkungslänge  $L_E$  wird die Strahlberandung die gegenüberliegende Wand erreichen und

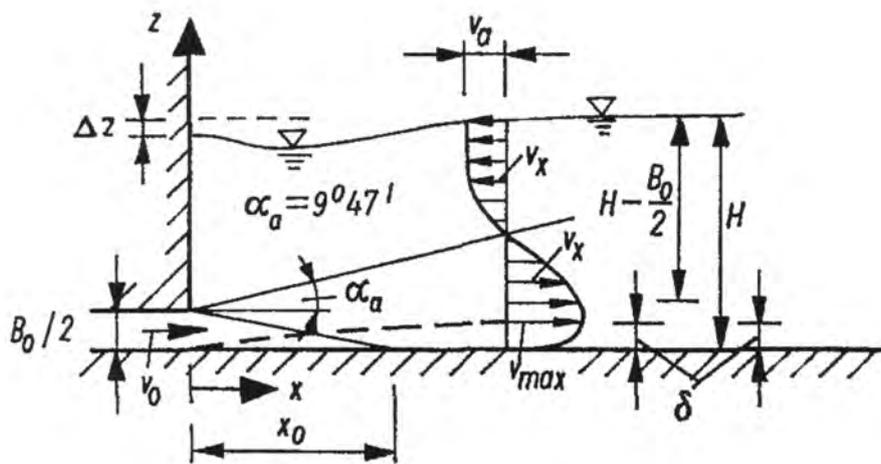


Abb. 5.8: Wandstrahl bei endlicher Wassertiefe (aus Kraatz, 1979)

keine Rückströmung mehr vorhanden sein. Unter Annahme einer linearen Strahlaufweitung bestimmt sich das Steigungsmaß  $m_L$  zu

$$m_L = \frac{L_E}{b_2 - b_1} \quad (5.18)$$

mit  $b_2$ : Breite der Aufweitung und  $b_1$ : Breite der Verengung.

Der Wert  $m_L$  hängt vom Breiten zu Fließtiefen-Verhältnis  $b_2/h_2$  im Unterwasser ab und lässt sich nach Tab. 5.2 bestimmen. Bei  $b_2/h_2 > 40$  ergibt sich ein dem klassischen Wandstrahl entsprechender Ausbreitungswinkel  $\alpha_a \approx 14^\circ$  bzw.  $m_L = 4,0$ .

Die Anwendbarkeit beschränkt Kraatz (1979) auf Werte  $5 < b_2/h_2 < \infty$  und  $b_2/b_1 \geq 7$ .

Tab. 5.2: Steigungsmaß  $m_L$  beim Wandstrahl nach Michalew (1969)

$b_2/h_2$	$m_L$	$\alpha_a$
5	7	8° 10'
10	6,5	8° 40'
20	5,8	9° 47'
40	5	11° 19'
$\infty$	4	14° 2'

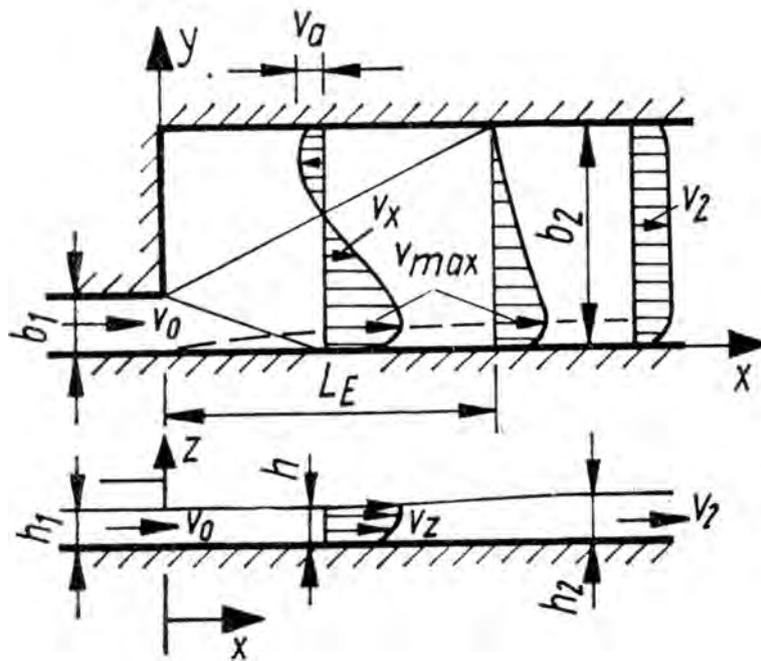


Abb. 5.9: Wandstrahl bei einseitiger Strömungserweiterung in offenen Gerinnen (aus Kraatz, 1989)

#### 5.4.4 Turbulenter Freistrah im begrenzten Raum

Bei endlichen Abmessungen des Strömungsfeldes wird das Strahlverhalten und die Rückströmung durch räumliche Restriktionen beeinflusst. Wie Rinaldi (2003) feststellt, ist in der Fachliteratur die Thematik des Freistrahls im begrenzten Raum nicht ausreichend systematisch dargestellt. Eine von ihm erfolgte Literaturzusammenstellung ergibt folgenden Kenntnisstand:

1. Im Gegensatz zum klassischen Freistrah, bei dem der Volumenstrom entlang der Strahlachse zunimmt, muss im begrenzten Raum der Durchfluss der Strahlquelle gleich dem Ausfluss aus dem System sein. Infolge der Strahleinmischung entsteht zur Einhaltung der Kontinuitätsbedingung eine Rückströmung identischer Größe (Idelchik, 1991).
2. Der klassischen Freistrahtheorie widersprechend bleibt der Impuls entlang der Strahlachse nicht konstant. Zur Speisung der Rezirkulation muss der Impuls abnehmen (Risso und Fabre, 1997).
3. Die Rückströmung entzieht dem Strahl Energie. Die Geschwindigkeitsverteilung weicht von der Gauß-Kurve ab. Die Rückströmung ist nicht konstant über den Randbereich verteilt, sondern nimmt betragsmäßig zur Berandung hin ab (Kotsovinos, 1978a,b).

4. Bei mittig in einen begrenzten Raum eintreffenden kreisrunden Freistrahlen wird sich der Strahl zunächst analog zum klassischen Fall ausbilden. Sobald der Strahl etwa die Hälfte des Querschnitts einnimmt, macht sich die seitliche Berandung bemerkbar und die weitere Strahlausbreitung wird behindert (Risso und Fabre, 1997).
5. Bei ebenen Strahlen mit paralleler Außenströmung wurde ein Einfluss der Berandung ab einem Belegungsgrad, dies stellt das Verhältnis von Strahlfläche zur Fläche des Querschnitts dar, von 15 % festgestellt. Bei einer weiteren Strahlverbreiterung auf 45 % des Querschnitts sinkt der Impuls drastisch ab und die Strahlaufweitung wird behindert (Gaskin und Wood, 2001).
6. Bei ausreichend langen Becken löst sich der Strahl und die Rezirkulation ab einer gewissen Länge auf. Bei Vorhandensein einer unterstromigen Berandung entsteht eine Überlagerung der Strömung durch den umgelenkten Strahl.

Rinaldi (2003) untersuchte das Strahlverhalten eines kreisrunden Freistrahls im begrenzten Raum an einem physikalischen Modellversuch. Für die in Abb. 5.10 dargestellte Beckengeometrie wurde das Geschwindigkeitsfeld mit einer ADV-Sonde räumlich vermessen. Der Zulauf beträgt konstant  $Q_0 = 20 \text{ l/s}$  mit einer Reynoldszahl in der Zuleitung von rund  $Re \approx 250000$ . Eine Vergleichsmessung im unbeschränkten Raum wurde nicht durchgeführt. Basierend auf den Untersuchungsergebnissen werden von ihm folgende Aussagen getroffen:

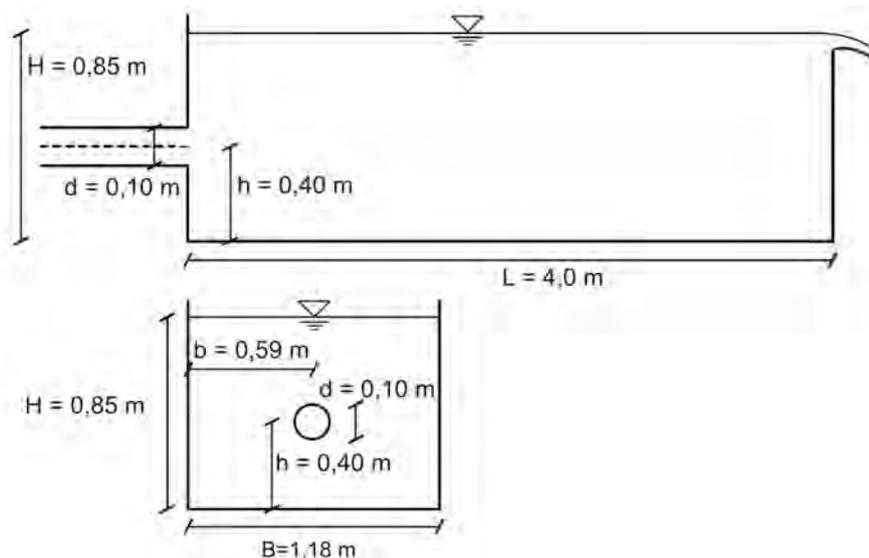


Abb. 5.10: Versuchseinrichtung in den Untersuchungen von Rinaldi (2003)

1. Der Strahldurchfluss nimmt entlang der Strahlachse zu (Abb. 5.11) - allerdings in geringerem Maße als bei der klassischen Freistrahtheorie. Der Durchflussanteil der Rückströmung entspricht theoretisch der Differenz von Strahldurchfluss und in das System eingeleitetem Abfluss.
2. Aufgrund der Rückströmung und des erhöhten Energieverlusts sind im Vergleich zur klassischen Freistrahtheorie die Geschwindigkeiten entlang der Strahlachse verringert.
3. Eine Selbstähnlichkeit von Geschwindigkeitsprofilen entlang der Strahlachse ist nicht mehr gegeben. Die Geschwindigkeiten entlang der Strahlachse nehmen ab, wohingegen die Rückströmung zunächst zunimmt und anschließend gegen den Wert Null geht.
4. Analog zur Literatur wurde ein starker Abfall des Impulses ab einer Verbreiterung des Strahls auf 45 % der Querschnittsfläche beobachtet. Dieser Wert entspricht zudem der maximal beobachteten Strahlaufweitung. Erst nach einem erfolgten Zerfall des Strahls und Auflösung der Rezirkulationszone wird die gesamte Querschnittsfläche eingenommen (Abb. 5.12).
5. Ab dem mittleren Drittel der Beckenlänge ist eine leichte Aufwärtsbewegungen zu beobachten. Der Strahl orientiert sich tendenziell an der Wasseroberfläche.
6. Die Schwankungen der Geschwindigkeitskomponenten um einen Mittelwert gehorchen keiner Normalverteilung, sondern weisen abweichend davon eine Schiefe auf. Die Standardabweichung  $\sigma$  kann demnach nicht für die quantitative Bestimmung von Erwartungsintervallen verwendet werden; zur Abschätzung der Größenordnung von Geschwindigkeitsschwankungen bietet sie sich aber dennoch an.
7. Im Strahlbereich können trotz relativ großer mittlerer Geschwindigkeiten zeitweise sehr niedrige Geschwindigkeiten vorhanden sein. Im Rückströmbereich hingegen treten trotz mittlerer negativer Geschwindigkeiten auch momentan größere positive Geschwindigkeitswerte auf. Der Strahl muss demnach zur Wahrung der Kontinuität ein pendelndes Verhalten aufweisen.

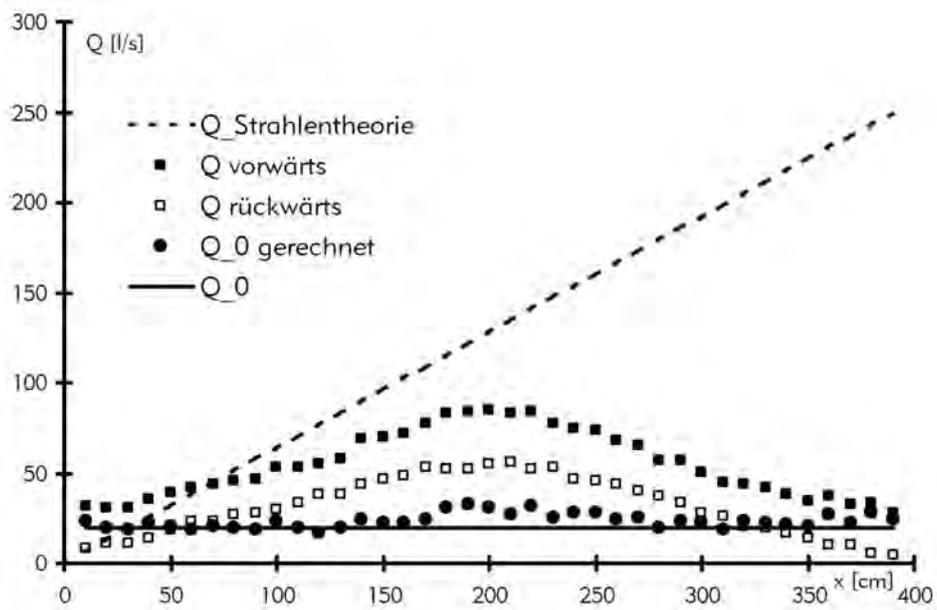


Abb. 5.11: Strahldurchfluss und Rückströmung im begrenzten Raum - Untersuchungen von Rinaldi (2003)

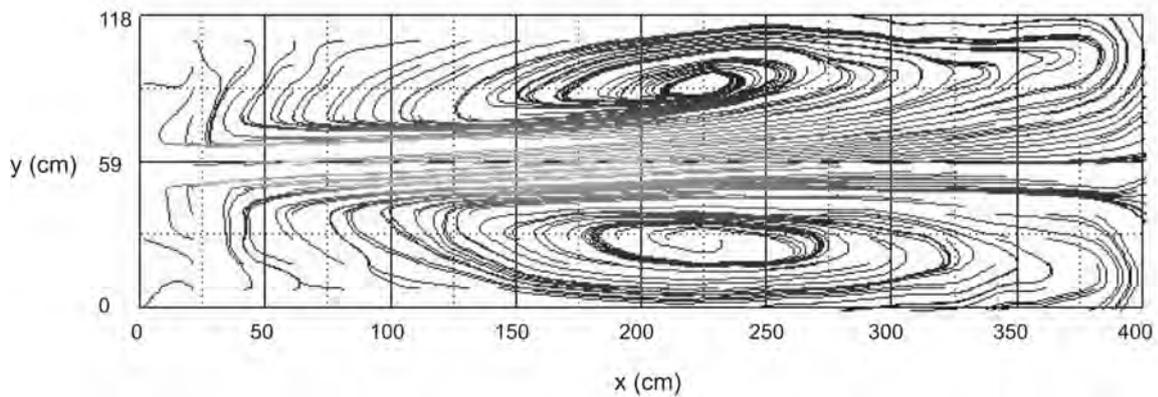


Abb. 5.12: Stromlinien auf Höhe des Zulaufs - Untersuchungen von Rinaldi (2003)

## 5.5 Problematik der Energieumwandlung bei V-Rampen

Bei Querbauwerken muss zum Schutz der Sohle im Unterwasser das überschüssige Energiepotential auf einer möglichst kurzen Länge umgewandelt werden.

Da bei V-Rampen die Öffnung durchgängig ohne Höhenversatz ausgeführt wird, kann sich die konzentrierte Strömung nach Durchlaufen der Grenzverhältnisse nur unwesentlich beschleunigen, so dass der Schussstrahl im Unterwasser der Öffnung einen Wert der Froude-Zahl nahe  $Fr_1 \approx 1$  aufweist. Ein Wechselsprung tritt allerdings erst bei Froude-Zahlen des Eingangsschussstrahls von  $Fr_1 > 2,5$  auf. Um bei V-Rampen dennoch einen Wechselsprung zu provozieren, kämen theoretisch zwei Möglichkeiten in Betracht:

1. Im Bereich der Öffnung müsste ein deutlicher Höhenversatz eingebaut werden, um dem Strahl nach Durchlaufen der Grenzverhältnisse eine weitere Beschleunigung zu ermöglichen. Ein Höhenversatz in der Öffnung widerspricht allerdings dem Grundgedanken der V-Rampe und wird den Fließgewässercharakter beeinträchtigen sowie die ökologische Durchgängigkeit verschlechtern.
2. Alternativ könnte der Schussstrahl, bei gleichbleibendem Energieniveau, durch Strahlverbreiterung einen höheren Wert  $Fr_1$  erreichen. Dies bedingt eine allmählichen Übergang der Seitenstrukturen im Unterwasser mit einer möglichst glatten Ausführung der Berandung, um jegliche Ablösung zu vermeiden. Praktisch wird dies, insbesondere bei Aufbau der V-Rampe mit Verwendung größerer Steine, nicht möglich sein.

Aufgrund der bei V-Rampen vorliegenden Randbedingungen wird die Energieumwandlung des mittig konzentrierten Schussstrahls nicht lokal begrenzt durch einen Wechselsprung erfolgen können.

Für die Umwandlung von Strömungsenergie in Wärme wird daher eine längere Fließstrecke benötigt. Über die Reibung der Strömung an der Flusssohle und über den Impulsaustausch an den Trennflächen zum langsamer fließenden Wasser wird ein weniger effektiver Energieabbau erfolgen. Denkbar ist eine Verbesserung der Situation durch unterstrom der V-Rampe anzubringende Strukturen, die eine Auffächerung des Schussstrahls oder einen erhöhten Energieverlust bewirken.

## 5.6 Allgemeines zu den Versuchen zur Energieumwandlung an V-Rampen

An der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München wurde untersucht, ob und wie weit der Prozess der Strömungsvergleichmäßigung und -beruhigung mit unterschiedlichen Varianten von Sohlstrukturen optimiert werden kann. Die durchgeführten Versuche waren zu Beginn auf eine qualitative Analyse ausgerichtet. Erst nach grundlegenden Erkenntnissen wurde der bei Versuchsaufbau und Messtechnik betriebene Aufwand erhöht und es erfolgte eine quantitative Erfassung der Strömungsvorgänge.

Falls nicht anders vermerkt, werden im folgenden aus Gründen der Anschaulichkeit für Abmessungen, Geschwindigkeiten und daraus abgeleitete Größen die in Naturdaten umgerechneten Werte angegeben.

In der Natur auftretende hydraulische Vorgänge können in einem meist verkleinerten physikalischen Modellversuch untersucht werden. Die Übertragbarkeit ermittelter Informationen auf den Prototypen ist bei Wahrung der kinematischen und dynamischen Ähnlichkeit gegeben (Kobus, 1978). Bei kinematischer Ähnlichkeit werden zeitabhängige Prozesse in Natur und Modell in einem konstanten Verhältnis abgebildet. Die dynamische Ähnlichkeit verlangt identische Verhältnisse der wirkenden Kräfte in Natur und im Modell. Die maßgeblichen Kraftwirkungen können durch die dimensionslosen Parameter der Reynolds-Zahl  $Re = (u h)/\nu$  und der Froude-Zahl  $Fr = u/(\sqrt{g h})$  beschrieben werden.

Handelt es sich um ein geometrisch unverzerrtes Modell, d. h. wird der Prototyp in allen drei Raumrichtungen um einen konstanten geometrischen Maßstab verkleinert abgebildet, und handelt es sich beim Fluid jeweils um Wasser, so kann die gleichzeitige Einhaltung identischer Froude- und Reynolds-Zahlen in Modell und Natur nicht erfüllt werden.

Bei großen Reynolds-Zahlen wird die Strömung durch Trägheit und Schwerewirkung dominiert. Der Einfluss der kinematischen Viskosität  $\nu$  kann dann vernachlässigt werden und auf eine Einhaltung der Bedingung identischer Reynoldszahlen kann verzichtet werden. Im so genannten Froude-Modell sind nur die Froude-Zahlen in Modell und Natur identisch, die Reynolds-Zahlen hingegen werden bei gleicher kinematischer Viskosität im Modell um den Faktor  $\lambda^{3/2}$  verkleinert abgebildet. Es ergeben sich folgende Beziehungen (mit Index M: Modell und N: Natur):

Geometrie:	$L_N = L_M \lambda_G$
Fließgeschwindigkeiten:	$u_N = u_M \sqrt{\lambda_G}$
Abflüsse:	$Q_N = Q_M \lambda_G^{5/2}$
Zeit:	$t_N = t_M \sqrt{\lambda_G}$

Mithilfe der Strouhal-Zahl  $St = (f L)/u$  kann die Ablösefrequenz  $f$  von Wirbeln an Körpern der charakteristischen Länge  $L$  bestimmt werden. Die Strouhal-Zahl hängt von der Reynolds-Zahl ab, kann allerdings im praktisch vorkommenden Wertebereich von  $Re = 10^2$  bis  $10^6$  konstant zu  $St = 0,2$  angenommen werden. Damit ergibt sich bei einem Froude-Modell für die Ablösefrequenz eine kinematische Ähnlichkeit mit der Umrechnung  $f_N = f_M \lambda_G^{-1/2}$ .

Weitere dimensionslose Kennzahlen geben den Einfluss der Oberflächenspannung (Weber-Zahl) wieder, beschreiben kompressible Strömungen (Mach-Zahl) oder stellen Druckkräfte ins Verhältnis zu Trägheitskräften (Euler-Zahl). Der Einfluss dieser und anderer Kenngrößen kann bei den im folgenden beschriebenen Modellversuchen vernachlässigt werden.

## 5.7 Grundlagenversuche - Teil 1

Im Jahr 2004 wurden die ersten Grundlagenversuche im geometrischen Maßstab  $M = 1 : 25$  durchgeführt. Der Versuchstand (Abb. 5.13) ist 10 m lang und mit einem Trapezquerschnitt der Breite 2,60 m versehen. Die V-Rampe und das umgerechnet 100 m lange und befestigte Nachbett wurden im Modell aus grobkörnigem Schottermaterial der Größe  $d = 50$  bis 100 mm ausgeführt. Eine zusätzliche Fixierung des Bauwerks war aufgrund der Korngrößen nicht erforderlich. Unterhalb des befestigten Nachbetts wurde ein in Natur rund 100 m langes mobiles Flussbett aus Sand eingebaut. Der betrachtete Abfluss beträgt  $Q_M = 160$  l/s im Modell bzw.  $Q_N = 500$  m<sup>3</sup>/s in Natur. Der Unterwasserstand wurde entsprechend den Normalwasserverhältnissen bei einem Sohllängsgefälle von  $J_0 = 1,3$  ‰ zu  $h_{UW,M} = 16$  cm bzw.  $h_{UW,N} = 4$  m eingestellt.

Für eine V-Rampe mit einer 25 m breiten Öffnung und einer Öffnungsneigung von  $1 : m = 1 : 2$  wurden zunächst vier verschiedene Varianten der Tosmuldeneinbauten vergleichend untersucht (Abb. 5.14):

T1: Das Nachbett wird flach ohne Tosmulde ausgeführt.

T2: Eine rechteckförmige Tosmulde mit 25 m Breite, 12,5 m Länge und 2,5 m Tiefe wird errichtet.

T3: Zusätzlich zur Variante T2 befindet sich unterstrom eine 1,25 m hohe Schwelle.

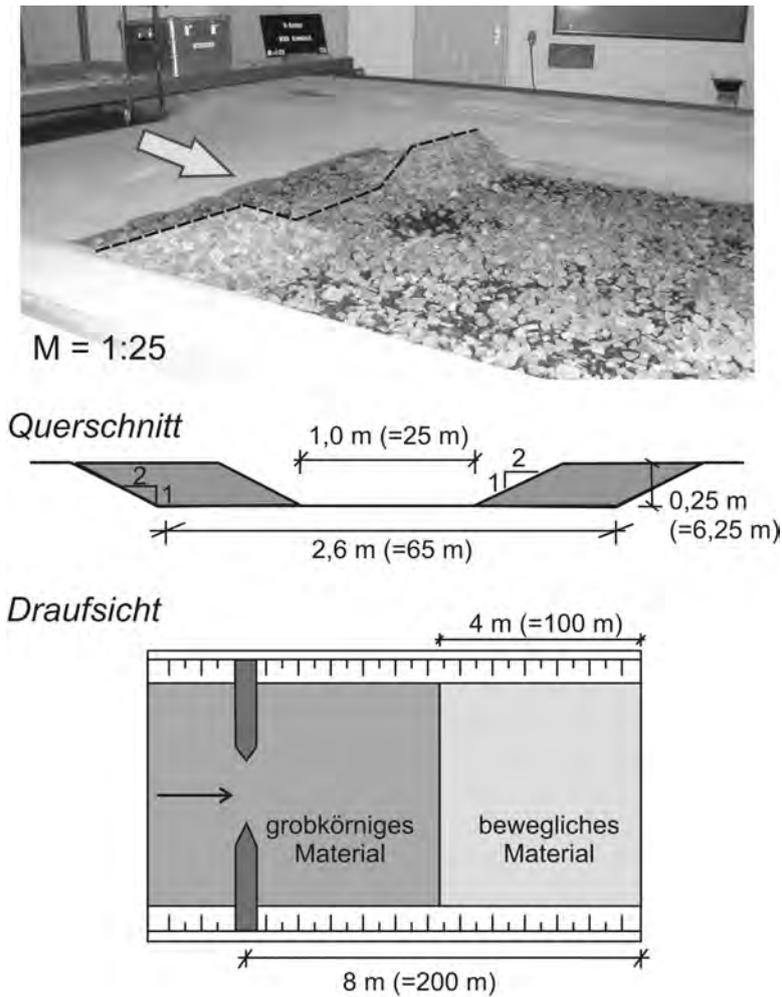


Abb. 5.13: Versuchseinrichtung der Grundlagenversuche

T4: Zwischen zwei seitlich orientierten, nierenförmigen Mulden mit je 2,5 m Tiefe und 15 m Länge wird mittig eine 1,25 m hohe Keilstruktur angebracht.

Für die Beurteilung der Energieumwandlung bieten sich prinzipiell verschiedene Methoden an:

- Messung der Wellenbewegung mit einem Ultraschallsensor,
- Messung der Fließgeschwindigkeiten mit einem hydrometrischen Flügel,
- Visualisierung der Strömungsvorgänge mit Farbtracer, und
- Beobachtung der Kolkbildung.

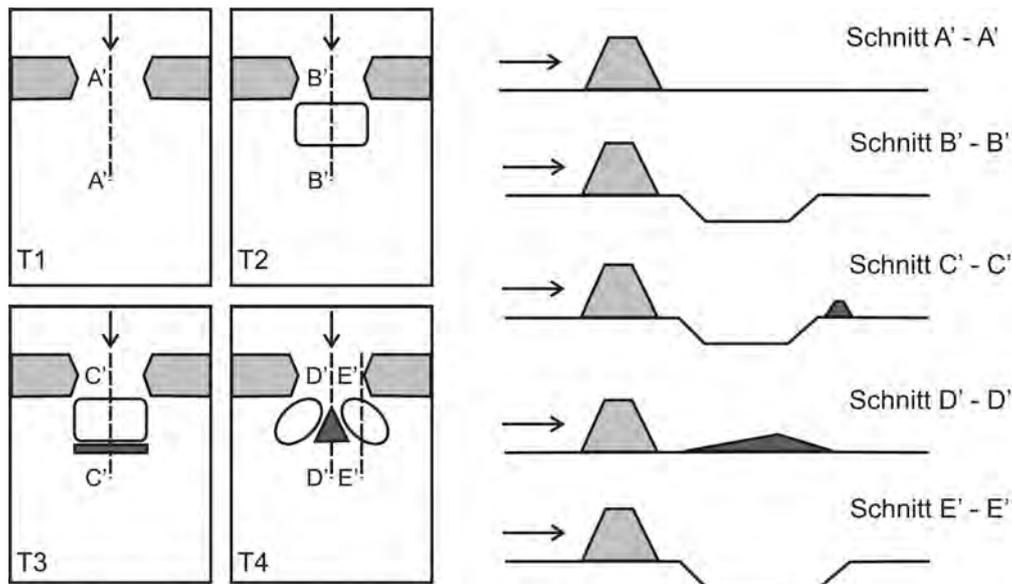


Abb. 5.14: Untersuchte Tosmuldenvarianten bei den ersten Grundlagenversuchen - schematische Darstellung

### 5.7.1 Wellenbewegung

Ausgehend von der Vorstellung, dass die Wellencharakteristik Rückschlüsse auf die Turbulenz in der Strömung zulässt, wurde mit einem Ultraschallsensor lokal die Wasserspiegeloberfläche beobachtet. An zwei Positionen wurde unterstrom der V-Rampe im Abstand von umgerechnet 55 m über einen Zeitraum von  $t = 120$  s mit einer Messfrequenz von 10 Hz die Schwankung des Wasserspiegels aufgenommen.

Ultraschallsensoren arbeiten nach dem Prinzip der Laufzeitmessung eines ausgestrahlten und an der zu messenden Oberfläche reflektierten Schallimpulses. Bedingt durch das Messprinzip wird mit dem Ultraschallsensor eine kleinflächig gemittelte Wasserspiegellage erhalten. Bei stark geneigten Oberflächen wird infolge Ablenkung der Reflektion kein Messsignal erhalten. Die Standardabweichung der gemessenen Wasserspiegel ist in Tab. 5.3 angegeben.

Im Uferbereich weist die Variante T1 die ausgeprägtesten Wellenbewegungen auf. In Flußmitte treten bei der Variante T3 die größten Wellenschwankungen auf. Ansonsten sind keine signifikanten Unterschiede zwischen den einzelnen Varianten festzustellen.

Das Hauptproblem bei dieser Meßmethode stellt die notwendige Übertragung der Kenntnis von Wellenschwankungen auf die internen Strömungsvorgänge und des weiteren auf eine erhöhte Sohlbelastung dar. Starke Wellenschwankungen deuten auf erhöhte Turbulenzerscheinungen hin. Infolge derer erfolgt eine Energiedissipation und Beruhigung der Strömung weiter

Tab. 5.3: Standardabweichung der gemessenen Wellenhöhen - Werte in Modellabmessungen

Tosmuldenvariante	$\sigma$ - Messung mittig im Fluss	$\sigma$ - Messung in Ufernähe
T1	3,25 mm	9,04 mm
T2	3,66 mm	2,55 mm
T3	6,17 mm	2,49 mm
T4	3,06 mm	2,35 mm

unterstrom. Aus den in relativ kurzem Abstand zur V-Rampe gemessenen Wellenschwankungen kann insofern nicht gefolgert werden, dass lokal große Wellenschwankungen eine im allgemeinen schlechte Energieumwandlung bedingen.

### 5.7.2 Messung der Fließgeschwindigkeiten

Mit einem hydrometrischen Flügel der Firma Ott wurde 80 m unterstrom der V-Rampe, in einer Höhe von 0,75 m über der Sohle, die Verteilung der mittleren Fließgeschwindigkeiten aufgenommen. Die Mittelungszeit je Messort beträgt  $t = 60$  s.

Die Auswertung der Messungen bringt nicht das erhoffte Ergebnis (Abb. 5.15). Da zwischen den Varianten bezüglich der gemessenen Fließgeschwindigkeiten, insbesondere in der Flussmitte, kein signifikanter Unterschied feststellbar ist, kann die Qualität der Energieumwandlung der untersuchten Tosmuldeneinbauten nicht klar voneinander abgegrenzt werden (Abb. 5.15).

### 5.7.3 Farbtracer

Eine visuelle Beurteilung der Strömung stellt die einfachste Möglichkeit der qualitativen Bewertung unterschiedlicher Maßnahmen dar. Photographische Aufnahmen bieten sich an, können aber den optischen Eindruck aufgrund des begrenzten Kontrastumfangs meist nur eingeschränkt wiedergeben. Durch punktuell sohnah zugegebenes Fluorescin als Tracer kann die Durchmischung und Ausbreitung sichtbar gemacht werden (Abb. 5.16).

Ohne Tosmulde (T1) ist der visualisierte Stromfaden auf einer langen Strecke konzentriert und beginnt erst beim Übergang vom befestigten zum unbefestigten Nachbett sich mit dem seitlich langsamer fließenden Wasser zu durchmischen und aufzuweiten.

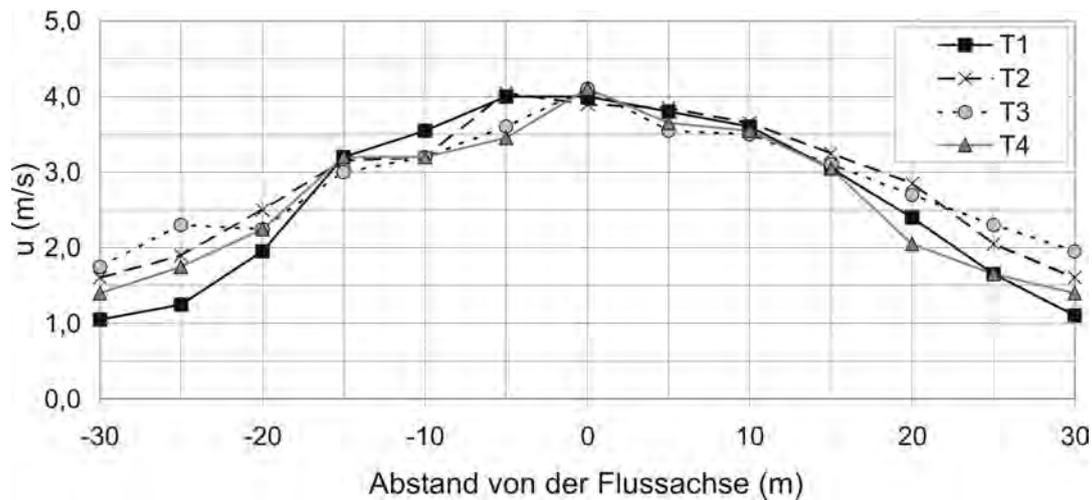


Abb. 5.15: Mittlere Geschwindigkeiten bei den ersten Grundlagenversuchen - Naturdaten

Bei Verwendung einer Tosmulde (T2 und T3) erfolgt eine ausgeprägte Durchmischung und Aufweitung im Bereich der Einbauten. Allerdings ist weiter unterstrom die Aufweitungstendenz des konzentrierten Strahls eher schwach ausgeprägt.

Bei der Variante mit Keilstruktur (T4) erfolgt eine Aufteilung des Schussstrahls. Sowohl hinsichtlich der Durchmischung im Bereich der Einbauten, als auch bezüglich der Aufweitung im Unterwasser stellt diese Variante die bisher beste Lösung dar.

Da weiterführende und differenziertere Aussagen hiermit nicht möglich sind, wird dieses Verfahren für die folgende Optimierung, trotz der guten integralen Aussagekraft, nicht weiter verwendet.

#### 5.7.4 Kolkbild

Die vorhergehend beschriebenen Verfahren stützen sich auf eine Betrachtung der Hydraulik und geben daher nur indirekt Auskunft über die tatsächliche Sohlbelastung. Durch Beobachtung des entstehenden Kolkes im beweglichen Nachbettbereich nach einer vorgegebenen Belastungsdauer und -intensität können die Tosmuldenvarianten hinsichtlich der tatsächlichen Sohlbelastung verglichen werden.

Ein gleichmäßiger und über die gesamte Flussbreite entwickelter Kolk geringer Tiefe kommt dem gewünschten Ergebnis einer optimalen Energieumwandlung sehr nah. Ein lang gezogener und schmaler Kolk großer Tiefe hingegen lässt auf eine ungenügende Energieumwandlung mit starker Strömungskonzentration schließen. Da die im Modell ermittelten Kolkabmessungen

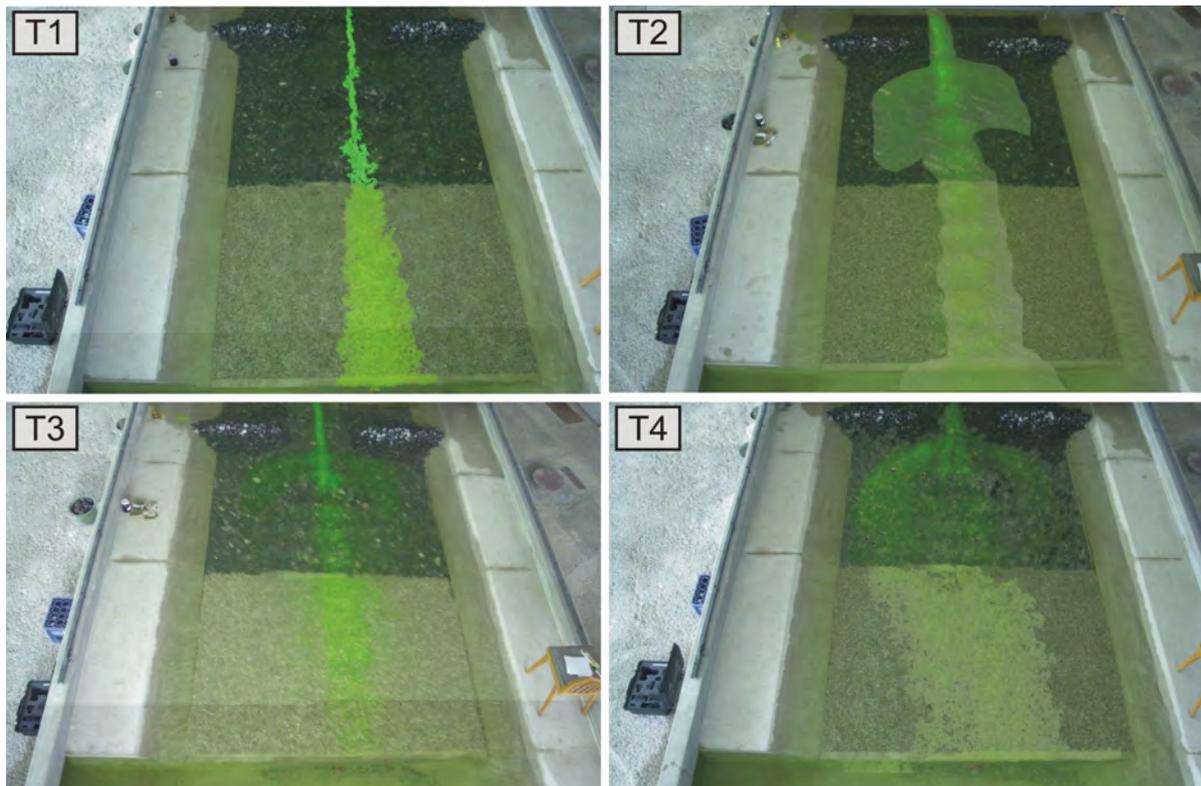


Abb. 5.16: Visualisierung der internen Durchmischung mit Fluorescein-Zugabe

nur qualitativ mit den in Natur zu erwartenden Dimensionen vergleichbar sind, beziehen sich im folgenden die Aussagen auf die Modellabmessungen.

In den ersten Grundlagenversuchen wurde bei der Variante T1 nach einer im Modell zweistündigen Belastung mit  $Q_M = 160 \text{ l/s}$  ein schmaler und relativ tiefer Kolk von rund 5 cm Tiefe und 50 cm Breite festgestellt. Im Vergleich dazu ergibt sich bei den Varianten T3 und T4 ein deutlich schwächer ausgeprägter Kolk mit nur etwa ein Zentimeter Tiefe und einer Breite von rund einem Meter.

Bei den folgend beschriebenen weiterführenden Untersuchungen findet sich ein detaillierter Vergleich verschiedener Tosmuldenvarianten auf Grundlage der entstandenen Kolkbilder.

## 5.8 Grundlagenversuche - Teil 2

Im Anschluss an die ersten Grundlagenversuche, die hauptsächlich dazu dienten einen Überblick über die hydraulischen Vorgänge an V-Rampen zu erhalten, schritt im Jahr 2004 das

Sanierungskonzept der bayerischen und baden-württembergischen Wasserwirtschaftsverwaltung für die Untere Iller voran (vgl. Abschnitt 7.4). Für eine Kombination von V-Rampen und eigendynamischer Gewässerentwicklung wurde in diesem Zusammenhang ein großer Modellversuch im Maßstab  $M = 1 : 17$  beauftragt. Im Vorfeld musste für eine vorgegebene V-Rampengeometrie die Energieumwandlung weiter verbessert werden.

Die im damaligen Sanierungskonzept enthaltenen V-Rampen sollte mehrere Ziele erfüllen. Neben der Sohlstabilisierung und Sohlaufhöhung war eine Anhebung des Mittelwasserstandes um mehrere Meter auf ein auenökologisch verträgliches Niveau gefordert. Aus diesem Grund wurde bei Fluss-km 15,8 eine V-Rampe mit 26 m Öffnungsbreite und einer Anhebung der V-Rampenöffnung um 3,3 m über das Niveau der Flusssohle konzipiert (Abb. 5.17). Der eingebaute Sattel ist mit einer Neigung von  $1 : 15$  in Richtung Unterwasser geneigt. Die verschiedenen Anforderungen widersprechen teilweise dem Grundgedanken der V-Rampen, weshalb mit dieser Geometrie erhebliche Kompromisse bezüglich der ökologischen Durchgängigkeit und der Erhaltung des Fließgewässercharakters hingenommen werden mussten. Mittlerweile sind im aktuellen Sanierungskonzept (siehe Kapitel 8) der Wasserwirtschaftsverwaltung V-Rampen mit durchgehender Flusssohle vorgesehen.

Im Unterschied zu den ersten Versuchen wurde bei einem Abfluss  $Q_N = 500 \text{ m}^3/\text{s}$  ein relativ hoher Unterwasserstand von umgerechnet 6,3 m angesetzt. Dies resultiert aus dem Rückstau der unterstrom bei Fluss-km 14,5 geplanten V-Rampe.

Im folgenden wurde als günstige und zeitsparende Methode zur Beurteilung der Energieumwandlung die Beobachtung des entstehenden Kolkes unterstrom des befestigten Nachbetts gewählt.

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den bisherigen Voruntersuchungen wurden sieben Tosmuldeneinbauten für die beschriebene V-Rampengeometrie im Maßstab  $M = 1 : 25$  untersucht (Abb. 5.18). Sofern bei den folgend beschriebenen Varianten nicht gesondert angemerkt, beträgt die gesicherte Nachbettlänge umgerechnet 90 m:

T1': Flaches Nachbett ohne Tosmulde.

T2': Rechteckförmige Tosmulde mit 30 m Breite, 25 m Länge und 2 m Tiefe und eine unterstrom anschließende Endstruktur von 1,5 m Höhe.

T3': Zwei seitlich angeordnete Tosmulden mit jeweils 20 m Länge, 20 m Breite und 2 m Tiefe. Mittig vor den beiden Tosmulden befindet sich eine Keilstruktur von 10 m Länge, 12 m Breite und 1,7 m Höhe.

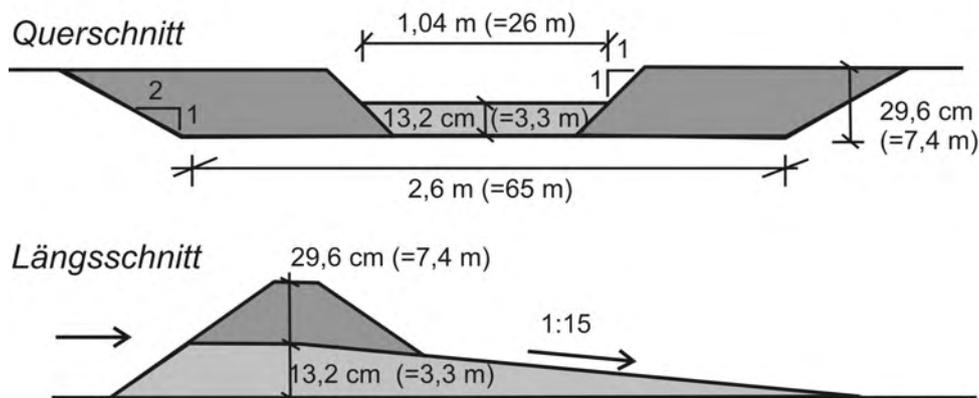
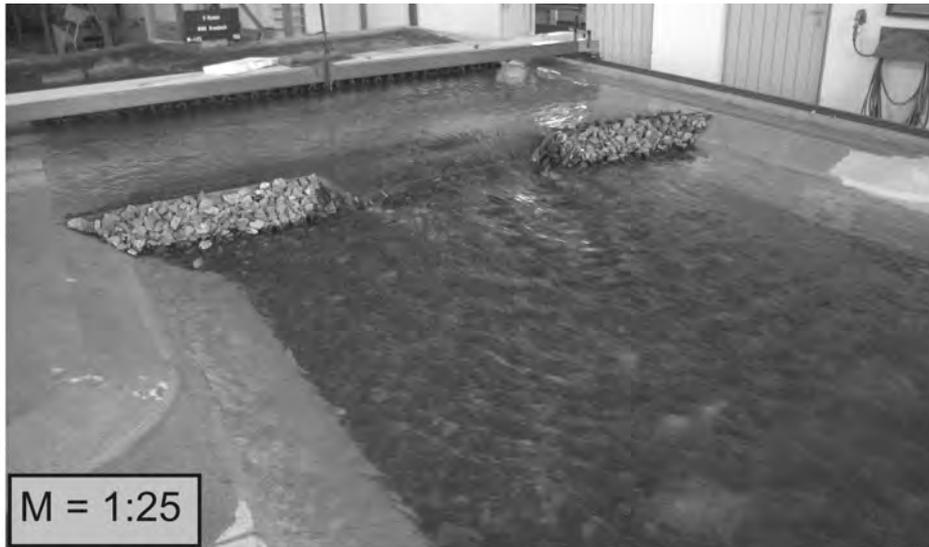


Abb. 5.17: Bei den zweiten Grundlagenversuchen verwendete V-Rampengeometrie

T4': Entsprechend Variante T3', allerdings ohne mittige Keilstruktur. Stattdessen wird eine 1,7 m hohe Pfeilstruktur mit 20 m langen Schenkeln und einem Innenwinkel von  $60^\circ$  errichtet.

T5': Zusätzlich zur Variante T4' wird mittig zwischen die beiden seitlichen Tosmulden und nach unterstrom versetzt eine Tosmulde mit 20 m Länge, 12 m Breite und 2 m Tiefe errichtet.

T6': Zusätzlich zur Variante T5' wird mittig eine zusätzliche Pfeilstruktur von 1,7 m Höhe unterstrom der Tosmulden eingebaut. Die Schenkellänge der zusätzlichen Pfeilstruktur beträgt 35 m mit einem Innenwinkel von  $160^\circ$ .

T7': Entsprechend Variante T5' mit einer auf 1,2 m verringerten Tosmuldentiefe.

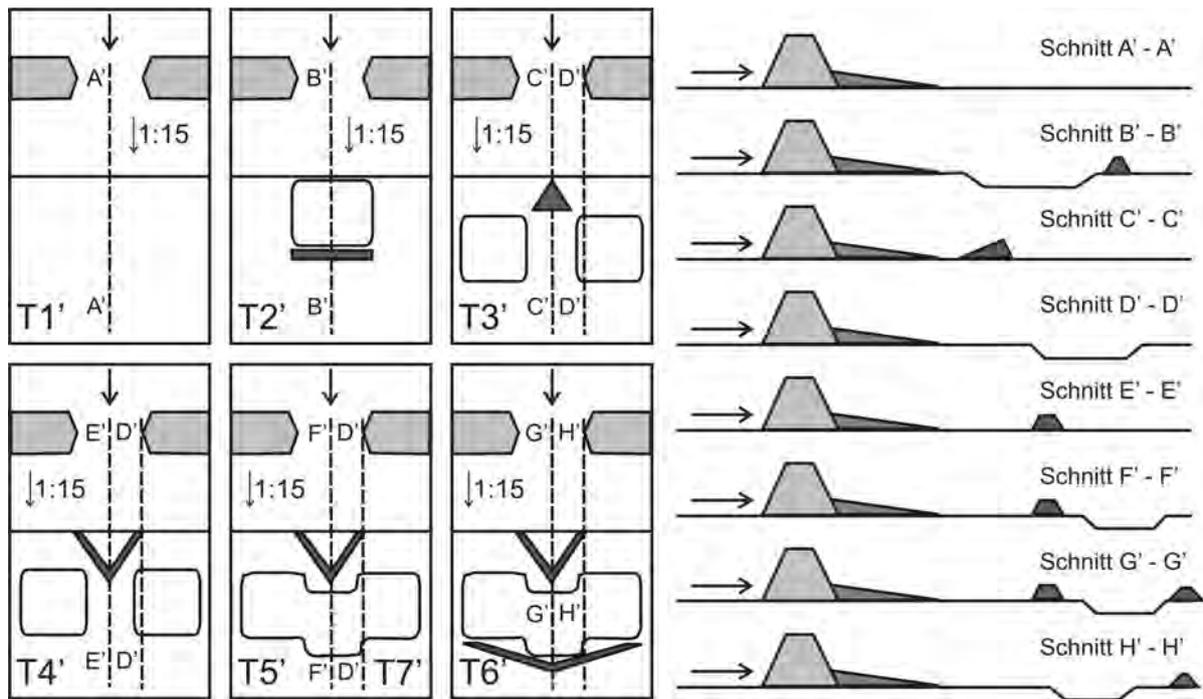


Abb. 5.18: Tosmuldenvarianten bei den zweiten Grundlagenversuchen (schematisch)

T7'+: Entsprechend Variante T7' mit einer auf 110 m verlängerten Nachbettlänge.

Aufgrund des hohen Unterwasserstandes von 6,3 m ist für eine ausreichende Energieumwandlung eine vergleichsweise lange Fließstrecke erforderlich. Bei einem geringeren Unterwasserstand könnte im konkreten Fall aufgrund des 3,3 m hohen Sattels in der Öffnung eine deutliche Beschleunigung des Abflusses und eine größere Froude-Zahl  $Fr_1$  erreicht werden. Zudem wäre die relative Rauheit  $k_s/h$  vergrößert und die Flusssohle hätte einen erhöhten Anteil an der Energieumwandlung.

Jede Variante wurde im Versuch über einen Zeitraum von 3,5 Modellstunden mit  $Q_N = 500 \text{ m}^3/\text{s}$  belastet. Die ermittelten Kolkabmessungen (Abb. 5.19 und 5.20) sind nur für vergleichende Betrachtungen verwendbar und können nicht ohne weiteres in Naturdaten umgerechnet werden. Im folgenden werden deshalb die im Modell gemessenen Dimensionen angegeben:

T1': Der Abfluss ist unterstrom des Rampenfußes mittig konzentriert und auf der gesamten Länge des Versuchsstandes stark gewellt. Ein ausgeprägter Kolk mit 2 m Länge (L), 90 cm Breite (B) und 10 cm Tiefe (T) entsteht.

T2': Optisch unterscheidet sich das Strömungsbild unwesentlich von der Variante T1'. Allerdings ist das Kolkbild deutlich schwächer ausgeprägt ( $L/B/T = 100 \text{ cm}/90 \text{ cm}/5 \text{ cm}$ ).

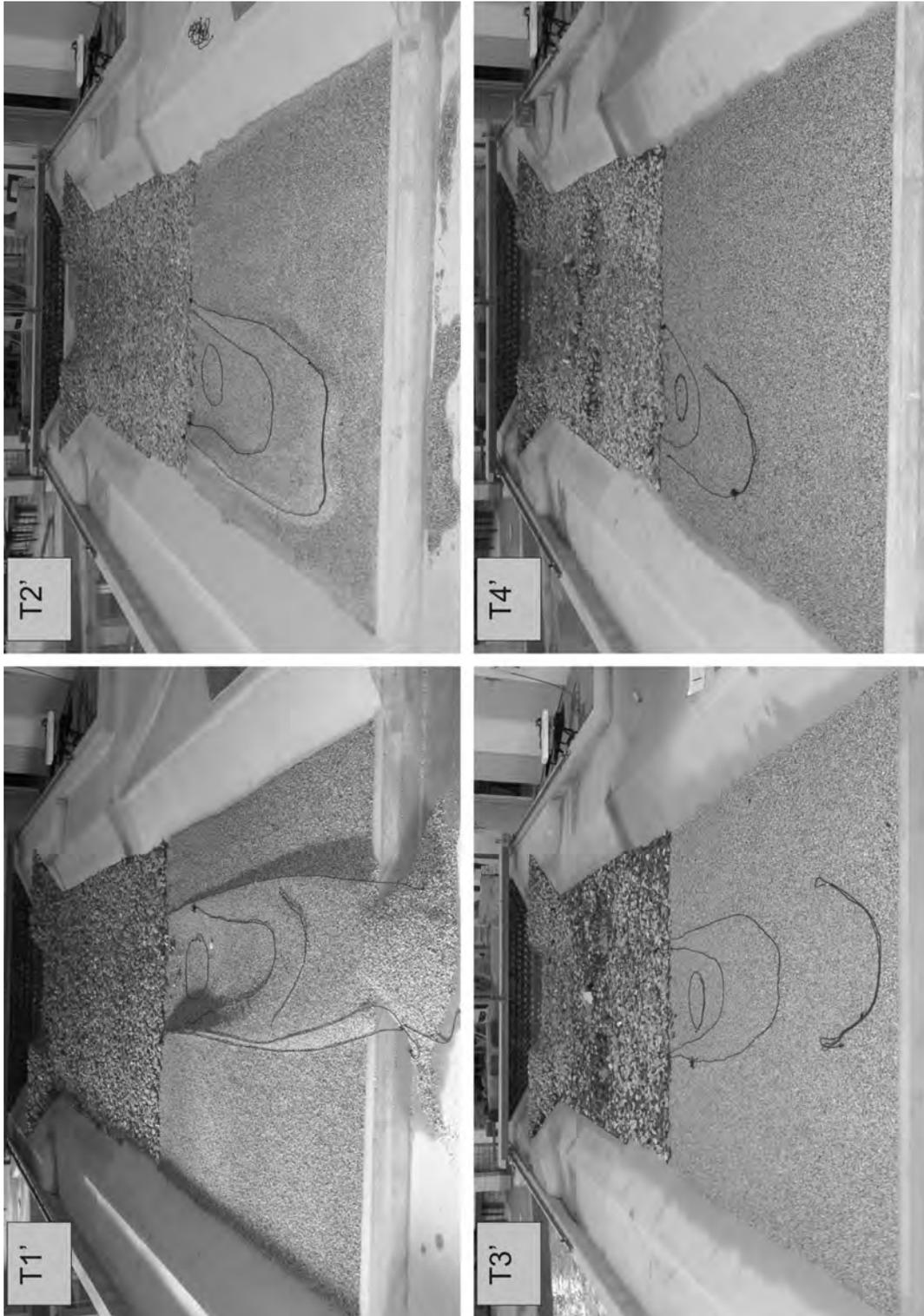


Abb. 5.19: Nach  $t = 3,5$  h bei  $Q_M = 160$  l/s bzw.  $Q_N = 500$  m<sup>3</sup>/s entstandene Kolkbilder (T1' bis T4') - Markierungen stehen schematisch für die Abmessungen des Kolkes und des Schüttkegels

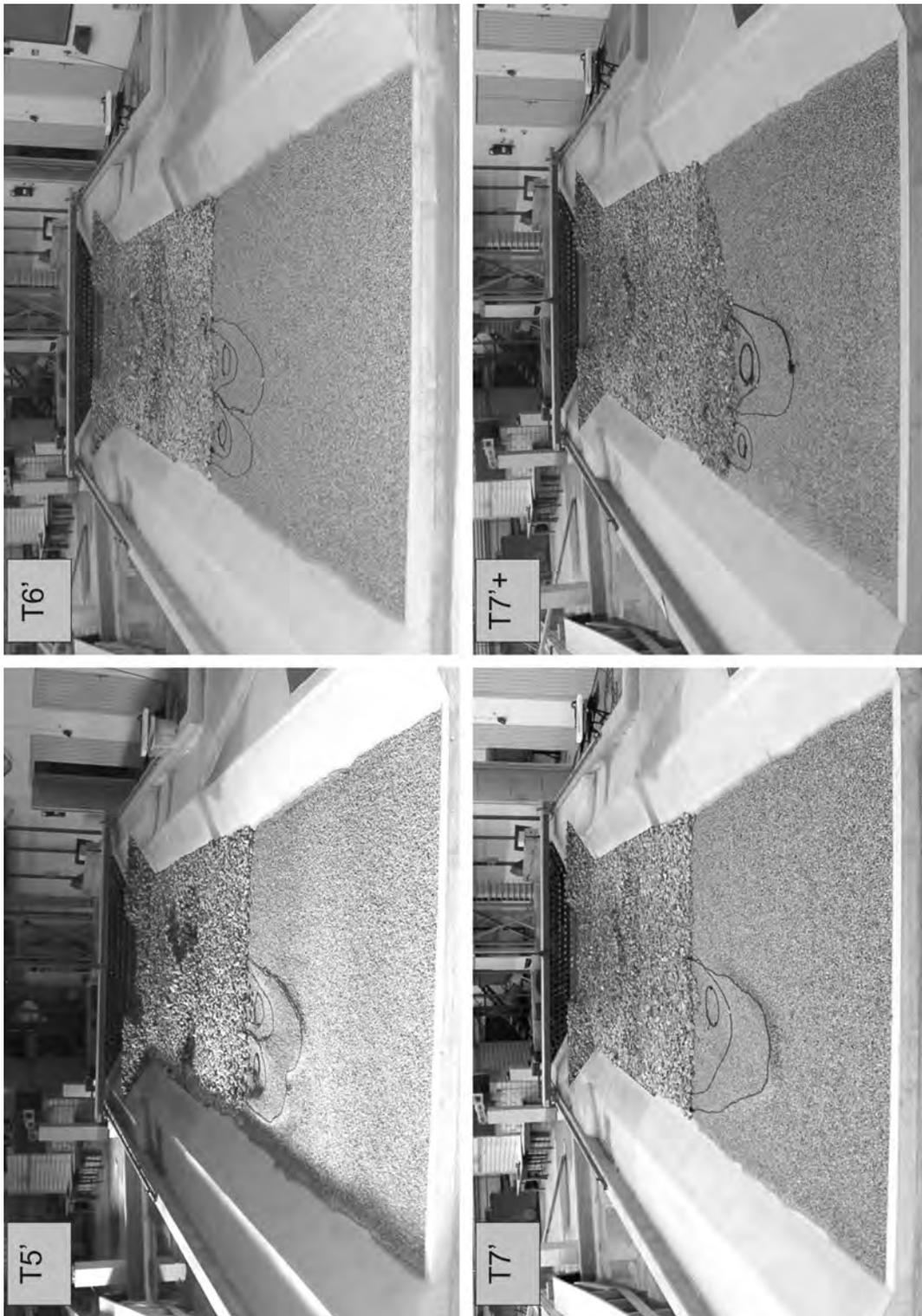


Abb. 5.20: Nach  $t = 3,5$  h bei  $Q_M = 160$  l/s bzw.  $Q_N = 500$  m<sup>3</sup>/s entstandene Kolkbilder (T5' bis T7'+) - Markierungen stehen schematisch für die Abmessungen des Kolkes und des Schüttkegels

- T3': Optisch wird die Strömung deutlich durch die Keilstruktur beeinflusst und es ist eine Auffächerung des konzentrierten Strahls festzustellen. Der entstandene Kolk unterscheidet sich minimal von der vorhergehenden Variante ( $L/B/T = 100 \text{ cm}/77 \text{ cm}/5 \text{ cm}$ ).
- T4': Die Strömung wird deutlich durch die Pfeilstruktur beeinflusst. Beim Ende des Nachbetts stellt sich die im Vergleich zu den vorhergehenden Varianten am stärksten beruhigte Strömung ein. Der Kolk fällt relativ flach aus ( $L/B/T = 90 \text{ cm}/77 \text{ cm}/4 \text{ cm}$ ). Bezüglich des optischen Eindrucks kann bei den folgenden Varianten kein wesentlicher Unterschied mehr zur Variante T4' festgestellt werden.
- T5': Durch die zusätzliche mittige Tosmulde kann die Länge des Kolks weiter verkürzt werden ( $L/B/T = 80 \text{ cm}/120 \text{ cm}/4 \text{ cm}$ ).
- T6': Der Kolk ist vergleichsweise schwach ausgeprägt ( $L/B/T = 70 \text{ cm}/120 \text{ cm}/3 \text{ cm}$ ).
- T7': Bedingt durch die geringere Tosmuldeneintiefung ist der Kolk etwas stärker ausgeprägt als bei den Varianten T5' bzw. T6' ( $L/B/T = 110 \text{ cm}/120 \text{ cm}/7 \text{ cm}$ ).
- T7'+: Nach erfolgter Verlängerung des Nachbetts um umgerechnet 20 m hat das entstandene Kolkbild die mit Abstand geringsten Abmessungen ( $L/B/T = 60 \text{ cm}/110 \text{ cm}/2 \text{ cm}$ ).

## 5.9 Versuche zur V-Rampe an der Unteren Iller bei Fluss-km 13,8

Der bisherige Versuchstand war darauf ausgelegt, mit einfachen Mitteln Aussagen qualitativer Art über die Energieumwandlung zu treffen und die Auswirkungen von Sohl- und Tosmuldenstrukturen einzuschätzen.

Im Zuge weiterführender Untersuchungen wurde die Errichtung eines verbesserten Versuchstandes notwendig. Zu diesem Zweck wurde eine im Längsgefälle manuell verstellbare Rinne mit einer Länge von insgesamt 18 m und einer Breite von 3 m aufgebaut (Abb. 5.21).

Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen zur Sanierung der Unteren Iller (vgl. Kapitel 8) wurde ein Flussabschnitt der Unteren Iller im geometrischen Maßstab  $M = 1 : 26,2$  mit der projektierten V-Rampe bei Fluss-km 13,8 eingebaut (Abb. 5.21, vgl. Abb. 8.2). Das Sohllängsgefälle beträgt  $J_0 = 1,3 \text{ ‰}$ . Im Versuchsstand wird eine umgerechnet rund 250 m lange Nachbettstrecke abgebildet.

Für die V-Rampe und den unmittelbaren Sohlbereich wurde im Modell Schotter der Größenordnung  $d_{Modell} \approx 20 \text{ mm}$ , dies entspricht Steinen von  $d_{Natur} \approx 50 \text{ cm}$  Durchmesser, verwendet. Die Stabilität war nicht Gegenstand dieser Untersuchungen, weshalb die V-Rampe



Abb. 5.21: Geplante V-Rampe an der Iller bei Fluss-km 13,8 in der neuen Versuchsrinne

mit hydraulischen Bindemitteln fixiert wurde. Im Randbereich der Öffnung wurden Steine von etwa der doppelten Größe eingebaut, um lokal die Fließgeschwindigkeiten abzumindern und die Migration von aquatischen Organismen zu erleichtern (siehe Kap. 3). Im Unterwasser der Seitenstrukturen wurde ein umgerechnet 30 m langer Bereich für den Einbau von Tosmulden und Sohlstrukturen eingerichtet. Der im Versuch anschließende Nachbettbereich wurde bis zum unterstromigen Ende des Versuchstands verlängert und mit Schotter der Größe  $d_{Modell} = 14 \text{ mm}$  ( $d_{Natur} \approx 35 \text{ cm}$ ) belegt und fixiert.

An diesem Versuchstand erfolgte für die vorgegebene V-Rampengeometrie eine Optimierung der Energieumwandlung durch verschiedene Einbauten. Zur ersten Beurteilung wurden Ergebnisse von Flügelmessungen herangezogen. Im Anschluss wurde die voroptimierte Tosmuldengeometrie unter Berücksichtigung der Turbulenzcharakteristika eingehend mit einer ADV-Sonde untersucht und mit weiteren Varianten verglichen.

Bei den Flügelmessungen und den anschließenden ADV-Messungen werden voneinander abweichende Bezeichnungen der Tosmuldeneinbauten verwendet.

### 5.9.1 Flügelmessungen

Mit einem Messflügel der Firma Ott wurde die Verteilung der mittleren Fließgeschwindigkeiten in Querschnitten gemessen.

Als maßgebende hydraulische Belastung wurden zwei Fälle betrachtet:

- a) Der rechnerisch maximal ohne Überströmen der Seitenstrukturen durch die Öffnung abführbare Abfluss von  $305 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- b) Der bei einem  $HQ_{200} \approx 1000 \text{ m}^3/\text{s}$  über Öffnung und Seitenstrukturen fließende Abflussanteil von ca.  $560 \text{ m}^3/\text{s}$ <sup>1</sup>.

Der Unterwasserstand wurde jeweils gemäß den Normalwasserverhältnissen im anschließenden Flussschlauch bei 48 m Sohlbreite und einem Gefälle von  $J_0 = 1,3\text{‰}$  angesetzt. Dieser beträgt in Naturmaßen  $h_{UW,305} = 2,40 \text{ m}$  bzw.  $h_{UW,560} = 3,43 \text{ m}$ .

Die Fließgeschwindigkeitsmessungen mit dem Flügel wurden jeweils in zwei Höhenlagen durchgeführt. Bei der sohlnahen Messung beträgt der Abstand der Messflügelachse von der Sohle umgerechnet 0,57 m. Bei der oberflächennahen Messung wurde ein Abstand von 1,75 m (bei  $Q = 305 \text{ m}^3/\text{s}$ ) bzw. 2,33 m (bei  $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ ) eingehalten.

Die verwendeten Sohlstrukturen wurden aus praktischen Gründen zunächst aus Holz gefertigt und konnten so unkompliziert auf dem Boden positioniert werden. Die Tosmulde wurde ohne zusätzliche Fixierung in Steinwurf mit Steinen der Größe  $d_{s,Modell} = 19,7 \text{ mm}$  bzw.  $d_{s,Natur} \approx 50 \text{ cm}$  erstellt.

In einem ersten Optimierungsschritt wurden u. a. drei Varianten der Nachbettgestaltung miteinander verglichen:

**Variante A** Keine Einbauten.

**Variante B** Einbau zweier Bögen. Der erste Bogen erstreckt sich über die Breite der Öffnung, besitzt eine Höhe von umgerechnet 0,5 m und einen Radius von 17,5 m. Der zweite Bogen ist ebenfalls 0,5 m hoch und weist einen Radius von 27 m auf. Die Sehnenlänge beträgt 29 m. Der erste Bogen ist im Abstand von 10 m von den Seitenstrukturen und der zweite Bogen im Abstand von 20 m vom ersten Bogen angeordnet. Beide Bögen werden auch bei niedrigen Abflüssen noch überströmt. Fische und aquatische Organismen können den Bereich seitlich der Bögen passieren.

---

<sup>1</sup>Dieser Wert stammt aus einer vorläufigen hydraulisch-numerischen Berechnung des an der Planung beteiligten Ingenieurbüros. Tatsächlich wird der Abflussanteil über der V-Rampe im Bemessungsfall rund  $675 \text{ m}^3/\text{s}$  betragen.

**Variante C** Einbau zweier Bögen und einer Tosmulde. Zusätzlich zur Variante B wird zwischen den beiden Bögen eine Tosmulde mit umgerechnet 2 m Tiefe angeordnet. Die Bögen werden in Gewässermittle auf rund einen Meter angehoben und aus größeren Steinen erstellt (Abb. 5.22).

Die gemessenen Geschwindigkeitsprofile finden sich im Anhang B. Exemplarisch ist die sohlnahe Messung für  $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$  in Abb. 5.23 angegeben.

Die folgenden Aussagen beziehen sich auf die sohlnahe Messung:

**Variante A** Nach einer Distanz von rund 200 m ist bei beiden Abflüssen noch eine stark ungleichmäßige Verteilung der Geschwindigkeiten über den Querschnitt vorhanden. Ohne Einbauten wäre dementsprechend entweder eine sehr lange gesicherte Nachbettstrecke erforderlich oder eine entsprechende Kolkbildung wäre in Kauf zu nehmen.

**Variante B** Diese Lösung stellt bereits eine wesentliche Verbesserung dar. Der erste Bogen hebt den Schussstrahl an und sorgt für eine geringfügige Auffächerung. Zwischen den beiden Bögen bildet sich eine stehende Welle aus. Der zweite Bogen führt dann zu einer weiteren Auffächerung des Strahls.

Beim Abfluss  $Q = 305 \text{ m}^3/\text{s}$  wird die schnelle und konzentrierte Strömung auf einer kurzen Nachbettstrecke von nur 50 m Länge stark verlangsamt und vergleichmäßigt. Nach einer Distanz von 100 m sind keine weiteren Veränderungen mehr feststellbar.

Beim größeren Abfluss  $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$  hingegen stellt sich eine merkliche Strömungsvergleichmäßigung erst nach einer Nachbettstrecke von rund 150 m ein.

**Variante C** Bei dieser Variante kann der durch den ersten Bogen angehobene Schussstrahl unter einem steilen Winkel in die vertiefte Tosmulde eintauchen und dort verstärkt Energie

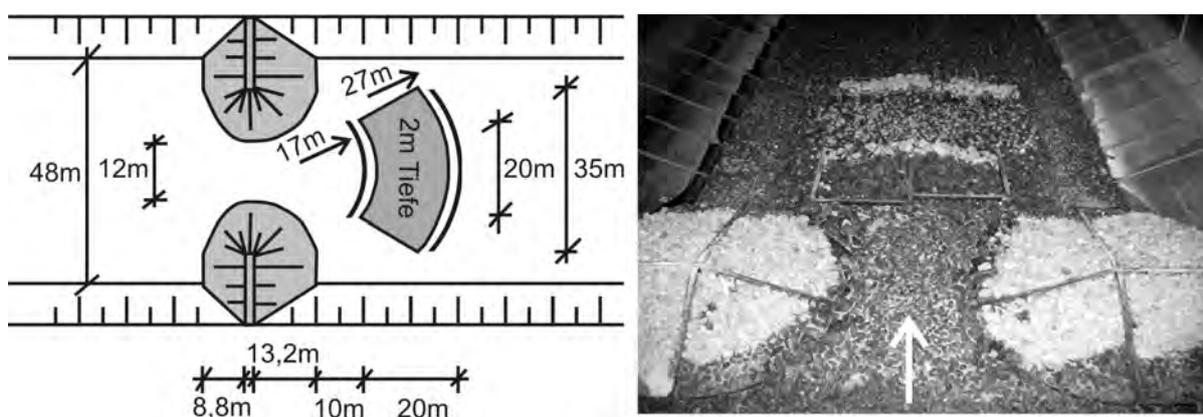


Abb. 5.22: Tosmuldengeometrie der Variante C

dissipieren. Infolge der Strömungsverlangsamung erfolgt durch den zweiten Bogen eine wirksamere Strahlverbreiterung.

Die Strömung wird beim Abfluss  $Q = 305 \text{ m}^3/\text{s}$  nach einer kurzen Nachbettstrecke von 50 m nahezu ideal gleichmäßig. Beim größeren Abfluss  $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$  ist hierfür eine Strecke von rund 100 m erforderlich.

Hinsichtlich der gemessenen oberflächennahen Strömung ergibt sich tendenziell eine etwas schlechtere Gleichmäßigkeit.

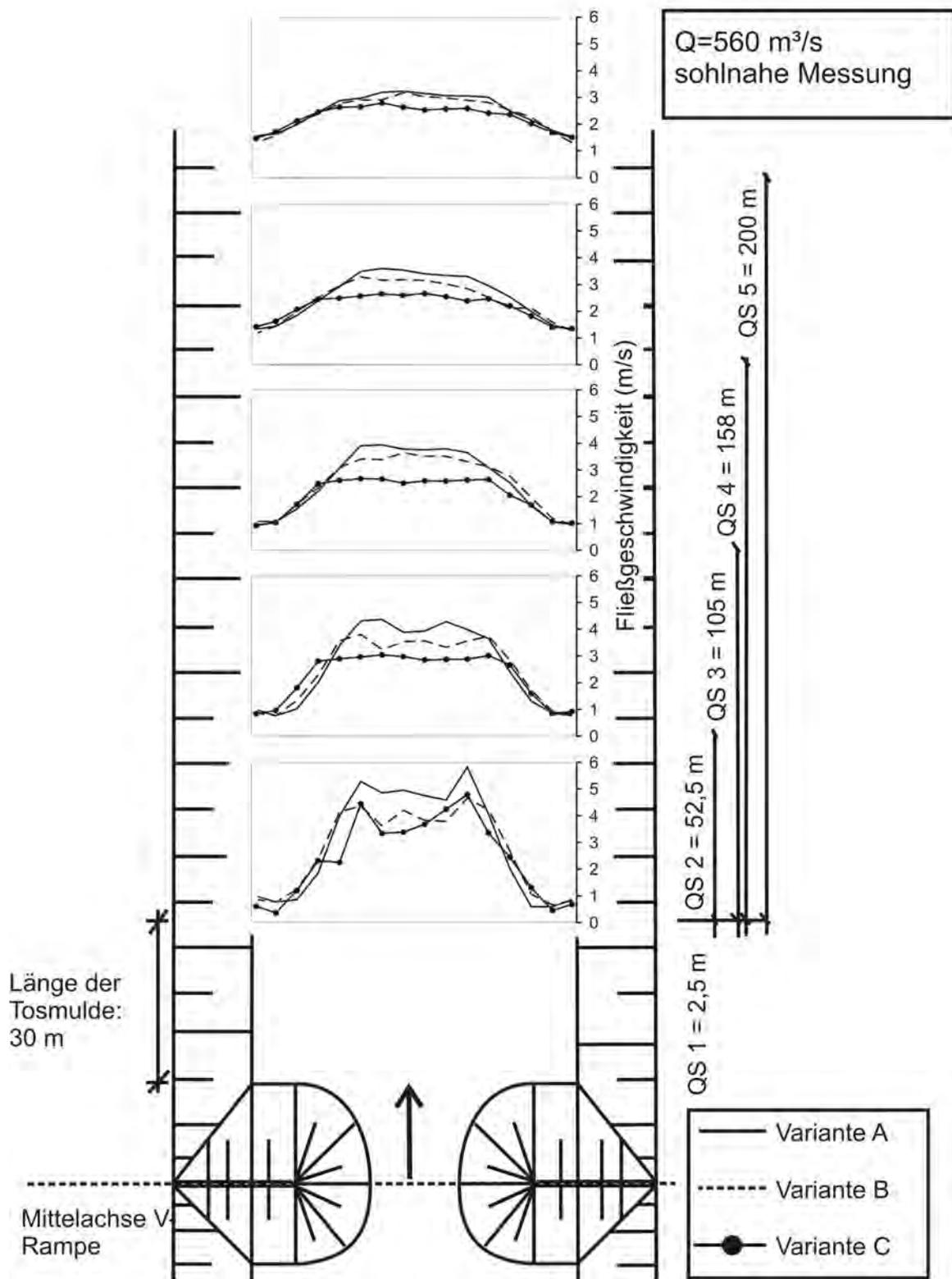


Abb. 5.23: Sohnnahe Geschwindigkeiten bei  $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$

### 5.9.2 ADV-Messungen

Acoustic-Doppler-Velocimetry (ADV) bezeichnet ein akustisches Messverfahren unter Nutzung des Doppler-Effekts zur Bestimmung dreidimensionaler Fließgeschwindigkeiten. Das Messgerät, die so genannte ADV-Sonde, besteht aus einem Ultraschallsender und drei Empfängern (Abb. 5.24, links). Fortlaufend werden zwei kurze akustische Impulse in vorgegebenem Zeitabstand ausgestrahlt. In der Strömung mitgeführte Partikel reflektieren diese Signale, welche wiederum von den Empfängern registriert werden. Über eine Vorgabe der Laufzeit kann das Messvolumen klar abgegrenzt werden. Die Phasenverschiebung der beiden reflektierten Impulse gibt Rückschlüsse auf die Partikelgeschwindigkeit. Das zugehörige Verfahren wird „Pulse Coherent Doppler Processing“ genannt.

Wesentlich an ADV-Messungen ist die Erfassung dreidimensionaler Geschwindigkeitskomponenten in hoher zeitlicher Auflösung. Aufgrund des relativ kleinen Messvolumens kann nahezu von einer punktuellen Messung ausgegangen werden. Bei dem verwendeten ADV-System von der Firma SonTek befindet sich das Messvolumen von 9 mm Länge und 6 mm Durchmesser 5,4 cm vom Sender entfernt. Da sich der Sondenkopf samt Sender und Empfängern beim Messen unter Wasser befinden muss, ergibt sich bei vertikaler Benutzung der ADV-Sonde (siehe Abb. 5.24, rechts) eine Mindestfließtiefe von etwa 7 cm. Mit der Sonde ist es möglich, sohlennahe Geschwindigkeiten zu erfassen. Mitunter störend wirkt dann das von der festen Berandung reflektierte Signal. Die Messfrequenz beträgt 25 Hz.

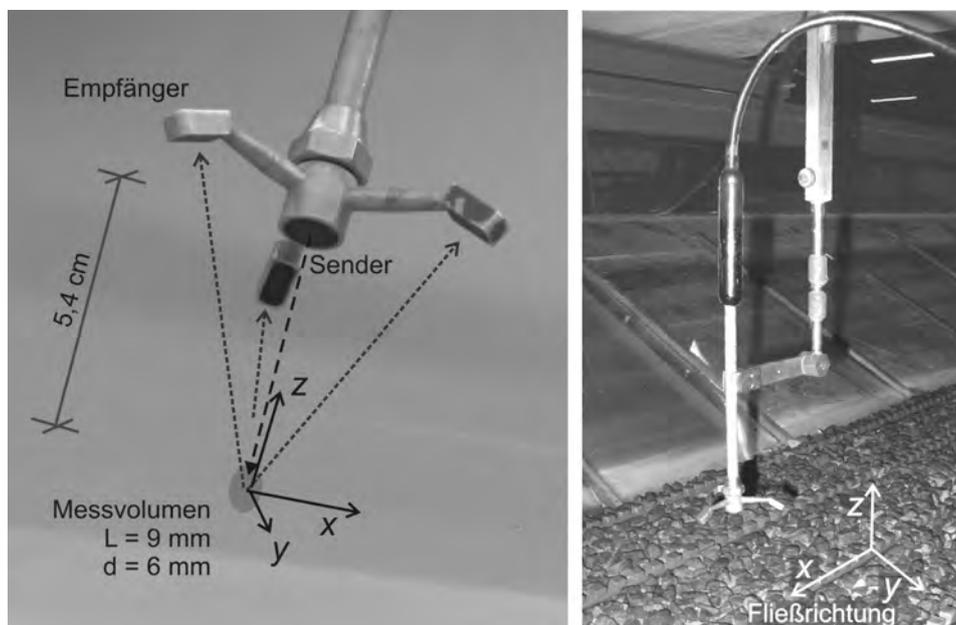


Abb. 5.24: ADV-Sonde

Der Meßgerätehersteller gibt als Gütekriterien der gemessenen Daten zwei Parameter an (SonTek, 1997):

**Signal-to Noise-Ratio (SNR)** Je stärker das empfangene Signal im Verhältnis zum Rauschen (dies entspricht dem Empfangssignal ohne Aussendung eines Impulses) ist, desto geringer ist die Streuung der ermittelten Geschwindigkeiten. Für zeitlich aufgelöste Messungen sollte ein Wert  $> 15$  dB eingehalten werden. Geringe SNR-Werte weisen auf eine mangelnde Partikelkonzentration in der Strömung, eine Verschmutzung der Sensoren oder einen Defekt hin. Bei den durchgeführten Messungen konnte die Einhaltung dieses Kriteriums gewährleistet werden.

**Korrelationskoeffizient (COR)** Da sich im Messvolumen mehrere Partikel individuell bewegen, besteht das Empfangssignal aus der Überlagerung zwischen einem kohärenten Anteil und einem Rauschen. Verhalten sich im Messvolumen alle Partikel gleich, d.h. behalten sie ihre relative Position und Geschwindigkeit zueinander zwischen den beiden Impulsen bei, so wird sich ein eindeutiges Signal und ein Korrelationskoeffizient von 100 % ergeben. Wenn aufgrund starken Rauschens kein eindeutig kohärentes Signal mehr erkennbar ist, beträgt der Korrelationskoeffizient hingegen 0 %. In der Praxis sollten Werte zwischen 70 und 100 % eingehalten werden. Niedrigere Werte können aufgrund starker Turbulenz oder Reflexion der Signale an einer festen Berandung auftreten. Zur Einhaltung dieses Kriteriums war ein Mindestabstand von 3 cm zwischen Messvolumen und Sohle erforderlich.

### 5.9.2.1 Vorgehen

Vorteilhaft an diesem Messprinzip ist die Erfassung turbulenter Schwankungsgrößen in hoher zeitlicher Auflösung mit geringem Aufwand. Da allerdings nur Punktmessungen durchgeführt werden, können keine Wirbelstrukturen analysiert werden.

Als Bezugsniveau der hydraulischen Sohle wurde eine Höhe von 0,25 der mittleren Rauheitserhebung  $k_m$  unter der Oberkante der Steine gewählt. Die Lage des Messvolumens lag im Mittel um 3 cm über der Sohle, dies entspricht umgerechnet auf Natur einer Höhe von rund 79 cm. Aufgrund des Störeinflusses der Impulsreflexionen an der Sohle konnte der Abstand nicht weiter verringert werden. Die Punktmessungen wurden mit einer Messfrequenz von 25 Hz über einen Zeitraum von 60 s durchgeführt. Bei jeder der nachfolgend beschriebenen Tosmuldenvarianten wurden in etwa zweieinhalb Stunden je 91 Messpunkte in der rechten Versuchshälfte aufgenommen (Abb. 5.25). Je nach Tosmuldenvariante weist der Strahl

ein weitestgehend symmetrisches Verhalten auf. In einigen Fällen war allerdings eine leichte Orientierung der Strahlachse in Richtung der rechten Versuchshälfte zu beobachten.

### 5.9.2.2 Untersuchte Varianten

Insgesamt 14 hinsichtlich Geometrie oder Unterwasserrandbedingung unterschiedliche Varianten wurden mit der ADV-Sonde vermessen (Abb. 5.26). Der Abfluss wurde unverändert zu  $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$  gewählt. Falls nicht gesondert erwähnt, wurde der Unterwasserstand bei  $x = 220 \text{ m}$  entsprechend den Normalwasserverhältnissen mit  $h_{UW} = 3,43 \text{ m}$  angesetzt:

$T_A$ : V-Rampe ohne Tosmulde.

$T_B$ : V-Rampe mit zwei Bögen von je 0,5 bis 1,0 m Erhebung und einer dazwischen angeordneten 2 m tiefen Tosmulde (vgl. Abb. 5.22).

$T_C$ : V-Rampe mit zwei Bögen von je 0,5 bis 1,0 m Erhebung und einer dazwischen angeordneten 1 m tiefen Tosmulde.

$T_D$ : Die Geometrie ist identisch zu  $T_B$ . Der Unterwasserstand wurde einen halben Meter unter den Normalwasserverhältnissen auf  $h_{UW} = 2,93 \text{ m}$  gesetzt.

$T_E$ : Die Geometrie ist identisch zu  $T_B$ . Der Unterwasserstand wurde einen halben Meter über den Normalwasserverhältnissen auf  $h_{UW} = 3,93 \text{ m}$  gesetzt.

$T_F$ : Die Geometrie ist identisch zu  $T_B$ . Der Unterwasserstand wurde einen Meter über den Normalwasserverhältnissen auf  $h_{UW} = 4,43 \text{ m}$  gesetzt.

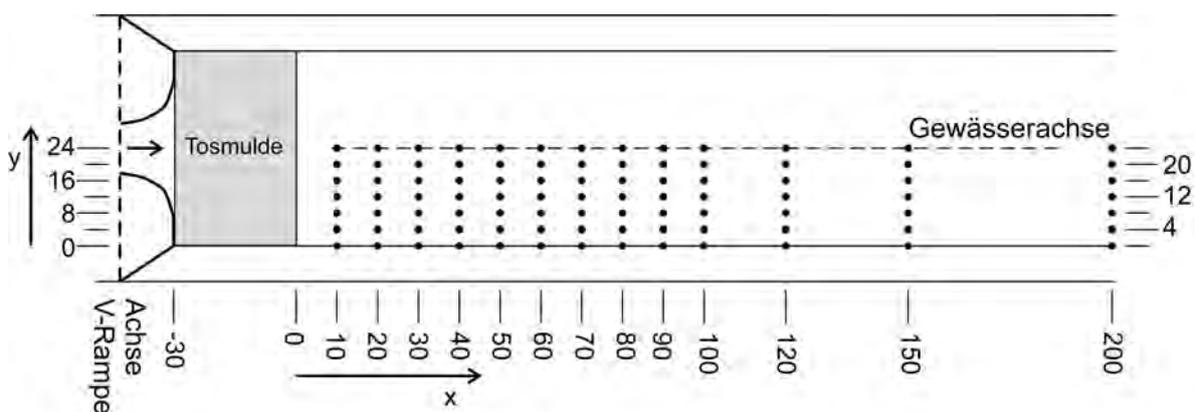


Abb. 5.25: Lage der Messpunkte - die Koordinaten wurden auf Naturwerte umgerechnet

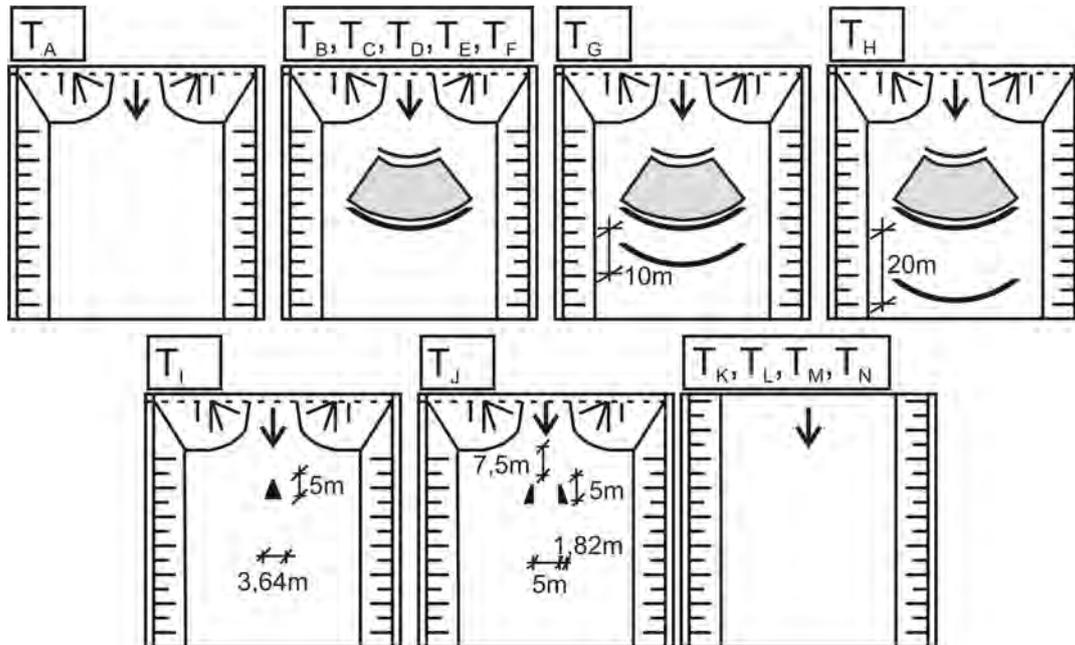


Abb. 5.26: Mit der ADV-Sonde vermessene Varianten

$T_G$ : Zusätzlich zur Geometrie  $T_B$  wurde 10 m unterstrom des zweiten Bogens ein dritter Bogen identischer Abmessungen angeordnet.

$T_H$ : Zusätzlich zur Geometrie  $T_B$  wurde 20 m unterstrom des zweiten Bogens ein dritter Bogen identischer Abmessungen angeordnet.

$T_I$ : In Gewässerachse findet sich im Abstand von 7,5 m unterstrom der Seitenstrukturen eine Keilstruktur von 5 m Länge, 4 m Höhe und mit einem Innenwinkel von  $40^\circ$ . Die Sohle ist eben ausgeführt.

$T_J$ : Diese Variante besteht aus zwei, in seitlichem Abstand von 5 m angeordneten Keilstrukturen mit je 5 m Länge, 4 m Höhe und einem Innenwinkel von  $20^\circ$ . Die Sohle ist eben.

Bei den folgenden „Varianten“ wurde der Referenzzustand für eine ungestörte Strömung, d. h. ohne Verwendung einer V-Rampe, gemessen. Variiert wurde jeweils der Unterwasserstand.

$T_K$ : Unterwasser = Normalwasser = 3,43 m

$T_L$ : Unterwasser = Normalwasser – 0,5 m = 2,93 m

$T_M$ : Unterwasser = Normalwasser + 0,5 m = 3,93 m

$T_N$ : Unterwasser = Normalwasser + 1,0 m = 4,43 m

### 5.9.2.3 Parameter

Zur Auswertung werden die folgenden Parameter herangezogen.

- Die mittlere Fließgeschwindigkeit  $\bar{u}$  in  $x$ -Richtung.
- Die maximal zu erwartende Fließgeschwindigkeit wird mit der Beziehung  $u_{max} = \bar{u} + 3 \sigma$  abgeschätzt. Bei einer Normalverteilung der Schwankungsgröße  $u'$  um den Mittelwert  $\bar{u}$  wären ca. 99 % der Werte kleiner als  $u_{max}$ . Aufgrund der Abweichung von der Normalverteilung dient dieser Ansatz nur einer tendenziellen Abschätzung der maximalen Geschwindigkeiten.
- Die turbulente Schubspannung in der vertikalen  $x$ - $z$ -Ebene  $\tau_{xz} = -\rho \overline{u'w'}$ . Sie stellt im wesentlichen die mittlere turbulente Belastung auf das Nachbett dar. Momentane Belastungsspitzen können wesentlich höher ausfallen.
- Die turbulente Schubspannung in der horizontalen  $x$ - $y$ -Ebene  $\tau_{xy} = -\rho \overline{u'v'}$  sorgt für einen Impulsaustausch quer zur Strahlachse. In der rechten Versuchshälfte sind vom Vorzeichen hauptsächlich positive  $\tau_{xy}$  Werte anzutreffen. In diesem Fall findet entweder eine Bewegung schnelleren Fluids in den ruhigeren Randbereich oder eine Einmischung langsameren Fluids in den Strahl statt (Abb. 5.27).
- Die kinetische Energie  $e_{kin} = \frac{1}{2} (\overline{u^2} + \overline{v^2} + \overline{w^2})$ .
- Die turbulente kinetische Energie  $e_{kin,turb} = \frac{1}{2} (\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2})$ .

Die gemessenen und auf Naturwerte umgerechneten Wasserspiegellagen in der Gewässerachse finden sich im Anhang D.

Aufgrund der Höhenlage von umgerechnet rund 80 cm über der Sohle wird die Sohlbelastung mit den ausgewerteten Parametern tendenziell überschätzt. Mit abnehmendem Abstand von der Sohle wird der strömungsberuhigende Wandeinfluss erhöht.

Die Darstellung der ausgewerteten Parameter erfolgt auf zwei Wegen. Für jede Parameter und Variantenkombination wurden aus den 91 Messpunkten Draufsichten in der  $x - y$ -Ebene mit Unterteilung der Werte in Farbklassen erstellt. Meist ist der mittlere Wert jeder Klasse zusätzlich mit einer gestrichelten Linie markiert. Aus dieser flächigen Darstellung können die auf Naturwerte umgerechneten Parameter in ihrer Größenordnung abgelesen werden. Die Darstellungen finden sich im Anhang C. Mitunter sind in Fließrichtung auf den ersten Metern bis  $x \leq 30$  m Fehlmessungen aufgrund sehr starker Turbulenz aufgetreten.

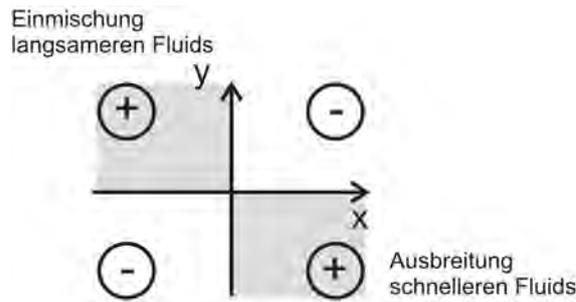


Abb. 5.27: Bedeutung des Vorzeichens von  $\tau_{xy}$  bei der rechten freien Strahlengrenze

Zusätzlich wurden vergleichende Diagramme erstellt, in denen die Abweichung des jeweiligen Parameters von den ungestörten Verhältnissen in der Iller ohne V-Rampe dargestellt sind. Es wurde hierzu jeweils der maximale Wert je Querschnitt verwendet. Die Abweichung  $\Delta$  ergibt sich nach Gl. 5.19.

$$\Delta = \frac{P_T - P_{ungestoert}}{P_{ungestoert}} (\%) \quad (5.19)$$

mit  $P_T$ : betrachteter Parameter bei der jeweiligen Tosmuldenvariante und  $P_{ungestoert}$ : entsprechender Parameter bei ungestörten Verhältnissen ohne V-Rampe.

#### 5.9.2.4 Detailuntersuchung der optimierten Variante

Zunächst wurde die zuvor mit dem Messflügel positiv beurteilte Variante  $T_B$  im Detail untersucht. Zum Vergleich wurde die V-Rampe ohne Tosmulde ( $T_A$ ) und mit einer auf einen Meter Tiefe verringerten Tosmulde ( $T_C$ ) herangezogen (vgl. Abb. 5.28 und 5.29).

Im Fall ohne Tosmulde ( $T_A$ ) benötigt der Strahl eine sehr lange Strecke, um die überschüssige Energie abzubauen. Die Wasserspiegeloberfläche ist sehr unruhig und es ist eine klare Strömungskonzentration in der Gewässermitte zu erkennen.

Die Fließgeschwindigkeiten nehmen in Fließrichtung linear ab und liegen nach einer Distanz von 100 m noch um rund 50 % über denjenigen des ungestörten Zustands. Die turbulenten Schubspannungen übersteigen direkt unterstrom der V-Rampe diejenigen des ungestörten Zustands um ein Vielfaches. Die Abnahme von Schubspannungen und kinetischer Energie in Fließrichtung erfolgt exponentiell. Nach einer Strecke von 100 m betragen die Abweichungen von den ungestörten Verhältnissen jeweils noch rund 100 bis 130 %. Am unterstromigen Ende

des Versuchs in einer Distanz von 200 m werden die ungestörten Fließgeschwindigkeiten um etwa 15 % und die turbulenten Schubspannungen  $\tau_{xz}$  um rund 60 % überschritten.

Bei Annahme eines gleichbleibenden Trends wäre unterstrom des Versuchs eine Strecke von zusätzlich etwa 200 m erforderlich, bis sich annähernd wieder ungestörte Verhältnisse einstellen.

Auffallend ist die nur geringfügige Strahlaufweitung in Fließrichtung. Rund 50 % der gemessenen Breite weist bis zum unterstromigen Ende der Versuchsrinne Geschwindigkeiten größer der ungestörten Verhältnissen auf. Ufernah bleiben in jeweils etwa einem Viertel der Gewässerbreite die Geschwindigkeiten deutlich unter den ungestörten Verhältnissen. Die größten Werte der turbulenten Schubspannung  $\tau_{xy}$  finden sich entlang der freien Strahlgrenze.

Die beiden Bögen und die dazwischen liegende Tosmulde ( $T_B$ ) bewirken eine deutliche Verbesserung der Situation. Es bilden sich in Gewässermittle acht stehende Wellen, deren Höhe in Fließrichtung abnimmt. Unterstrom der Tosmulde liegen die Geschwindigkeiten nur noch um 40 % über dem Referenzzustand. Der Geschwindigkeitsüberschuss wird bereits hier gegenüber dem Fall ohne Tosmulde um die Hälfte verringert. Die weitere Abnahme der Fließgeschwindigkeiten erfolgt weitestgehend linear, allerdings mit einer etwas flacheren Neigung als bei der Variante  $T_A$ . Nach einer Distanz von 100 m liegen die Geschwindigkeiten um 15 % und am unterstromigen Versuchsende um nur noch 5 % über den ungestörten Verhältnissen. Trotz der stärkeren Abnahme der Fließgeschwindigkeiten wird in der gesamten Versuchsstrecke eine maximale Strahlaufweitung auf ca. 50 % der Gewässerbreite verzeichnet.

Die turbulenten Schubspannungen  $\tau_{xz}$  werden ebenfalls verringert, allerdings in geringerem Maße. Nach einer Fließstrecke von 200 m liegen die Werte um rund 45 % über den ungestörten Verhältnissen.

Bei Verwendung der Variante  $T_B$  wird bezüglich der kinetischen und turbulenten kinetischen Energie eine deutliche Verbesserung gegenüber der Variante  $T_A$  erreicht.

Eine Verringerung der Tosmuldentiefe auf einen Meter ( $T_C$ ) bewirkt eine geringfügig schlechtere Wirkung. Das Strömungsbild hingegen unterscheidet sich optisch kaum von der Variante mit der zwei Meter tiefen Tosmulde. Im Vergleich zur Variante  $T_A$  ohne Tosmuldeneinbauten wird allerdings weiterhin eine wesentliche Verbesserung erreicht.

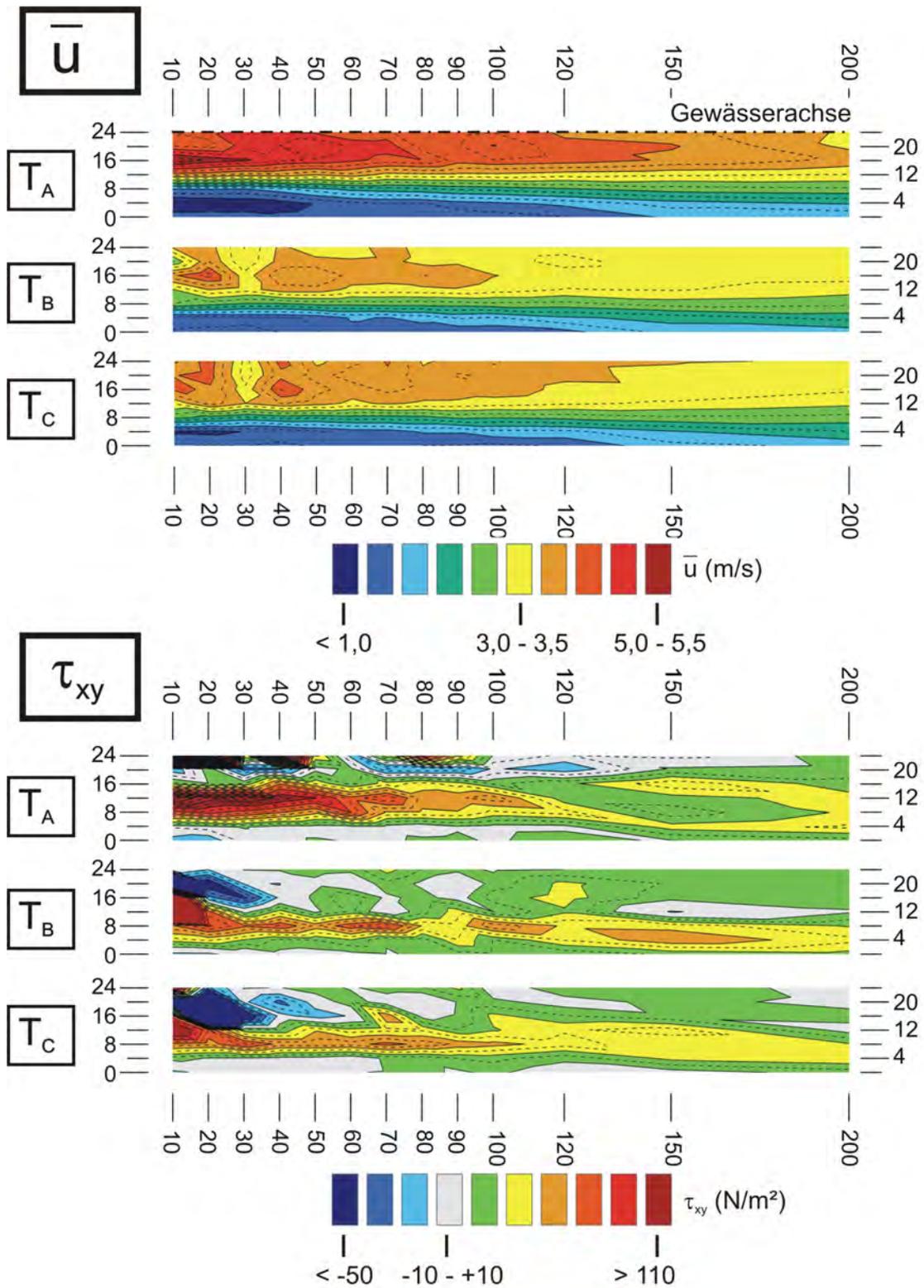


Abb. 5.28: Gegenüberstellung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $\bar{u}$  und der turbulenten Schubspannung  $\tau_{xy}$  bei den Varianten  $T_A$ ,  $T_B$  und  $T_C$

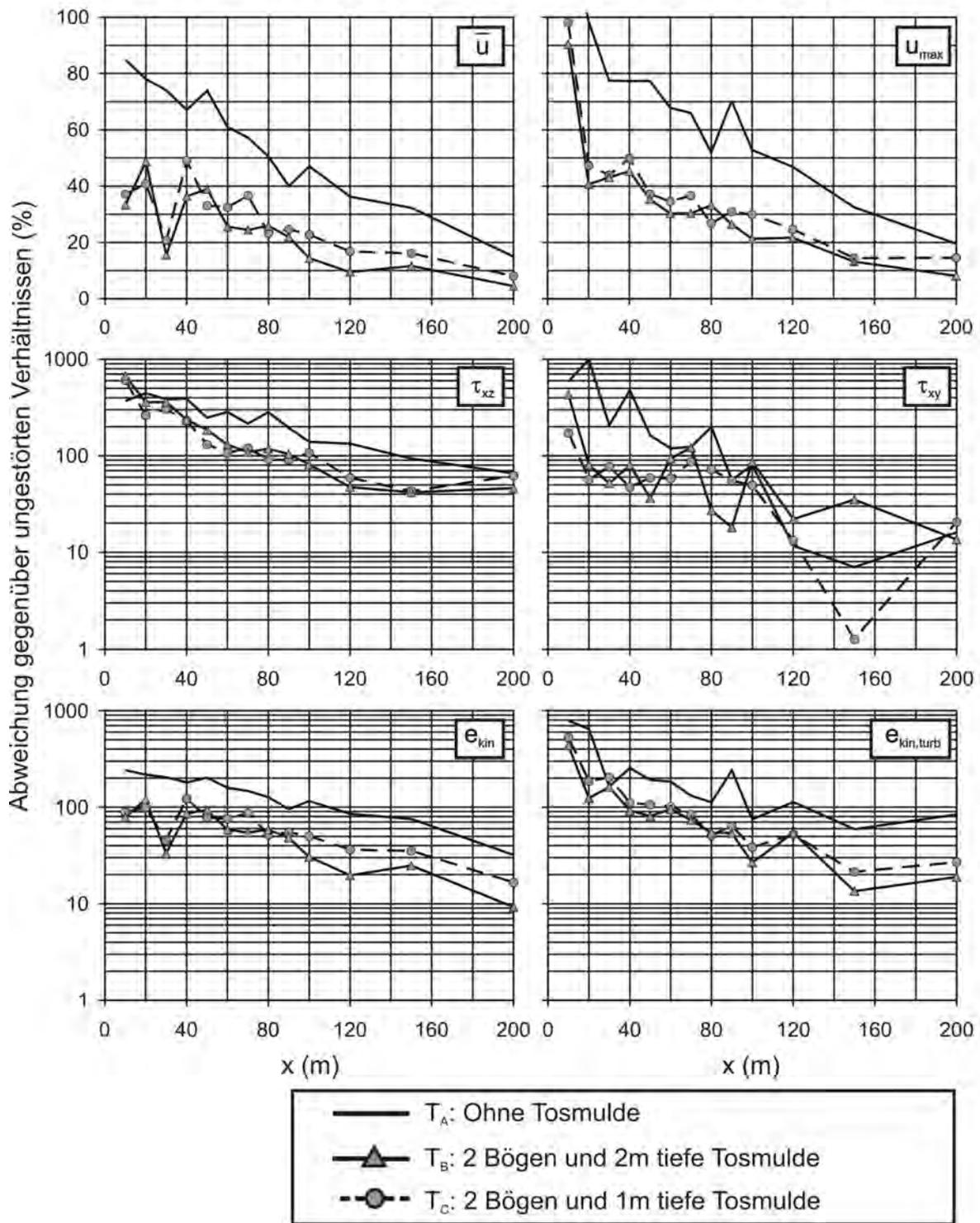


Abb. 5.29: Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten  $T_A$ ,  $T_B$  und  $T_C$

### 5.9.2.5 Einfluss des Unterwasserstands

Im Zuge zukünftiger Sanierungsmaßnahmen können sich die Randbedingungen ändern. Der Unterwasserstand kann beispielsweise bei Errichtung eines Querbauwerks angehoben werden oder sich aufgrund von Flussaufweitungsmaßnahmen absenken. Für die Variante  $T_B$  mit zwei Bögen und einer zwei Meter tiefen Tosmulde wurde die Abhängigkeit der Energieumwandlung vom Unterwasserstand untersucht. Die Veränderungen gegenüber dem Referenzzustand werden im folgenden auf zwei Arten ausgewertet.

Zunächst wird als Referenz der ungestörte Zustand mit einem Unterwasserstand entsprechend den Normalwasserverhältnissen ( $T_K$ ) betrachtet (Abb. 5.30). Es sind somit Aussagen über den Einfluss einer nachträglichen Veränderung der Unterwasserbedingung möglich.

Bei einer Anhebung des Unterwasserstandes verringert sich das Energiepotential. Die Fließgeschwindigkeiten werden deutlich reduziert. Bezogen auf die ungestörten Normalwasserverhältnisse wird der Geschwindigkeitsüberschuss bei einer Anhebung des Unterwassers um 0,5 bis 1,0 m nach einer Fließstrecke von 100 m beinahe vollständig abgebaut. Bei den turbulenten Schubspannungen  $\tau_{xz}$  lässt sich erst nach einer Distanz von 100 m eine Abnahme der Abweichung vom Referenzzustand feststellen. Bei einer Verringerung des Unterwasserstandes gilt entsprechendes mit umgekehrtem Vorzeichen.

Wählt man als Referenzzustand den jeweils identischen Unterwasserstand, d.h. beispielsweise bei  $T_D$  die Messdaten von  $T_L$ , so ergibt sich ein abweichendes Bild (Abb. 5.31). Mit niedrigerem Unterwasserstand erhöht sich die relative Sohlrauheit. Die relative Abnahme der Fließgeschwindigkeiten, Schubspannung und Energie in Fließrichtung wird insofern bei einer Verringerung des Unterwasserstandes verbessert und bei einer Erhöhung des Unterwasserstandes verschlechtert.

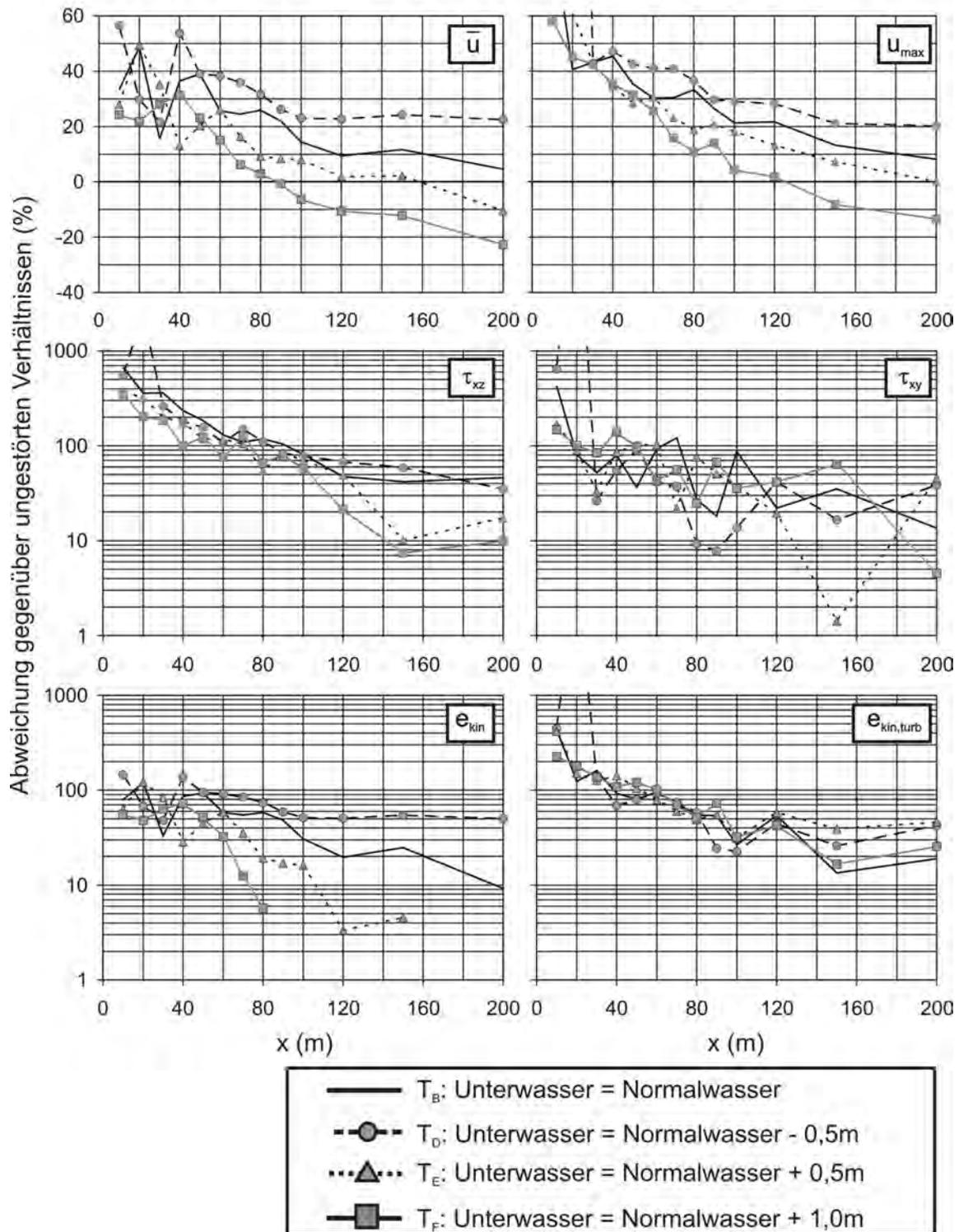


Abb. 5.30: Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten  $T_B$ ,  $T_D$ ,  $T_E$  und  $T_F$  (bezogen auf Normalwasserverhältnisse im ungestörten Zustand -  $T_K$ )

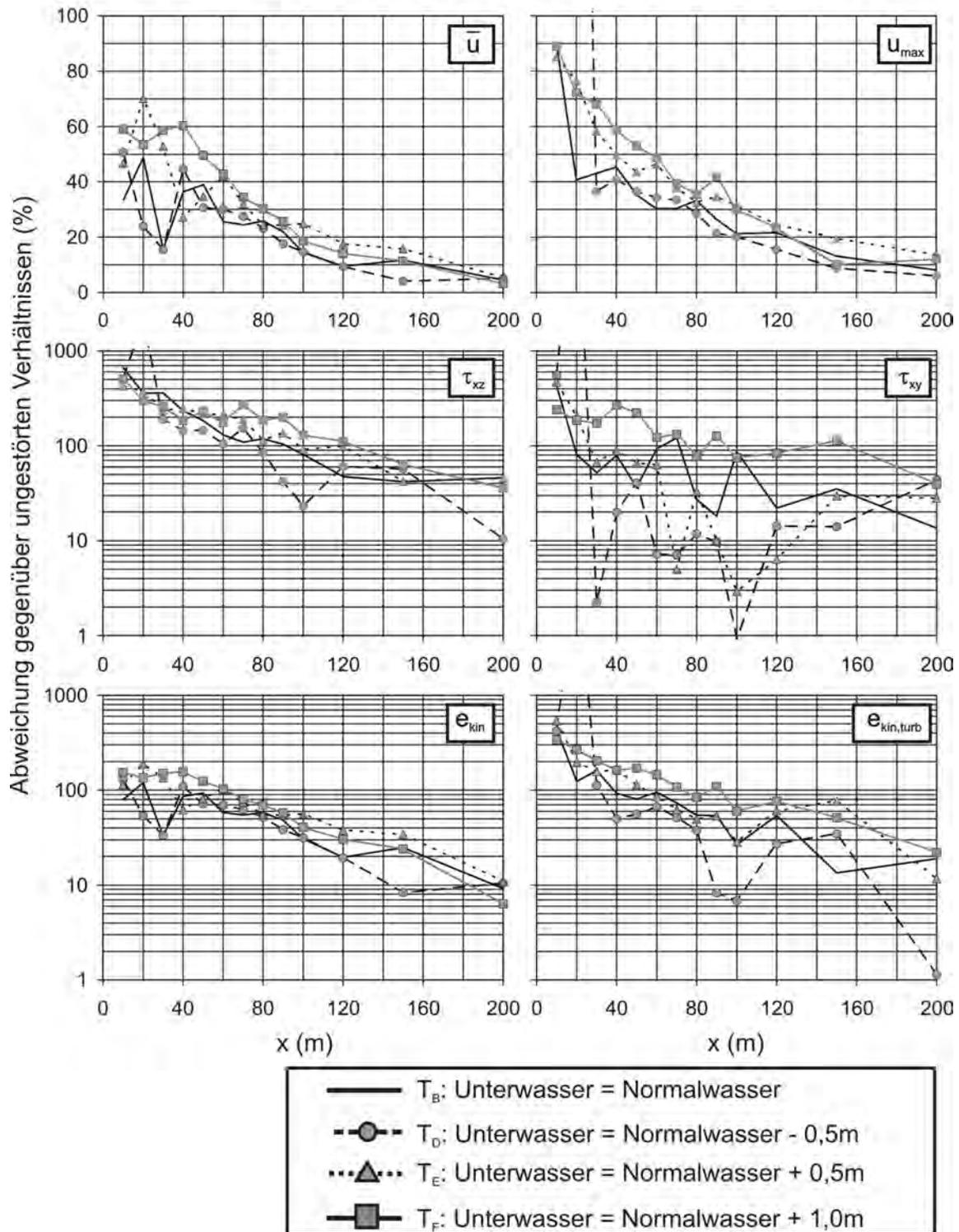


Abb. 5.31: Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten  $T_B$ ,  $T_D$ ,  $T_E$  und  $T_F$  (bezogen auf jeweils gleiche Unterwasserstände im ungestörten Zustand -  $T_K$  bis  $T_N$ )

### 5.9.2.6 Anordnung eines zusätzlichen Bogens

Im Abstand von 10 m ( $T_G$ ) bzw. 20 m ( $T_H$ ) wurde eine zum zweiten Bogen identische Struktur eingebaut. Deren Position bestimmt wesentlich ihren Einfluss auf die Strömung (Abb. 5.32).

Bei einem Abstand von 10 m zum zweiten Bogen trifft die durch den ersten und zweiten Bogen initiierte Welle mit ihrem Tal auf den dritten Bogen. Die Welle wird dann durch eine gegenläufige Bewegung überlagert. Dies resultiert in einer nahezu ebenen Wasserspiegeloberfläche im Unterwasser mit einer vom Eindruck sehr guten Strömungsberuhigung und optimalen Energieumwandlung.

Hinsichtlich der Abnahme der Fließgeschwindigkeiten, der turbulenten Schubspannungen  $\tau_{xz}$  und der Energie in Fließrichtung ergibt sich im Vergleich zur Variante  $T_B$  mit zwei Bögen eine geringfügige Verbesserung (Abb. 5.33 und 5.34). Der Strahl nimmt im Versuch eine etwas größere Breite an und die Schubspannungen in der  $x$ - $y$ -Ebene sind wesentlich erhöht.

Wird hingegen der dritte Bogen im Abstand von 20 m angeordnet, so wirkt sich dies optisch in einer Verschlechterung aus. Der dritte Bogen verstärkt die Wellenbewegung im Unterwasser und es bilden sich 15 stehende Wellen. Die turbulenten Schubspannungen in der  $x - y$ -Ebene, die für einen Impulsaustausch quer zur Strahlachse beitragen, werden deutlich verringert. Dennoch ist auf den ersten Metern ein ähnlicher, wenn nicht sogar tendenziell besserer Energieabbau im Vergleich zur Variante  $T_G$  feststellbar. Der Anteil des Energieabbaus durch stehende Wellen muss demnach größer als bei der Variante mit nur zwei Bögen ( $T_B$ ) sein.

Nach einer Strecke von 100 m ist zwischen den beiden Varianten  $T_G$  und  $T_H$  kein signifikanter Unterschied mehr feststellbar.

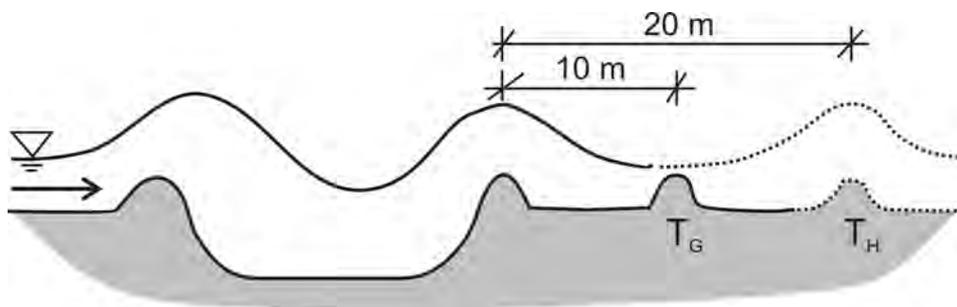


Abb. 5.32: Lage des dritten Bogens in Relation zur initiierten Wellenbewegung

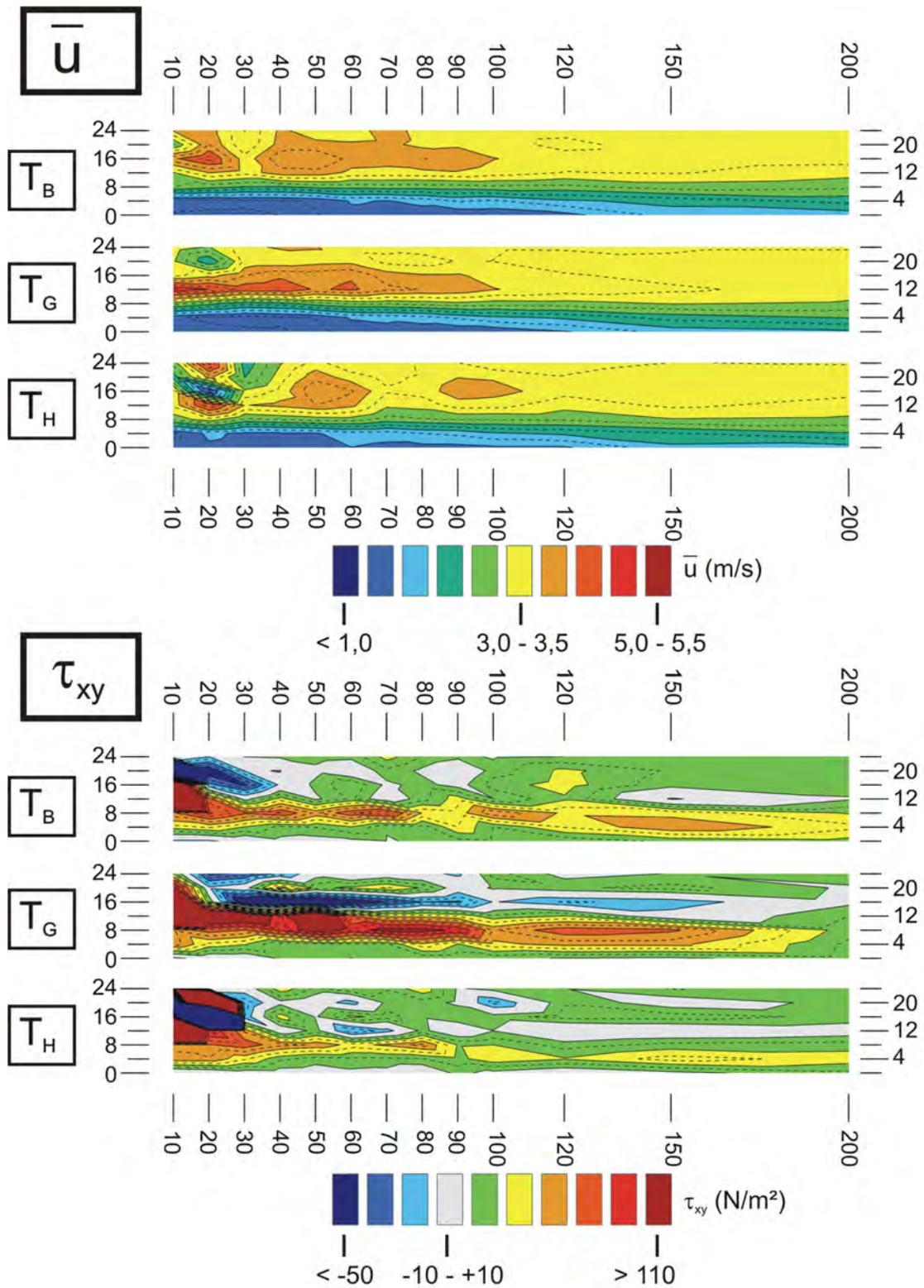


Abb. 5.33: Gegenüberstellung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $\bar{u}$  und der turbulenten Schubspannung  $\tau_{xy}$  bei den Varianten  $T_B$ ,  $T_G$  und  $T_H$

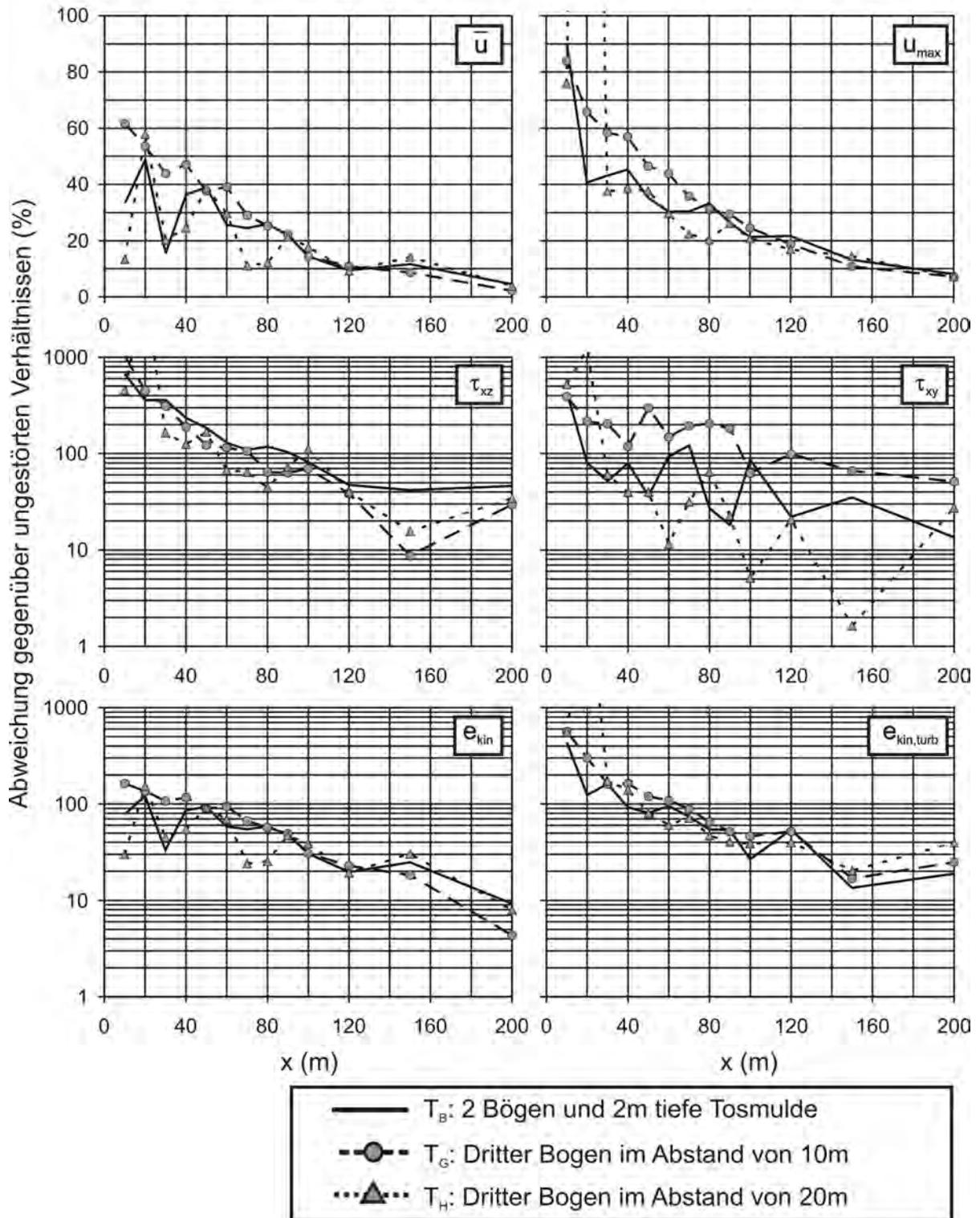


Abb. 5.34: Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten  $T_B$ ,  $T_G$  und  $T_H$

### 5.9.2.7 Anordnung von Keilstrukturen

In einem letzten Arbeitsschritt wurde der Einfluss von Keilstrukturen untersucht. Grundsätzlich müssten Keilstrukturen den Strahl in mehrere kleine Strahlen aufteilen und somit die Anzahl der freien Strahlgrenzen erhöhen.

Im Versuch wurden diesbezüglich zwei Varianten untersucht (Abb. 5.35 und 5.36).

Zunächst wurde auf ebener Sohle mittig ein einzelner Keil angeordnet ( $T_I$ ). Beim betrachteten Abfluss wird der Keil, trotz seiner Höhe von 4 m, noch leicht überströmt. Der Schussstrahl wird in zwei seitliche Strahlen aufgeteilt. Zwischen den Strahlen finden sich zusätzliche freie Strahlgrenzen. Die Größenordnung der dort auftretenden turbulenten Schubspannungen in der  $x - y$ -Ebene liegt allerdings deutlich unter denjenigen der äußeren Strahlgrenzen. Im Unterwasser der Keilstruktur bilden sich keine stehenden Wellen. Die Werte der auftretenden Fließgeschwindigkeiten, turbulenten Schubspannungen und kinetischen Energie liegen zwischen denjenigen der Variante ohne Tosmulde ( $T_A$ ) und der optimierten Variante mit zwei Bögen ( $T_B$ ).

Bei Anordnung von zwei Keilstrukturen ( $T_J$ ) werden die Fließgeschwindigkeiten und Schubspannungen weiter minimal abgemindert. Im Unterwasser treten dann wenige stehende Wellen auf.

Die Verwendung seitlich und nach unterstrom versetzter Mulden würde die Situation in beiden Fällen prinzipiell verbessern.

Aufgrund der massiven Ausführung würden die Keilstrukturen den optischen Eindruck der V-Rampe deutlich beeinträchtigen. Nicht zuletzt wegen der Gefahr für Kanuten stellt die Errichtung von großen Keilstrukturen eine eher akademische Option dar.

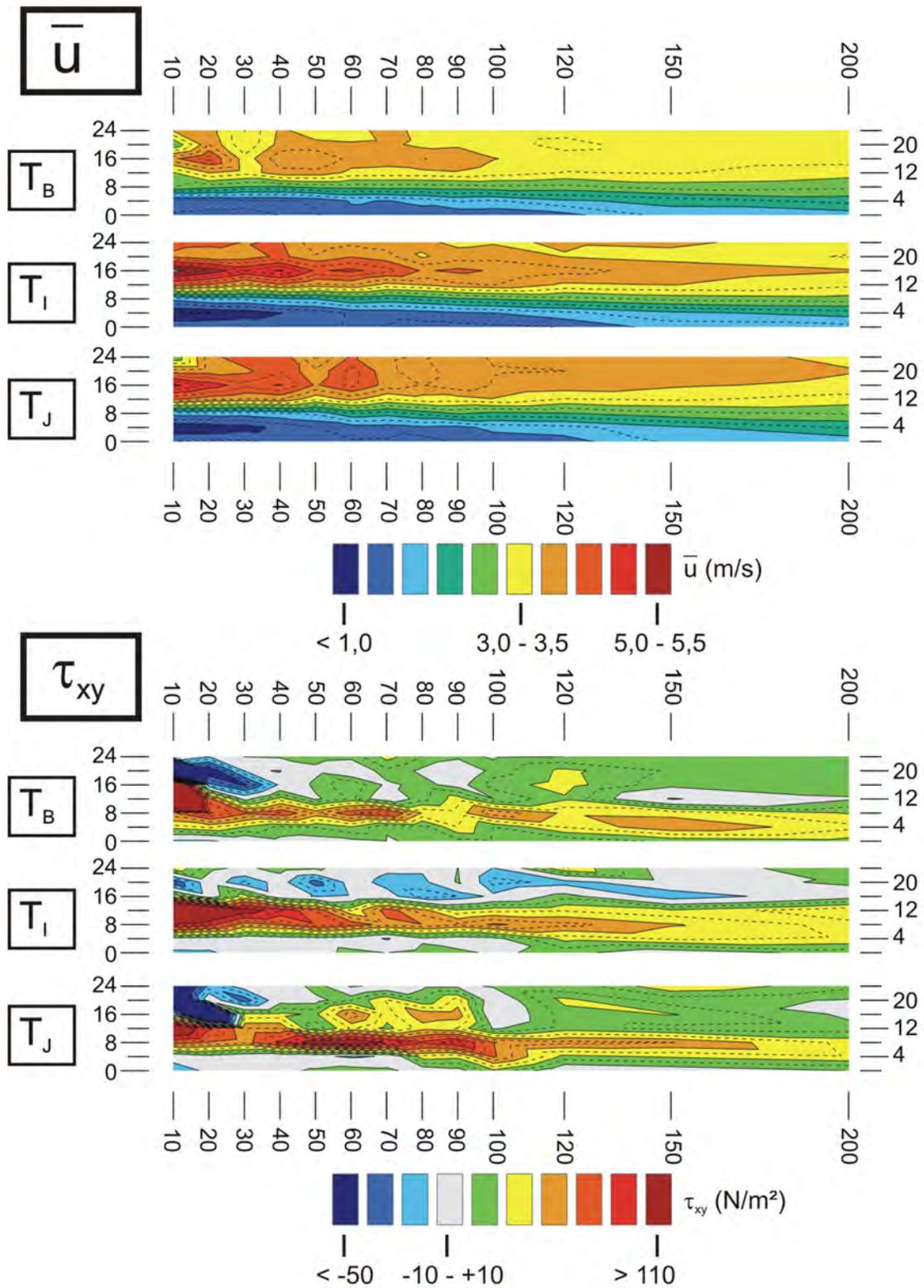


Abb. 5.35: Gegenüberstellung der mittleren Fließgeschwindigkeit  $\bar{u}$  und der turbulenten Schubspannung  $\tau_{xy}$  bei den Varianten  $T_B$ ,  $T_I$  und  $T_J$

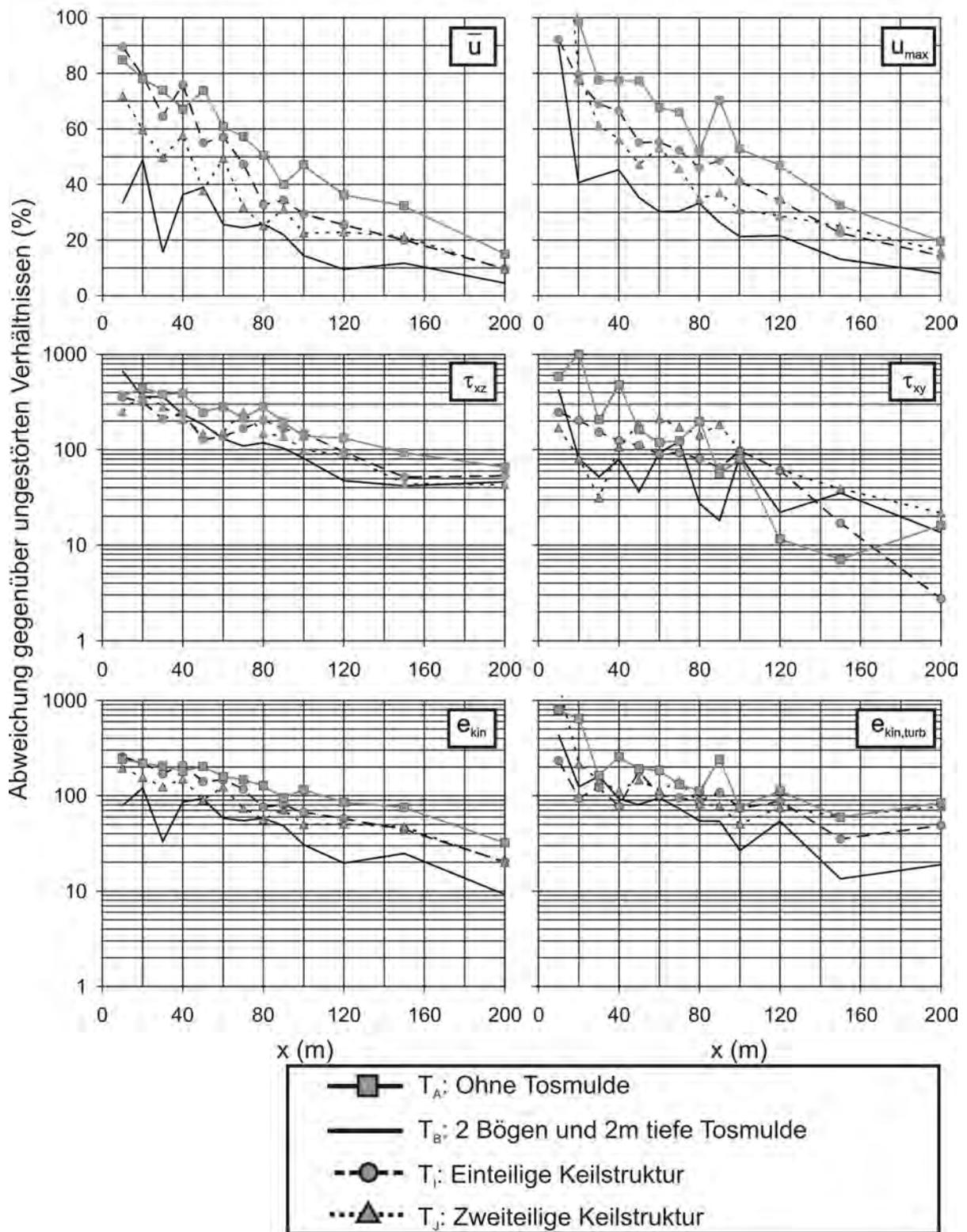


Abb. 5.36: Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten  $T_A$ ,  $T_B$ ,  $T_I$  und  $T_J$

## 5.10 Schlussfolgerungen zur Energieumwandlung an V-Rampen

Das Versuchsprogramm orientierte sich maßgeblich an den Gegebenheiten der Unteren Iller. Für die geplante V-Rampe bei Fluss-km 13,8 wurden umfangreiche Untersuchungen durchgeführt. Als Ausführungsvorschlag wurde die Tosmuldenvariante mit zwei Bögen und einer zwei Meter tiefen Tosmulde erarbeitet. Mit dieser Variante kann für einen relativ großen Abflussanteil von  $560 \text{ m}^3/\text{s}$  gegenüber einer Geometrie ohne Tosmulde und Einbauten eine wesentliche Verbesserung der Energieumwandlung im Unterwasser erreicht werden. Nach einer Distanz von rund 100 m unterstrom der Tosmuldenstruktur sind die Fließgeschwindigkeiten und Schubspannungen bereits deutlich reduziert. Für den Anschluss des befestigten Nachbetts an die natürliche Flussole empfiehlt sich die Verwendung eines offenen Deckwerks (vgl. Abschnitt 6.9.2).

Aufgrund der hohen Seitenstrukturen und der vergleichsweise kleinen Öffnung stellt diese V-Rampe allerdings einen Extremfall dar. Bei kleineren Abflüssen wird sich qualitativ eine bessere Energieumwandlung ergeben. Aufgrund der Höhenlage der Messungen von umgerechnet 80 cm über der Sohle sind quantitative Aussagen bezüglich der Sohlbelastung nicht möglich. Es ist davon auszugehen, dass die sohlnahe Strömung tendenziell eher gleichmäßig und beruhigt ist.

Eine allgemeingültige Parameterstudie mit Veränderung der V-Rampengeometrie, des Verhältnisses von Öffnungs- zu Gewässerbreite sowie der Abflüsse erfolgte nicht. Aufbauend auf den Erkenntnissen aus dem Literaturstudium und den Versuchen können allerdings wesentliche Zusammenhänge beschrieben werden. Am Prozess der Energieumwandlung im Unterwasser von V-Rampen sind mehrere Faktoren beteiligt:

- a) Maßgeblich werden die Fließgeschwindigkeiten entlang der Strahlachse durch den Impulsaustausch an den freien Strahlgrenzen verringert. Dabei wird langsames Fluid seitlich in den Strahl eingemischt. Zur Wahrung der Kontinuität stellt sich eine ufernahe Rückströmung ein, welche eine weitere Strahlverbreiterung behindert. In den Versuchen hat sich eine maximale Aufweitung des Strahls auf rund 50 % der Gewässerbreite ergeben.

Bei Aufteilung in mehrere Einzelstrahlen, beispielsweise durch Keilstrukturen oder bei einer Ausführung der V-Rampe mit mehreren Öffnungen, wird der Impulsaustausch infolge mehrerer freier Strahlgrenzen tendenziell vergrößert. Damit die zusätzlichen freien Strahlgrenzen über eine längere Fließstrecke erhalten bleiben, ist ein gewisser Abstand der Einzelstrahlen erforderlich.

Liegt der Strahl einseitig an einer festen Uferberandung an, so wird sich der Impulsaustausch auf nur noch eine freie Strahlgrenze beschränken. Es wird dann eine längere Strecke zur Strömungsvergleichmäßigung benötigt.

- b) Bei Einbau von Sohl- und Tosmuldenstrukturen wird ein beträchtlicher Anteil der Energie infolge Strömungsumlenkung und Verwirbelung abgebaut. Bereits Sohlstrukturen geringer Höhe, die bei Niedrigwasser noch überströmt werden, verbessern deutlich die Energieumwandlung. Ein positiver ökologischer Nebeneffekt dieser Strukturen ist die Anreicherung des Gewässers mit Sauerstoff bei kleineren Abflüssen. Mitunter ergeben sich bei mittleren Abflüssen an diesen Strukturen für Kanuten und andere Wassersportler interessante Walzenstrukturen.
- c) An der Sohlberandung wird ein Teil der Energie umgewandelt. Mit Erhöhung der relativen Sohlrauheit kann dieser Anteil vergrößert werden.
- d) Der Energieabbau durch stehende oder oszillierende Wellen ist tendenziell den anderen Faktoren untergeordnet.

Sollte die Länge des Nachbetts kürzer sein als die zum Energieabbau erforderliche Strecke, so wird sich aufgrund der erhöhten Sohlbelastung ein Kolk ausbilden. Dieser wird tendenziell die weitere Energieumwandlung im Unterwasser begünstigen.

Bei den Versuchen hat sich gezeigt, dass die Abströmung des konzentrierten Strahls sensibel auf äußere Einflüsse reagiert und in vielen Fällen nicht symmetrisch ausgerichtet war:

- In den Grundlagenversuchen (vgl. Abschnitt 5.7 ff.) hat sich eine leicht pendelnde Bewegung des Schussstrahls gezeigt. Mitunter war die Abströmung über einen längeren Zeitraum außermittig. Dies äußerte sich auch in den entstandenen Kolkbildern. Eine geringfügig ungleichmäßige Zuströmung zur V-Rampe kann diesbezüglich nicht ausgeschlossen werden.
- Bei den Messungen an der Iller V-Rampe im Maßstab  $M = 1 : 26,2$  (vgl. Abschnitt 5.9) ergab sich zu Beginn eine sehr stark nach rechts gerichtete Abströmung. Der Strahl orientierte sich nach einer Fließstrecke von umgerechnet 50 bis 100 m am rechten Ufer und wies nur noch linksseitig eine freie Strahlgrenze auf. Die orographisch rechts angeordneten Böschungen waren im Gegensatz zum linken Ufer aus sehr glattem Plexiglas hergestellt. Nach Erhöhung der beidseitigen Uferrauheit infolge des Einbaus von Blockelementen auf der Böschung konnte eine nahezu symmetrische Abströmung gewährleistet werden.

- Beim Großmodell im Maßstab  $M = 1 : 17$  zur Sanierung der Unteren Iller war die V-Rampe bei Fluss-km 15,8 in einer Rechtskurve angeordnet (vgl. Abschnitt 7.4). Das linksseitige Ufer wurde unbefestigt ausgeführt. Der Freistrahle hatte zu Versuchsbeginn eine nur geringfügig nach links gerichtete Tendenz. Im Zuge der linksseitigen Ufererosion verlagerte sich der Schussstrahl verstärkt ans linke Ufer und rechts bildete sich eine größere Zone der Rückströmung aus.

Der Schussstrahl im Unterwasser von V-Rampen dissipiert einen Großteil seiner Energie an den freien Strahlgrenzen. Ein einseitig an einer festen Berandung anliegender Strahl verliert dort weniger Energie und kann deshalb länger seinen Geschwindigkeitsüberschuss aufrecht erhalten. Vom energetischen Standpunkt ist dieser Zustand für den Strahl günstiger.

Bei asymmetrischer Ausführung der V-Rampenöffnung oder bei Abströmung in eine Flusskrümmung wird der Strahl aufgrund der einseitig be- oder verhinderten Rückströmung bestrebt sein, sich an die feste Berandung anzulegen. Als Resultat stellt sich neben der schlechteren Energieumwandlung eine signifikante Erhöhung der Uferbelastung ein. Mitunter verliert die Tosmuldenstruktur infolge einer schiefen Abströmung an Wirksamkeit.

## **6 Stabilität und Konstruktion**

### **6.1 Strömungsstabile Deckwerke**

#### **6.1.1 Allgemeines**

Die Errichtung von Flussbauwerken ist aufgrund der Baustelleneinrichtung, der Materialbeschaffung und des Transports, der mitunter notwendigen Wasserhaltung sowie durch erschwerte Einbaubedingungen mit erheblichen Kosten verbunden. Um hohe Folgekosten für aufwendige Sanierungsmaßnahmen zu verhindern, ist eine dauerhaft stabile und die Funktionstüchtigkeit gewährleistende Dimensionierung erforderlich.

Ungeachtet der Vorteile von V-Rampen hinsichtlich Sohlstabilisierung, Ökologie und Hochwasserschutz wird deren Akzeptanz in der Bevölkerung maßgeblich von der optischen Wirkung abhängen. Bei der Konstruktion ist deshalb auf eine optisch gute Einbindung in die Flusslandschaft zu achten und der Eindruck eines technischen Bauwerks weitestgehend zu minimieren. Aus diesem Grund sollten V-Rampen unter Verwendung größerer Steine und Blöcke errichtet werden.

Strömungsstabile Deckwerke können in Steinsatz oder Steinwurf ausgeführt werden und finden im Flussbau bei Blockrampen, bei überströmbar ausgebildeten Dämmen und zur Sohlsicherung bei lokal erhöhter Belastung, beispielsweise bei Brückenpfeilern oder Flusseinleitungen, Anwendung.

Beim Steinsatz werden die Steine, meist einlagig und mit ihrer längsten Seite senkrecht zur Deckwerksebene, aneinander geordnet. Auf eine kraftschlüssige Positionierung mit Minimierung der Zwischenräume wird geachtet. Bei sorgfältiger Ausführung lässt sich dadurch eine sehr hohe Stabilität des Deckwerks erreichen. Lokale Beschädigungen des Deckwerks können allerdings durch Freilegen und Ausspülen des feineren Unterbaumaterials zu einem großflächigen Versagen des gesamten Deckwerks führen.

Beim Steinwurf wird das Deckwerk mehrlagig auf einem Planum aufgeschüttet. Einzelne Steine liegen strömungsexponiert und werden sich bereits bei geringer hydraulischer Belastung in

eine stabilere Position bewegen. Bis zu einem gewissen Grad kann sich ein mehrlagiger Steinwurf infolge Verformung einer lokalen Beeinträchtigung anpassen.

Bei V-Rampen können zur Wahrung der Funktionsweise Setzungen und großflächige Steinumlagerungen im Deckwerksgefüge nicht hingenommen werden. Eine formbeständige Errichtung in gesetzter Bauweise bietet sich deshalb an.

Als hydraulische Eingangsgrößen zur Dimensionierung des Bauwerks hinsichtlich der Stabilität werden benötigt:

**Bemessungsabfluss:** In der Regel wird der Bemessungsabfluss einem hundertjährigen Hochwasserereignis gleich gesetzt. Zur Berücksichtigung einer zukünftig infolge des Klimawandels möglichen Steigerung der Hochwasserabflüsse wird zur Zeit von der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung ein Klimazuschlag von 10 bis 20 % auf den derzeitigen Bemessungsabfluss erhoben.

**Abflussaufteilung:** Insbesondere bei größeren Abflüssen werden mitunter Vorländer oder Gewässeraltarme beaufschlagt. Der Bemessungsabfluss wird dann nur zu einem Teil das Bauwerk belasten. Werden Vorlandabflüsse bei der Dimensionierung berücksichtigt, so sollte sichergestellt sein, dass sich weder durch morphologische oder flussbauliche Veränderungen diese Abflussaufteilung zu Ungunsten des Bauwerks verändern wird.

**Unterwasserstände:** Die Strömungsbelastung von Deckwerken ist von der Fließgeschwindigkeit abhängig. Mitunter wird der Unterwasserstand die hydraulische Belastung beschränken. Als größte Belastung kann dann ein geringerer Abfluss maßgebend werden. Zukünftige Veränderungen morphologischer oder flussbaulicher Art, die zu einer Verringerung des Unterwasserstandes führen können, sollten bei der Dimensionierung berücksichtigt werden.

### 6.1.2 Deckwerkssteine

Deckwerke werden neben ihrer Bauweise durch die verwendeten Steine charakterisiert.

Hinsichtlich der Form wird zwischen gerundeten und kantigen Steine unterschieden. Größere Steine und Blöcke liegen aufgrund der Bruchgewinnung meist in kantiger Ausführung vor. Die Steinform kann gedrunken oder plattig sein. Eine Charakterisierung erfolgt durch den Quotienten  $c/\sqrt{ab}$ . Die Werte  $a$ ,  $b$  und  $c$  stehen für die Hauptabmessungen des Steins (Abb. 6.1).

Bei großen Steinen und Blöcken ist eine Größenbestimmung über Siebung nicht mehr möglich. Zur Angabe eines charakteristischen Korndurchmessers wird über Kenntnis der Steinmasse der Durchmesser  $d_s$  einer Kugel identischer Dichte und Masse ermittelt.

$$d_s = \sqrt[3]{\frac{6m}{\pi\rho_s}} \quad (6.1)$$

Whittaker und Jäggi (1986) fanden für das in ihren Versuchen verwendete Steinmaterial charakteristische Zusammenhänge zwischen den mittleren Hauptabmessungen der Steine und den entsprechenden Siebdurchmessern heraus. Mit diesen kann eine Umrechnung erfolgen.

$$D_{50} = \frac{b}{1,25}; \quad D_{65} = \frac{a}{1,55}; \quad D_{65} = \frac{d_s}{1,06} \quad (6.2)$$

### 6.1.3 Stabilität eines Einzelsteins

Um die grundlegenden Zusammenhänge bei der Stabilität eines Deckwerks zu verstehen, werden im folgenden kurz die an einen Einzelstein angreifenden Kräfte und die wesentlichen Einflussfaktoren erläutert. Eine ausführliche Herleitung der Beziehungen findet sich in Dornack (2001) und Bezzola (2002). Vereinfacht werden die Zusammenhänge im folgenden unter

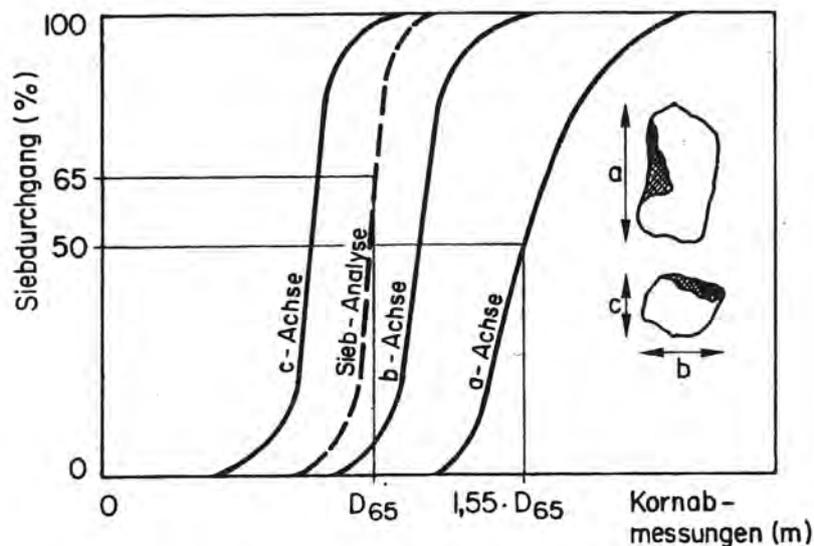


Abb. 6.1: Verteilung der Steinabmessungen in den Versuchen von Whittaker und Jäggi (1986) (aus Chervet und Weiss, 1990)

Verwendung des äquivalenten Kugeldurchmessers  $d_s$  angegeben, d. h. die unregelmäßig geformten Steine werden gedanklich durch Kugeln identischer Masse und Dichte ersetzt.

An der Oberfläche eines geschütteten Deckwerks wirken auf einen Einzelstein vier Kräfte (Abb. 6.2):

Die Gewichtskraft  $G$  greift im Schwerpunkt an und wirkt vertikal nach unten. Bei um den Winkel  $\alpha$  zur Horizontalen geneigten Deckwerken lässt sich die Gewichtskraft in eine senkrecht und eine parallel zur Oberfläche wirkende Komponente zerlegen.

$$G = \rho_s g \frac{\pi}{6} d_s^3 \quad (6.3)$$

Der hydrostatische Auftrieb  $A$  wirkt, bei Annahme paralleler Strombahnen, senkrecht zur Deckwerksebene. Der Angriffspunkt liegt ebenfalls im Schwerpunkt des Steins.

$$A = \frac{\pi}{6} d_s^3 \rho g \cos \alpha \quad (6.4)$$

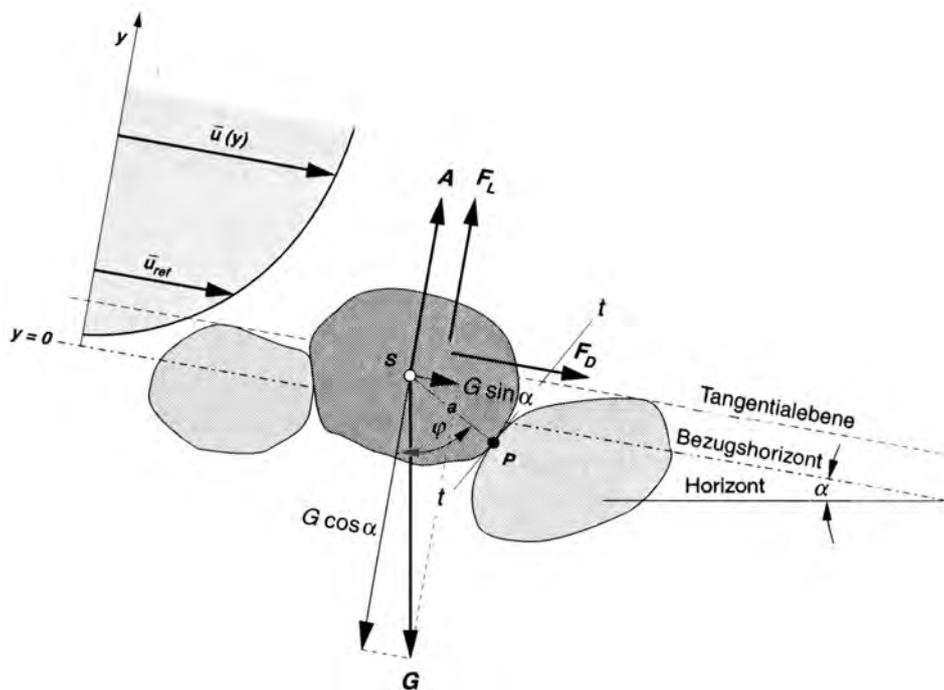


Abb. 6.2: Kräfteverhältnisse am Einzelstein (nach Bezzola, 2002)

Die hydrodynamische Schleppkraft  $F_D$  (engl. *drag force*) belastet den Stein in Strömungsrichtung und greift i. a. nicht im Schwerpunkt an. Sie ist proportional zur angeströmten Fläche  $A_D$ .

$$F_D = c_D \frac{\rho}{2} A_D \bar{u}_{ref}^2 \quad (6.5)$$

Für eine idealisierte Kugel gilt

$$A_D = c_{AD} \frac{\pi}{4} d_s^2 \quad (6.6)$$

mit  $c_{AD} = 0,33$  und  $c_D = 0,5$  (Hassinger, 1991; Dornack, 2001).

Der hydrodynamische Auftrieb  $F_L$  (engl. *lift force*) wirkt senkrecht zur Oberfläche. Seine Wirkungslinie geht ebenfalls nicht durch den Schwerpunkt. Für den Auftriebskoeffizienten werden in der Literatur Werte zwischen  $c_L = 0,178$  und  $1,0$  angegeben (Bezzola, 2002). Die Liftkraft kann auch über das Kräfteverhältnis  $F_L/F_D = 0,6$  berücksichtigt werden (Dornack, 2001).

$$F_L = c_L \frac{\rho}{2} A_L \bar{u}_{ref}^2 \text{ mit } A_L \approx A_D \quad (6.7)$$

Als maßgebende Geschwindigkeit  $\bar{u}_{ref}$  für die Ermittlung der hydrodynamischen Kräfte nach Gl. 6.5 und 6.7 schlägt Hassinger (1991) vereinfachend die mittlere Fließgeschwindigkeit  $\bar{u}$  vor. Tatsächlich stellt sich aber ein hoher Geschwindigkeitsgradient senkrecht zur Sohle ein. Bei Annahme eines logarithmischen Geschwindigkeitsprofils gibt Bezzola (2002) zur Ermittlung der hydrodynamischen Kräfte die maßgebende Geschwindigkeit  $\bar{u}_{ref}$  mit Gl. 6.8 an.

$$\bar{u}_{ref} = C u^* = C \sqrt{g h J} \quad (6.8)$$

mit  $C$ : Chezy-Beiwert und  $u^*$ : Schubspannungsgeschwindigkeit.

Infolge hoher Beanspruchung wird ein Stein entweder aus seiner Position gedreht oder aus dem Deckwerk heraus gezogen. Eine Rotation tritt ein, wenn die destabilisierenden Momente um den Stützpunkt  $P$  die stabilisierenden Momente übersteigen. Alternativ kann ein Abgleiten des Steins auf der Ebene ( $t - t$ ) tangential zur Oberfläche des stützenden Steins im Berührungspunkt  $P$  erfolgen (vgl. Abb. 6.2). Als zusätzliche stabilisierende Kraft wird dann im Punkt  $P$  die Reibung angesetzt.

Die obigen Werte wurden für idealisierte Kugeln angegeben. Tatsächlich unterscheiden sich die Kräfteverhältnisse aufgrund der Steinformen, Lagerungsbedingungen und Exposition. Ein Deckwerk aus vertikal und kraftschlüssig gesetzten Steinen wird eine verringerte angeströmte Fläche  $A_D$  des Einzelsteins und einen kleineren Hebelarm der destabilisierenden Kräfte aufweisen. Im Steinsatz wirkt aufgrund der Längskraftabtragung im Deckwerk bei kraftschlüssigem Kontakt der Steine eine zusätzlich stabilisierende Reibungskraft (Dornack, 2001).

Im Gegensatz zu geschütteten Deckwerken, bei denen die maximal mögliche Neigung durch den Reibungswinkel begrenzt wird, kann ein sorgfältig gesetztes Deckwerk sehr steil ausgeführt werden. Die Grenzneigung von einlagig gesetzten Deckwerken ermittelt Dornack (2001) anhand von Kippversuchen zu  $\beta \approx 75^\circ$ .

#### 6.1.4 Versagenszustände von Deckwerken

Bei der Konstruktion von Deckwerken ist die Kenntnis potentieller Schadensverläufe wichtig. Für Schüttsteinrampen unterscheiden Whittaker und Jäggi (1986) drei mögliche Versagenszustände:

**Direkte Erosion** Bei hoher Strömungsbelastung werden Deckwerkssteine transportiert. Mitunter verändert sich dadurch wesentlich die Oberfläche des Deckwerks und vereinzelt Steine werden stärker der Strömung ausgesetzt. Die Zerstörung des Deckwerksgefüges, eventuell in Verbindung mit einer Freilegung und Ausspülung des feineren Unterbaumaterials, kann die Folge sein. Gängige Bemessungsansätze für Deckwerke stützen sich im allgemeinen auf diese Problematik.

**Erosion des Unterbaumaterials** Aus den Zwischenräumen des Deckwerks wird das feinere Unterbaumaterial erodiert. In der Folge kommt es zu mitunter ungleichmäßigen Setzungen und einer Auflockerung des Deckwerksgefüges mit potentieller Zerstörung des Bauwerks. Diesem Versagenszustand kann durch Einhaltung der Filterregeln begegnet werden. Bei mehrlagig geschütteten Deckwerken ist diese Problematik von untergeordneter Rolle.

**Übermäßige Kolkbildung** Beim Übergang vom Deckwerk zur ungesicherten Gewässersohle kann ein Kolk im Unterwasser zu massiven Problemen führen. Infolge Sohlerosion wird mitunter das lokale Energieliniengefälle und die Belastung erhöht. Zusätzlich verringert sich die stützende Wirkung auf das Deckwerk und ein Abrutschen der gesamten Konstruktion droht. Durch konstruktive Maßnahmen, beispielsweise Verwendung eines

Nachbettschutzes oder einer stützenden Spundwand, kann die Gefahr einer vom Kolk rückschreitenden Zerstörung des Bauwerks minimiert werden.

Den Einfluss einer Sickerströmung auf die Stabilität von sehr steil geneigten Deckwerken bei überströmbar ausgeführten Dämmen hebt Dornack (2001) hervor und stützt sich auf Untersuchungen von Schaef (1964) und Gerodetti (1981). Bei durchlässigem Schüttmaterial und undurchlässigerem Deckwerk können Sickerströmungskräfte die Stabilität herabsetzen. Bei gleichzeitiger Über- und Durchströmung überwiegt allerdings die Belastung aus der Überströmung. Zusätzlich kann bei steil geneigten Deckwerken die Standsicherheit des Unterbaus infolge Erhöhung des Eigengewichts verringert und ein Böschungsbruch begünstigt werden.

Für gesetzte Deckwerke großer Neigung gibt Hassinger (1991) zwei zusätzliche Versagensarten an. Das Deckwerk kann bei Nachgeben oder Fehlen einer Stützkonstruktion am Deckwerksfuß entlang der Sohlfuge abgleiten. Bei zu großen Längskräften in der Konstruktion kann das Deckwerk senkrecht zur Deckwerksebene ausbrechen.

## **6.2 Belastungsbereiche einer V-Rampe**

Der Fokus dieser Arbeit liegt auf V-Rampen, bei denen zwei Seitenstrukturen den Abflussquerschnitt auf eine verbleibende Öffnung einengen. In diesem Fall lassen sich folgende Belastungsbereiche definieren (Abb. 6.3):

- a) Vorbett
- b) Angeströmte Seite der Seitenstrukturen
- c) Rücken der Seitenstrukturen
- d) Sohle der V-Rampe
- e) Öffnungswandung der Seitenstrukturen
- f) Tosmulde
- g) Nachbett

Es wird im folgenden eine Errichtung der V-Rampe in weitgehend gesetzter Bauweise betrachtet. Auf dem natürlichen Untergrundmaterial oder den vorgeformten Strukturen werden eine oder mehrere Filterschichten aufgebracht. Auf diese werden die Deckwerkssteine einlagig mit gutem kraftschlüssigem Verbund nebeneinander gesetzt. Die Steine sind mit ihrer längsten Seite senkrecht zur Deckwerksebene zu orientieren.



2. Die wirkende Schubspannung wird über Gl. 6.9 bestimmt.

$$\tau_w = \rho g h J_E \quad (6.9)$$

3. Mit dem Transportansatz nach Shields (1936) (Gl. 6.10), sowie dem kritischen Shieldsparameter  $Fr_{krit}^* = 0,03$  für eine Flusssohle in absoluter Ruhe (Meyer-Peter und Müller, 1949) ergibt sich der erforderliche Steindurchmesser nach Gl. 6.11.

$$\tau_{krit} = Fr_{krit}^* (\rho_s - \rho) g d_m \quad (6.10)$$

$$d_m = \frac{h J_E}{Fr_{krit}^* \rho'} \quad (6.11)$$

## 6.4 Angeströmte Seite der Seitenstrukturen

Die der Anströmung zugewandte Seite der Seitenstrukturen ist keiner wesentlichen Belastung ausgesetzt. Zur Vermeidung von Beschädigungen des Unterbaus infolge Wellenschlag und Witterung ist ein Deckwerk aufzubringen. Ein nach konstruktiven Gesichtspunkten gewählter mehrlagiger Steinwurf ähnlich einer Ufersicherung ist ausreichend. Da allerdings der Anschluss des Steinwurfes an die benachbarten und in Steinsatz auszuführenden Bereiche mit konstruktiven Schwierigkeiten verbunden ist, wird empfohlen diesen Bereich analog der angrenzenden Bereiche auszuführen.

Für die Böschungsneigung nach oberstrom ist der Nachweis der Böschungsstabilität maßgebend. Im allgemeinen wird eine Neigung von 1 : 2 bis 1 : 2,5 ausreichend sein.

## 6.5 Rücken der Seitenstrukturen

Die Seitenstrukturen werden erst ab einem bestimmten Abfluss überströmt. Das Durchlaufen der Grenzverhältnisse und der schießende Abfluss belasten die Oberkante und den Rücken. Zur Gewährleistung der Stabilität ist eine Sicherung mit einem Deckwerk erforderlich.

Die Belastung der Seitenstrukturen beim Bemessungsabfluss ist von der V-Rampengeometrie und der Höhe der Seitenstrukturen abhängig. Mitunter ist der Abfluss je Breitenmeter über den Seitenstrukturen relativ klein, so dass der Rücken der Seitenstrukturen steil ausgeführt werden kann. Generell ist aus wirtschaftlichen Gründen zwischen einer kurzen Bauwerkslänge und einer Minimierung der erforderlichen Abmessungen der Belegungssteine abzuwägen. Gegebenenfalls ist auf die optische Wirkung Rücksicht zu nehmen.

Die gängigen Bemessungsansätze für Deckwerke an Rampen bzw. überströmbar ausgebildeten Dämmen können unter Berücksichtigung der besonderen Gegebenheiten übernommen werden.

### 6.5.1 Bemessungsansätze

Hassing (1991), Dornack (2001) und Vogel (2003) geben Aufstellungen existierender Bemessungsansätze für Rampenstrukturen und überströmbar ausgebildete Dämme an. Der Anwendungsbereich der dort angegebenen Formeln ist jeweils auf bestimmte Gefällebereiche beschränkt. Im folgenden werden drei der Ansätze, die auch für relativ steile Gefälle Gültigkeit besitzen, erläutert:

#### Ansatz von Knauss (1979)

Basierend auf der Rauherinneformel von Scheuerlein (1968), entwickelte Knauss (1979) für Neigungen von  $J = 1 : 6$  bis  $1 : 15$  einen Stabilitätsansatz für gesetzte Rampen (Gl. 6.12). Der Autor beschränkt den Steindurchmesser auf  $d_s \leq 1,2$  m und erhält so einen relativ niedrigen Maximalabfluss von  $q_{krit,max} = 9 \text{ m}^3/\text{sm}$ .

$$q_{krit} = \left(1,2 + \frac{0,064}{J}\right) \sqrt{g} d_s^{3/2} \quad (6.12)$$

#### Ansatz von Whittaker und Jäggi (1986)

Anhand von Modellversuchen für Blockrampen mit Neigungen von  $J = 1 : 4$  bis  $1 : 20$  entwickelten Whittaker und Jäggi (1986) eine Bemessungsformel. In dieser Formel wird nicht zwischen einer gesetzten und geschütteten Bauweise unterschieden. Zwar hält der Steinsatz im Mittel höheren Belastungen stand, allerdings stellten Whittaker und Jäggi (1986) in ihren Versuchen eine vergleichbare minimale kritische Belastung fest. Sie führen dies darauf zurück, dass im Steinsatz vereinzelt Schwachstellen infolge leichter Einbauungenauigkeiten vorhanden sind und an diesen Stellen bevorzugt der Schaden beginnt. Die Autoren geben deshalb nur eine Bemessungsformel (Gl. 6.13) sowohl für die gesetzte als auch geschüttete Bauweise an.

$$q_{krit} = 0,257 J^{-1,167} \sqrt{g \frac{\rho_s - \rho}{\rho} D_{65}^3} \quad (6.13)$$

### Ansatz von Dornack (2001)

Über eine Stabilitätsbetrachtung des Einzelsteins leitet Dornack (2001) einen Ansatz für gesetzte Deckwerke zur Sicherung überströmbar ausgebildeter Dämme ab. Die angesetzten Reibungs- und Stützkkräfte wurden auf experimentellem Wege ermittelt. Die folgende Gleichung wurde für einen Neigungsbereich von  $J = 1 : 1,5$  bis  $1 : 10$  entwickelt.

$$q_{krit} = \frac{g^{5/4} d_s^{3/2}}{A_d^{3/2} \sin \alpha^{3/4}} \cdot \left( \frac{4}{3} \frac{\rho_{s,0} - \rho}{\rho} \cos \alpha \left( 3,6856 + 0,9876 \frac{\rho_{s,0}}{\rho_{s,0} - \rho} (3,8637 f_1 f_3 - 1) \tan \alpha \right) \right)^{5/4} \quad (6.14)$$

mit  $\alpha$ : Sohlneigungswinkel bzw.  $\tan \alpha = J$ ,  $A_d = 21,4 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ : Beiwert im Reibungsansatz von Strickler,  $f_1 = 1$  und  $f_3 = 1,25$ : Beiwerte zur Bestimmung der Reibungskraft.

Bei der Anwendung des obigen Ansatzes ist die den Versuchen zugrunde liegende Steindichte  $\rho_{s,0} = 2600 \text{ kg/m}^3$  zu beachten. Für abweichende Steindichten  $\rho_s$  sollte der mit  $\rho_{s,0}$  erhaltene Steindurchmesser unter Verwendung von Gl. 6.15 korrigiert werden.

$$d_{s,korr} = d_s \left( 1,6 \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right)^{1/3} \quad (6.15)$$

Um die Gültigkeit der oben angegebenen Bemessungsformeln für steile Gefälle zu überprüfen, wurden an der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München Modellversuche in einer 52,5 cm breiten Rinne durchgeführt. Im Gefällebereich von  $J = 1 : 3$  bis  $1 : 7$  wurde die Stabilität einer längsgeneigten Steinschüttung für zwei verschiedene Schottermaterialien (Tab. 6.1) überprüft. Die Böschungslänge war ausreichend lang bzw. der Unterwasserstand niedrig genug, um Normalwasserverhältnisse im Schießen zu gewährleisten. Je Gefälle und Materialkombination wurde der Versuch sieben Mal wiederholt.

Ein Vergleich der gemessenen kritischen Belastung mit den oben angegebenen Ansätzen liefert eine gute Übereinstimmung (Abb. 6.4). Im Mittel entspricht der Ansatz von Dornack (2001) den erhaltenen Messergebnissen. Mitunter wird mit diesem Ansatz, der für eine gesetzte Ausführung des Deckwerks entwickelt wurde, die Stabilität des untersuchten Steinwurfs überschätzt. Der Ansatz von Whittaker und Jäggi (1986) unterschätzt tendenziell die

Tab. 6.1: Verwendete Materialien bei den Versuchen zur Überprüfung der Stabilitätsansätze für den Rücken der Seitenstrukturen

	mittl. äquiv. Korndurchmesser $d_s$ (mm)	Standardabweichung $\sigma_{d_s}$ (mm)	Dichte $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
Material A	13,7	1,6	2,54
Material B	19,6	2,3	2,60

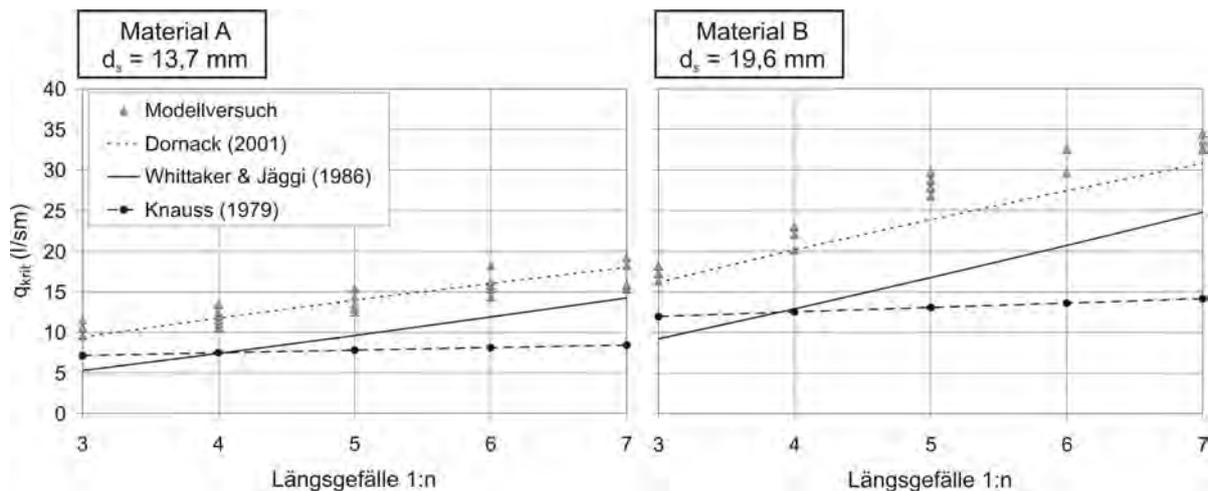


Abb. 6.4: Deckwerksstabilität einer Steinschüttung - Vergleich der Versuchsergebnisse mit Bemessungsansätzen

tatsächlich im Versuch vorhandene Stabilität. Die Gl. 6.12 nach Knauss (1979) führt zu unwirtschaftlich großen Steinen.

Auf der sicheren Seite liegend wird die Verwendung des Ansatzes von Whittaker und Jäggi (1986) empfohlen. Einbauungenauigkeiten bei einer gesetzten Bauweise sind dann bereits abgedeckt.

Einen wesentlichen Einfluss auf die erforderlichen Steindurchmesser und -massen besitzt die Längsneigung des Deckwerks (Abb. 6.5). Eine möglichst steile Ausführung im Bereich von 1 : 3 wird sich nur bei einer niedrigen hydraulischen Belastung realisieren lassen. Wird das Gefälle verringert, können hingegen die Steingrößen und -massen bei gleichbleibender Belastung deutlich reduziert werden.

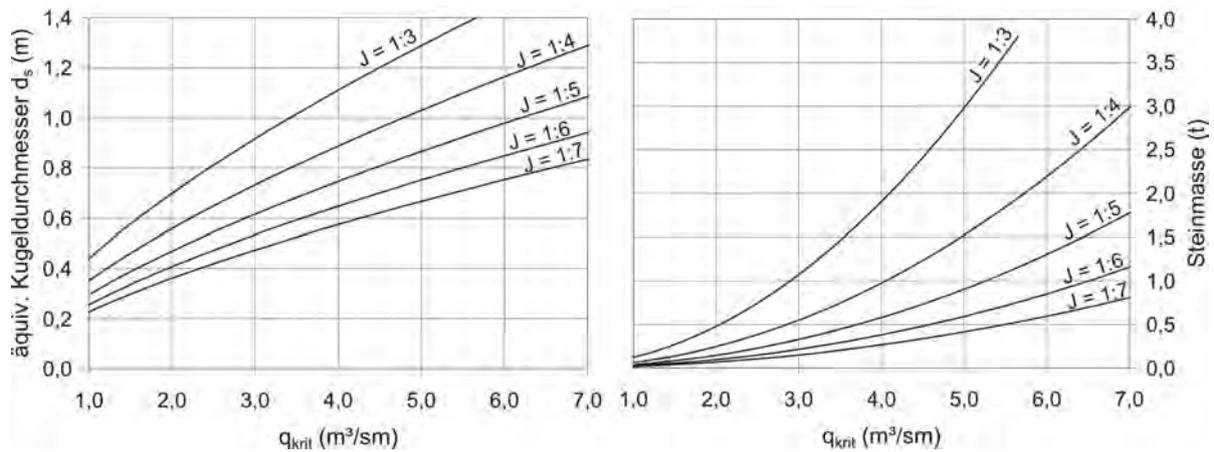


Abb. 6.5: Erforderliche Steingröße und Steinmasse in Abhängigkeit vom Gefälle (nach Whitaker und Jäggi, 1986)

### 6.5.2 Verschneidung mit der Uferböschung

Besonderes konstruktives Augenmerk ist auf die Verschneidung von Seitenstruktur und Uferböschung zu legen (Abb. 6.6). Auf dem Rücken der Seitenstrukturen fließt das Wasser in Richtung der Falllinie. Die Verschneidungslinie mit der Böschung kann sich bei schießenden Verhältnissen nur stromabwärts auswirken. Die Strömung wird dort nach außen in Richtung der Uferböschung gedrückt. Da die freie Länge auf dem Rücken der Seitenstrukturen bis zum Erreichen des Unterwassers relativ kurz ist, findet keine signifikante Strömungskonzentration statt. Zudem wird durch den Impulsaustausch mit dem parallel nachströmenden Wasser ein Teil der Strömungsenergie umgewandelt.

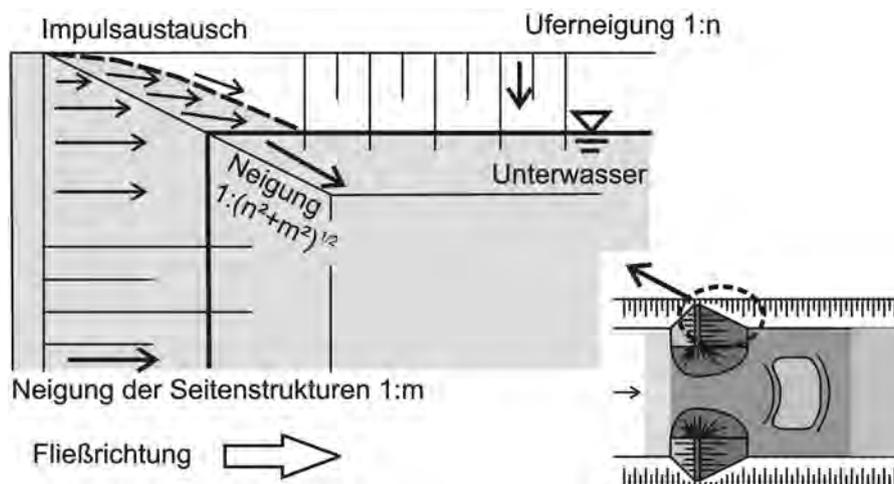


Abb. 6.6: Strömung im Verschneidungsbereich von Seitenstruktur und Uferböschung

Die Verschneidungslinie von Seitenstruktur und Ufer ist tendenziell flacher als die Neigung der Seitenstruktur.

Wird der angrenzende Uferbereich mit den gleichen Steingrößen wie bei den Seitenstrukturen in gesetzter Bauweise ausgeführt, so kann die geringfügige Erhöhung des Abflussanteils im Böschungsbereich durch die flachere Neigung kompensiert werden.

### 6.5.3 Abminderung der Belastung

Die oben genannten Bemessungsansätze wurden für den Fall der maximalen Deckwerksbelastung bei Normalwasserverhältnissen im Schießen aufgestellt. Können sich aufgrund einer begrenzten Beschleunigungsstrecke infolge eines hohen Unterwasserstandes oder kurzer Bauwerksabmessungen keine Normalwasserverhältnisse einstellen, so ist die tatsächlich wirkende Belastung verringert. Eine wirtschaftliche Dimensionierung sollte diesen Umstand berücksichtigen. In der Folge kann eine Verringerung der Steingrößen oder eine steilere Ausführung der Seitenstrukturen angestrebt werden.

Whittaker und Jäggi (1986) schlagen vor, bei beschränkter Länge über eine Staukurvenberechnung die hydraulischen Kennwerte über der Rampe zu bestimmen.

Hassinger (1991) stellt bei räumlich gekrümmten Rampen fest, dass sich der Punkt größter hydraulischer Belastung in Rampenmitte kurz oberstrom der einsetzenden Rückstauwirkung befindet.

Um die tatsächlich wirkende Belastung bei begrenzter Beschleunigungslänge zu ermitteln, sind drei Schritte notwendig:

#### 6.5.3.1 Berechnung der Normalwassertiefe

Da die Belüftung des Rauherinneabflusses scheinbar keinen Einfluss auf die Deckwerksbelastung hat, wird im folgenden vereinfacht die Fließformel von Manning-Strickler verwendet. Mit  $R \approx h$  für breite Gerinne ergibt sich Gl. 6.16.

$$h_0 = \left( \frac{q}{k_{St} \sqrt{J_0}} \right)^{3/5} \quad (6.16)$$

Für den Stricklerbeiwert an Blockrampen bestimmen Whittaker und Jäggi (1986) die Werte zu

$$\begin{aligned} \text{Steinwurf} \quad k_{St} &= \frac{21}{D_{65}^{1/6}} \\ \text{Steinsatz} \quad k_{St} &= \frac{15,5}{D_{65}^{1/6}} \end{aligned} \quad (6.17)$$

Dornack (2001) empfiehlt für den Stricklerbeiwert

$$k_{St} = \frac{21}{k_m^{1/6}} \quad (6.18)$$

mit der mittleren Rauheitserhebung  $k_m = 0,34 l_s = 0,54 d_s$  bei Steinsatz; mit  $l_s$ : Längste Seite der Steine.

### 6.5.3.2 Ermittlung der reduzierten Schleppspannung

Bei begrenzter Beschleunigungsstrecke kann die minimal auftretende Fließtiefe  $h_{min}$  über eine iterative Berechnung der Senkungslinie ermittelt werden (Abb. 6.7). Die Gl. 2.17 und 2.18 der Staulinienberechnung (siehe Abschnitt 2.2.2) kommen entsprechend zur Anwendung. Ausgehend von der bekannten Fließtiefe auf der Oberkante der Seitenstrukturen  $h^* = h_{gr}$  wird im Abstand  $L$  unterstrom die lokale Fließtiefe berechnet. Die vorhandene Beschleunigungsstrecke wird auf der sicheren Seite nach Gl. 6.19 angesetzt.

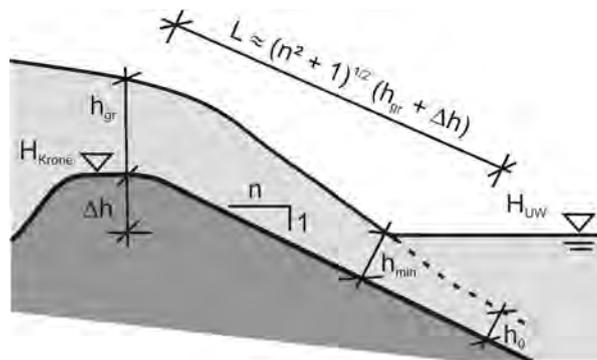


Abb. 6.7: Fließverhältnisse auf dem Rücken der Seitenstrukturen bei relativ hohem Unterwasserstand

$$L \approx \sqrt{n^2 + 1} ((H_{Krone} - H_{UW} + h_{gr})) \quad (6.19)$$

Die reduzierte Schleppspannung ergibt sich in Abhängigkeit des lokalen Energieliniengefälles  $J_E$  und Gl. 2.15 zu

$$\tau_{red} = \rho g h_{min} J_E = \rho g J_0 \frac{h_0^3}{h_{min}^2} \quad (6.20)$$

### 6.5.3.3 Umrechnung der reduzierten Belastung

Zur Anwendung der Bemessungsansätze von Whittaker und Jäggi (1986) oder Dornack (2001) wird im folgenden ein reduzierter Bemessungsabfluss  $q_{red}$  ermittelt, bei dem die Schleppspannung unter Normalwasserverhältnissen gleich der reduzierten Schleppspannung des tatsächlichen Abflusses bei begrenzter Länge ist.

Aus Gl. 6.21 kann eine reduzierte Normalwassertiefe (Gl. 6.22) abgeleitet werden.

$$\tau_{red} = \tau_{0,red} = \rho g h_{0,red} J_0 \quad (6.21)$$

$$h_{0,red} = \frac{h_0^3}{h_{min}^2} \quad (6.22)$$

Über die Fließformel nach Manning-Strickler ergibt sich der reduzierte Bemessungsabfluss zu

$$q_{red} = k_{St} \sqrt{J_0} h_{0,red}^{5/3} = k_{St} \sqrt{J_0} \left( \frac{h_0^3}{h_{min}^2} \right)^{5/3} \quad (6.23)$$

Der zu bemessende Abfluss lässt sich dementsprechend um den Faktor  $P_{red}$  verringern

$$P_{red} = \frac{q_{red}}{q} = \left( \frac{h_0}{h_{min}} \right)^2 \quad (6.24)$$

### 6.5.3.4 Überprüfung

An der Versuchsanstalt Oberrach wurde in einer 52,5 cm breiten Rinne der Einfluss des Unterwasserstandes auf die Stabilität eines geschütteten Deckwerks für Längsneigungen von  $J = 1 : 3$  und  $1 : 4$  untersucht. Der Steinwurf wurde mit Schottermaterial der Größe  $d_s = 13,7$  mm erstellt. Für einen konstanten Abfluss wurde der Unterwasserstand langsam so weit abgesenkt, bis sich das Versagen des Deckwerks einstellte.

Die Messergebnisse der kritischen Belastung in Abhängigkeit vom Unterwasserstand werden im folgenden mit obigem beschriebenen Vorgehen verglichen. Für die Berechnung der theoretischen Abminderung wurde der von Whittaker und Jäggi (1986) angegebene Stricklerbeiwert von  $k_{St} = 21,5/D_{65}^{1/6}$  verwendet.

Die Messergebnisse decken sich gut mit dem theoretischen Ansatz (Abb. 6.8). Bei niedrigen Unterwasserständen wird die Stabilität mit dem obig beschriebenen Vorgehen tendenziell über- und bei Unterwasserständen über der Überfallkrone unterschätzt. Der unvollkommene Überfall bei Unterwasserständen deutlich über der Krone wird mit dem beschriebenen Vorgehen nicht berücksichtigt.

Das genannte Vorgehen zur Reduzierung der Belastung ist demnach prinzipiell anwendbar und hilft im wesentlichen die für die Bemessung maßgebenden Abflusszustände zu definieren. Insbesondere bei Unterwasserständen über der Krone wird die Belastung aufgrund des eingeschränkten Durchlaufens der Grenzverhältnisse deutlich verringert.

Bei Berücksichtigung einer belastungsverringernenden Wirkung ist allerdings sicherzustellen, dass die entsprechenden Unterwasserstände langfristig nicht verringert werden.

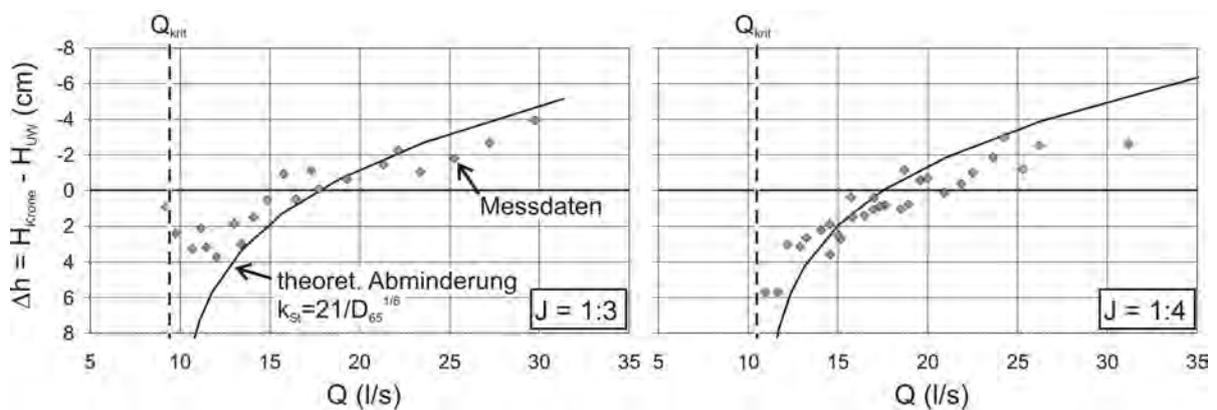


Abb. 6.8: Abhängigkeit der kritischen Belastung von der Lage des Unterwasserstandes in Relation zur Rampenkrone

## 6.5.4 Alternative Deckwerke

Naturnahes Bauen hat in der heutigen Zeit im Wasserbau erheblich an Bedeutung gewonnen. Die Bevölkerung akzeptiert Blockrampen und aufgelöste Rampen aufgrund der Verwendung natürlicher Steine.

Bei Blockrampen und aufgelösten Rampen ist die Sohlstruktur von essentieller Bedeutung für die ökologische Durchgängigkeit. Bei V-Rampen hingegen gewährleistet die Form und Ausbildung der Öffnung mit großen Steinen bei niedrigen und mittleren Abflüssen die Durchgängigkeit. Die Seitenstrukturen können dementsprechend, in Einklang mit der Ökologie, auch mit alternativen Methoden errichtet werden.

Heumader (1995) hinterfragt kritisch die Haltung, jeglichen anthropogenen Eingriff als ökologische Beeinträchtigung abzubewerten. „Ein von einer Felsböschung ins Wasser gefallener Felsblock wäre morphologisch (und damit ökologisch) eine Bereicherung, derselbe Stein, als Vorgrundsicherung an einem Ufer künstlich eingebracht aber (ökologisch) eine Beeinträchtigung“. Er betont, dass zwischen einer „ökologischen Funktionsfähigkeit und dem „natürlichen Gewässerzustand“ zu unterscheiden sei.

### 6.5.4.1 Verstärkung von gesetzten Deckwerken mit Pfählen

Pagliara und Chiavaccini (2003) haben in einem Modellversuch eine Methode untersucht, die Stabilität von Blockrampen zu erhöhen. In die Zwischenräume eines Steinsatzes eingebrachte Pfähle sollen die Strömungsstruktur durch erhöhte Rauheit beeinflussen und somit die Schubbelastung auf das Deckwerk verringern. Ein zusätzlicher Effekt, allerdings nicht von den Autoren genannt, wird die Einschränkung einer möglichen Rotation direkt an die Pfähle grenzender Steine sein.

Der Modellversuch wurde in einer fünfzig Zentimeter breiten und acht Meter langen Rinne durchgeführt (Abb. 6.9). Einheitliche Betonkugeln mit einem Durchmesser von  $d_s = 70$  mm wurden einlagig in dichter Packung auf einer glatten Oberfläche angeordnet. Variiert wurde das Längsgefälle  $J = 1 : 6$  und  $1 : 8$  und das Verhältnis von Pfahlhöhe zu Kugeldurchmesser von  $H_p/d_s = 1,44$ ,  $1,14$  und  $1$ . Der Durchmesser der Pfähle beträgt konstant  $d_p = 0,142 d_s$ .

Die Autoren stellen eine deutliche Beeinflussung der Stabilität fest. Im Vergleich zum ursprünglich eingebauten idealisierten Steinsatz konnte eine Erhöhung der Stabilität um bis zu 60 % erreicht werden. Dabei haben die größeren Pfähle den größten Einfluss. Bei steiler werdender Rampenneigung muss eine Vergrößerung der Pfahlanzahl pro Fläche erfolgen, um weiterhin eine Erhöhung der Stabilität zu erreichen. Ein Zusatzeffekt stellt die Entkopplung des

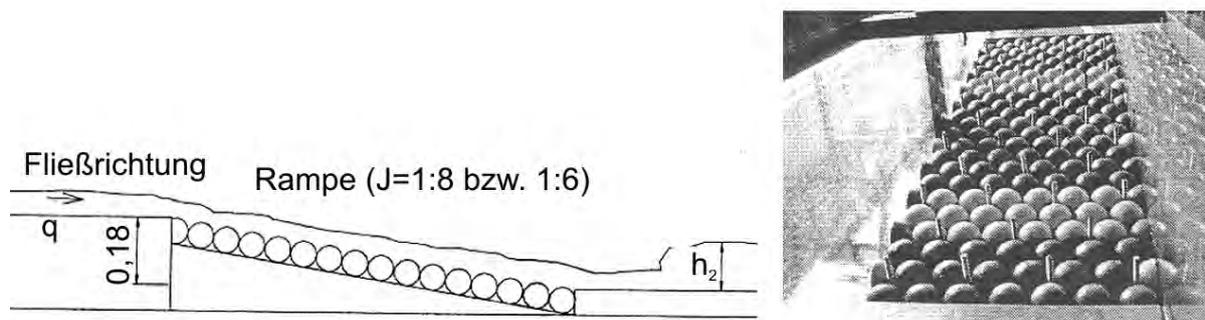


Abb. 6.9: Modellversuch zur Erhöhung der Stabilität eines Deckwerks mittels Verwendung von Pfählen (aus Pagliara und Chiavaccini, 2003)

Steinsatzes dar. Lokale Schadstellen führen nicht mehr automatisch zum Kollaps des gesamten Deckwerks.

Obwohl die Versuche aufgrund der Verwendung von einheitlichen Betonkugeln zunächst akademisch anmuten, - der Grund für die Verwendung eines idealisierten Steinsatzes ist die gewünschte Nachrechnung der Hydraulik mit einem dreidimensionalen numerischen Modell - handelt es sich um eine viel versprechende Methode. Inwiefern allerdings bei scharfkantigen und unregelmäßig geformten Steinen eine deutliche Beeinflussung der Stabilität durch Pfähle erfolgen kann, müssten weitere Versuche klären.

#### 6.5.4.2 Wasserbausteine aus Beton

Falls örtlich keine geeigneten natürlichen Steine vorhanden sind und deren Anlieferung relativ teuer ist, können alternativ Wasserbausteine aus Beton verwendet werden. Insbesondere wenn die erforderlichen Steine sehr große Abmessungen aufweisen, ist dadurch eine Einsparung erheblicher Kosten möglich. Die im Fall einer bewehrten Ausführung genannten CABs (*Concrete Armour Blocks*) können in beinahe beliebiger Form (Abb. 6.10) und zudem in Ortbeton gefertigt werden. Bei sperriger Ausführung wird durch eine Verzahnung mit benachbarten Elementen die Stabilität erhöht. Als Wellenschutzbauten an Küsten sind diese Elemente seit Jahrzehnten anzutreffen (Partemsky, 1996). Vischer und Bezzola (1999) beschreiben Anwendungsbeispiele in Nepal, Bolivien und in der Schweiz zur Sohl- und Ufersicherung.

Werden diese Elemente zur Sicherung des Rückens der Seitenstrukturen eingesetzt, so bietet sich eine Überdeckung mit feinerem natürlichem Material als Sichtschutz an. Die künstlichen Steine werden dann erst bei einer seltenen Überströmung der Seitenstrukturen freigelegt.

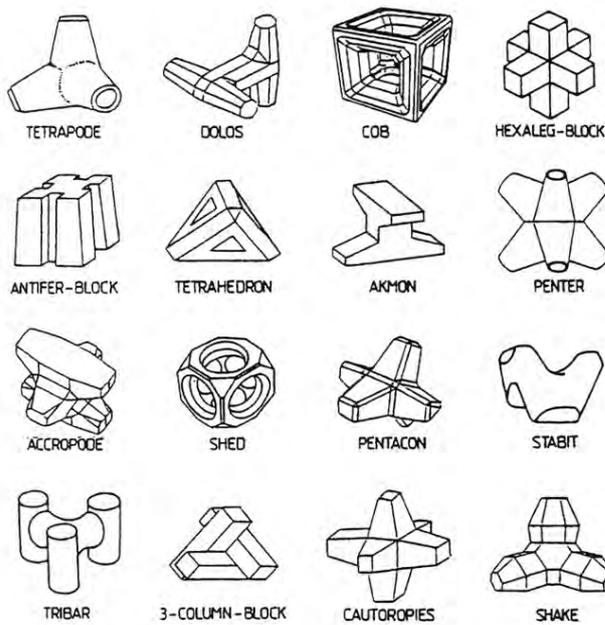


Abb. 6.10: Ausführungsvarianten für Wasserbausteine aus Beton (links) und Küstensicherung an der Strandpromenade in Westerland/Sylt (aus Partemschky, 1996)

#### 6.5.4.3 Verguss von Wasserbausteinen

An Wasserstraßen wird zur Böschungssicherung auch der Verguss von Wasserbausteinen angewendet. Mit hydraulisch- oder bitumengebundenen Vergussstoffen werden die Steine miteinander verbunden und die Stabilität erhöht. Beim so genannten Vollverguss erfolgt eine vollständige Verfüllung der Hohlräume zwischen den Wasserbausteinen, wohingegen bei einem Teilverguss nur eine teilweise Verfüllung und Verklammerung erreicht wird. Es können wasserdichte und durchlässige Vergussstoffe verwendet werden. In BAW-MAV (1990) finden sich für den Einsatz an Wasserstraßen die Anforderungen an die Vergussstoffe und die vergossene Deckschicht sowie Richtwerte für die notwendigen Vergussstoffmengen.

An Wasserstraßen bietet sich der Teilverguss an, falls die Stabilität des eingebauten Deckwerks nicht ausreicht, die auftretenden hydraulischen und mechanischen Belastungen eine unwirtschaftlich große Dicke des Deckwerks ergeben würden oder nur lokal eine größere Belastung vorhanden ist. Der Vollverguss wird zusätzlich auch zur Abdichtung von Schifffahrtskanälen, bei Bauwerksanschlüssen und als flächiger Kolksschutz angewendet.

Römisch (2000) formuliert einen Stabilitätsansatz für mit Mörtel vergossene Steinschüttungen. Er interpretiert die infolge der Verklammerung wirkenden Kräfte als zusätzlich anzuset-

zende Gewichtskraft  $F_v$ . Im Ansatz wird von einer nahezu horizontalen Sohle ausgegangen, so dass die Verklammerungskraft in Richtung der Gewichtskraft wirkt (Abb. 6.11). Aus dem Momentengleichgewicht im Grenzzustand

$$(G + F_v) a_G = F_{Str} a_{Str} \quad (6.25)$$

erhält er die bei wirkender Verklammerung aufnehmbare Strömungsgeschwindigkeit zu

$$u_{Str,v} = B \sqrt{d g \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \left[ 1 + 6 a \frac{\tau_v}{(\rho_s - \rho) g d} \right]} \quad (6.26)$$

mit

$$B^2 = \frac{a_G}{a_{Str}} \frac{1}{C} \frac{4 \cdot 2}{6} \quad (6.27)$$

Vereinfachend kann  $B$  in Unkenntnis der Hebelarme  $a_G$  und  $a_{Str}$  und des Strömungsbeiwerts  $C$  zu 1,4 bis 1,8 angesetzt werden;  $a$  ist das Verbundflächenverhältnis (Anteil der mit Mörtel an andere Steine vergossenen Fläche zur gesamten Oberfläche eines Steines) und ist abhängig von der eingesetzten Vergussmenge;  $d$  ist der Steindurchmesser; Bei Mörtel wird unter Berücksichtigung der starken Streuung ausgewerteter Versuche und für den Einbau nicht verunreinigter Steine und kontrolliertem Verguss die aufnehmbare Verbundspannung vom Autor zu  $\tau_v = 0,1 \text{ N/m}^2$  angegeben.

Das Stabilitätsverhältnis  $\alpha_{Vergl}$  - dies entspricht dem Verhältnis der gerade noch aufnehmbaren Fließgeschwindigkeit mit Verguss zur aufnehmbaren Fließgeschwindigkeit ohne Verguss

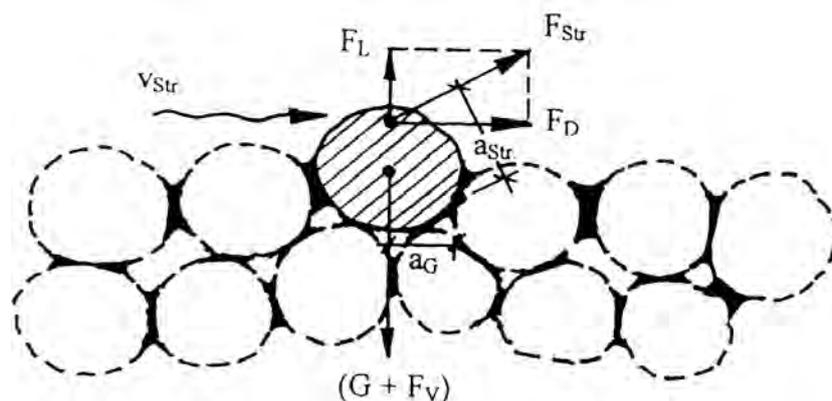


Abb. 6.11: Stabilitätsbetrachtung am Einzelstein unter Einbeziehung der Verklammerungskraft  $F_v$  (aus Römisch, 2000)

- wird in Abhängigkeit von der Vergussmenge und dem Steindurchmesser in Abb. 6.12 angegeben. Bei Steinen mit rund 60 bis 70 cm Durchmesser könnte somit bei ausreichender Vergussmenge eine Erhöhung der Stabilität im Vergleich zum unvergossenen Deckwerk um den Faktor 2 bis 2,5 erreicht werden.

Die Stabilität einer vergossenen Steinschüttung wird wesentlich von der eingesetzten Vergussmenge beeinflusst. Bei kleineren Steinen kann ein großer Zuwachs der Stabilität durch Verguss erfolgen. Auf die Notwendigkeit eines flächenhaft gleichmäßigen Vergusses, insbesondere bei geringer Vergussmenge von etwa  $40 \text{ l/m}^2$ , weist Römisch (2000) hin. Bei größeren Steinen wird die Stabilität maßgeblich durch das Eigengewicht der Steine beeinflusst und kann durch einen Verguss nicht mehr wesentlich beeinflusst werden.

Eine praktische Überprüfung des theoretischen Ansatzes erfolgte nicht, weshalb Römisch (2000) für Wasserbausteine der Klasse II bis III aufgrund eigener Erfahrung die Anwendbarkeit der Formel bei sohnahen Fließgeschwindigkeiten  $u_{\text{Sohle}} > 12 \text{ m/s}$  in Frage stellt.

Beim Einsatz an V-Rampen zur Sicherung des Rückens der Seitenstrukturen wäre eine Verwendung vergossener Wasserbausteine prinzipiell denkbar. Die Deckschicht könnte in diesem Fall durchlässig in Teilverguss als starres Bauwerkselement ausgeführt werden. Auf eine ausreichende Verbindung der Steine und Sicherung gegen Liftkräfte sollte geachtet werden. Die Dauerhaftigkeit des vergossenen Deckwerks stellt einen wesentlichen Punkt bei der Dimensionierung dar. Die Seitenstrukturen sind einem permanenten Wechsel von Nässe und Trockenheit, Frost und Sonneneinstrahlung ausgesetzt. Bei Ausführung in Teilverguss wird sich der optische Eindruck der Oberfläche nur unwesentlich von der eines unvergossenen Deckwerks unterscheiden.

Der Ansatz von Römisch (2000) geht von einer identischen Wirkungsrichtung der Verklammerungs- und Gewichtskraft aus. Bei einer stark geneigten Ebene wird hingegen die Verklammerung tendenziell normal zur Berandung wirken. Die Verklammerung wird insofern aufgrund des im Vergleich zur Gewichtskraft größeren Hebelarms einen wesentlich stärkeren Einfluss auf die Stabilität haben. Das von Römisch (2000) definierte Stabilitätsverhältnis lässt sich unter Berücksichtigung einer um den Winkel  $\alpha$  geneigten Oberfläche zu folgendem Term bestimmen

$$\alpha_{\text{Vergl}} = \sqrt{1 + \frac{6 a \tau_v}{d(\rho_s - \rho) g \cos \alpha}} \quad (6.28)$$

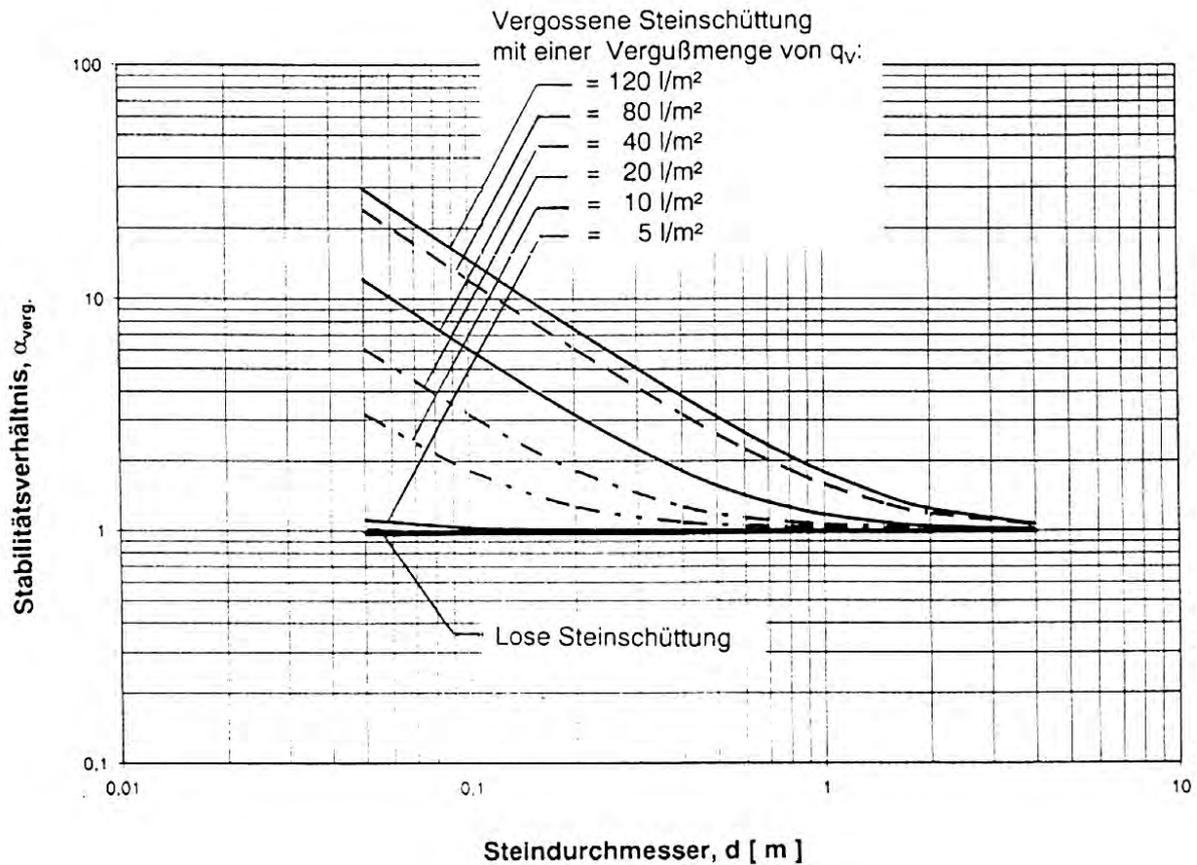


Abb. 6.12: Stabilitätserhöhung durch Mörtelverguss im Verhältnis zur Stabilität einer losen Steinschüttung für unterschiedliche Vergussmengen (aus Römisch, 2000)

#### 6.5.4.4 Gabionen

Bei der Ausführung von Stützmauern und bei der Böschungs- und Sohlsicherung an Flüssen haben sich mit Steinen gefüllte Drahtgitterkörbe, auch Gabionen genannt, als probates Mittel etabliert. Die Einsatzmöglichkeiten als Kolkschutz bei Brückenpfeilern wurden von Yoon (2005) in einem physikalischen Modell untersucht.

Gabionen zeichnen sich durch ihre einfache und flexible Handhabung aus. Schweres Gerät ist zum Transport und Aufbau der Körbe und das anschließende Befüllen mit Steinen, die größer als die Maschenweite des Gitters sein müssen, nicht zwingend erforderlich. Die Stabilität des Bauwerks bestimmt sich maßgeblich durch die Masse der miteinander verbundenen und gefüllten Drahtgitterkörbe. Die Herstellung kann in verschiedenen Formen erfolgen. Neben kompakten Bauweisen können auch Flussmatratzen mit einer relativ geringen Dicke verwendet werden.

FAO (2001) enthält Richtlinien für die Erstellung von kleinen Wehren, Schussrinnen und Tosmulden aus Gabionen. Bei der Bemessung eines solchen Bauwerks müssen die Kipp- und Gleitsicherheit nachgewiesen werden sowie Bauwerksverformungen infolge eines wirkenden Sohlwasserdrucks und einer Überschreitung der Bodenfestigkeit ausgeschlossen werden. Zusätzlich kann ein Schaden eintreten, wenn bei starken Turbulenzen das Füllmaterial in Bewegung gerät und das Gitternetz dynamisch belastet wird. Um einen Austrag des Untergrundmaterials zu verhindern, sollte zwischen den Gabionen und dem Untergrund entweder eine Filterschicht, evtl. in Kombination mit einem Geotextil, oder eine Trennschicht vorgesehen werden.

Die Belastungsgrenze von Flussmatratzen mit einer Stärke von 150 mm wird von TxDOT (2004) mit  $\tau_{krit} = 1675 \text{ N/m}^2$  angegeben. Bei einer Neigung von  $J = 1 : 4$  wäre bei einem Stricklerbeiwert  $k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  die Deckschicht dementsprechend bis zu einem spezifischen Abfluss von etwa  $q_{krit} = 12 \text{ m}^3/\text{sm}$  stabil. Gabionen zeichnen sich durch ein hohes Maß an Verformungs- und Anpassungsfähigkeit aus, bevor der Versagenszustand eintritt (Powledge et al., 1989).

Bei der Errichtung der *El Cajón* Bogenstaumauer in Honduras wurden zwei Fangedämme mit je rund 47 m Höhe überströmbar ausgeführt. Die aus Gabionen bestehende abgeschrägte Oberfläche hat Gerodetti (1981) in einem physikalischen Modellversuch im geometrischen Maßstab  $M = 1 : 40$  detailliert untersucht (Abb. 6.13). Im Versuch wurde das Gitternetz der Drahtgitterkörbe durch ein Nylonnetz mit einem Faserdurchmesser von 0,3 mm dargestellt. Um die Form der Modellgabionen zu wahren, wurden Querschnittsverstrebungen aus dünnem Plastikmaterial eingebaut. Zur zusätzlichen Verstärkung wurden die Ecken der Gabionen, wie auch am Prototypen, mit Mörtel ausgegossen.

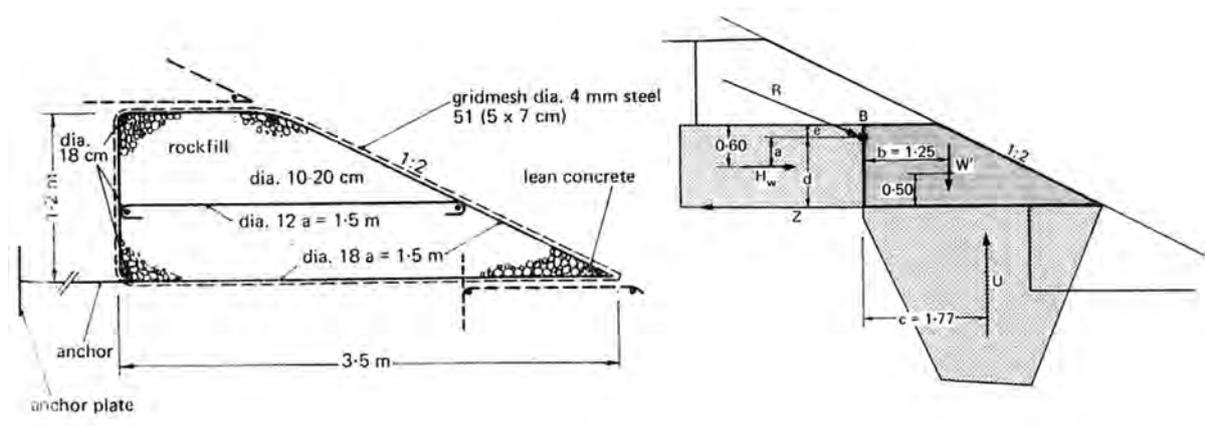


Abb. 6.13: Aufbau eines Drahtgitterkorbs für die Kofferdämme bei der *El Cajón* Bogenstaumauer (links) und auf eine Gabione wirkende Kräfte (aus Gerodetti, 1981)

Bei kleineren Abflüssen  $q < 1,2 \text{ m}^3/\text{sm}$  (umgerechnet auf Naturdaten) findet eine Durchsickerung der Konstruktion statt, die in Höhe des Unterwasserstandes aus dem Bauwerk austritt. Bereits bei  $q > 1,5 \text{ m}^3/\text{sm}$  tritt ohne rückwärtige Verankerung ein Versagen durch Verschieben der unteren Gabionen infolge Durchsickerung ein. Erst wenn die Gabionen durch rückwärtige Verankerung in ihrer Lage gesichert sind, wird die Überströmung die maßgebliche Belastung bei der Stabilitätsbetrachtung. Für die erforderliche Ankerlänge ist der maßgebende Gleitkreis zu ermitteln. Der Bemessungsabfluss von  $q = 30,6 \text{ m}^3/\text{sm}$  konnte bei einer Neigung von 1 : 2 mit Verankerung schadlos abgeführt werden. Gerodetti (1981) betont, dass mitunter die Steinfüllung in den Gabionen durch die Strömung angeregt und das Gitternetz dynamisch belastet werden kann. Der Autor weist zusätzlich auf die Notwendigkeit einer absolut sauberen Verarbeitung hin. Eine unregelmäßige Oberfläche wird bei großen Fließgeschwindigkeiten hohe Unterdrücke hervorrufen und kann dadurch zu einer Zerstörung der Gitterkörbe mit Austrag der Steine führen.

An V-Rampen könnten Gabionen eine kostengünstige Alternative bei der Konstruktion der Seitenstrukturen darstellen. Die Drahtgitterkörbe sind in verschiedenen Formen herstellbar, so dass neben einer treppenartigen Ausbildung der Seitenstrukturen auch eine geneigte Oberfläche möglich ist. Nachteilig bei dieser Methode ist die hohe Anfälligkeit bei Vandalismus, da das Gitternetz mit gängigem Werkzeug leicht beschädigt werden kann. In kurzen Intervallen müssten deshalb Zustandskontrollen erfolgen. Eine begrünte Deckschicht aus Humus würde zu einer besseren Einbindung ins Landschaftsbild beitragen.

#### **6.5.4.5 RCC - Roller Compacted Concrete**

RCC (Roller Compacted Concrete) hat sich seit den frühen achtziger Jahren des 20. Jahrhunderts zu einer preisgünstigen und effektiven Methode im Bau von Staumauern entwickelt. Der erdfeuchte und meist mit geringem Zementanteil versehene Walzbeton wird lagenweise mit Erdbaugeräten eingebaut und verdichtet.

Hansen und France (1986) beschreiben den Einsatz von RCC zur Sanierung überströmbar ausgebildeter Deiche in den USA. Der Einbau erfolgt meist treppenartig mit den Vorteilen eines geringen Aufwands, erhöhten hydraulischen Energieverlusten auf der überströmten Böschung und der großen Masse zur Stabilisierung der Böschung (Powledge et al., 1989, siehe Abb. 6.14). Alternativ kann mit erhöhtem Arbeitsaufwand, allerdings geringerem Materialverbrauch, die Deckschicht auch einlagig und parallel zur luftseitigen Böschung ausgeführt werden. Auf einen sorgfältigen Anschluss der Deichkrone, einer Sicherung des Böschungsfußes und der Notwendigkeit einer Drainage weisen die Autoren hin.

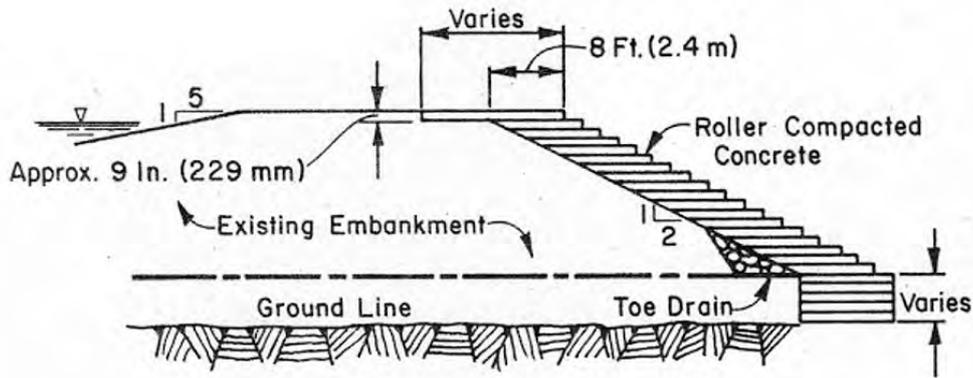


Abb. 6.14: Aufbau eines überströmbar ausgebildeten Deiches mit RCC (Powledge et al., 1989)

Der *Kerville Ponding Dam* in Texas wurde nach einer Zerstörung unter Verwendung von RCC wieder aufgebaut. Bei einem Hochwasserereignis wurde der Deich anschließend vier bis fünf Tage lang um rund 4,3 m überströmt - dies entspricht einem spezifischen Abfluss von etwa  $q \approx 15 \text{ m}^3/\text{sm}$ . Es trat während des gesamten Hochwasserereignisses mit einer insgesamt drei Wochen andauernden Überflutung des Deiches kein Schaden auf. Lediglich loses und nicht ausreichend verdichtetes Material an der Oberfläche wurde erodiert. Auch andere von Hansen und France (1986) geschilderte Beispiele hatten sich bereits mehrfach bei Überströmung bewährt (Abb. 6.15).



Abb. 6.15: Überströmung des mit RCC saniert ausgeführten *Ocoee No. 2 Dam* in Tennessee (Hansen und France, 1986)

Bei V-Rampen stellt RCC eine mögliche Alternative dar. Eine Ausführung nur der überströmten Rückseite oder eine komplette Errichtung der Seitenstrukturen in RCC kommen dabei in Frage. Letzteres würde sich aufgrund der relativ geringen Abmessungen und des Umgehens der Problematik eines Anschlusses von RCC an den Unterbau empfehlen. Durch Auftrag einer Humusschicht mit Bewuchs könnte der Beton kaschiert werden. Nach einer selten eintretenden Überströmung müsste diese Überdeckung wieder erneuert werden.

#### 6.5.4.6 Betonverbundsteine

Eine weitere Möglichkeit zur Sicherung von erosionsgefährdeten Oberflächen stellt eine Pflasterung mit Betonverbundsteinen dar. Diese können durch eine Verzahnung (Abb. 6.16) oder mittels Seilsystemen (*cable-tied concrete blocks*, Abb. 6.17) im Verbund gehalten werden. Die unkomplizierte Handhabung, das relativ geringe Flächengewicht, sowie die Möglichkeit der flexiblen Anpassung an die zu schützende Oberfläche, vereinfachen den Einbau. Betonverbundsteine haben sich u. a. im Küstenschutz und bei der Anlage von Wellenbrechern bewährt (Powledge et al., 1989).

Melville (2006) untersuchte in einem physikalischen Modell zweiachsig kabelgebundene Betonverbundsteine zur Kolkssicherung an Flügelmauern und verglich diese Maßnahme mit einem Steinwurf. Im Gegensatz zu einem Steinwurf, der bei einem Durchgang von Transportkörpern und einer Kolkbildung zur Auflockerung neigt, kann sich das kabelgebundene System flexibel den Sohlverformungen anpassen.

Bei einer Verwendung an überströmbar ausgeführten Deichen ergibt sich die höchste Stabilität, wenn die Zwischenräume der mit offenen Strukturen versehenen Betonverbundsteine



Abb. 6.16: Betonsteine mit Verzahnung (aus King's Material Inc., 2007)



Abb. 6.17: Einbau eines kabelgebundenen Verbundsteinsystems zur Ufersicherung (aus Armortec, 2007)

verfüllt und mit Gras bewachsen werden (Powledge et al., 1989). Bei Einbau von Verbundsteinen mit einem Flächengewicht von 135 bis 160 kg/m<sup>2</sup>, einer sorgfältigen Verankerung und einem Grasbewuchs konnten auf einem kohäsiven Untergrund Fließgeschwindigkeiten von bis zu 7,9 m/s sicher abgeführt werden. Eine Verwendung von Geotextilien unter den Betonverbundsteinen wird in den meisten Fällen empfohlen. Powledge et al. (1989) weisen darauf hin, dass an der Überfallkante auftretende Unterdrücke für die Stabilität maßgebend sein können und dies durch ein entsprechendes Steingewicht bzw. eine zusätzliche Verankerung berücksichtigt werden muss. Zweiachsig gespannte Systeme hatten in diesen Untersuchungen die besten Ergebnisse erzielt.

Von TxDOT (2004) werden die kritischen Schubspannungen, jeweils ohne Bewuchs, für zweiachsig kabelgebundene Betonverbundsteinsysteme in der Größenordnung  $\tau_{krit} > 1532 \text{ N/m}^2$  und für einachsig kabelgebundene Systeme im Bereich von  $\tau_{krit} > 574 \text{ bis } 957 \text{ N/m}^2$  angegeben.

Bei V-Rampen könnten mit Grasbewuchs versehene kabelgebundene Betonverbundsteine eine auch optisch ansprechende Alternative darstellen. Durch die flexiblen Verlegemöglichkeiten wäre die Verwirklichung weicher Übergänge und gefälliger Strukturen möglich.

## 6.6 Öffnungswandung der Seitenstrukturen

Auf die Steine im Bereich der Öffnungswandung wirkt zusätzlich zum Strömungsangriff eine destabilisierende hangparallele Komponente der Gewichtskraft. Für diesen Bereich existierten bislang keine geeigneten Bemessungsansätze.

Im Rahmen einer Diplomarbeit wurden von Schmidt (2006b) physikalische Modellversuche in einer 52,5 cm breiten Rinne an der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München durchgeführt. In den Versuchen wurde die Stabilität der Öffnungsneigung der Seitenstrukturen an einem Halbmodell untersucht (Abb. 6.18). Folgende Parameter wurden variiert:

- Bezüglich der Form wurden zwei mögliche Ausführungen der Seitenstrukturen untersucht (Abb. 6.19). Eine prismenartige Formgebung (Ausführung A) und eine im Grundriss elliptisch ausgerundete Seitenstruktur (Ausführung B) wurden dargestellt.
- Die Öffnungsneigung wurde zu Werten von  $1 : m = 1 : 1$ ,  $1 : 1,5$  und  $1 : 2$  angesetzt.
- Die Seitenstrukturen wurden geschüttet aus feinem Schottermaterial mit einem Korndurchmesser  $d_s = 7$  mm errichtet. Da sie durch leichtes Andrücken der Steine in Form gebracht wurden, liegt die Einbauqualität tendenziell zwischen der eines reinen Steinwurfes und eines Steinsatzes. Zu Beginn durchgeführte Versuche mit größerem Material der Größenordnung  $d_s = 13,7$  mm wurden verworfen, da aufgrund des zu großen Widerstandes gegen Erosion der Versagenszustand erst bei Überströmung der Seitenstrukturen eintrat.

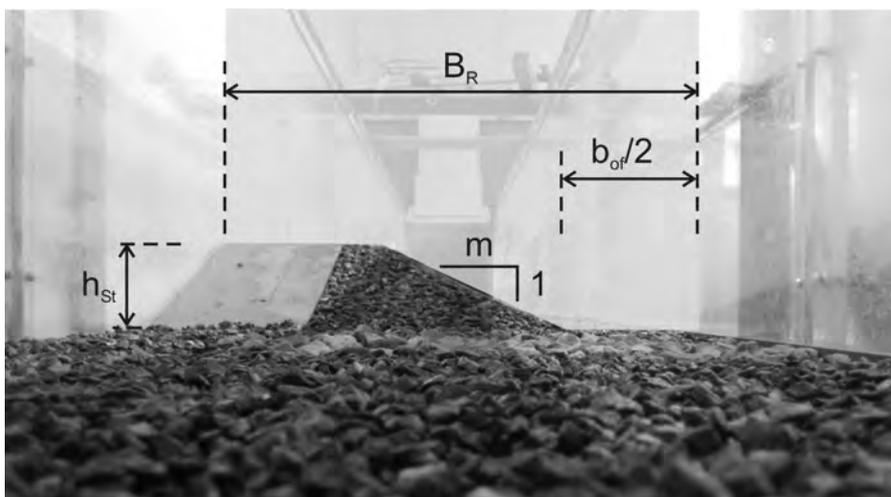


Abb. 6.18: Modellaufbau zur Untersuchung der Stabilität der Öffnungswandung

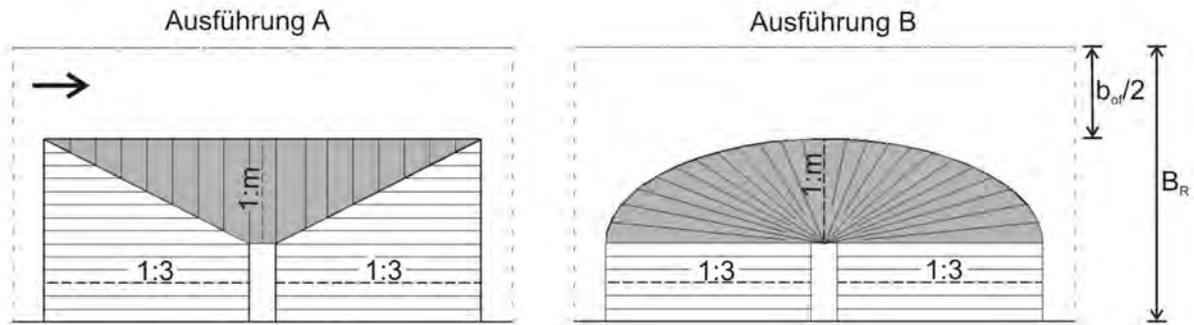


Abb. 6.19: Ausführungsvarianten der Seitenstrukturen im Modellversuch

Da die Sohle im Bereich der Öffnung bereits bei kleineren Abflüssen erodiert wurde und der entstehende Kolk zu einem Nachrutschen der Seitenstrukturen führte, wurde die Sohle mit größerem Material der Größe  $d_s = 13,7$  mm belegt.

- Die Öffnungsbreite  $b_{of}/2$  wurde zu  $B_R/2 = 26,3$  cm,  $B_R/3 = 17,53$  cm bzw.  $B_R/4 = 13,1$  cm angesetzt.

Die Seitenstrukturen wurden in Fließrichtung ober- und unterwasserseitig mit einer Neigung von 1 : 3 befestigt aufgebaut. Die Stabilität des Rückens der Seitenstrukturen war nicht Bestandteil dieser Untersuchungen.

Die insgesamt 18 Kombinationen aus den Parametern Formgebung, Öffnungsneigung und Öffnungsbreite wurden je drei Mal mit steigender Belastung beaufschlagt. Der Unterwasserstand wurde jeweils niedrig eingestellt, so dass im Bereich der Öffnung die Grenzverhältnisse ohne Rückstau von Unterwasser durchlaufen wurden. Bei den vorliegenden Versuchen wurden die Seitenstrukturen bei Versagenseintritt noch nicht überströmt.

Bei einer Ausführung der Öffnungswandung in Steinwurf ist die Abgrenzung zwischen vereinzelter Steinumlagerungen und einer Instabilität erschwert und mit von subjektiven Eindrücken beeinflusst. Bei den Versuchen wurde die Struktur als beschädigt angesehen, wenn die Form der Öffnung nicht mehr gegeben war. Diesem Zustand ging ein Abtrag mehrerer exponierter Steine mit leichten Veränderungen der Form voraus. Das Abflussspektrum zwischen diesen beiden Zuständen ist relativ klein.

Die Strömung im Bereich der Öffnung wird von einer Ablösung an der Öffnungswandung überschattet. Bei der prismenartigen Ausführung ist die Ablösung aufgrund der strömungsgünstigen Form wesentlich stärker ausgeprägt. Prinzipiell zeigten sich bei beiden Formgebungen ähnliche Zerstörungsmechanismen (Abb. 6.20). Zunächst wird im Bereich der Strö-

mungsablösung (I) Material abgetragen. Anschließend wird bei niedrigem Unterwasserstand Material im Fußbereich der unterstromigen Öffnungswandung Material erodiert (II). Eine geringfügige Belastungssteigerung vergrößert die Erosionsmulde und führt zu einem schlagartigen Kollaps infolge Nachrutschen des Kronenbereichs (III).

Die kritische Belastung  $Q_{krit}$  nimmt mit zunehmender Öffnungsbreite  $b_{of}$  und abnehmender Neigung  $1 : m$  zu. Bei steilen Neigungen liegt der kritische Abfluss bei der prismenartigen Form im Vergleich zur ausgerundeten Form höher. Dies liegt an der stärkeren Ablösung und resultierend geringeren Strömungsbelastung der Öffnungswandung. Bei der Neigung  $1 : m = 1 : 2$  liegt die kritische Belastung bei beiden Formvarianten im gleichen Bereich. Je Parameterkombination wurde innerhalb der drei Wiederholungen mit einer Schwankung der kritischen Belastung im Bereich von  $\pm 13\%$  eine gute Reproduzierbarkeit der Ergebnisse festgestellt.

Da die kritische Belastung  $Q_{krit}$  mit von der Öffnungsbreite abhängt, wird im folgenden ein rechnerisch leicht zu erfassender fiktiver Abflussanteil  $Q_{krit}^*$  über der Öffnungswandung bei Versagen definiert (Abb. 6.21 und Gl. 6.29).

$$Q_{krit}^* = \frac{A_{gr}^*}{A_{gr}} Q_{krit} \quad (6.29)$$

Die Grenzgeschwindigkeit ergibt sich für beliebige Querschnitte zu

$$u_{gr} = \sqrt{\frac{g A_{gr}}{b_{Sp}}} \quad (6.30)$$

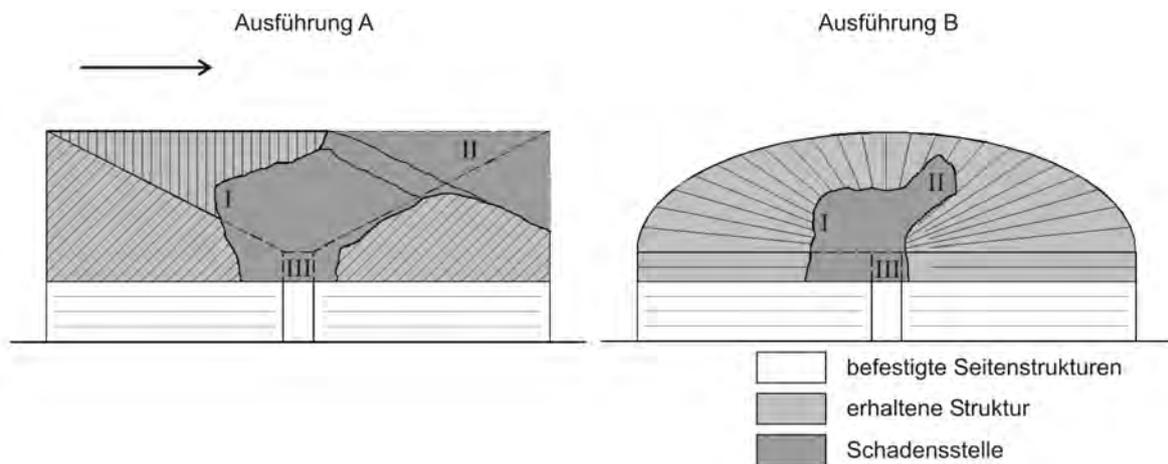


Abb. 6.20: Versagensablauf an der Öffnungswandung

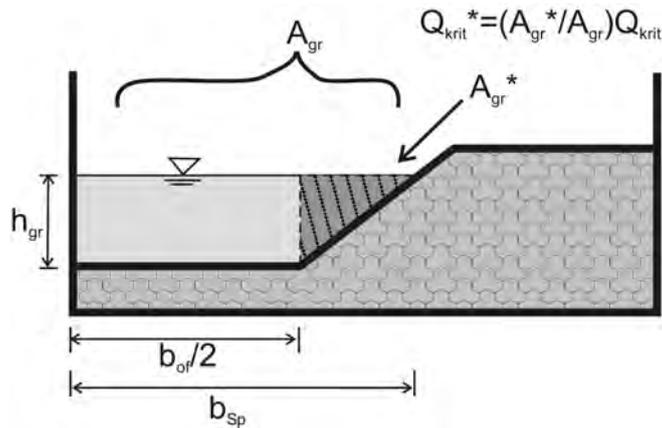


Abb. 6.21: Fiktiver Abflussanteil über der Öffnungswandung

Unter der Voraussetzung, dass die Seitenstrukturen noch nicht überströmt werden, bestimmen sich bei einer trapezförmigen Öffnung die Flächen gemäß Abb. 6.21 zu

$$A_{gr} = \frac{b_{of}}{2} h_{gr} + \frac{1}{2} h_{gr}^2 m \quad (6.31)$$

$$A_{gr}^* = \frac{1}{2} m h_{gr}^2$$

Mit Berücksichtigung der Kontinuitätsbedingung (Gl. 6.32) wird iterativ die Grenzfließtiefe  $h_{gr}$  bei Versagen ermittelt.

$$Q_{krit} = A_{gr} u_{gr} \quad (6.32)$$

Die angegebenen fiktiven Abflussanteile (Abb. 6.22) beziehen sich auf eine Öffnungswandung. Dies ist bei Anwendung der Gl. 6.29 zu beachten.

Die kritische Belastung über der Öffnungswandung  $Q_{krit}^*$  ist im wesentlichen unabhängig von der Öffnungsbreite. Der Trend einer Zunahme des Erosionswiderstandes mit flacherer Neigung  $1 : m$  ist klar erkennbar.

Für die durchgeführten Versuche kann von den Gesetzmäßigkeiten eines Froude-Modells ausgegangen werden. Signifikante Zähigkeitseinflüsse werden aufgrund der großen Fließgeschwindigkeiten und des relativ großen Korndurchmessers ausgeschlossen. Theoretisch können deshalb für beliebige Maßstabszahlen die Versuchsergebnisse mit der Beziehung

$$d_{s,Natur} = d_{s,Modell} \cdot \lambda_G \text{ und } Q_{krit,Natur}^* = Q_{krit,Modell}^* \cdot \lambda_G^{5/2} \quad (6.33)$$

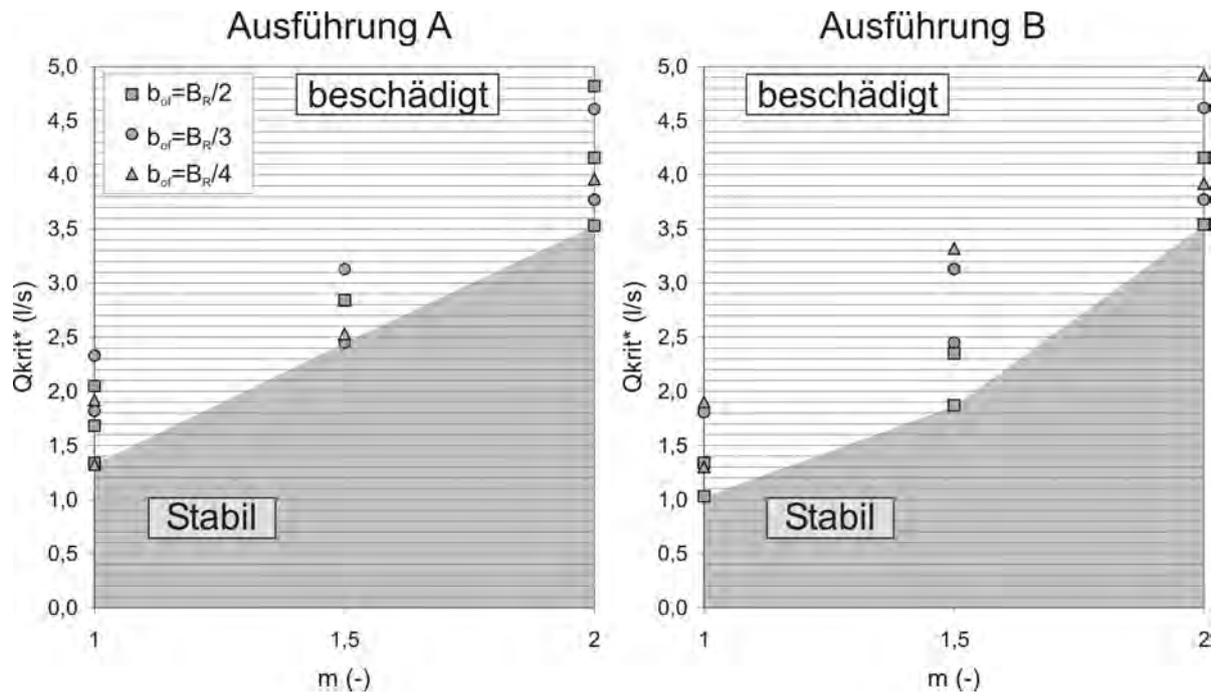


Abb. 6.22: Fiktive Abflussanteile bei Beschädigung der Öffnungswandung

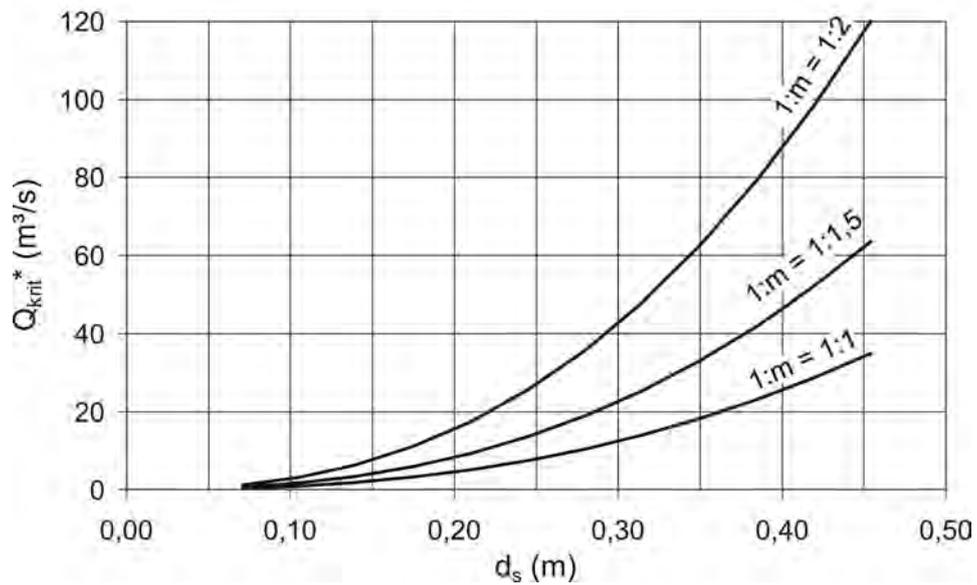


Abb. 6.23: Abschätzung der erforderlichen Steingröße für die Öffnungswandung

in Naturwerte umgerechnet werden (Abb. 6.23).

Aufgrund des relativ geringen Umfangs der durchgeführten Versuche, der Verwendung eines Halbmodells und keiner Variation des Korndurchmessers sind die Ergebnisse als eine erste Abschätzung anzusehen.

## 6.7 Sohle der V-Rampe

Die Sohle im Bereich der V-Rampe wird durch einen konzentrierten und beschleunigten Abfluss belastet. Auf das Deckwerk wirken destabilisierend die hydrodynamische Schleppkraft sowie der Auftrieb. Da die Sohle beinahe horizontal ist, hat die Gewichtskraft im Gegensatz zu längsgeneigten Deckwerken einen rein stabilisierenden Einfluss.

Einen Anhaltspunkt für die notwendige Steingröße liefert ein Vergleich mit Bemessungsansätzen für Rampenbauwerke. Im Vergleich zu längsgeneigten Deckwerken liegt die Strömungsbelastung im Bereich der V-Rampenöffnung deutlich niedriger. Die Strömung ist im Begriff sich zu beschleunigen und wird durch das relativ hohe Unterwasser nach einer kurzen Strecke bereits wieder eingebremst. Bei Bemessungsansätzen für konventionelle Rampen mit einer gewissen Neigung tritt die maximale Belastung im Bereich des schießenden Normalabflusses auf.

Der Bemessungsansatz von Abt und Johnson (1991) für die Sicherung überströmbar ausgebildeter Dämme mit einem geschütteten Deckwerk wurde für Längsgefälle von  $J = 1 : 5$  bis  $1 : 100$  entwickelt. Im metrischen System lautet der Bemessungsansatz:

$$q_{krit} = \frac{1}{1,35} 3,416 D_{50}^{1,786} J^{-0,768} \quad (6.34)$$

Bereits enthalten ist ein Abminderungsfaktor von 1,35, um eine vereinzelte Bewegung von Steinen zu verhindern. Die Autoren weisen darauf hin, dass bei flacherem Gefälle nur wenige Versuche durchgeführt wurden, so dass Gl. 6.34 in diesem Fall nur als eine Abschätzung zu sehen ist.

Zur Ermittlung der Größenordnung der erforderlichen Steine kann die Öffnung in Analogie zu einem Rampenbauwerk gesehen werden. Das Gefälle wird auf der sicheren Seite sehr flach zu  $1 : 100$  gewählt. Für die Strömungsbelastung auf die Sohle kann ebenfalls auf der sicheren Seite liegend der Abflussanteil durch die Öffnung auf die Öffnungsbreite  $b_{of}$  bezogen werden, d. h. es wird vereinfacht von einer kleineren und rechteckförmigen Öffnung ausgegangen.

Mit Gl. 6.34 beträgt dann beispielsweise bei einem Bemessungsabfluss  $q_d = 40 \text{ m}^3/\text{sm}$  der erforderliche Steindurchmesser  $D_{50} \approx 65 \text{ cm}$ .

Im Rahmen dieser Arbeit wurde in einer Messrinne mit 8 m Länge und 52,5 cm Breite ein Grundlagenversuch zur Stabilität der Belegungssteine in einer rechteckförmigen Verengung durchgeführt. Der Abflussquerschnitt wurde einseitig auf einer Länge von 50 cm auf eine Breite von 16,7 cm reduziert. Im Oberwasser wurde eine viertelkreisförmige Verziehung mit einem Radius von 20 cm angebracht, um die Strömungsablösung bei Beginn der Einengung zu reduzieren und eine möglichst gleichmäßige Belastung über den Querschnitt zu erhalten. Die Sohle wurde als mehrlagiger Steinwurf aus Schotter der Korngröße  $d_s = 13,7 \text{ mm}$  mit einem Längsgefälle von 1,0 ‰ erstellt.

Bei der Versuchsdurchführung wurde jeweils für einen konstanten Abfluss der Unterwasserstand schrittweise abgesenkt. Für die ersten Steinbewegungen und anschließende Kolkbildung wurden der korrespondierende Unterwasserstand und der Ort des Auftretens registriert. Vergleichend ist in Abb. 6.24 der Unterwasserstand bei Normalwasserverhältnissen mit einem Stricklerbeiwert  $k_{St} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  angegeben.

Bei den Versuchen hat sich eine klare Abhängigkeit der ersten Steinbewegungen und anschließenden Zerstörung vom Unterwasserstand gezeigt. Vereinzelt Steinbewegungen sind im wesentlichen im Steinwurf unvermeidbar und treten bereits bei kleineren Abflüssen und bei Unterwasserständen deutlich über Normalwasserverhältnissen auf.

Die tatsächliche Zerstörung kann bei Abflüssen  $Q < 20 \text{ l/s}$  nur mit Unterwasserständen deutlich unter den Normalwasserverhältnissen provoziert werden. Der schießende Abfluss wird dann vom Übergang der Einengung zur Aufweitung weiter beschleunigt und führt zu einem überkritischen Sohlgriff unterstrom der Einengung. Erst bei Abflüssen  $Q \geq 22,7 \text{ l/s}$  verlagert sich die kritische Belastung bei höheren Unterwasserständen in den Bereich der Einengung.

Im geometrischen Maßstab  $M = 1 : 30$  entspricht der Modellabfluss  $Q = 22,7 \text{ l/s}$  bei Versagen in der Öffnung einer spezifischen Belastung von  $q = 22,4 \text{ m}^3/\text{sm}$  am Prototypen. Der Steinwurf weist dann einen äquivalenten Kugeldurchmesser von umgerechnet  $d_s = 42 \text{ cm}$  auf. Bei Anwendung der Gl. 6.34 mit  $J = 1 : 100$  ergibt sich für  $d_s = 42 \text{ cm}$  eine kritische Belastung  $q_{krit} = 18,5 \text{ m}^3/\text{sm}$ . Diese Belastung liegt in einer vergleichbaren Größenordnung wie das Versuchsergebnis.

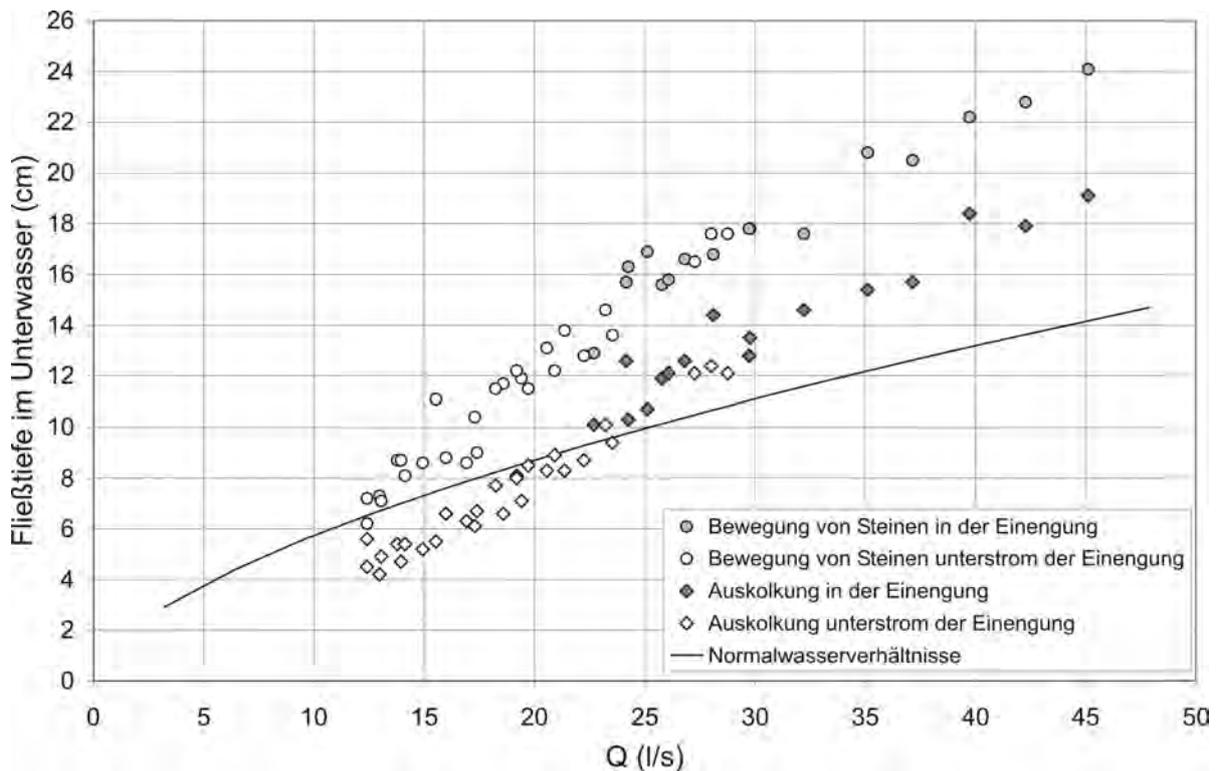


Abb. 6.24: Kritische Belastung der Sohle in einer rechteckförmigen Öffnung der Breite 16,7 cm bei einem äquivalenten Kugeldurchmesser  $d_s = 13,7$  mm

## 6.8 Tosmulde

Der Tosmuldenbereich ist aufgrund starker Turbulenz und der auftretenden Strömungsumlenkung erhöhten Belastungen ausgesetzt. Die Belastung ist mit abhängig von der gewählten Struktur zur Energieumwandlung. Im Rahmen dieser Arbeit wurde dieser Belastungsbereich nicht gesondert untersucht. Für die Wahl der notwendigen Steingrößen dienen allerdings folgende Anhaltspunkte:

- Bei den im Modellversuch im Maßstab  $M = 1 : 26,2$  untersuchten Tosmuldenvarianten (vgl. Abschnitt 5.9) wurde die Tosmulde zwischen den beiden Bögen in geschütteter Bauweise mit Schotter der Größe  $d_{s,Modell} = 19,7$  mm erstellt. Die umgerechnet auf Naturmaße 51 cm großen Steine hielten der Belastung bis zum untersuchten Höchstabfluss  $Q = 560$  m<sup>3</sup>/s ohne größere Veränderungen stand.
- Im Rahmen eines separaten Modellversuchs wurde die Stabilität einer aufgelösten Rampe an der Salzach untersucht (Strobl et al., 2007a). Die betrachtete Rampe wird mit einer Längsneigung von  $J = 1 : 50$  in tendenziell locker gesetzter Weise ausgeführt und be-

steht aus insgesamt elf Riegelstrukturen mit dazwischen liegenden Becken (Abb. 6.25). Die Riegel werden aus drei nebeneinander gesetzten Blöcken mit je maximal 4 t Masse und einer Größe von  $d_s \leq 1,4$  m errichtet. Die Becken werden einlagig mit Steinen von maximal 400 kg Masse und einer Größe von  $d_s \leq 60$  cm in gesetzter Bauweise erstellt.

Bei größeren Abflüssen stellt sich über dem Rampenbauwerk ein gewellter Abfluss ein. Die untersuchte Rampenstruktur weist eine sehr hohe Stabilität auf und wurde erst bei einer spezifischen Belastung von umgerechnet  $q = 28,2$  m<sup>3</sup>/sm zerstört.

Die wesentliche Belastung der Tosmuldenstruktur unterstrom einer V-Rampe konzentriert sich auf die Breite der Öffnung und nimmt in Fließrichtung aufgrund erhöhter Turbulenz rasch ab. Eine gesetzte Ausführung der Tosmuldenstruktur unter Verwendung der im Bereich der Öffnung gewählten Steine bietet sich an und wird nach derzeitigem Kenntnisstand eine ausreichende Stabilität liefern.

Werden erhöhte Bogen- oder Riegelstrukturen aus Steinen oder Blöcken errichtet, so sollte deren Lagesicherung konstruktiv gewährleistet werden. Diese Sicherung kann durch eine direkt unterstrom der Riegelblöcke angeordnete Spundwand erfolgen, an welche die Blöcke kraftschlüssig anzulehnen sind.

Im Anschluss an den letzten Riegel wird die Sohle durch die stehenden Wellen weiterhin stark belastet. Es wird deshalb empfohlen den Bereich des Steinsatzes um eine entsprechende Länge nach unterstrom zu verlängern.

## 6.9 Nachbett

### 6.9.1 Geschlossenes Deckwerk

Bei V-Rampen wird ein Teil der Energie unterstrom der Tosmuldenstruktur umgewandelt. Um eine übermäßige Kolkbildung zu vermeiden, empfiehlt sich die Verwendung eines Nachbett-

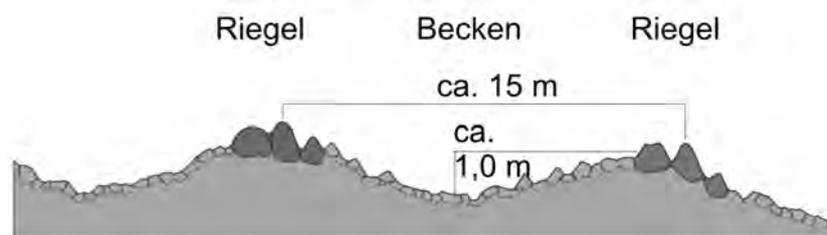


Abb. 6.25: Aufgelöste Rampe an der Salzach (Strobl et al., 2007a)

schutzes. Dieser kann im Gegensatz zum eigentlichen V-Rampenbauwerk in Lockerbauweise als Steinwurf erstellt werden, da lokale Umlagerungen einzelner Steine hingenommen werden können. Zwischen einer oberstrom angebrachten starren Deckschicht in Steinsatz und dem flexibel ausgeführten Nachbett ist eine Spundwand anzuordnen, um bei lokaler Kolkbildung im Steinwurf eine rückschreitende Erosion des Steinsatzes zu vermeiden.

Damit nach Umlagerung einzelner Steine noch eine ausreichende Schutzschicht vorhanden ist, wird von Hassinger (1991) der 1,5-fache Wert des größten Steindurchmessers als Schichtdicke des Steinwurfs angesetzt.

Gebler (1991a) ermittelt die erforderliche Steingröße des Steinwurfs in Abhängigkeit von der mittleren Fließgeschwindigkeit:

$$d_{m,erf} = 0,04 u_m^2 \quad (6.35)$$

Anhaltspunkte für die Dimensionierung des Nachbetts können Ansätze für örtlich geschlossene Sohldeckwerke an Brückenpfeilern zur Kolksicherung geben. Nach Izbash (1970) bestimmt sich der erforderliche Steindurchmesser zu:

$$D_{50} > \frac{F_B u_m^2}{g'} \quad \text{mit} \quad g' = g \frac{\rho_S - \rho}{\rho_S} \quad (6.36)$$

Der Wert  $F_B$  wird hierbei verschiedentlich definiert (siehe Tab. 6.2):

Bonasoundas (1973) formuliert einen Bemessungsansatz in Abhängigkeit von der mittleren Fließgeschwindigkeit  $u_m$ :

$$D_{50} > 0,01 (6 - 3,3 u_m + 4 u_m^2) \quad (6.37)$$

Nach Yoon und Yoon (1997) werden mit den obigen Ansätzen die erforderlichen Durchmesser für geschlossene Deckwerke teilweise stark überschätzt (Tab. 6.3). Insbesondere die Ergebnisse von Neill (1975) und Breusers et al. (1977) erscheinen deutlich zu hoch.

Tab. 6.2: Ansätze für den Faktor  $F_B$  zur Bemessung örtlich geschlossener Deckwerke (aus Hartlieb, 1999)

Autor	Izbash (1970)	Neill (1975)	Breusers et al. (1977)	Richardson et al. (1993)
$F_B$	0,7	1,521	2,838	0,778

Tab. 6.3: Vergleich der Ergebnisse verschiedener Bemessungsansätze für geschlossene Deckwerke

Autor	$d_m$ bzw. $D_{50}$ für $u_m = 3$ m/s	$d_m$ bzw. $D_{50}$ für $u_m = 4$ m/s
Gebler (1991a)	36 cm	64 cm
Izbash (1970)	39 cm	69 cm
Neill (1975)	85 cm	150 cm
Breusers et al. (1977)	158 cm	280 cm
Richardson et al. (1993)	43 cm	77 cm
Bonasoundas (1973)	32 cm	57 cm

### 6.9.2 Offenes Deckwerk

Bei nicht zu hoher Belastung stellen Offene Deckwerke (Knauss, 1995; Hartlieb, 1999) eine Alternative zu geschlossenen Deckwerken dar. Sie zeichnen sich durch eine lückenhafte Belegung des natürlichen Untergrundes mit größeren Steinen aus. Die Größe und Belegungsichte der Steine sind auf die hydraulische Belastung abgestimmt, so dass die Belegungssteine für sich genommen stabil sind und das natürliche Sohlmaterial im Strömungsschatten nicht erodiert wird. Hartlieb (1999) gibt für den erforderlichen Mindestdurchmesser der Belegungssteine folgende Bedingung an:

$$d_{s,min} = \frac{\left(\frac{q_{max}}{h_{max}}\right)^2}{2g \cdot 1,44 \frac{\rho_s - \rho}{\rho}} \quad (6.38)$$

Er empfiehlt zur Kontrolle eine Vergleichsrechnung mit dem Ansatz von Shields mit einem abgeminderten Shields-Parameter von  $Fr_{krit}^* = 0,015$ :

$$d_{s,min} = \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{h_{max} J}{0,015} \quad (6.39)$$

Die erforderliche Anzahl an Belegungssteinen pro  $m^2$  ist abhängig von der tatsächlich gewählten Steingröße  $d_{s,m}$  und ergibt sich zu:

$$n = \frac{1}{2 d_{s,m}^2} + 1 \quad (6.40)$$

Im Vergleich zur Dimensionierung geschlossener Deckwerke (Tab. 6.3) ergeben sich bei Anwendung der Gl. 6.38 deutlich kleinere Steingrößen von  $d_{s,min} \approx 20$  cm bzw. 35 cm bei  $u_m = 3$  m/s bzw. 4 m/s.

Die Untersuchungen von Hartlieb (1999) sind für gleichförmige Strömungsverhältnisse konzipiert und nicht direkt auf erhöhte Turbulenz in Folge von noch nicht abgeschlossener Energieumwandlung anwendbar. Bei V-Rampen sollte deshalb zunächst die Tosmuldenstruktur und eine gewisse Nachbettlänge in Steinsatz bzw. -wurf errichtet werden. Im Anschluss bietet sich allerdings ein Offenes Deckwerk als zusätzliche und flexible Maßnahme zum Anschluss der ungeschützten Sohle im Unterwasser an. In Modellversuchen an der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München für eine aufgelöste Rampe an der Salzach (Strobl et al., 2007a) hat sich die Verwendung eines Offenen Deckwerks als Nachbettschutz bestens bewährt. Sohlveränderungen infolge leichter Kolkbildung werden flexibel unter Beibehaltung der Struktur aufgenommen.

## 6.10 Konstruktive Hinweise

### 6.10.1 Sicherheiten

Bei der Dimensionierung einer V-Rampe müssen praxisorientierte Annahmen und Vereinfachungen getroffen werden. Bei der Bauausführung können Unzulänglichkeiten auftreten. Die Steine können aufgrund einer Beschädigung beim Anliefern und Abladen eine vom Entwurf abweichende Größe und Form aufweisen.

Allgemein sollten Unsicherheiten dort berücksichtigt werden, wo sie auftreten. Die Angabe eines pauschalen Sicherheitsbeiwerts ist nicht mehr zeitgemäß und führt mitunter zu einer deutlichen Über- oder Unterschätzung der Unsicherheiten. Mitunter wird in Abhängigkeit des Gefährdungspotentials oder spezieller Anforderungen eine erhöhte Sicherheit gefordert.

Eine nähere Angabe von Sicherheitsbeiwerten kann im Rahmen dieser Arbeit nicht erfolgen. Die exakte Bestimmung der Sicherheitsbeiwerte würde eine Kenntnis der Unsicherheiten implizieren. Insbesondere bei den eigenen durchgeführten Untersuchungen, bspw. zur Stabilität der Öffnungswandung, ist allerdings die Anzahl der Versuche nicht ausreichend groß, um statistisch aussagekräftige Informationen zur Streuung der Messergebnisse zu liefern.

Zur Berücksichtigung von Unsicherheiten bei der Dimensionierung werden im allgemeinen Aufschläge auf die erforderlichen Steingrößen oder Abschlüsse bei der zulässigen hydraulischen Belastung erhoben:

- Beispielsweise empfehlen Whittaker und Jäggi (1986) bei der Anwendung ihres Ansatzes zur Dimensionierung von Blockrampen (Gl. 6.13) eine Verringerung der zulässigen Abflüsse um 10 bis 20 %.
- Bei seinem Ansatz zur Bemessung überströmbar ausgebildeter Dämme berücksichtigt hingegen Dornack (2001) das erhöhte Schadenspotential und die Abhängigkeit der Deckwerksstabilität von der Qualität der Ausführung und empfiehlt deshalb eine Bemessung des Deckwerks auf den zweifachen Bemessungsabfluss. Alternativ schlägt er eine Vergrößerung des Steindurchmessers  $d_s$  um den Faktor 1,6 vor. Dies entspricht einer Erhöhung der Steinmasse um den Faktor 4.

Bei V-Rampen bietet sich bei der Bestimmung der Sicherheitsbeiwerte eine Unterscheidung der einzelnen Belastungsbereiche an. Beispielsweise wird die hydraulische Belastung der Seitenstrukturen aufgrund der im Vergleich zur Öffnung relativ geringen Überströmungshöhe wesentlich stärker auf Ungenauigkeiten in der Bestimmung des Bemessungsabflusses oder bei

der Bestimmung des Oberwasserstandes reagieren. Dieser Umstand sollte durch einen lokal erhöhten Sicherheitsbeiwert berücksichtigt werden.

### 6.10.2 Steinauswahl

Das einzubauende Gesteinsmaterial muss frostsicher, beständig und frei von Klüften sein. Die Anforderungen der DIN EN 13383-1 an Wasserbausteine sind zu gewährleisten.

Für den Steinsatz ist kantiges Material mit gedrungener Form zu wählen. Im allgemeinen sollten die zuvor bestimmten Steingrößen nicht unterschritten werden. Der Gefahr einer Beschädigung des Materials beim Anliefern und Abladen vor Ort ist durch Maßnahmen entgegen zu wirken. Eine Veränderung des Steindurchmessers  $d_s$  um nur 10 % wirkt sich in einer Änderung des Steingewichts von  $\approx 30\%$  aus. Eine geringfügige Unterschreitung des erforderlichen Steindurchmessers kann sich deshalb deutlich in einer Reduzierung der Stabilität auswirken.

In den TLW 2003 (siehe Tab. 6.4) sind Größen- und Gewichtsklassen zur Lieferung von Wasserbausteinen definiert. Die größte angegebene Gewichtsklasse  $HMB_{300/1000}$  reicht von 300 bis 1000 kg. Mitunter sind bei der Ausschreibung von Bauleistungen bzw. bei der Ausführungsplanung einer V-Rampe hiervon abweichende Steingrößen festzuschreiben.

Tab. 6.4: Steinklassen der TLW 2003

Grundklasse	Kategorie	Größenordnung
Größenklasse (Coarse Particles)	$CP_{45/125}$	45 bis 125 mm
	$CP_{63/180}$	63 bis 180 mm
	$CP_{90/250}$	63 bis 180 mm
leichte Gewichtsklasse (Light Mass)	$LMB_{5/40}$	5 bis 40 kg
	$LMB_{10/60}$	10 bis 60 kg
	$LMB_{40/200}$	40 bis 200 kg
	$LMB_{60/300}$	60 bis 300 kg
schwere Gewichtsklasse (Heavy Mass)	$HMB_{300/1000}$	300 bis 1000 kg

### 6.10.3 Filter

Bei Deckwerken aus Steinsatz oder Steinwurf kann ein Ausspülen des Untergrundmaterials zu Setzungen und einer Lockerung des Gefüges führen, in deren Folge die Stabilität abnimmt. In

der Regel ist die Anordnung einer oder mehrerer Filterschichten zwischen dem relativ feinen Untergrundmaterial und den großen Deckwerkssteinen erforderlich.

Aus der Geotechnik ist u. a. die Filterregel nach *Terzaghi* bekannt. Die Korngröße des Filtermaterials  $d_f$  sollte in Abhängigkeit des gröbereren Materials  $D$  die Bedingung der Gl. 6.41 erfüllen, um ein Ausspülen feinerer Bestandteile zu verhindern. Sowohl Filter als auch abzufilterndes Material müssen für die Anwendbarkeit gleichkörnig gestuft sein mit  $U = d_{60}/d_{10} < 2$ .

$$\frac{D_{15}}{d_{f,85}} < 4 \quad (6.41)$$

Raudkivi und Ettema (1982) stellen bei einzelnen gröbereren Steinen auf feinerem Untergrund zwei mögliche Veränderungszustände fest. Bei zu feinem Untergrundmaterial sinken die gröbereren Steine in den Untergrund ein. Ist hingegen der Untergrund zu grob, so gleiten die gröbereren Steine auf dem Untergrundmaterial ab. Whittaker und Jäggi (1986) berücksichtigen dies in ihrem Filteransatz Gl. 6.42.

$$\frac{d_s}{17} < d_{s,UB} < \frac{d_s}{10} \quad (6.42)$$

mit  $d_s$ : äquivalenter Kugeldurchmesser der Deckwerkssteine, und  $d_{s,UB}$ : äquivalenter Kugeldurchmesser des Unterbaumaterials.

Platzer (2000) empfiehlt alternativ eine Regel für das unter dem Deckwerk anzuordnende Bettungsmaterial (Gl. 6.43). Die Schichtdicke des Unterbaumaterials sollte mindestens dem zweifachen Korndurchmesser  $d_{s,UB}$  entsprechen.

$$d_{s,UB} = \frac{3k}{7} \cong 0,2 d_s \quad (6.43)$$

mit  $k$ : Rauheitserhebung der Deckwerkssteine und  $k \approx l_s/3$ .

Eine ähnliche Beziehung mit Bezug auf Platzer (2000) gibt Vogel (2003) an (Gl. 6.44).

$$d_{s,UB} \geq \left( \frac{1}{7} \div \frac{3}{7} \right) k \quad (6.44)$$

Hengl (2005) führte physikalische Modellversuche an aufgelösten Rampen durch und stellte fest, dass der von Whittaker und Jäggi (1986) definierte kritische Zustand des Abgleitens bei

gesetzten Steinen im wesentlichen nicht auftritt. Er empfiehlt deshalb in Anlehnung an Platzer (2000) und Vogel (2003) die Anwendung der Gl. 6.45.

$$\frac{d_s}{10} \leq d_{s,UB} \leq \frac{d_s}{4} \quad (6.45)$$

Bei Verwendung einer Filterschicht unter den Deckwerksteinen ist beim dortigen Übergang zum feinen Untergrund ebenfalls die Filterstabilität nachzuweisen und evtl. durch den Einbau zusätzlicher Schichten sicherzustellen.

#### **6.10.4 Ausführung und Bauwerksanschlüsse**

Im Rahmen dieser Arbeit wurden V-Rampen an mittleren und größeren Gewässern betrachtet. Hier ist davon auszugehen, dass im Bereich der Seitenstrukturen und der Öffnung große Steine oder Blöcke zu verwenden sind.

Bei der Konstruktion des Gesamtbauwerks ist in diesem Fall zwischen Bereichen zu unterscheiden, die in Steinsatz oder Steinwurf zu errichten sind.

Im Steinsatz erstellte Deckwerke sind starr und unflexibel und weisen bei sorgfältiger Ausführung eine hohe Stabilität auf. Allerdings sind bei lokaler Beschädigung und Offenlegen des feineren Unterbaumaterials kaum Überlastungsreserven vorhanden. Bei einer V-Rampe können zur Wahrung der hydraulischen Funktion während des Betriebs keine Veränderungen der Öffnungsgeometrie, der Seitenstrukturen und der Tosmulde in Kauf genommen werden, weshalb diese Bereiche in gesetzter Bauweise zu errichten sind. Zudem kann, insbesondere bei größeren Steinen und Blöcken, ein formgenauer Einbau nur durch kontrolliertes Setzen erfolgen.

Ein mehrlagiger Steinwurf hingegen kann sich in gewissen Grenzen einer lokal erhöhten Belastung durch Steiumlagerungen anpassen und bietet sich, auch aus Kostengründen, im Nachbettbereich an.

Aufgrund der unterschiedlichen Charakteristika müssen die Übergänge vom Steinsatz zum Steinwurf mit einer Spundwand voneinander abgegrenzt werden. Nur so kann sichergestellt werden, dass es bei einer Veränderung des Steinwurfs zu keiner rückschreitenden Erosion des Steinsatzes führt. Im Bereich der Seitenstrukturen und Öffnungsgeometrie sollte einheitlich eine Errichtung in Steinsatz erfolgen.

Bei den Anschlüssen angrenzender Bereiche mit deutlich unterschiedlichen Steingrößen ist auf eine sorgfältige Ausführung zu achten.

Um im Steinsatz eine Zerstörung des Gesamtbauwerks infolge einer lokalen Schwachstelle zu vermeiden, bietet sich eine Einfassung der Seitenstrukturen im Sohlbereich mit Spundwänden an. Bei Schädigung des Sohlbereichs hat dies keine unmittelbare Destabilisierung der Seitenstrukturen zur Folge. Alternativ könnte ein Abrutschen der Seitenstrukturen durch zusätzliche Steine am Fuß, analog zur Ausbildung der Fußsicherung einer Rampenfußkonstruktion, verhindert werden.

Bei V-Rampen in kleineren Gewässern, bei denen aufgrund der verringerten hydraulischen Belastung deutlich kleinere Steine erforderlich sind, ist prinzipiell auch ein stark vereinfachter Einbau mit einer Schüttung der erforderlichen Strukturen möglich. Aufgrund der kleineren Bauwerksabmessungen wären evtl. anstehende Nacharbeiten ohne größeren technischen und finanziellen Aufwand möglich.

### **6.10.5 Böschungssicherung**

Im Gegensatz zu konventionellen Rampen ist durch den mittig konzentrierten Schussstrahl im Unterwasser die Belastung der Uferböschung deutlich verringert. Eine verstärkte Ufersicherung ist deshalb i. a. nicht notwendig. Ausnahmen ergeben sich bei einer asymmetrischen Abströmung oder infolge von Kurveneffekten.

Im Verschneidungsbereich von Seitenstrukturen und Ufer ist die Böschung analog zu dem Rücken der Seitenstrukturen mit einem Deckwerk zu sichern.

Ebenso wie bei herkömmlichen Rampen ist bei einer seitlichen Durchsickerung des Ufers auf eine Befestigung des Bereichs der austretenden Sickerlinie zu achten.

### **6.10.6 Ausuferung**

Infolge der Errichtung von V-Rampen werden in der Regel bei größeren Hochwasserereignissen verstärkt Vorländer und Gewässeraltarme beaufschlagt. Die schadlose Ausuferung und Rückströmung ins Flussbett sind zu gewährleisten. Eine Erosion der Flussbettberandung, insbesondere bei tiefer liegenden Vorländern, kann zur Umströmung der V-Rampe mit großen Schäden führen.



## **7 V-Rampen in Kombination mit Uferrückbaumaßnahmen**

### **7.1 Eigendynamische Gewässerentwicklung**

Mittels Entfernung der starren Uferverbauung kann an einem eintiefungsgefährdeten Flussabschnitt eine eigendynamische Entwicklung eingeleitet werden. Das Gewässer verbreitert sich, die wirkenden Sohlschubspannungen werden reduziert und der temporäre laterale Materialeintrag infolge der Ufererosion schützt die Sohle zeitweise vor weiterer Eintiefung. Mitunter kann sich dadurch eine mittelfristige Sohlhebung einstellen. Die Strukturvielfalt wird erhöht und die Fluss- und Auenökologie nachhaltig gestärkt.

Da die landwirtschaftliche Nutzung der Talaue sowie die angrenzende Bebauung oft nur eine beschränkte Gewässerentwicklung zulassen, geeignete Planungswerkzeuge zur Abschätzung der morphologischen Entwicklung hingegen nur unzureichend vorhanden sind, werden seit 1999 am Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München umfangreiche Untersuchungen zur eigendynamischen Gewässerentwicklung durchgeführt (Aufleger et al., 2005). In großmaßstäblichen physikalischen Modellversuchen werden die grundlegenden strukturellen Prozesse untersucht. Zeitgleich erfolgt eine Weiterentwicklung des zweidimensional-tiefengemittelten hydraulisch-morphologischen Modells *UFERLOS* und dessen Anwendung an Salzach, Isar und Wertach (Schmautz, 2003; Hafner, 2006).

Eine Gewässerverbreiterung führt zwar zu einer mitunter deutlichen Verringerung der Sohlbelastung, i. a. wird aber zum Erreichen einer dynamisch stabilen Sohlage weiterhin eine anschließende Eintiefung und Abflachung des Gefälles erforderlich sein. Eine Kombination der eigendynamischen Gewässerentwicklung mit Querbauwerken, insbesondere mit V-Rampen, bietet sich zur Stabilisierung an.

### **7.2 Großmaßstäbliche physikalische Modellversuche**

Die durchgeführten physikalischen Modellversuche befassen sich mit stark korrigierten Flussabschnitten beschränkter Längenausdehnung, die unter starkem Geschiebedefizit leiden. Exis-

tierende Ansätze für die Abschätzung der Gewässerbreite und Profilform (Parker, 1979; Chang, 1980, u. a.), die unter dem Begriff *Regime-Theorie* verbreitet sind, lassen sich nicht auf die vorgegebene Aufgabenstellung anwenden. Die Regime-Theorie geht von langen Gewässerabschnitten aus, bei denen sich ein dynamisch stabiler Zustand mit Sättigung des Transportvermögens einstellt.

Die vorgestellten physikalischen Modellversuche zur Thematik „Weiches Ufer“ dienen dem Verständnis der beteiligten Prozesse, der Quantifizierung der zu erwartenden morphologischen Veränderungen und als Datengrundlage zur Kalibrierung und Verifizierung numerischer Modelle.

### 7.2.1 Versuchseinrichtung

Für die physikalischen Untersuchungen stehen zwei Versuchseinrichtungen zur Verfügung (Abb. 7.1). In einem geraden Versuchsgerinne mit 100 m Länge und acht Meter Breite können gerade und gestreckte Flussläufe untersucht werden. Für den Witterungsschutz sorgt eine Folienbehausung (Aufleger et al., 2003).

Zusätzlich wurde im Jahr 2002 eine gekrümmte Versuchsstrecke mit zwei gegensinnigen Kurven mit einer Gesamtlänge von 90 m und einer Breite von zehn Metern errichtet. In dieser Versuchseinrichtung konnten in zwei Versuchsläufen die morphologischen Veränderungen bei Entfernung der Uferverbauung an einer konkreten Situation an der Unteren Isar untersucht werden, bei der in Natur ausgeprägte Flusskrümmungen mit Radien von etwa 500 m vorhanden sind (Aufleger und Niedermayr, 2004; Niedermayr und Aufleger, 2004).



Abb. 7.1: Versuchseinrichtung „Weiches Ufer“

### 7.2.2 Vereinfachungen

Ein natürlicher Fluss kann im physikalischen Modell nur bedingt reproduziert werden. Vereinfachungen sind nötig, um in einem vertretbaren Zeit- und Kostenrahmen aussagefähige Ergebnisse zu erhalten. Einschränkende Faktoren sind im vorliegenden Fall u. a. neben dem Platzbedarf, der maximal zur Verfügung stehende Abfluss, die Notwendigkeit der exakten Vermessung der morphologischen Veränderungen und der erforderliche Witterungsschutz. Die Versuche stellen zudem aufgrund ihrer Größe hohe Anforderungen an den Aufbau, die Peripherie und die Messeinrichtung.

Die Versuche werden mit kohäsionslosem Sand mit einem maßgebenden Korndurchmesser von  $d_m = 1,2$  mm durchgeführt. Für Sohl- und Ufermaterial wird einheitliches Material verwendet. Eine in Natur oft zu beobachtende Schichtung im Uferbereich kann aus Zeit- und Kostengründen nicht realisiert werden. Der Einfluss von Vorlandbewuchs wird aufgrund des Grundlagencharakters der Untersuchungen ebenfalls nicht berücksichtigt.

### 7.2.3 Übertragbarkeit der Modellversuche

Der Grundgedanke des hydraulischen Modellversuchs ist eine vereinfachte und verkleinerte Abbildung der wesentlichen natürlichen Verhältnisse. Zur Übertragung der Modellergebnisse auf den Prototypen ist zu beachten, dass die maßgeblichen Kräftepaare in Modell und Natur in jeweils gleichem Verhältnis stehen sollten. Insbesondere der kritische Wert für den Transportbeginn  $Fr_{krit}^*$  sollte für die Modellierung von Prozessen der eigendynamischen Gewässerentwicklung korrekt abgebildet werden, da sich die Morphologie zum Erreichen des dynamisch stabilen Zustands soweit verändern wird, bis die Belastung und der Widerstand im Gleichgewicht stehen.

Geschiebetransportvorgänge werden von Trägheit und Schwerkraft dominiert. Zur Modellierung werden deshalb in der Regel die Gesetzmäßigkeiten eines Froude-Modells betrachtet und Zähigkeitseinflüsse vernachlässigt. Dies ist gerechtfertigt, wenn im Modell ebenso wie in Natur der Transportbeginn und die Intensität unabhängig von der Reynoldszahl des Kornes  $Re^*$  sind (Abb. 7.2). Die Forderung von Gehrig (1978) nach einer Reynoldszahl des Kornes von  $Re^* > 60$  zur Vernachlässigung des Zähigkeitseinflusses entspricht im wesentlichen dem Ergebnis der Ausgleichskurve nach Zanke (1982). Dieser Wert kann sicherlich bei deutlichem Sohltransport angewendet werden, für die vorliegende Aufgabenstellung erscheint die angegebene Grenze allerdings als zu gering. Bei Verwendung der Kurven nach Shields (1936) bzw. van Rijn (1984) liegt die Schwelle zur Vernachlässigung des Zähigkeitseinflusses bei der

vorliegenden Aufgabenstellung bei  $Re^* \approx 400$ . Zur Einhaltung wäre demzufolge ein geometrischer Maßstab im Bereich von etwa  $M = 1 : 3$  bis  $M = 1 : 6$  notwendig.

Im zweidimensional tiefengemittelten hydraulisch-morphodynamischem Modell *UFERLOS* wird der Zähigkeitseinfluss auf den Transportbeginn vereinfachend über eine Anpassung des Parameters  $Fr_{krit}^*$ , in Abhängigkeit vom Wert  $Re^*$ , berücksichtigt. Der Einfluss der Zähigkeit bei der physikalischen Modellierung von Uferrückbaumaßnahmen bei verschiedenen geometrischen Maßstäben wurde unter Verwendung des Modells *UFERLOS* quantifiziert (Schmidt, 2006a). Im Ergebnis ist eine tendenzielle Überschätzung des Geschiebetransportes und der Breitenentwicklung im Modellversuch bzw. ein im Vergleich zur Natur zu klein abgebildeter Korndurchmesser festzustellen. Es hat sich gezeigt, dass bei den physikalischen Modellversuchen der Korndurchmesser im Modell relativ zur Natur vergrößert werden könnte, um so den früheren Transportbeginn auszugleichen. Verbunden wäre diese Änderung mit einer Rauigkeitsvergrößerung der Berandung und einer Beeinflussung der Hydraulik.

Eine Überhöhung des Versuchs, d. h. eine Verwendung unterschiedlicher Längen- und Höhenmaßstäbe, in Kombination mit deutlich gröberem, aber leichterem Ersatzmaterial, scheidet aus. Zwar könnte so theoretisch die Bedingung identischer Froude- und Reynoldszahlen in Modell und Natur eingehalten werden; dies allerdings nur für einen vorher zu definierenden Abflusszustand. Sobald sich der Fluss verbreitert und sich die Strömungsverhältnisse verändern, wäre eine Anpassung an die dimensionslosen Kennzahlen erforderlich. Zudem wären im

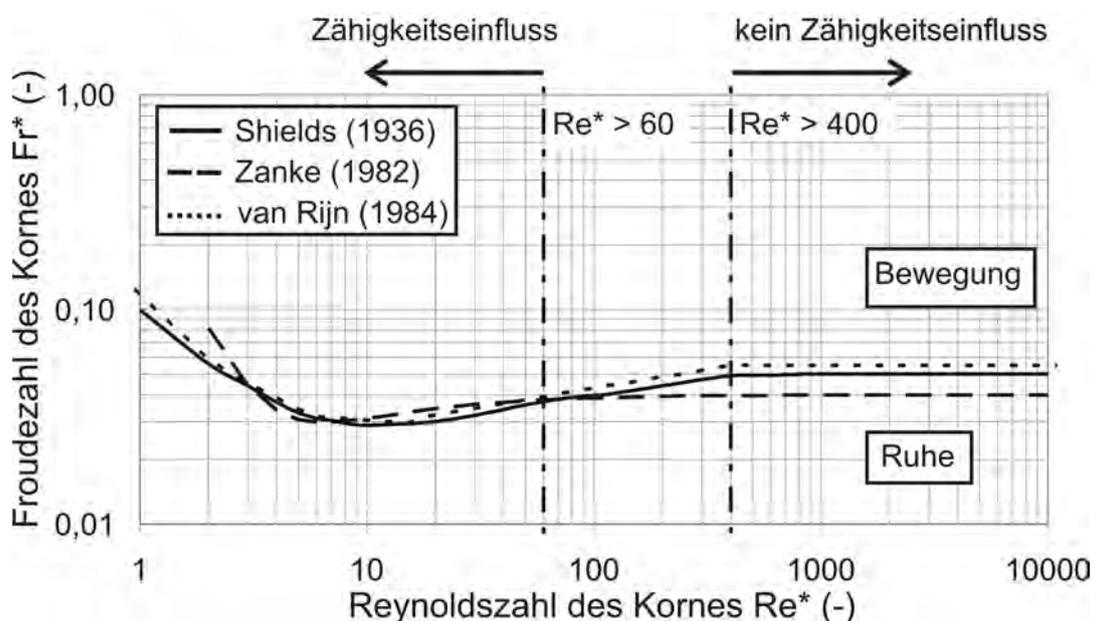


Abb. 7.2: Transportbeginn nach Shields (1936), Zanke (1982) und van Rijn (1984)

Uferbereich die Transportvorgänge und die Böschungstabilität verfälscht wiedergegeben.

Bei den vorliegenden und im folgenden beschriebenen Beispielen wurde der geometrische Maßstab so groß wie technisch, finanziell und zeitlich möglich gewählt. Ein gewisser Zähigkeitseinfluss kann jedoch nicht vermieden werden. Deshalb werden bei den Untersuchungen der Transport und die Aufweitung tendenziell überschätzt. Dennoch werden die ablaufenden Prozesse korrekt abgebildet. Die qualitativen Aussagen zur morphologischen Entwicklung sind somit richtig. Die bei der Versuchsdurchführung gewonnene große Datenmenge kann, unter Berücksichtigung des verringerten Transportwiderstands, zur Kalibrierung und Verifizierung von numerisch hydraulisch-morphologischen Modellen verwendet werden.

Nicht zu vernachlässigen ist ferner der Einfluss der Kornverteilung. Um Abpflasterungseffekte berücksichtigen zu können, sollte im Modellversuch die Kornverteilungskurve möglichst exakt den natürlichen Verhältnissen entsprechen. Im Modell auftretende Transportkörper sind nicht zwingend auf natürliche Verhältnisse übertragbar.

Die zwei im folgenden beschriebenen Modellversuche dienen zur Darstellung und Erläuterung der Verwendung von V-Rampen in Kombination mit Uferückbaumaßnahmen. Zugunsten des Prozessverständnisses werden die Modelldaten und -abmessungen auf den Prototypen, unter jeweiliger Vernachlässigung des vorhandenen Zähigkeitseinflusses, umgerechnet.

### **7.3 Steuerung der Gewässerentwicklung durch die unterstromige Randbedingung**

Die eigendynamische Aufweitung nach Entfernung der Uferverbauung hängt wesentlich von der Länge des Flussabschnitts, und bei kurzen Strecken von der unterstromigen Randbedingung, ab. Bei kurzen Gewässerabschnitten ohne Geschiebeeintrag wird sich aufgrund des ungesättigten Geschiebetransports die Flusssohle gleichzeitig mit dem Aufweitungsvorgang eintiefen. Die Uferschubspannungen werden dadurch reduziert und die mögliche Gewässer verbreiterung bei gegebenem Abfluss verringert. Ein Handrechenverfahren zur Abschätzung der zu erwartenden Flussbreite findet sich in Schmautz (2003). Ein hoher Unterwasserstand, beispielsweise infolge eines vorhandenen Querbauwerks, wird zu verminderten Sohl- und Uferschubspannungen führen und somit, neben dem Sohltransport, auch die generelle Aufweitungstendenz reduzieren.

In den ersten Versuchsreihen zur Thematik „Weiches Ufer“, die in den Jahren 2000 und 2001 durchgeführt wurden, lag das Hauptaugenmerk auf den Zusammenhängen bei der eigendynamischen Entwicklung. Zunächst wurden in Voruntersuchungen die Ausgangsbreite, das Sohl-

längsgefälle und die unterstromige Randbedingung variiert. Um in möglichst kurzer Zeit eine Vielzahl von Varianten untersuchen zu können, wurde die gesamte Versuchsanlage in zwei je vier Meter Breite Rinnen und in Längsrichtung in je drei rund 30 m lange Gewässerabschnitte unterteilt. Mit nur einem Versuchslauf konnte so gleichzeitig die morphologische Entwicklung von sechs verschiedenen Gewässerabschnitten in einem verkleinerten Maßstab  $M = 1 : 30$  beobachtet werden (Aufleger et al., 2004).

Im folgenden werden zwei Varianten verglichen, die sich, bei jeweils identischer Ausgangsbreite, Gewässerslänge und gleichem Sohl­längsgefälle, nur durch die unterstromige Randbedingung unterscheiden (Abb. 7.3):

- Bei Variante I befindet sich unterstrom ein Absturz mit einer Höhe von umgerechnet 1 m und einer Breite entsprechend der Ausgangsflussbreite von 65 m.
- Bei Variante II befindet sich unterstrom ein Absturz mit einer Höhe von umgerechnet 1 m und einer verringerten Breite von 46 m. Diese Randbedingung entspricht in ihrer Wirkung derjenigen einer V-Rampe.

Die beiden Versuchsstrecken wurden über einen Zeitraum von 20 Naturtagen jeweils konstant mit dem bordvollen Abfluss  $Q = 570 \text{ m}^3/\text{s}$  belastet. Aufgrund der unterschiedlichen Randbedingungen ergeben sich deutliche Abweichungen in der Morphologie (Abb. 7.4). Der höhere Aufstau bei der Variante II verringert die Sohl- und Uferbelastung. Im Vergleich zur Variante I stellen sich hier deshalb eine geringere Aufweitung und Sohleintiefung ein.

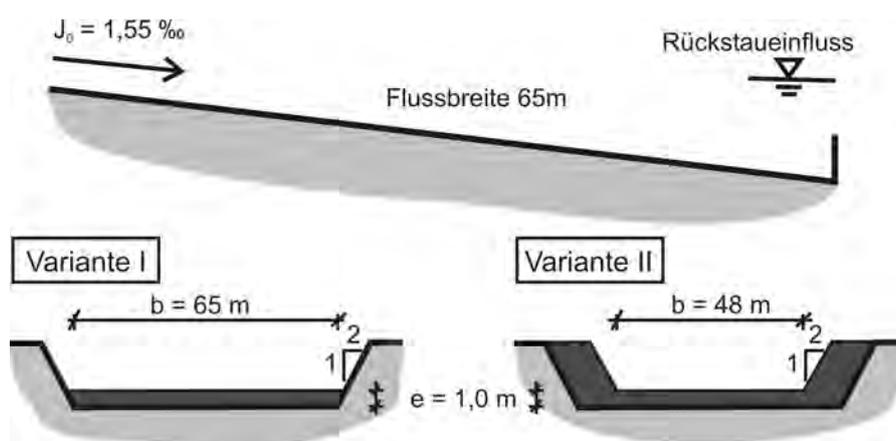


Abb. 7.3: Randbedingungen der Varianten I und II

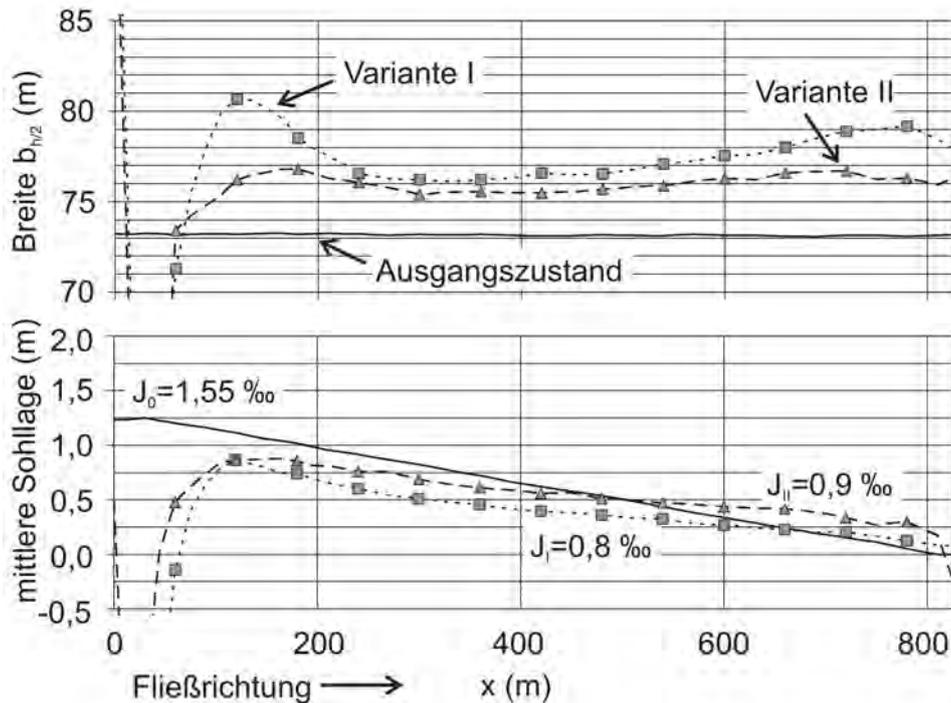


Abb. 7.4: Vergleich der Flussbreiten- und Sohlagenentwicklung nach umgerechnet 20 Naturtagen - Die Breite  $b_{h/2}$  wird auf halber Höhe des Querschnitts gemessen

## 7.4 Einfluss der zeitlichen Abfolge auf die Morphologie

Für die Untere Iller wurde im Jahr 2004 von der bayerischen und baden-württembergischen Wasserwirtschaftsverwaltung in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München und dem Büro Björnson Beratende Ingenieure ein Konzept zur Sanierung des Gewässerabschnittes von Fluss-km 15,8 bis 14,5 entwickelt. Das Konzept wurde detailliert in einem physikalischen Modellversuch im geometrischen Maßstab  $M = 1 : 17$  untersucht (Aufleger und Niedermayr, 2006).

Zu diesem Zeitpunkt war die Errichtung zweier V-Rampen bei Fluss-km 15,8 und 14,5 vorgesehen (Abb. 7.5). Zwischen diesen beiden Bauwerken wird das Ufer rückgebaut und eine eigendynamische Entwicklung ermöglicht. Aufgrund räumlicher Restriktionen und gewerblicher Flächennutzung kann allerdings nur linksseitig die Uferverbauung entfernt werden. Dort ist eine Aufweitung des rund 60 m breiten Flusses um maximal 40 m zulässig. Da befürchtet wurde, dass die auftretende Ufererosion zu gering ausfallen wird, wurde in der Konzeptphase die V-Rampe bei Fluss-km 15,8 um  $5^\circ$  in Richtung des linksseitigen Prallufers verdreht. Diese Maßnahme sollte den lokalen Uferangriff, zusätzlich zu der erhöhten Belastung infolge der Kurvenströmung, verstärken.

Die V-Rampe bei Fluss-km 14,5 soll die Flusssohle nach Aufweitung und erfolgter Sohl-anhebung auf der gesamten Länge stabilisieren und den Mittelwasserspiegel gegenüber der Ausgangssituation um rund vier Meter anheben. Mittig im Untersuchungsgebiet befindet sich die Vöhringer Brücke, bei der mit Einfassungen ein stabiler Übergang vom beweglichen zum festen Ufer sichergestellt werden muss. Die Brücke unterteilt die Strecke in den oberstrom bzw. unterstrom liegenden Bereich I und Bereich II.

Ziel dieser Maßnahmen war eine deutliche Anhebung der Flusssohle und eine langfristige Stabilisierung dieses Höhenniveaus. Außerdem wurde Wert auf eine Anhebung des Mittelwasserspiegels auf ein auenökologisch verträgliches Niveau gelegt. Vor einer Umsetzung war zu klären, in welchem Rahmen sich die morphologischen Veränderungen bewegen werden, insbesondere ob sich eine zuvor abgeschätzte Sohl-anhebung einstellen wird. Von Interesse war zudem die Frage, ob die V-Rampe bei km 14,5 zeitlich vor oder erst nach erfolgter eigen-dynamischer Entwicklung zu errichten sei.

Analytisch und numerisch sind im konkreten Fall die morphologischen Veränderungen im Vorhinein nicht abschätzbar. In dem Versuchserinne der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München wurde deshalb im geometrischen Maßstab  $M = 1 : 17$  der Gewässerabschnitt von Fluss-km 15,8 bis 14,5 einschließlich der beiden V-Rampen abgebildet (Abb. 7.6). Die Versuchseinrichtung musste im ersten Drittel angepasst werden, um die deutliche Rechtskurve zu berücksichtigen. Mit dem verwendeten Modellsand wird im gegebenen Maßstab der in Natur vorhandene mittlere maßgebende Korndurchmesser  $d_m = 21$  mm gut abgebildet.

Über einen Zeitraum von umgerechnet insgesamt 32 Naturtagen wurde der Flusslauf konstant mit dem bettbildenden Abfluss  $HQ_1 = 396$  m<sup>3</sup>/s belastet. In diskreten zeitlichen Abständen wurde der Versuch unterbrochen und im trockenen Zustand die morphologischen Veränderungen mittels eines Laser-Distanz-Messgerätes querschnittsweise aufgemessen. Bei der Datenaufbereitung kann aus den gemessenen Querschnitten ein digitales Geländemodell erstellt

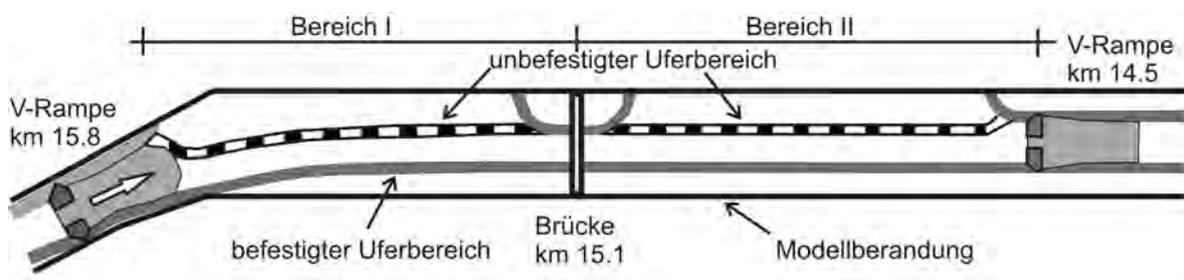


Abb. 7.5: Sanierungskonzept Untere Iller (Stand 2004) - Umsetzung im Modellversuch

werden, welches bei der weiteren Auswertung und Darstellung der morphologischen Veränderungen hilfreich ist.

Beim Versuchsprogramm wurden zwei Varianten untersucht, die sich durch die zeitliche Abfolge der geplanten Maßnahmen unterscheiden:

- Bei *Variante A* werden zunächst die beiden V-Rampen errichtet. Erst nach Fertigstellung, dies wäre nach damaligem Kenntnisstand schätzungsweise im Jahr 2007 der Fall gewesen, wird durch Entfernung der linksseitigen Uferverbauung die eigendynamische Entwicklung zugelassen.

Zusätzlich wurden bei dieser Variante, im linksseitigen Uferbereich unterstrom der Vöhringer Brücke, acht Abgrabungen der Abmessungen drei auf drei auf fünf Meter ausgeführt. Man erhoffte sich an diesen Störstellen eine verstärkte Wirbelbildung und dadurch eine begünstigte Ufererosion. Aufgrund mangelnder Wirkung wurde bei der Variante B und in der zukünftigen Planung auf die Ausführung von derartigen Abgrabungen verzichtet.

- Bei *Variante B* hingegen wird direkt im Anschluss an die Fertigstellung der V-Rampe bei km 15,8 die Uferverbauung entfernt. Erst nach abgeschlossener eigendynamischer Entwicklung wird die V-Rampe bei km 14,5 errichtet. Aufgrund des zeitlichen Vorsprungs ist bei dieser Variante die Ausgangssohllage über derjenigen der Variante A anzusiedeln.

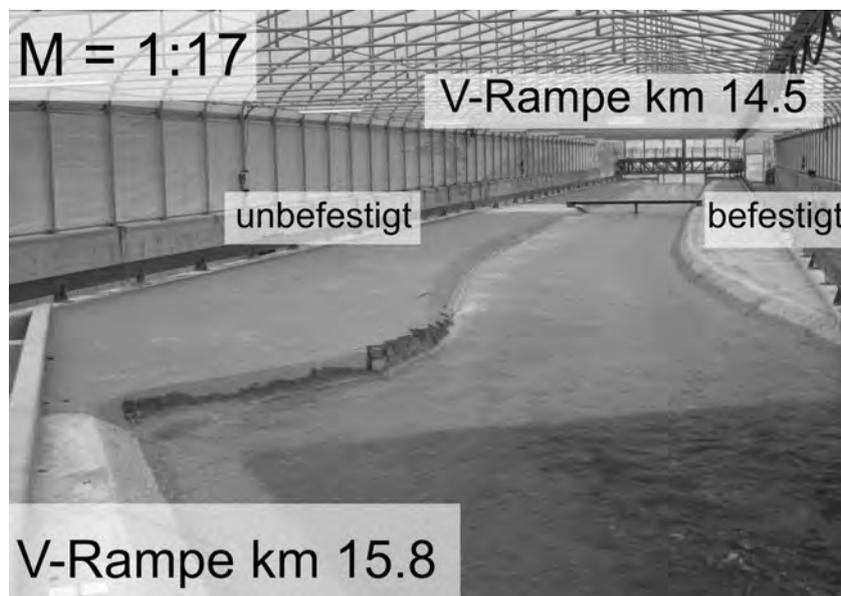


Abb. 7.6: Modellversuch zur Sanierung der Unteren Iller

Der wesentliche Unterschied zwischen den beiden Varianten beruht auf der unterstromigen Randbedingung. Bei Variante A erfolgt durch die V-Rampe bei km 14,5 ein deutlicher Aufstau, wohingegen bei Variante B Normalwasserverhältnisse bei Fluss-km 14,5 angesetzt werden. Dieser Unterschied macht sich deutlich in der morphologischen Entwicklung bemerkbar.

Bei beiden Varianten wird im Pralluferbereich unterstrom der ersten V-Rampe auf einer Länge von 300 m massiv das Ufer erodiert (Abb. 7.7). Innerhalb weniger Tage wird dort die zuvor definierte, aber nicht zusätzlich befestigte, Sicherungslinie in einer Entfernung von 40 m erreicht. Nach einer acht Tagen andauernden Belastung wird lokal, nach einer erfolgten Aufweitung auf rund 130 m, die linksseitige Modellberandung freigelegt.

Bei Variante A (Abb. 7.8 oben) beschränkt sich der Uferangriff im wesentlichen auf den Pralluferbereich. Das dort erodierte Material lagert sich zum Großteil an der Flusssohle ab und bewegt sich langsam, in Form eines rund drei bis vier Meter hohen Transportkörpers, nach unterstrom. Aufgrund der nach unterstrom hin abnehmenden Sohlschubspannungen, verlangsamt sich der Transportkörper und kommt gegen Versuchsende nach 32 Tagen im Bereich der Vöhringer Brücke nahezu zum Erliegen. Im Bereich I hat sich bis dahin die Sohle um rund drei Meter aufgelandet. Unterhalb der Vöhringer Brücke hingegen ergeben sich gegenüber dem Ausgangszustand kaum Veränderungen.

Bei Variante B (Abb. 7.8 unten) wirken aufgrund der freien Fließverhältnisse deutlich erhöhte Schubspannungen im Ufer- und Sohlbereich. Zusätzlich zu der starken Ufererosion im Pralluferbereich, findet im Bereich II unterstrom der Vöhringer Brücke eine nahezu gleichmäßige Aufweitung um rund 20 m statt. Bis zum 16. Tag führt der gleichmäßige seitliche Materialeintrag auf der gesamten Strecke im Bereich I zu einer Auflandung von rund 0,5 m und im Bereich II zu einer Sohlaufhöhung um bis zu 1,5 m. Nach dem 16. Tag ist die Aufweitung weitgehend abgeschlossen und infolge fehlenden Materialeintrags tieft sich die Sohle bis zum Versuchsende nach 32 Tagen wieder um bis zu einem halben Meter ein. Der ideale Zeitpunkt zum Errichten der V-Rampe bei km 14,5 wäre demnach direkt im Anschluss an die beendete Aufweitung. Die maximale Sohlanhebung könnte dann langfristig auf diesem Niveau stabilisiert werden.

Aufgrund der Ergebnisse des Modellversuchs wurde beschlossen, die unterstrom anzuordnende V-Rampe erst nach abgeschlossener Aufweitung zu errichten, um eine möglichst auf der gesamten Strecke gleichmäßige und maximale Sohlaufhöhung zu erreichen.

Der Zeitpunkt der größtmöglichen Aufweitung kann nicht prognostiziert werden, da die hydrologischen Randbedingungen als große Unbekannte eine entscheidende Rolle spielen. Durch

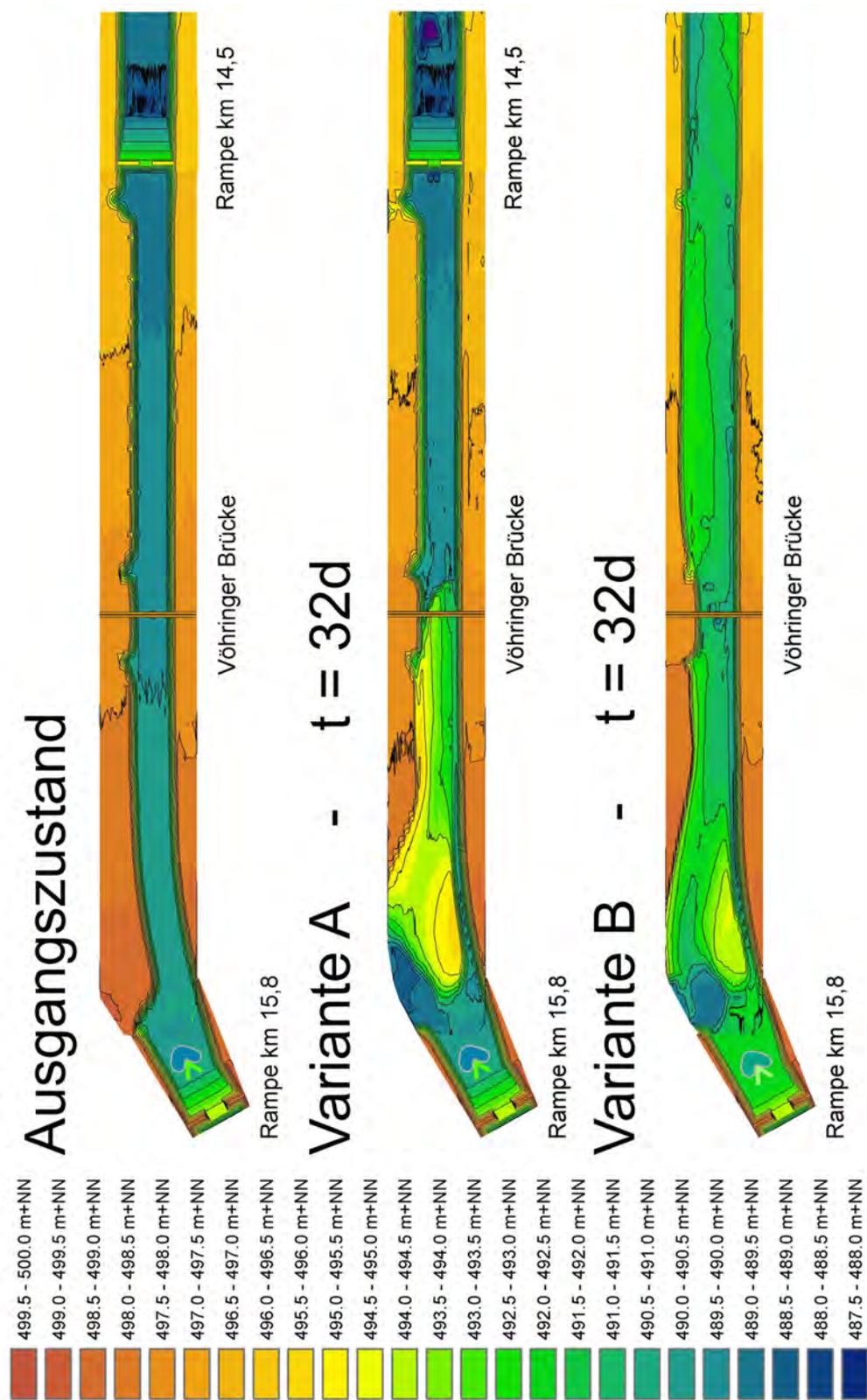
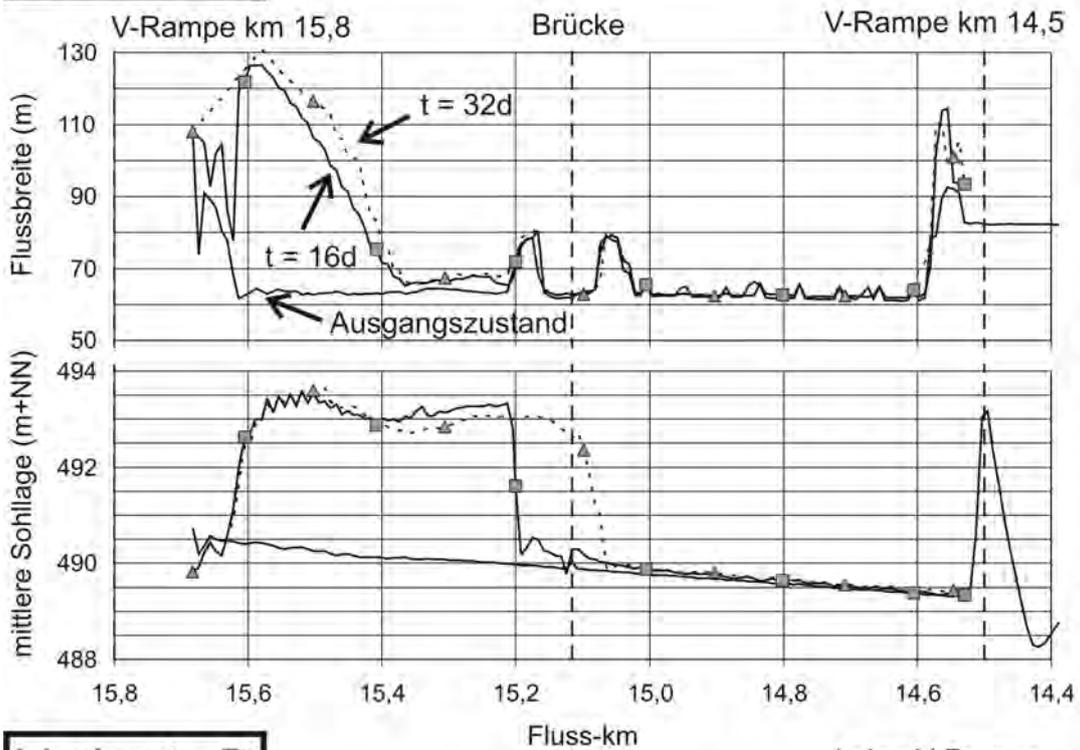


Abb. 7.7: Vergleich der beiden Varianten hinsichtlich der morphologischen Veränderungen

## Variante A



## Variante B

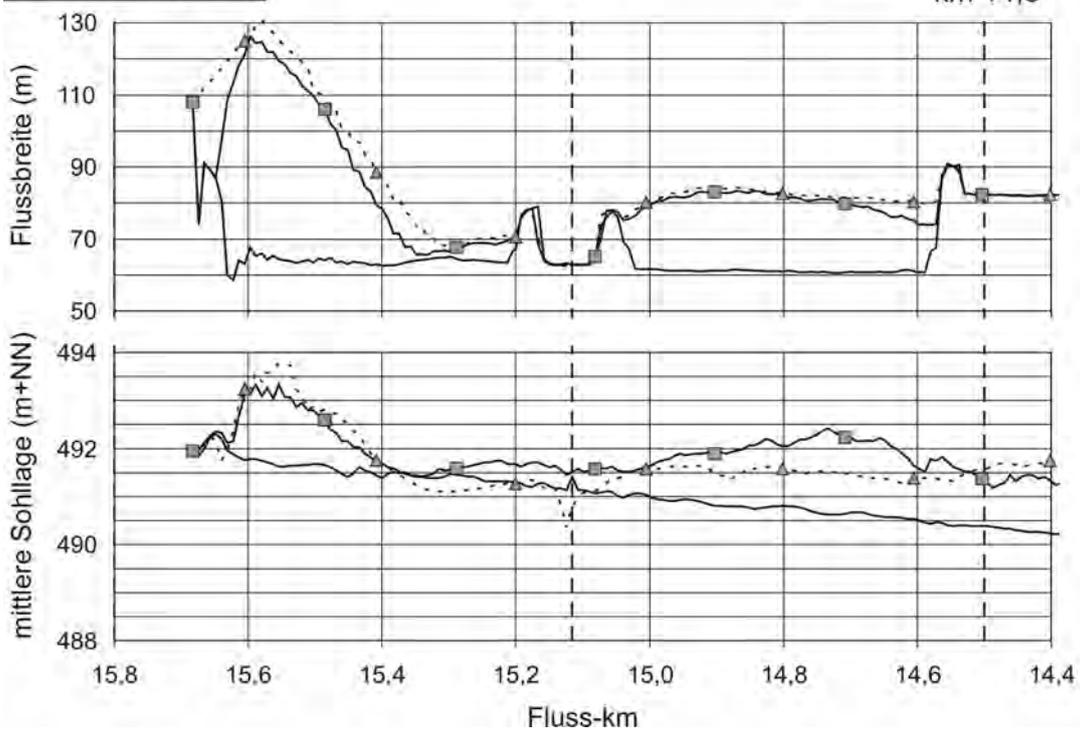


Abb. 7.8: Flussbreite und mittlere Sohlage bei den Varianten A und B

kontinuierliche Beobachtungen der Morphologie muss dieser Zeitpunkt mittelfristig abgepasst werden.

Das aktuelle und in wesentlichen Punkten geänderte Sanierungskonzept ist in Abschnitt 8 beschrieben. Die Forderung nach einer Anhebung des Wasserstandes auf ein auenökologisches Niveau wurde zwischenzeitlich verworfen.

## 7.5 Anmerkungen zur eigendynamischen Gewässerentwicklung

In Kombination mit Uferrückbaumaßnahmen können V-Rampen auf drei Arten eingesetzt werden:

**Stabilisierung (Abb. 7.9)** In der Regel wird eine eigendynamische Gewässeraufweitung nicht ausreichen, um die Sohlbelastung auch bei größeren Abflüssen auf ein unterkritisches Niveau zu reduzieren. V-Rampen können eine weitestgehende Sohlstabilisierung nach der abgeschlossenen Aufweitung sicherstellen. Soll eine im Zuge der eigendynamischen Entwicklung erreichte maximale Sohl-anhebung längerfristig erhalten bleiben, so ist die V-Rampe möglichst kurzzeitig nach Erreichen der zu erwartenden Endbreite zu errichten. Abgestimmt auf die vergrößerte Gewässerbite, fällt dabei der notwendige Aufstau vergleichsweise gering aus, und die Öffnung der V-Rampe kann dementsprechend größer gewählt werden.

Nach erfolgter Gewässerverbreiterung und anschließender Anordnung einer V-Rampe, kann in der Regel durch die verringerte Uferbelastung auf einen erneuten aufwändigen und ökologisch bedenklichen Uferverbau verzichtet werden. Ein weiterer Vorteil ist, dass durch den bedarfsgerechten Aufstau die Vorteile der eigendynamischen Entwicklung, nämlich die Erhöhung der Struktur- und Strömungsvielfalt, nicht wieder zunichte gemacht werden.

**Steuerung (Abb. 7.10)** Nicht immer ist, insbesondere in Kurvenströmungen, die maximal zu erwartende Aufweitung nach einem Uferrückbau auch tatsächlich erwünscht. V-Rampen können auch zur Begrenzung und Steuerung der eigendynamischen Entwicklung eines Flusses eingesetzt werden. Im Vorfeld des Uferrückbaus errichtet, kann in sensiblen Bereichen eine übermäßige Ufererosion vermieden werden. Ergänzend kann rückverlagert eine verdeckte Sicherungslinie als Grenze einer vertretbaren Aufweitung vorgesehen werden.

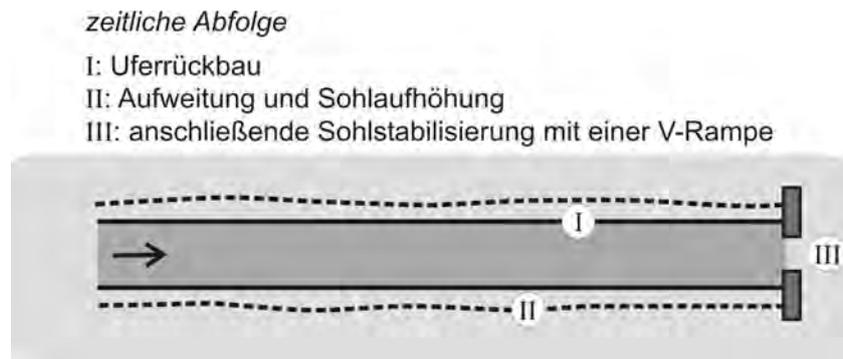


Abb. 7.9: Stabilisierung eines Gewässers nach erfolgter Aufweitung mit V-Rampen

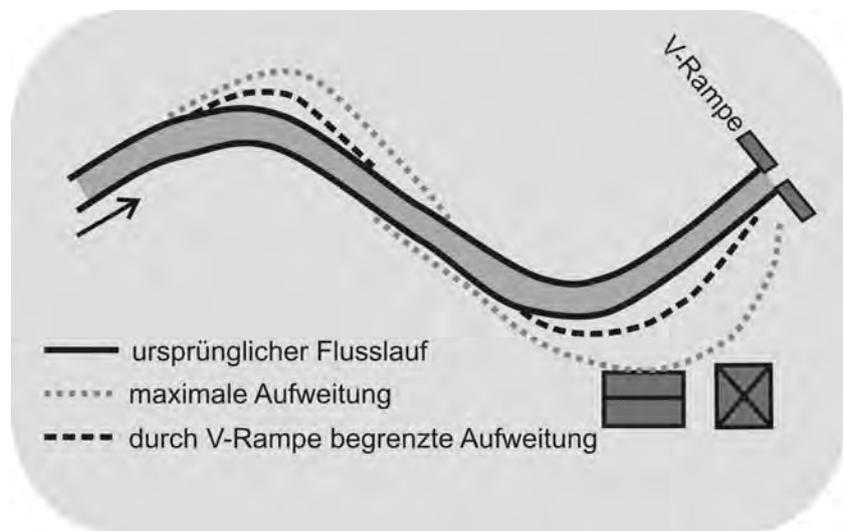


Abb. 7.10: Steuerung der Aufweitungstendenz eines Gewässers mit V-Rampen

**Kontrolle (Abb. 7.11)** Erfolgt bei längeren Gewässerabschnitten ein großräumiger Uferrückbau, so sind, insbesondere in Kurvenstrecken, Laufverlagerungen nicht immer auszuschließen. Durch die intensive Flächennutzung steht der hierfür benötigte Raum meist nicht zur Verfügung. Um die Flussverbreiterung einerseits zuzulassen, andererseits die Laufverlagerung zu vermeiden, bieten sich in regelmäßigen Abständen angeordnete V-Rampen an. Diese fixieren örtlich den Flusslauf, ermöglichen dennoch die Ufererosion und vermeiden unerwünschte Laufverlagerungen.

Im Zusammenhang mit einer Entfernung der Uferverbauung sind im Vorfeld mögliche Laufverlagerungen bzw. Umwegigkeiten zu berücksichtigen. Im Falle eines größeren Hochwassers kann der Fluss in kurzer Zeit durch Ufererosion Altarme erschließen und sich einen neuen Weg bahnen. Bei Zwangspunkten, beispielsweise an Brücken- und Querbauwerken, muss durch stabile Strukturen ein Übergang vom beweglichen zum lokal befestigten Uferbereich

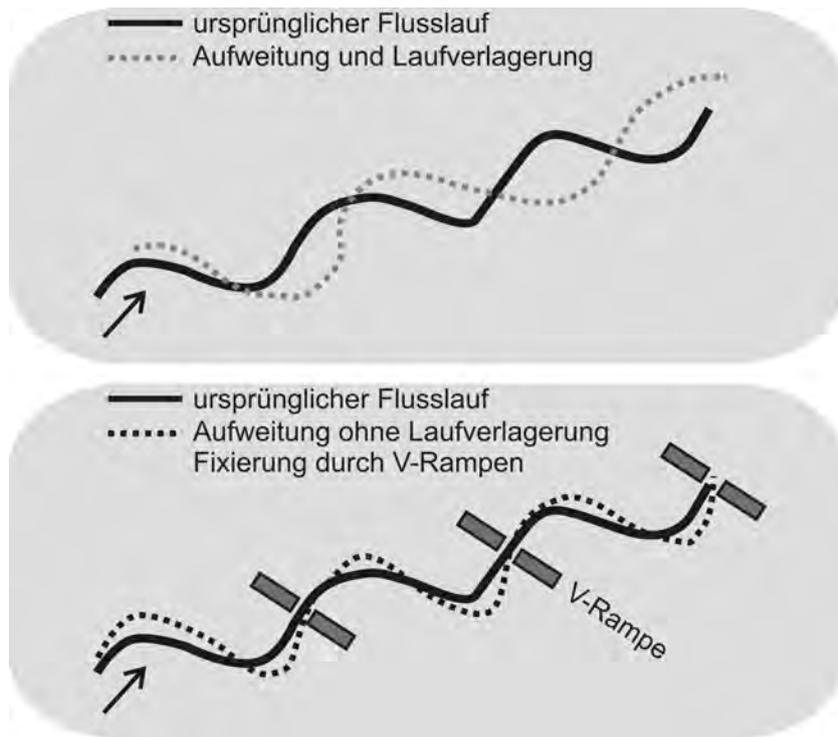


Abb. 7.11: Kontrolle des Flusslaufs mit V-Rampen bei großräumigem Uferrückbau

geschaffen werden, um Laufverlagerungen und eine daraus folgende Gefährdung auszuschließen. Auch beim Übergang vom „freien“ Gewässerabschnitt auf den befestigten Bereich der V-Rampe muss ein derartiger Übergang durch eine ausreichend tiefe Einbindung in den Uferbereich sichergestellt werden.



## 8 Sanierung der Unteren Iller

### 8.1 Konzept

An der Unteren Iller herrscht dringender Handlungsbedarf zur Stabilisierung der eintiefungsgefährdeten Sohle. Von der bayerischen und baden-württembergischen Wasserwirtschaftsverwaltung wurde in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München und dem Büro Björnsen Beratende Ingenieure ein Konzept zur Sanierung des Gewässerabschnitts von Fluss-km 15,8 bis 13,8 entwickelt. Die Planung sieht eine Kombination verschiedener Maßnahmen vor (Abb. 8.1).

Bei Fluss-km 15,8 wird eine konventionelle Rampe errichtet. Unterstrom dieser Rampe erfolgt auf einer Länge von etwa 1100 m eine technische Aufweitung um rund 40 m. Das aus dem Aushub gewonnene Ufermaterial dient zum Teil zur Anhebung der Flusssohle. Später wird das verbleibende Material als Geschiebe zugegeben. Im Bereich der technischen Aufweitung wird anschließend mit Einbau eines Offenen Deckwerks (Hartlieb, 1999) die Flusssohle gegen eine weitere Eintiefung gesichert und ein erneuter Uferverbau eingebracht.

Auf den verbleibenden 900 m bis Fluss-km 13,8 wird anschließend die Uferverbauung entfernt und eine eigendynamische Gewässerentwicklung zugelassen. Sobald die Breitenentwicklung weitestgehend abgeschlossen ist und die Sohle im Zuge der Aufweitung eine An-

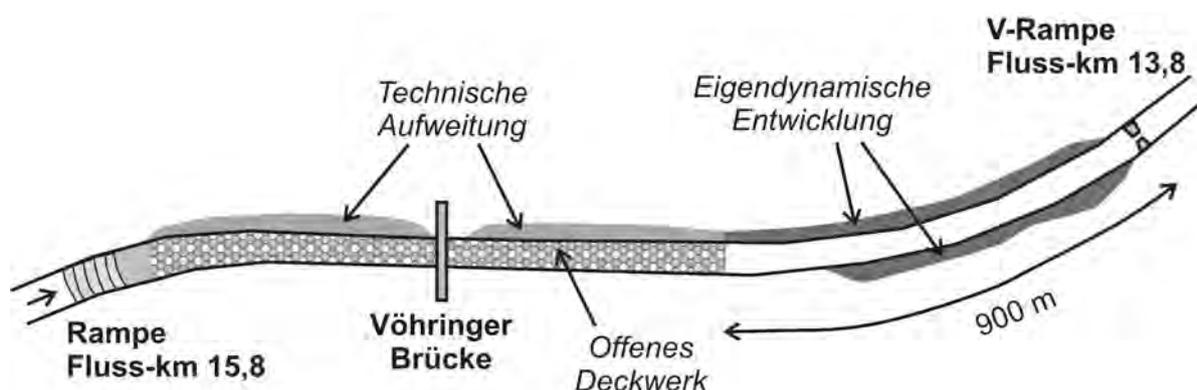


Abb. 8.1: Konzept zur Sanierung der Unteren Iller von Fluss-km 15,8 bis 13,8

hebung erfahren hat - dieser Prozess kann in Abhängigkeit der Hydrologie mehrere Jahre in Anspruch nehmen - wird bei Fluss-km 13,8 eine V-Rampe errichtet.

Seitens der Wasserwirtschaftsverwaltung wird eine umfassende Sohlstabilisierung auch bis zum Referenzhochwasser aus dem Jahr 1999 mit  $HW(1999) = 1000 \text{ m}^3/\text{s}$  gefordert.

Dieses Konzept basiert auf den im Jahr 2004 an der Versuchsanstalt Oberrach durchgeführten physikalischen Modellversuchen. Im geometrischen Maßstab  $M = 1 : 17$  wurde die eigen-dynamische Gewässerentwicklung an der Unteren Iller im Zusammenspiel mit V-Rampen untersucht (vgl. Abschnitt 7.4).

## 8.2 V-Rampe bei Fluss-km 13,8

### 8.2.1 Sohlstabilisierung

Die erforderliche Stabilisierung bis zum angegebenen Gesamtabfluss von  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ , dies entspricht in etwa einem  $HQ_{200}$ , ist eine stark restriktive Randbedingung. Um dies zu gewährleisten, muss die V-Rampe mit einer relativ kleinen Öffnung von nur zwölf Metern Breite und hohen Seitenstrukturen bis zur angrenzenden Geländeoberkante ausgeführt werden (Abb. 8.2).

Eine zweidimensional-tiefengemittelte hydraulische Berechnung des planenden Ingenieurbüros ergab für den betrachteten Gewässerabschnitt einen im Fluss verbleibenden und die Sohle belastenden Abflussanteil von rund  $900 \text{ m}^3/\text{s}$ . Aufgrund des großen Aufstaus wird allerdings auf einer begrenzten Länge von rund 200 m oberstrom der V-Rampe ein Abflussanteil von etwa  $340 \text{ m}^3/\text{s}$  ins linksseitige Vorland ausgeleitet, so dass über die V-Rampe beim  $HW(1999)$  nur etwa  $560 \text{ m}^3/\text{s}$  abfließen.

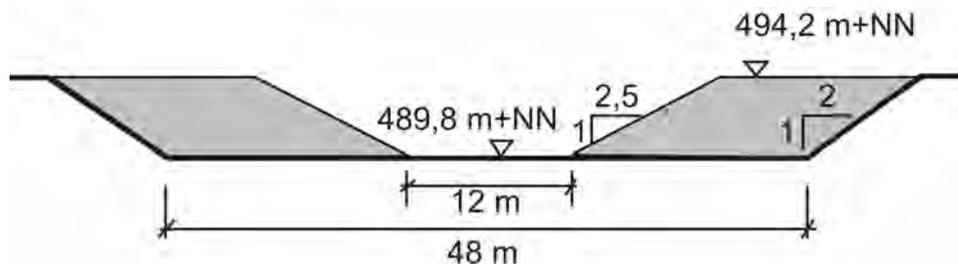


Abb. 8.2: Abmessungen der V-Rampe bei Fluss-km 13,8

Unter Berücksichtigung des sich beim HW(1999) einstellenden Sohlabpflasterungsprozesses (vgl. Abschnitt 2.1.2) kann die Sohlstabilität nachgewiesen werden (Abb. 8.3 - a und d). Die V-Rampe entspricht in ihrer Aufstauwirkung beim HW(1999) einer 70 m breiten Rampe mit rund drei Metern Höhe (b).

Bei kleineren, aber bereits geschiebetriebwirksamen Abflüssen wird aufgrund der relativ kleinen V-Rampenöffnung der eigentlich notwendige Aufstau überschritten. Der Grundgedanke der V-Rampe, einen bedarfsgerechten Aufstau zu bieten und den Fließgewässercharakter nicht mehr als nötig zu beeinträchtigen, wird bei diesem Projekt zugunsten einer beinahe absoluten Sohlstabilisierung abgeschwächt. Im Oberwasser der V-Rampe werden jedoch auch bei niedrigen und mittleren Abflüssen Fließgeschwindigkeiten von mindestens 40 cm/s erreicht.

An der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München wurde die geplante V-Rampe bei Fluss-km 13,8 in physikalischen Modellversuchen eingehend untersucht.

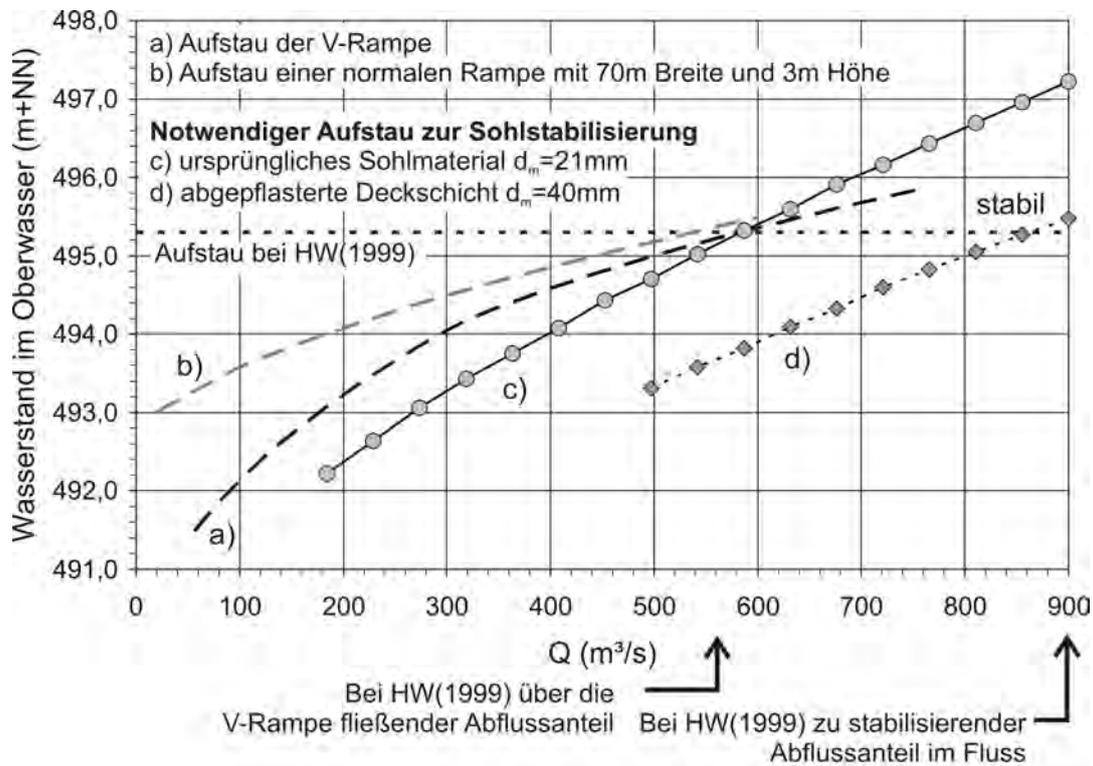


Abb. 8.3: Aufstauwirkung der V-Rampe bei Fluss-km 13,8

## 8.2.2 Energieumwandlung

Für die gewählte V-Rampengeometrie wurde die Energieumwandlung durch Einbau von Tosmuldenstrukturen optimiert (vgl. Abschnitt 5.9). Durch Anordnung von zwei 0,5 bis 1,0 m hohen Bogenstrukturen, die auch bei Niedrigwasser noch überströmt werden, und einer dazwischen liegenden, zwei Meter tiefen Tosmulde, kann dem Schussstrahl ein wesentlicher Anteil an Energie entzogen werden. Der verbleibende Energieüberschuss wird im weiteren Unterwasser an den freien Strahlgrenzen und infolge der Nachbettraueheit sowie durch den gewellten Abfluss abgebaut. Für den großen Bemessungsabfluss ist im Anschluss an die Tosmuldenstruktur eine 75 bis 100 m lange Nachbettsicherung anzuordnen. Am Übergang auf die natürliche Flusssohle wird ein etwa 25 m langes Offenes Deckwerk empfohlen, welches flexibel auf etwaige Sohländerungen reagieren wird.

## 8.2.3 Konstruktion

Ausgehend von der zweidimensional-tiefengemittelten Berechnung des an der Planung beteiligten Ingenieurbüros wurde für den gegebenen Oberwasserstand der über die V-Rampe fließende Abfluss gemäß Kapitel 4 ermittelt. Im Gegensatz zur numerischen Berechnung, bei der die Energieverluste im konkreten Fall überschätzt werden, ergibt sich ein etwas höherer Abflussanteil über die V-Rampe (Abb. 8.4).

Im nächsten Schritt wurden für die einzelnen Belastungsbereiche entsprechend der Ausführungen in Kapitel 6 die erforderlichen Steingrößen bestimmt bzw. abgeschätzt.

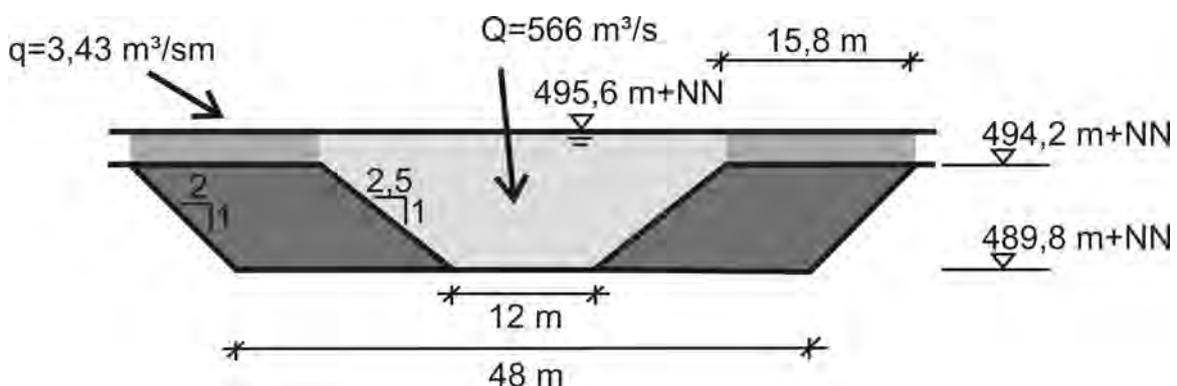


Abb. 8.4: Geometrie und Belastung der V-Rampe bei Fluss-km 13,8

### 8.2.3.1 Rücken der Seitenstrukturen

Die Neigung der Seitenstrukturen wurde zu 1 : 4 festgelegt. Da die hydraulische Belastung der Seitenstrukturen empfindlich auf eine Veränderung des Oberwasserstandes reagiert, wurde die spezifische Belastung von  $q = 3,4 \text{ m}^3/\text{sm}$  um einen Sicherheitsfaktor von 1,5 auf  $5 \text{ m}^3/\text{sm}$  erhöht. Mit dem Ansatz von Whittaker und Jäggi (1986) (Gl. 6.13) ergibt sich ein erforderlicher Durchmesser  $d_s \approx 1,0 \text{ m}$  bzw. eine Masse des Einzelsteins von 1,4 t.

### 8.2.3.2 Öffnungswandung

Bei den in Abschnitt 6.6 beschriebenen Modellversuchen hat sich eine hohe Stabilität der Öffnungswandung bereits bei relativ kleinen Steindurchmessern ergeben.

Für die Vordimensionierung der geplanten V-Rampe an der Iller bei Fluss-km 13,8 wurde in einer 52,5 cm breiten Versuchsrinne eine Öffnungswandung, die angrenzende Hälfte der Öffnung und ein Teil der angrenzenden Seitenstruktur abgebildet (Abb. 8.5). Der geometrische Maßstab wurde zu  $M = 1 : 40$  gewählt. Der Abflussanteil, der im Bemessungsfall über den betrachteten Ausschnitt fließt, beträgt  $Q_{d,Natur} = 296,7 \text{ m}^3/\text{s}$  bzw.  $Q_{d,Modell} = 29,3 \text{ l/s}$ .

Das Deckwerk wurde einlagig aus gesetztem Schottermaterial der umgerechneten Größe von  $d_s \approx 80 \text{ cm}$  und Masse von etwa 700 kg errichtet. Die Steine wurden sorgfältig mit ihrer längsten Seite senkrecht zum Planum mit einem guten kraftschlüssigen Verbund im Deckwerk eingebaut (Abb. 8.6 links). Als Unterbau wurde scharfkantiger Kies mit einer umgerechneten Körnung von 80 bis 200 mm verwendet. Das Größenverhältnis von Filter zu Deckwerk liegt im Bereich 1/4 bis 1/10.

Der Unterwasserstand wurde auf der sicheren Seite liegend mit der Fließformel nach Manning-Strickler für eine Sohlbreite von 80 m und einem Längsgefälle von 1,3 ‰ ermittelt. Der Unterwasserstand wird tatsächlich aufgrund einer geringeren Gewässerbreite höher liegen.

Ausgehend von umgerechnet  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  wurde im Ausschnittmodell der Abfluss sukzessive in Schritten von je ca.  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  erhöht und die Konstruktion jeweils über einen Zeitraum von mindestens 20 Modell-Minuten belastet. Der Versuch wurde insgesamt fünf Mal aufgebaut und bis zu einem Spitzenabfluss von  $Q_{max,Natur} = 911 \text{ m}^3/\text{s}$ , der etwa dem dreifachen Bemessungsabflussanteil entspricht, belastet (Abb. 8.6 rechts). In keinem der Fälle wurden merkliche Setzungen oder eine Beschädigung des Deckwerks beobachtet.

Um die Sensitivität des Steinwurfs auf Schwachstellen und Einbauungenauigkeiten zu testen, wurden an je vier Stellen im Bereich der Öffnungswandung und im Sohlbereich der Öffnung je

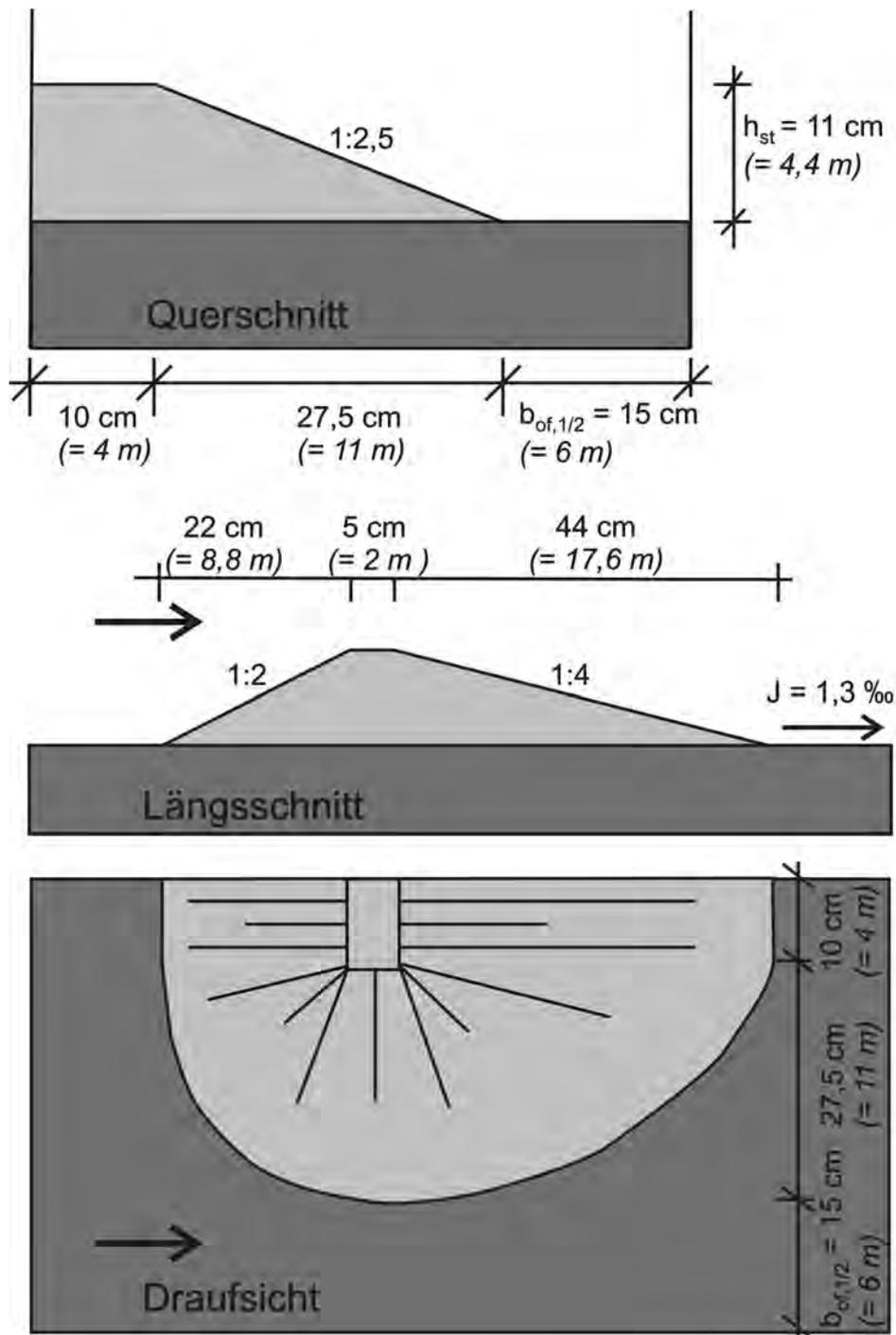


Abb. 8.5: Ausschnittsmodell der V-Rampe an der Iller bei Fluss-km 13,8 im geometrischen Maßstab  $M = 1 : 40$



Abb. 8.6: Setzen des Deckwerks auf einer Filterschicht - Bauzustand (links) und Belastung des Versuchs mit  $Q_{max,Natur} = 911 \text{ m}^3/\text{s}$  (rechts)

zwei nebeneinander stehende Steine entfernt. Der Versuch wurde ebenfalls fünf Mal, identisch zu obigem Vorgehen, durchgeführt. Auch bei diesem gestörten Steinsatz wird eine hohe Stabilität beobachtet. Erst bei Abflüssen  $Q_{krit,Natur} \geq 860 \text{ m}^3/\text{s}$  versagt die Struktur. Ausgehend vom unterstromigen Sohlbereich stellt sich dabei in der Öffnung der Schaden bei längerer Belastung infolge Auflockerung des Unterbaus und des Deckwerksgefüges ein. Sobald sich eine lokale Schwachstelle verbreitert hat, wird infolge Stabilitätsverlusts schlagartig die gesamte V-Rampenstruktur zerstört.

### 8.2.3.3 Sohle im Bereich der Öffnung

Die spezifische Belastung wird auf der sicheren Seite liegend auf die Öffnungsbreite bezogen, d. h.  $q = 566 \text{ m}^3/\text{s} : 12 \text{ m} = 47,2 \text{ m}^3/\text{sm}$ . Ausgehend von der Abschätzung mittels der Gl. 6.34 von Abt und Johnson (1991) ergibt sich damit für die betrachtete V-Rampe ein Durchmesser  $D_{50} \approx 70 \text{ cm}$ . Ebenso wie für den Bereich der Öffnungswandung ergibt sich in diesem Bereich eine hohe Stabilität (vgl. den vorhergehend beschriebenen Versuch).

### 8.2.3.4 Ausführungsvorschlag

Generell ist die Verwendung unterschiedlicher Steingrößen bei aneinander angrenzenden Bereichen mit konstruktiven Schwierigkeiten verbunden. Da bislang weder Erfahrungen bei der Errichtung noch bezüglich des Langzeitverhaltens existieren, wird im vorliegenden Fall sicherheitshalber ein einheitlicher Steindurchmesser gewählt. Als für das Gesamtbauwerk kritisch wird der Rücken der Seitenstrukturen betrachtet. Somit wird konkret die Verwendung

von Blöcken mit einem Durchmesser  $d_s = 1,0$  m und einer Masse von 1,4 t vorgeschlagen. Mit der gewählten Steingröße sind der Bereich der Öffnung und der Öffnungswandung deutlich überdimensioniert.

Unter dem einlagig gesetztem Deckwerk ist eine Filterschicht vorzusehen. Entsprechend der Empfehlung von Platzer (2000) und Vogel (2003) sollte der Unterbau einen Durchmesser von  $d_{s,UB} = 7$  bis 20 cm aufweisen.

Bei der Abschätzung der erforderlichen Steingrößen wurde kein belastungsverringender Einfluss hoher Unterwasserstände berücksichtigt.

### 8.2.3.5 Vollmodell der Iller V-Rampe

Die in einem ersten Schritt über eine Betrachtung einzelner Belastungsbereiche gewonnenen Steingrößen wurde anschließend an einem Vollmodell überprüft. Im geometrischen Maßstab  $M = 1 : 26,2$  wurde die V-Rampe einschließlich des Vorbetts und einem umgerechnet 30 m langen unterstrom anschließenden Bereich aufgebaut (Abb. 8.7). Die Tosmulde und das Nachbett wurden nicht abgebildet.

Auf einem Unterbau aus scharfkantigem Filtermaterial der Größe  $d_s = 13,7$  mm wurden die Steine der Größe  $d_s = 36,5$  mm mit ihrer längsten Seite  $l_s = 53,1$  mm senkrecht zur Berandung gesetzt. Umgerechnet auf Naturdaten sind die Steine rund 1,2 t schwer und besitzen einen äquivalenten Kugeldurchmesser von  $d_s = 95$  cm. Die Steine wurden um die Rauheits-erhebung  $k = l_s/3$  über den in Abb. 8.4 angegebenen Höhen eingebaut. Das Filtermaterial ist mit umgerechnet  $d_s \approx 35$  cm größer als eigentlich erforderlich. Die Belegungssteine des Deckwerks hingegen sind, im Vergleich zur oben erfolgten Abschätzung, etwas kleiner.

Im Bereich des Vorbetts wurde das Filtermaterial mehrlagig ohne zusätzliche Deckschicht eingebaut.

Bei der Versuchsdurchführung wurde schrittweise der Abfluss gesteigert und über einen längeren Zeitraum konstant belassen. Der Unterwasserstand wurde entsprechend den Normalwasser- verhältnissen bei einer Sohlbreite von 80 m und einem Längsgefälle von 1,3 ‰ eingestellt. Da die künftige Flusssohle maximal eine Breite von 60 m aufweisen wird, ist der eingestellte Unterwasserstand auf der sicheren Seite liegend niedriger gewählt.

Der Versuch wurde abschließend mit einem modellbedingt maximal möglichen Abfluss von 222 l/s, dies entspricht 780 m<sup>3</sup>/s, über einen Zeitraum von zwei Stunden belastet. Auch bei dieser, um einen Faktor von 1,15 über den Bemessungsabfluss liegenden Belastung, wurden keine wesentlichen Schäden festgestellt.

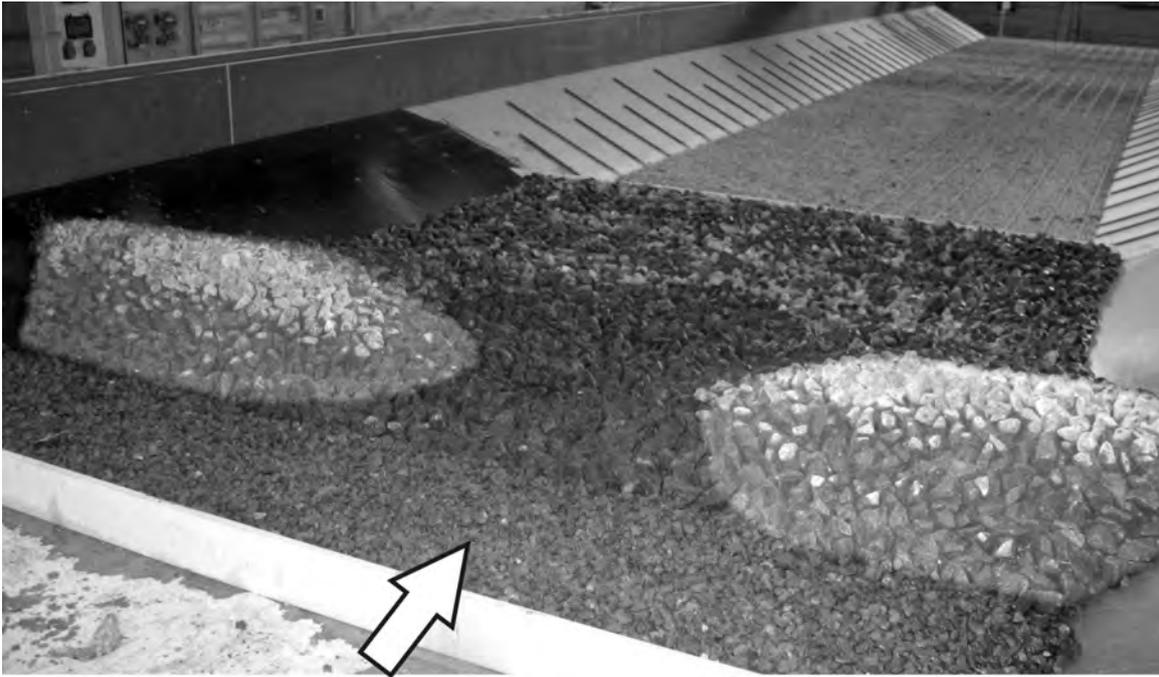


Abb. 8.7: Vollmodell der Iller V-Rampe bei Fluss-km 13,8 im Maßstab  $M = 1 : 26,2$

Einzig an der Verschneidungskante von der rechten Seitenstruktur und der Uferböschung wurde bei Einstellen der höchsten Belastung eine Bewegung mehrerer Deckwerkssteine beobachtet (Abb. 8.8). Die Ursache hierfür liegt in der im Modell unrealistisch abgebildeten Auflagefläche der Deckwerkssteine entlang der Uferböschung. Trotz dieser Schadstelle wurde das offengelegte Filtermaterial während der im Modell mehrstündig andauernden Belastung nicht erodiert.

Aufgrund der modelltechnisch bedingten Abflussbeschränkung konnte die maximal mögliche Belastung, bei der Versagen eintritt, nicht näher quantifiziert werden. Ausgehend von den Voruntersuchungen und den getroffenen Annahmen ist allerdings davon auszugehen, dass die V-Rampe überdimensioniert ist und weit größeren Belastungen standhalten wird.

Bei der vorliegenden V-Rampe kann die Konstruktion in gesetzter Bauweise erfolgen. Für den Bereich der Seitenstrukturen, der V-Rampenöffnung und der Tosmulde wird die einheitliche Verwendung von Blöcken der Größe  $d_s = 1,0$  m empfohlen. Für das Nachbett wird ein mehrlagiger Steinwurf der Größe  $d_s = 60$  cm ausreichen.

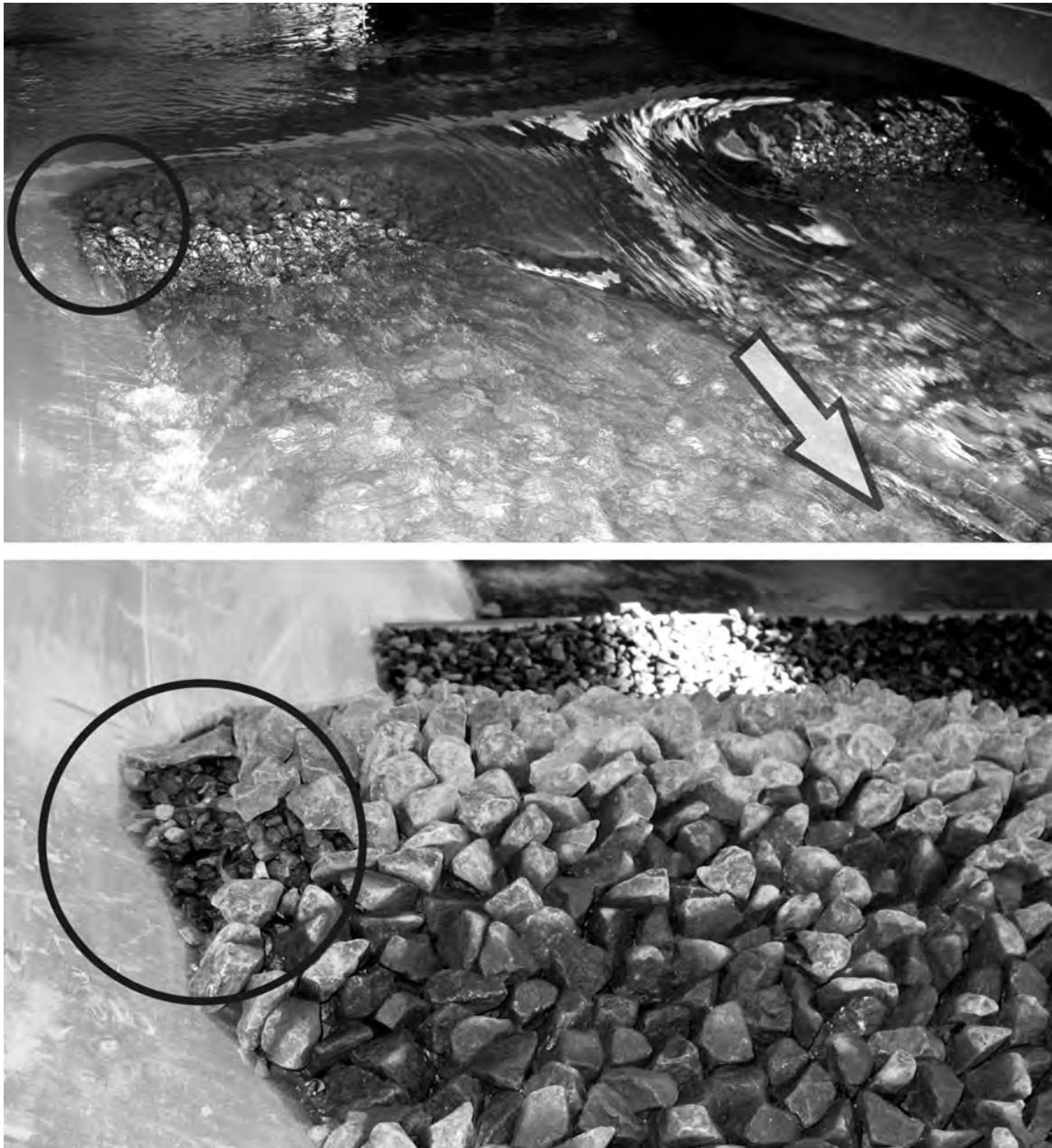


Abb. 8.8: Belastung des Versuchs mit umgerechnet  $Q = 780 \text{ m}^3/\text{s}$  (oben) und aufgetretener Schaden im ufernahen Bereich der Seitenstruktur (unten)

## **9 Zusammenfassung**

### **9.1 Ergebnisse**

Am Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München wurde zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flussabschnitte das Konzept der so genannten V-Rampe entwickelt. Eine V-Rampe besteht typischerweise aus zwei Seitenstrukturen, die lokal den Abflussquerschnitt einengen und insbesondere bei höheren Abflüssen den Oberwasserstand anheben. Die Gewässersohle erfährt im Idealfall im Bereich der V-Rampe keinen Höhenversatz. Da bei geringen und mittleren Abflüssen, die keinen Geschiebetrieb bewirken, der Wasserspiegel im Oberwasser nur geringfügig beeinflusst wird, kann somit über einen Großteil des Jahres der Fließgewässercharakter weitestgehend erhalten bleiben.

Anhand von physikalischen Modellversuchen und durch ein Studium thematisch verwandter Literatur wurden im Rahmen dieser Arbeit die Grundlagen für die Gestaltung und die Funktionsweise von V-Rampen erarbeitet.

#### **Sohlstabilisierung**

Die Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flussabschnitte mit V-Rampen beruht auf einer Anhebung des Oberwasserstandes und folgend einer Reduzierung der Fließgeschwindigkeiten und Sohlbelastung. Der erforderliche Aufstau ist im wesentlichen von der kritischen Sohlschubspannung, vom Sohlängsgefälle und Abfluss, sowie von der Länge des zu stabilisierenden Bereichs abhängig.

In der Regel ist eine Stabilisierung des Gewässers bis zum so genannten bettbildenden Abfluss ausreichend. Die Wiederkehrwahrscheinlichkeit eines solchen Abflusses liegt im Bereich eines ein bis fünfjährigen Hochwasserereignisses (Bray, 1975/1976; Ackers, 1982). Im Einzelfall ist der maßgebliche Abfluss für die Sohlstabilisierung jedoch entsprechend der örtlichen, hydrologischen und sedimentologischen Gegebenheiten zu wählen, so dass mitunter die Gewässersohle bis zu einem wesentlich größeren Abfluss zu stabilisieren ist.

Mit einem eindimensionalen Wasserspiegellagenprogramm mit integriertem Geschiebetransportmodul wurde die Sohl-anhebung im Oberwasser einer V-Rampe untersucht. Jeder Abfluss

weist eine, in Abhängigkeit vom Geschiebeeintrag, unterschiedliche dynamisch stabile Sohl-lage auf. Da diese bei einem kleineren Abfluss aufgrund des geringeren Aufstaus tiefer liegt als bei einem größeren Hochwasserereignis, wird sich zwangsläufig bei Veränderung des Abflusses oder des Geschiebeeintrags eine Veränderung der Sohl-lage einstellen. Im Gegensatz zu konventionellen Querbauwerken verbleibt bei V-Rampen eine stärker ausgeprägte Sohldyna-mik im Oberwasser, solange noch ein geringer Anteil an Geschiebe in die Strecke eingetragen wird.

Ausgehend von der Staulinienfunktion und einer eindimensionalen Strömungsbetrachtung wurde ein vereinfachtes Verfahren entwickelt, mit dessen Hilfe der erforderliche Aufstau zur Stabilisierung eines Gewässers gegebener Länge ermittelt werden kann (vgl. Anhang A). Mit diesem Verfahren kann auch die Wirkung eines tendenziell zu geringen Aufstaus quantifiziert werden. Aussagen über die verbleibende Abminderung der Schubspannungen oder der Länge des noch stabilisierten Bereichs sind damit möglich.

Es wird in diesem Zusammenhang betont, dass eine moderate Unterschreitung des Aufstaus nicht zwangsläufig zu einem vollkommenen Verlust der sohlstabilisierenden Wirkung führt. Neben der verbleibenden belastungsverringernenden Wirkung der V-Rampe kann die Bildung einer natürlichen Deckschicht zur Stabilisierung beitragen. Zusätzlich werden Sohlverände-rungen ebenfalls zu einer Reduktion der Sohlbelastung führen.

## **Ökologie**

Der Charakter von Fließgewässern wird durch eine Vielzahl biotischer und abiotischer Fakto-ren bestimmt. Für die Ausbildung einer gewässerspezifischen Biozönose sind maßgeblich der Sauerstoffgehalt, die Wassertemperatur, die Fließgeschwindigkeiten und -tiefen, das Sohlsub-strat, sowie die Lichtverhältnisse und die Wasserqualität entscheidend. Zusätzliche Bedeutung kommt der Längsdurchgängigkeit für Fische und aquatische Organismen zu, um die lebens-notwendige Wanderbewegung in verschiedene Habitate zu ermöglichen und die Wiederansie-delung artenarmer Gewässerbereiche zu fördern.

Bei einer Sohlstabilisierung mit V-Rampen werden aufgrund des bedarfsgerechten Aufstaus die ökologischen Randbedingungen eines Fließgewässers nur geringfügig verändert. Anthro-pogene Eingriffe können dadurch wesentlich minimiert werden. Die Gefahr einer Kolmation der Gewässersohle wird gegenüber herkömmlichen Querbauwerken deutlich reduziert.

Zur Passierung der V-Rampe müssen Fische keinen Höhenversatz bewältigen, allerdings ge-gen lokal erhöhte Fließgeschwindigkeiten ankommen. Aufgrund der Strömungsablösung von den Seitenstrukturen sind die Fließgeschwindigkeiten im Randbereich der Öffnung deutlich

verringert. Im allgemeinen werden Fische und aquatische Organismen bei Verwendung großer Steine aufgrund der geschützten Zwischenräume im Randbereich aufsteigen können.

### **Der Aufstau durch V-Rampen**

Die Aufstaucharakteristik einer V-Rampe kann durch Wahl der Öffnungsbreite, Neigung der Öffnungswandung sowie Höhe der Seitenstrukturen an die Erfordernisse der Sohlstabilisierung und des Hochwasserschutzes angepasst werden. Ein bedarfsgerechter Aufstau bei geschiebetransportwirksamen Abflüssen lässt sich gewährleisten.

Der Aufstau im Oberwasser einer V-Rampe bei Auftreten eines Fließwechsels kann durch Ansetzen der minimalen Energiehöhe im Bereich der V-Rampenöffnung ermittelt werden.

Zur Berücksichtigung der Energieverluste bietet sich das Verfahren von FHWA (1978) an. Die Abweichung zwischen den im Modellversuch der Iller V-Rampe bei Fluss-km 13,8 gemessenen und mit diesem Verfahren berechneten Wasserständen ist vernachlässigbar gering.

Da sich die Strömung in der Öffnung von den Seitenstrukturen ablöst, können Energieverluste auch vereinfachend durch eine Reduktion der Öffnungsbreite erfasst werden. Dieses Vorgehen entspricht im Prinzip dem Verfahren zur Berücksichtigung von Pfeilereinschnürungen auf die Überfalleistung an Wehrkronen. Exemplarisch wurde für die geplante V-Rampe an der Unteren Iller bei Fluss-km 13,8 (vgl. Kapitel 8) ein Kontraktionskoeffizient im Bereich von  $k = 0,23$  bis  $0,30$  ermittelt.

Für die gleiche V-Rampe hat sich der beginnende Rückstau von Unterwasser auf den Oberwasserstand bei einem Verhältnis von  $h_{UW}/h_{OW} \approx 0,60$  ergeben.

### **Energieumwandlung**

Zum Schutz der Gewässersohle vor übermäßiger Belastung kommt der Umwandlung des Energieüberschusses des durch die V-Rampenöffnung konzentrierten Strahls eine große Bedeutung zu. Zur Optimierung der Energieumwandlung an V-Rampen wurden physikalische Modellversuche durchgeführt, welche sich maßgeblich an den Gegebenheiten der geplanten V-Rampe an der Unteren Iller orientierten.

In den Versuchen hat sich die Errichtung von zwei erhöhten Bogenstrukturen mit einer dazwischen liegenden Tosmulde als zufriedenstellende Variante herausgestellt. Durch diese Struktur wird dem Strahl auf kurzer Strecke ein Großteil der Strömungsenergie entzogen und eine Strahlverbreiterung erreicht. An der weiteren Energieumwandlung im Unterwasser ist maßgeblich der Impulsaustausch an den freien Strahlgrenzen beteiligt. Die Energieumwandlung

kann durch die Anordnung dieser Tosmuldenvariante entscheidend verbessert und die notwendige Nachbettlänge deutlich reduziert werden.

Sollte die Strömung am Ende des befestigten Nachbetts noch einen gewissen Energieüberschuss aufweisen, so wird sich dieser infolge der resultierenden Kolkbildung weiter abbauen.

Der Strahl wird sich bei asymmetrischer Abströmung, oder falls die V-Rampe in einer Flusskrümmung liegt, bevorzugt in Richtung einer Uferböschung orientieren. Falls sich der Strahl infolgedessen an ein Ufer anlegt, hat dies den Verlust einer freien Strahlgrenze zur Folge, mit dem Resultat einer verschlechterten Energieumwandlung und einer lokal erhöhten Uferbelastung.

### **Stabilität und Konstruktion**

Einer dauerhaft stabilen und die Funktionstüchtigkeit gewährleistenden Dimensionierung des Bauwerks kommt aus wirtschaftlichen Gründen eine große Rolle zu. Im Rahmen dieser Arbeit wurde hauptsächlich eine naturnahe Bauweise unter Verwendung großer Steine und Blöcke betrachtet. Es sind aber auch alternative Bauweisen, u. a. unter Verwendung von Beton oder Gabionen, denkbar.

Das Bauwerk wird hinsichtlich der hydraulischen Belastung in verschiedene Bereiche gegliedert. Für jeden dieser Bereiche konnten entweder durch Vergleich übertragbarer Bemessungsansätze für Deckwerke oder anhand eigener Modellversuche Aussagen zur erforderlichen Steingröße getroffen werden, mit denen eine erste Vordimensionierung erfolgen kann. Aufgrund des relativ geringen Umfangs der durchgeführten Versuche sind bei der konkreten Planung einer V-Rampe allerdings weiterführende Modellversuche durchzuführen.

### **V-Rampen in Kombination mit Uferrückbaumaßnahmen**

Eine zusätzliche Möglichkeit zur Sanierung eintiefungsgefährdeter Fließgewässer stellt der Rückbau der festen Uferverbauung dar. Aufgrund der folgenden Gewässervertiefung wird das Gewässer ökologisch aufgewertet, die Sohlbelastung reduziert und ein temporärer Geschiebeeintrag erreicht. In der Regel wird allerdings die Aufweitung alleine nicht ausreichen, um die Sohle zu stabilisieren.

In großmaßstäblichen physikalischen Modellversuchen wurden die Möglichkeiten einer Kombination der beiden Maßnahmen Uferrückbau und V-Rampen näher untersucht. Es stellten sich wesentliche Synergieeffekte heraus.

Eine V-Rampe kann, bei Errichtung nach weitestgehend abgeschlossener Gewässerverbreiterung, die Flusssohle langfristig vor weiterer Eintiefung schützen. Durch die vergrößerte Gewässerbreite fällt der erforderliche Aufstau deutlich geringer aus und die Eingriffe in das Ökosystem können weiter reduziert werden. Zusätzlich kann eine V-Rampe, wenn sie zeitlich vor der Maßnahme des Uferrückbaus errichtet wird, die Aufweitungstendenz in Bereichen mit angrenzender Bebauung begrenzen.

Durch Wahl der Form der V-Rampe wird der Aufstau und die sohlstabilisierende Wirkung im Oberwasser, die Energieumwandlung im Unterwasser, sowie die Strömung in der Öffnung und damit die Durchgängigkeit für Fische, bestimmt. Bei einer konkreten Planung muss bei Konflikten der Planungsziele *Sohlstabilisierung*, *Hochwasserschutz* und *Durchgängigkeit* mitunter abgewägt werden. Gegebenenfalls kann durch eine Veränderung der V-Rampengeometrie oder des Längsabstands zwischen den Bauwerken eine alternative Lösung gefunden werden.

## 9.2 Ausblick

Ziel dieser Arbeit war die Erarbeitung von Grundlagen zur Funktionsweise und Gestaltung von V-Rampen. Dem Planer wird ein ausführlicher Überblick über zu beachtende Punkte gegeben. Im vorgegebenen Rahmen kann allerdings nicht jedes Detail erschöpfend behandelt werden.

Bei zukünftigen wissenschaftlichen Untersuchungen sollten deshalb u. a. folgende Punkte bearbeitet werden:

- Für die Ermittlung der Aufstaubeziehung sollte der Energieverlust näher quantifiziert werden. Eine Parameterstudie mit Variation der V-Rampengeometrie wird allgemeingültige Aussagen über die Strömungseinschnürung an den Seitenstrukturen und den anzusetzenden Kontraktionskoeffizienten liefern.

Zur Quantifizierung des beginnenden Rückstaeinflusses von Unterwasser ist eine Parameterstudie unter Variation der V-Rampengeometrie, der Abflüsse und des Unterwasserstandes notwendig.

- Zur Beurteilung der ökologischen Durchgängigkeit können Untersuchungen an einem physikalischen Modell, mit Messung der Fließgeschwindigkeitsverteilung im Bereich der Öffnung, Anhaltswerte liefern. Definitive Aussagen über die Passierbarkeit von Fischen und aquatischen Organismen sind letztendlich aber erst nach einer Artenzählung an einer realisierten V-Rampe möglich.

- Hinsichtlich der Energieumwandlung ist eine Parameterstudie unter Variation des Öffnungsverhältnisses, der Abflüsse und des Unterwasserstandes erforderlich, um wirtschaftlich die erforderliche Nachbettlänge angeben zu können. Hilfreich wäre bei weiterführenden Untersuchungen die Inanspruchnahme einer beweglichen Flusssohle unterstrom des Nachbetts, um über die Kolkentwicklung Aussagen zur tatsächlichen Sohlbelastung zu ermöglichen, sowie um die Auswirkungen eines Kolkes auf die weitere Energieumwandlung im Unterwasser zu beurteilen.

Mit Modellversuchen sollte die Tendenz des Strahls, sich bei asymmetrischer Abströmung im Unterwasser an ein Ufer zu orientieren, und die diesbezüglichen Auswirkungen auf die Energieumwandlung, näher quantifiziert werden.

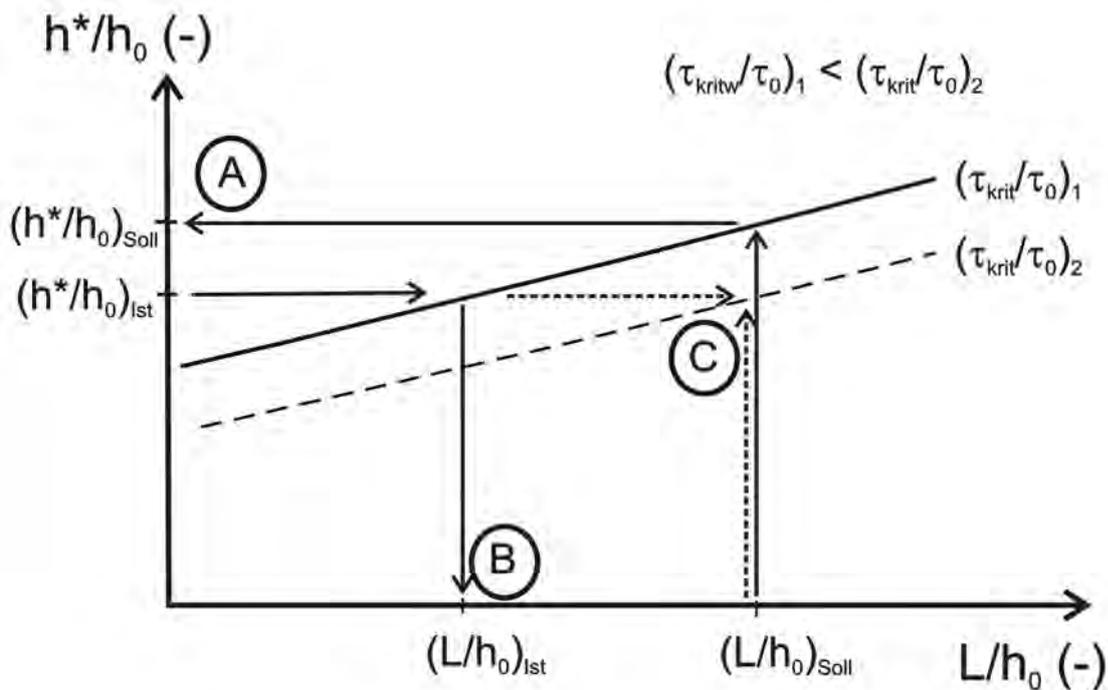
- Bezüglich der Stabilität erfolgte durch Literaturstudium und eigene Versuche eine vorläufige Quantifizierung der erforderlichen Steingrößen. Aufgrund des begrenzten Versuchsprogramms sind die Aussagen mit einem erweiterten Versuchsprogramm zu verifizieren. In diesem Zusammenhang sollte auch der Einfluss des Unterwasserstandes auf den Öffnungsbereich der V-Rampe untersucht werden. Nach umfangreichen Untersuchungen wird die Angabe zu berücksichtigender Unsicherheiten bei der Dimensionierung von V-Rampen erleichtert.

# Anhang

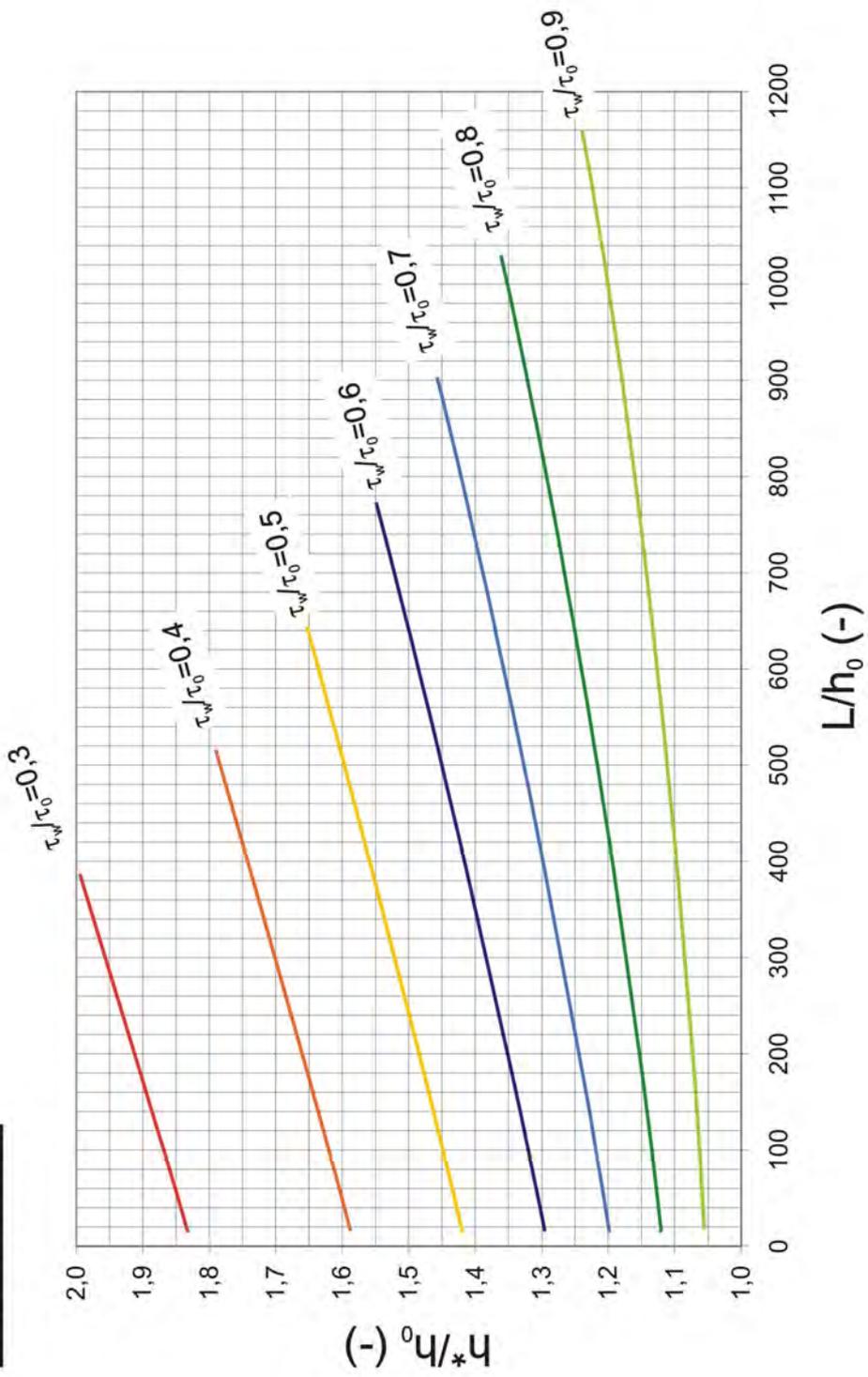
## Anhang A - Notwendiger Aufstau zur Sohlstabilisierung

Mit Hilfe der Diagramme können drei Fragestellungen näherungsweise bearbeitet werden:

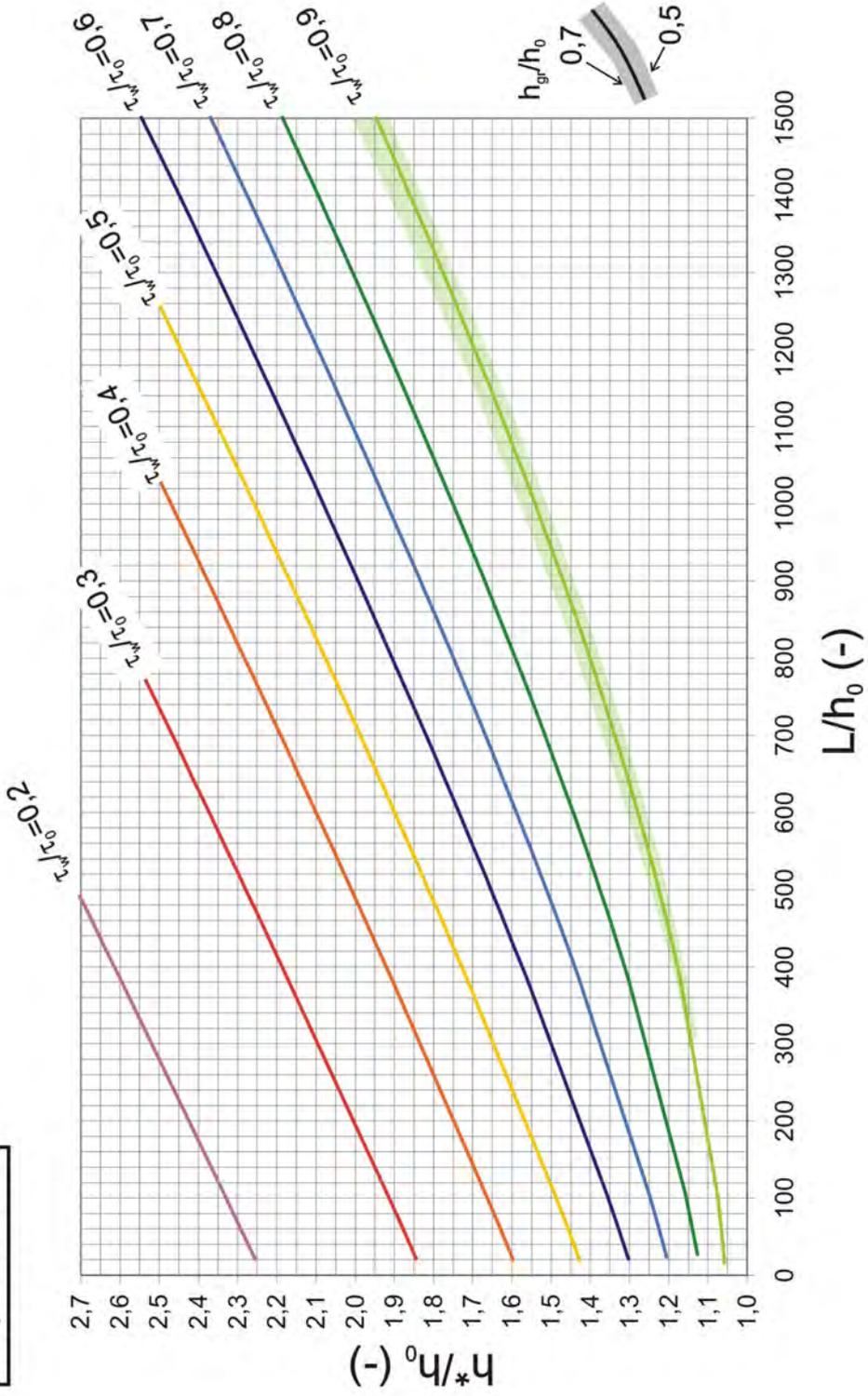
- Für einen gegebenen Abfluss und eine zu stabilisierende Länge kann über  $(L/h_0)_{Soll}$  und dem entsprechenden Verhältnis von  $\tau_{krit}/\tau_0$  der notwendige Aufstau  $(h^*/h_0)_{Soll}$  abgelesen werden.
- Wird der notwendige Aufstau unterschritten, so kann über  $(h^*/h_0)_{Ist}$  die noch voll zu stabilisierende Länge  $(L/h_0)_{Ist}$  ermittelt werden.
- Alternativ kann bei nicht ausreichendem Aufstau  $(h^*/h_0)_{Ist}$  die Verringerung der wirksamen Schubspannung im Abstand  $L$  oberstrom des Querbauwerks abgelesen werden.



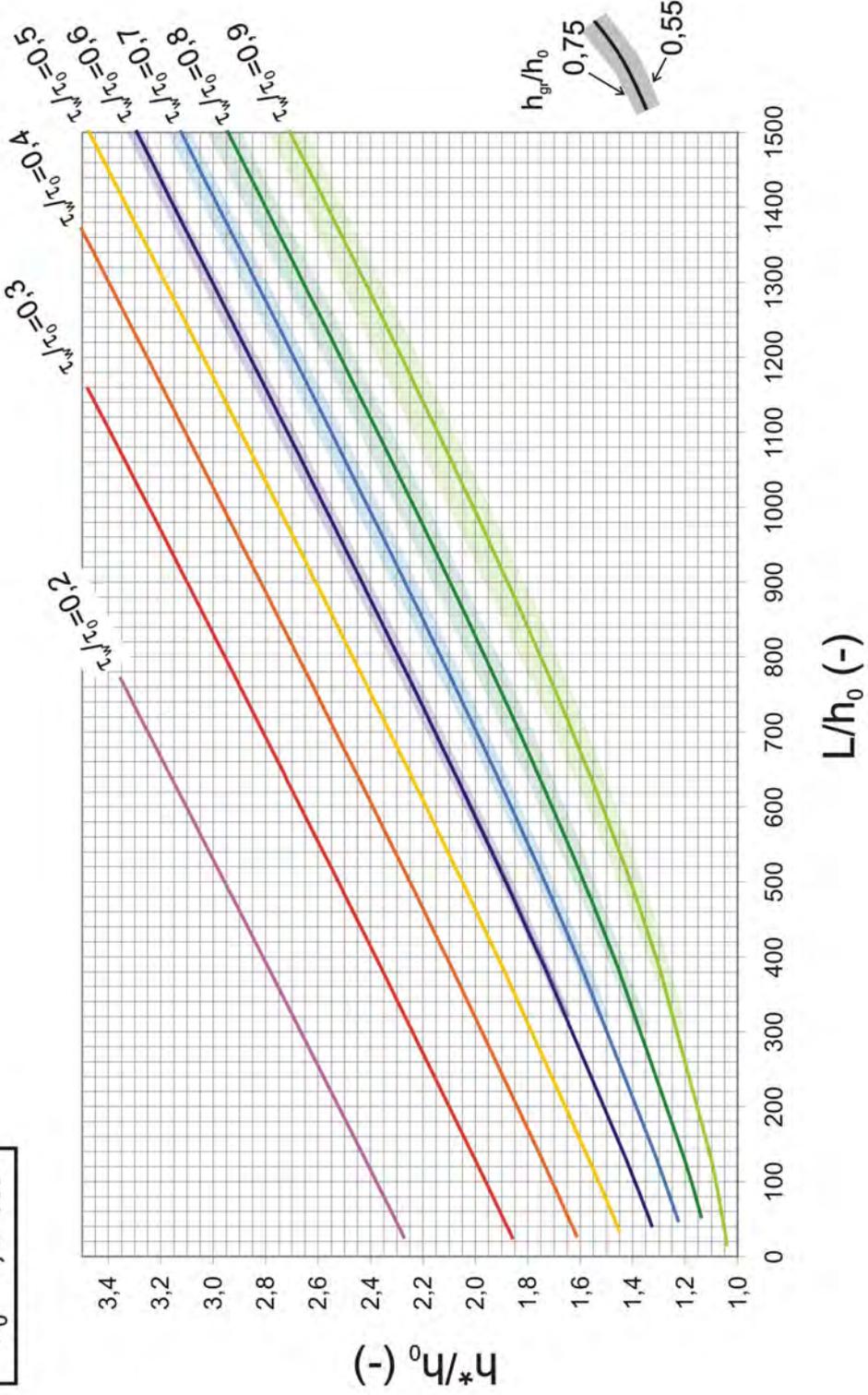
$J_0 = 0,5 \text{ ‰}$

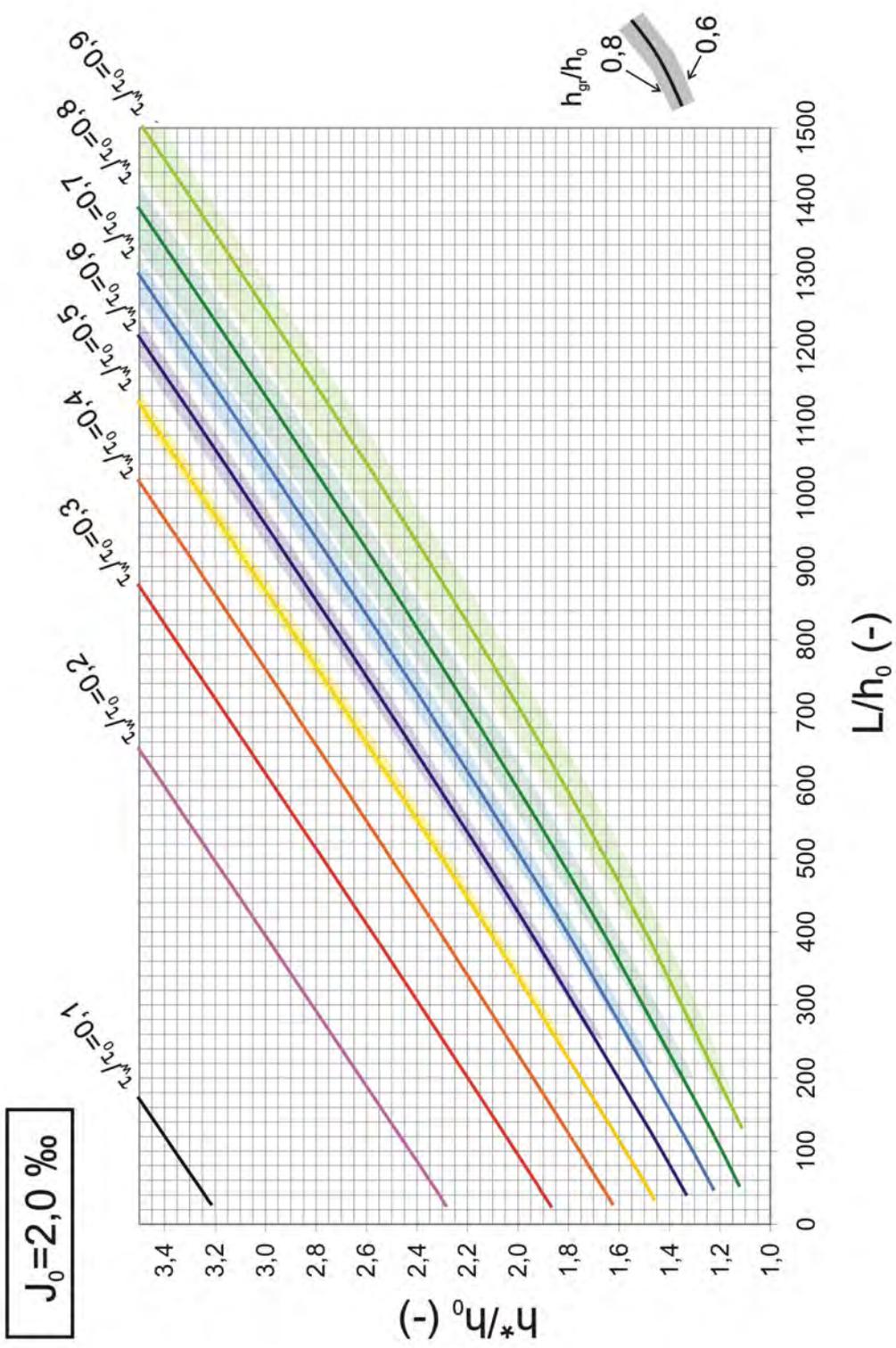


$J_0 = 1,0 \text{ ‰}$

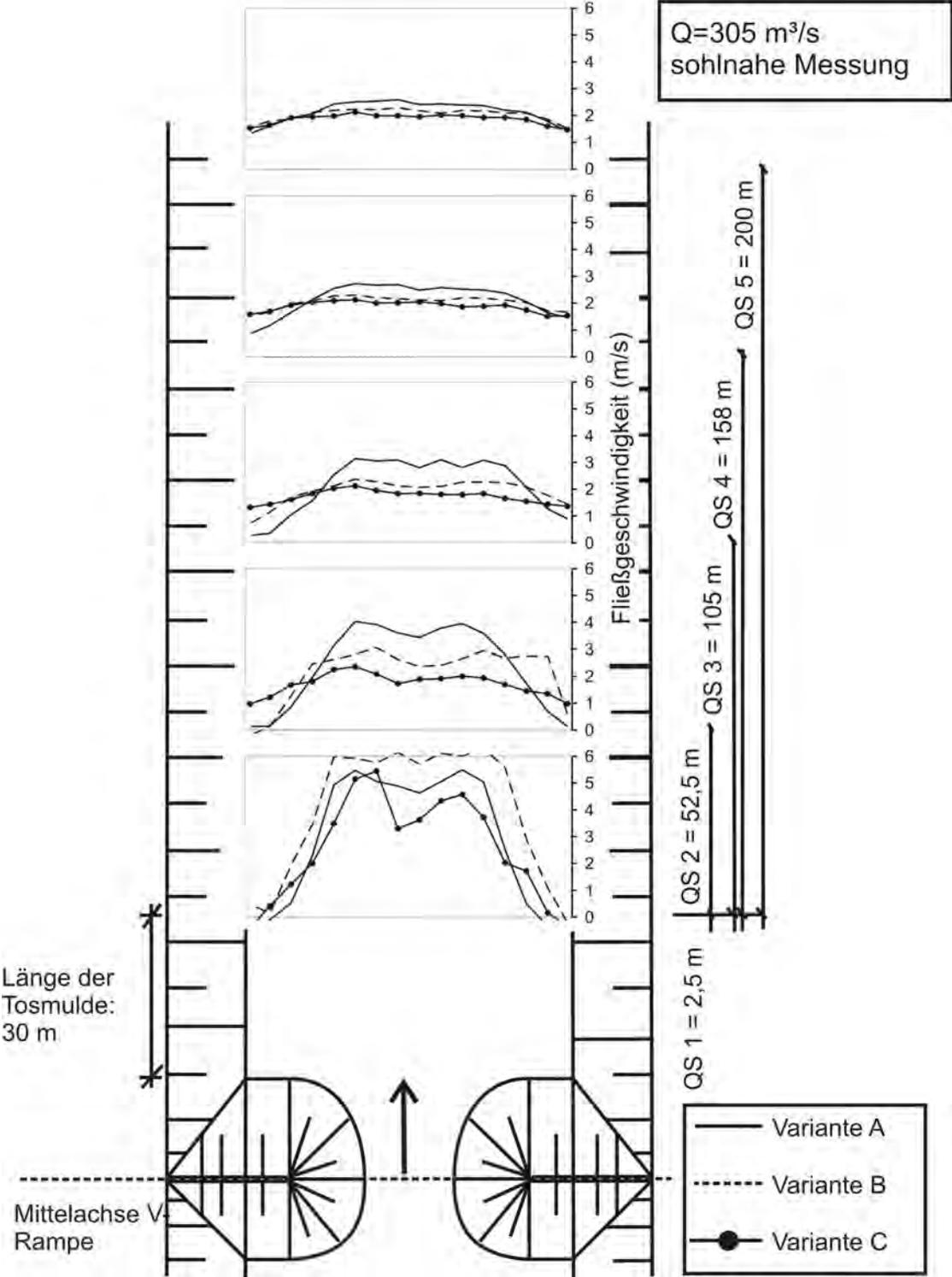


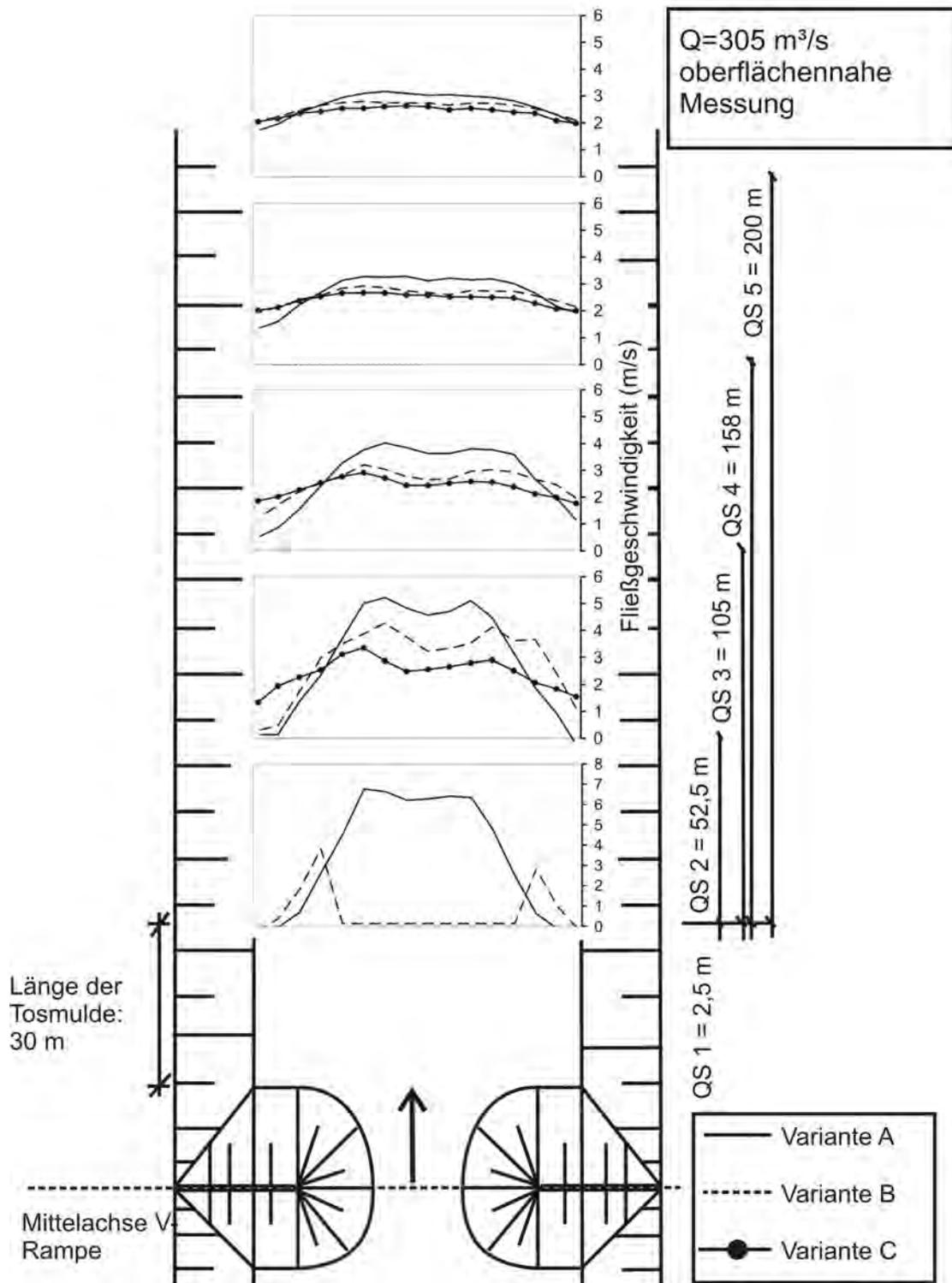
$J_0 = 1,5 \text{ ‰}$

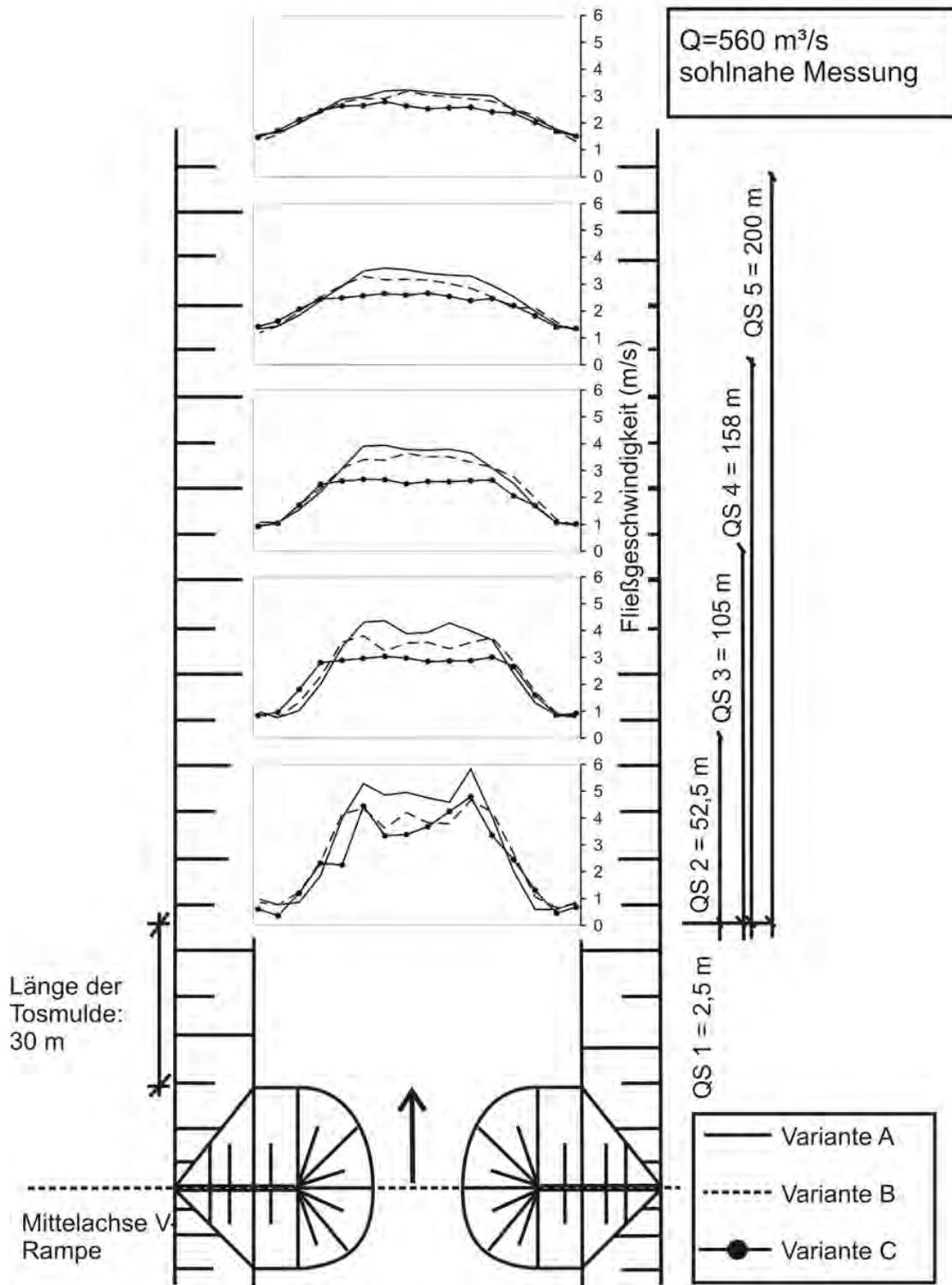


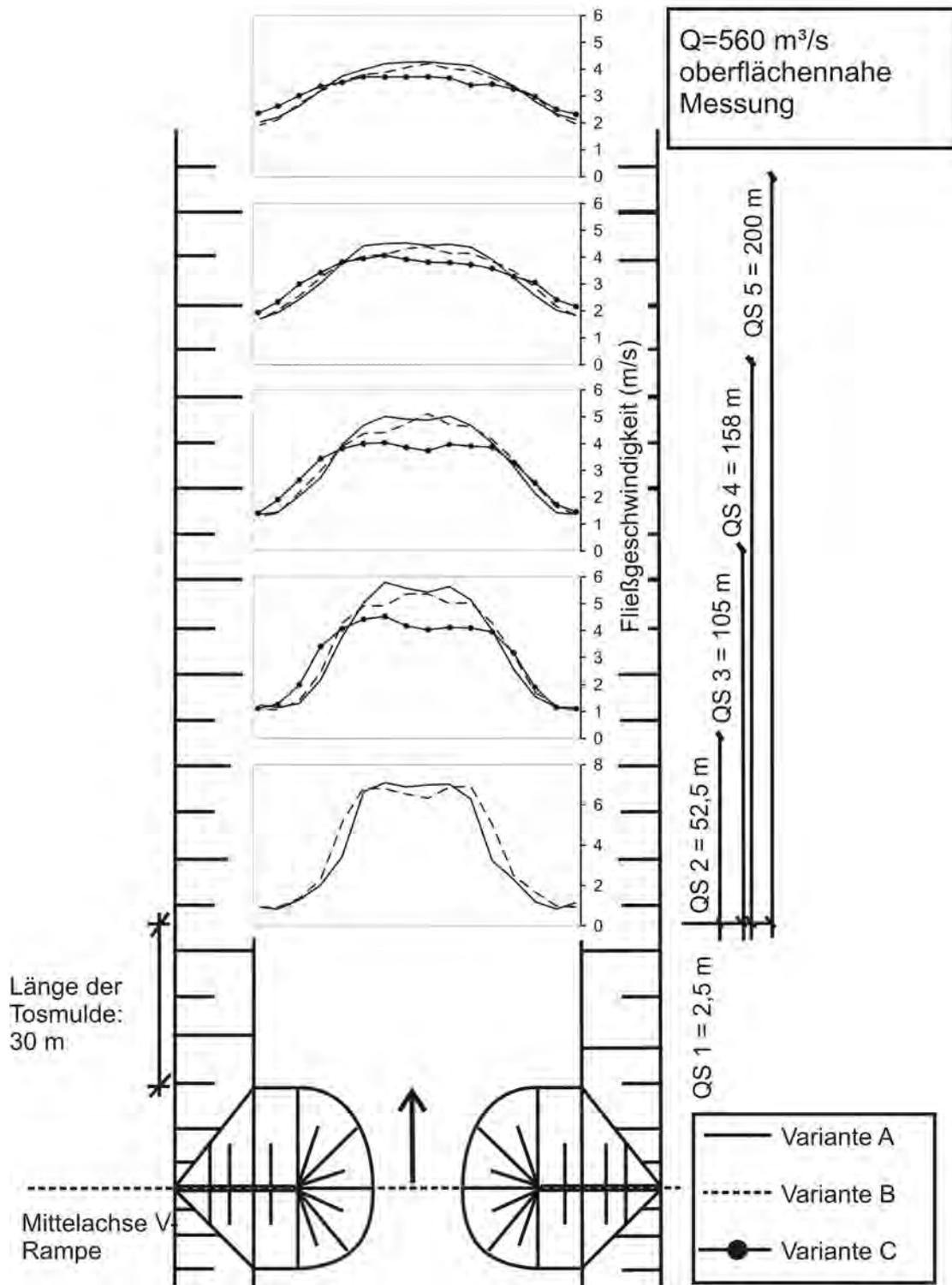


# Anhang B - Ergebnisse der Flügelmessungen zur Energieumwandlung

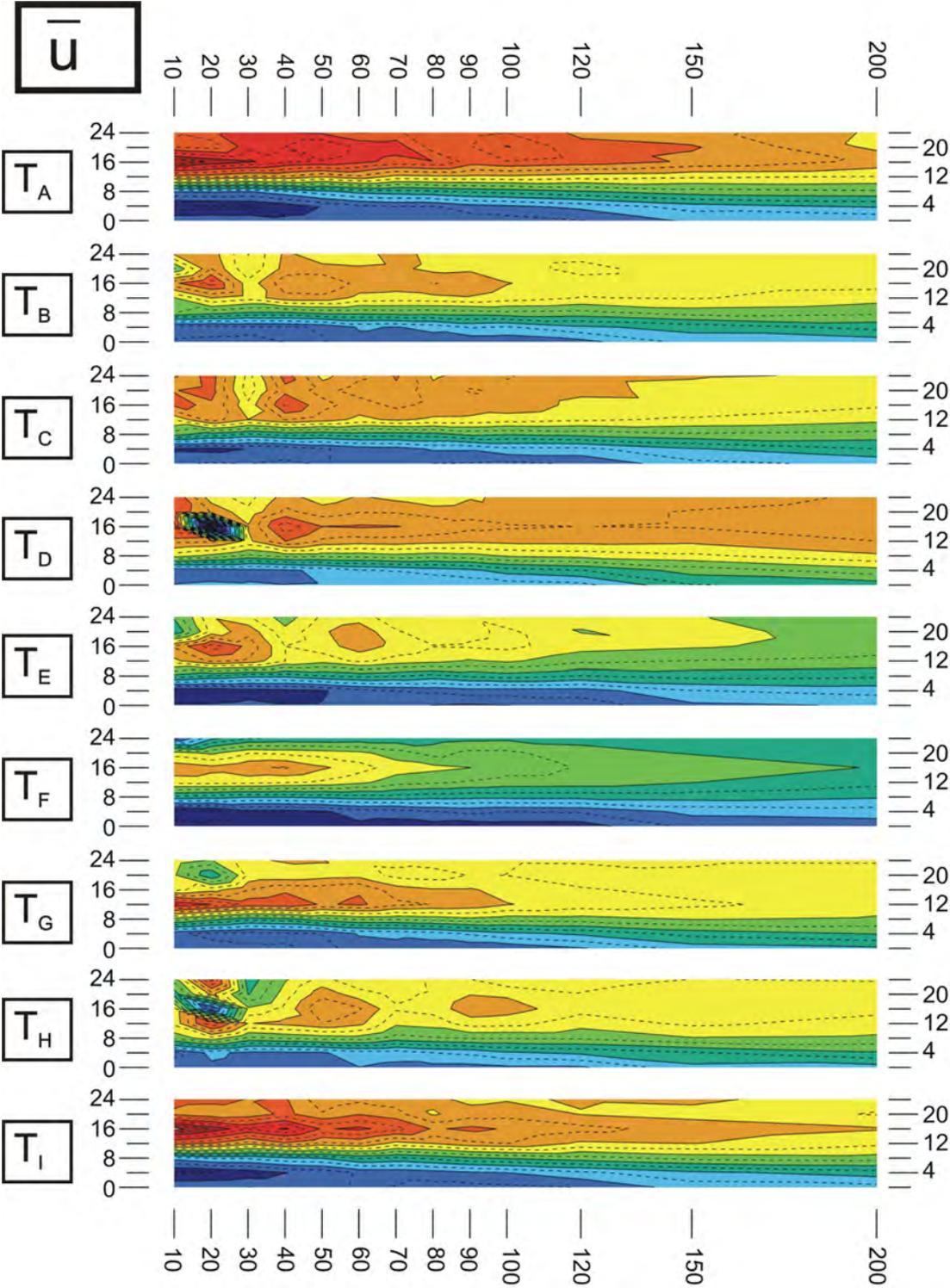


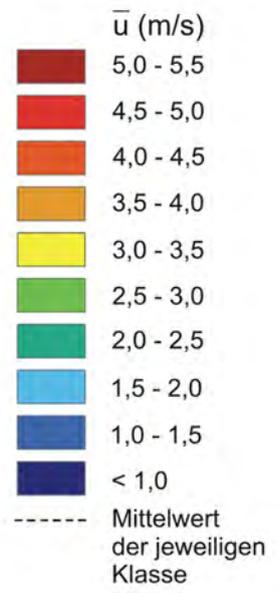
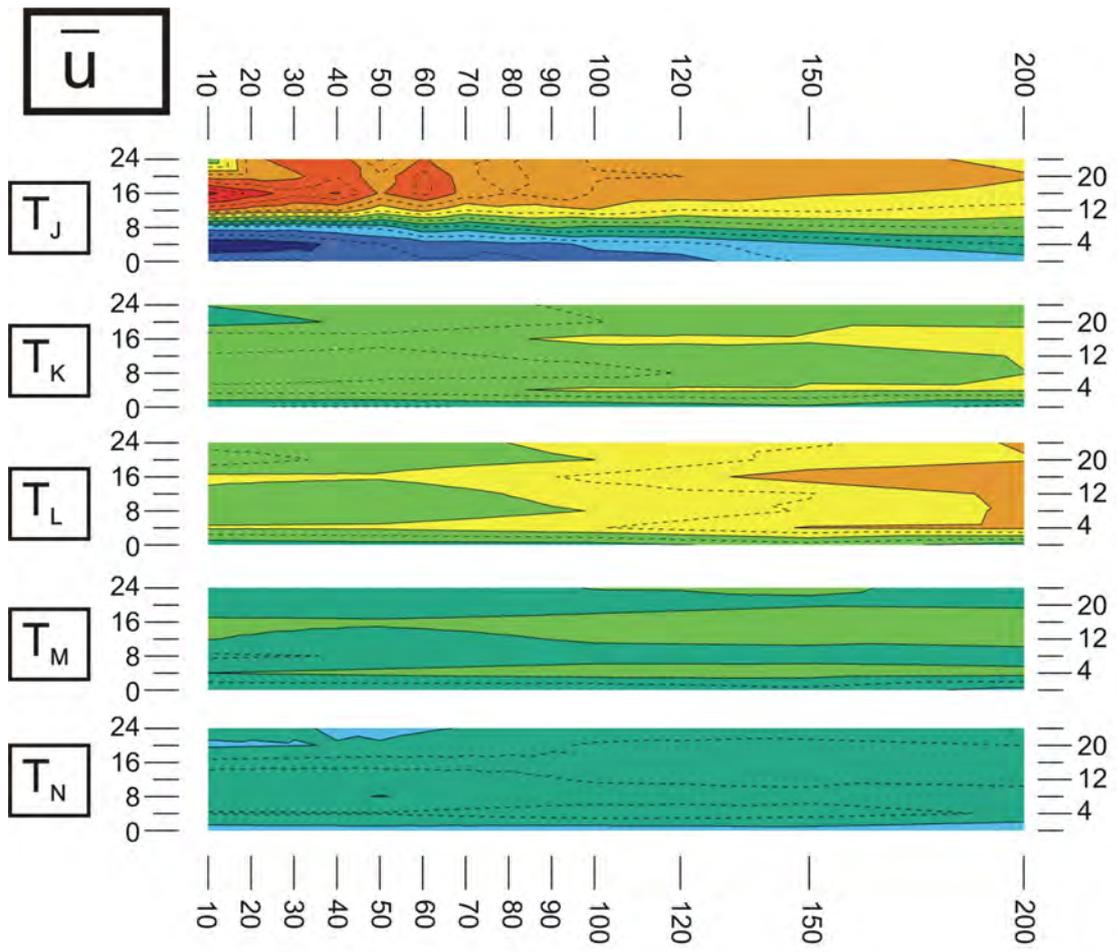


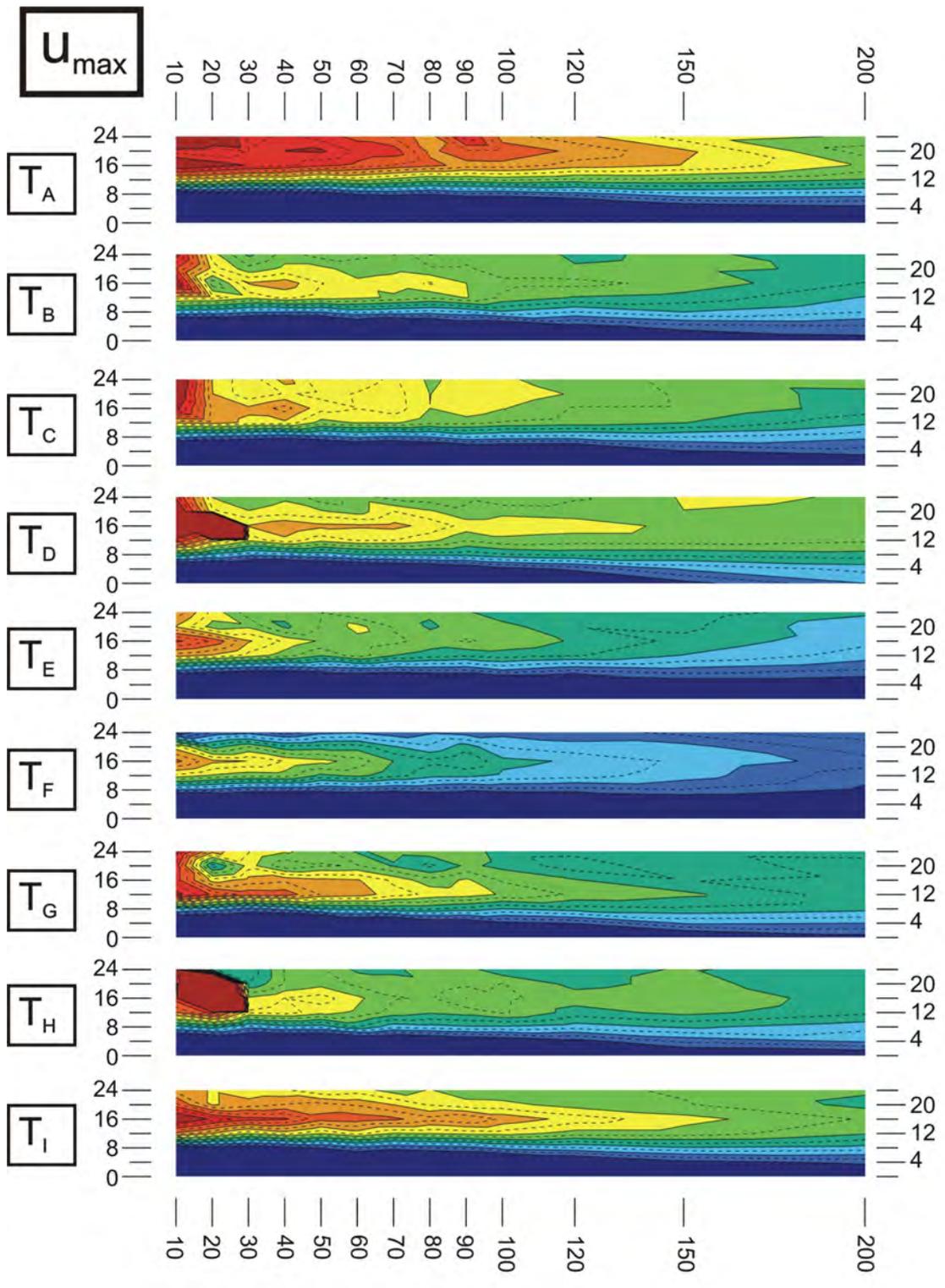


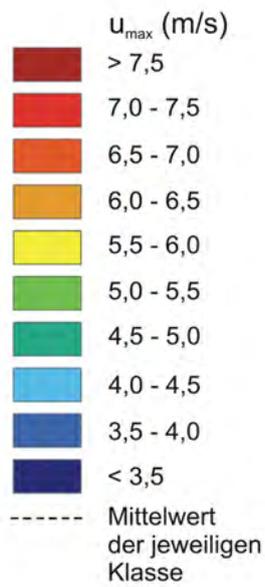
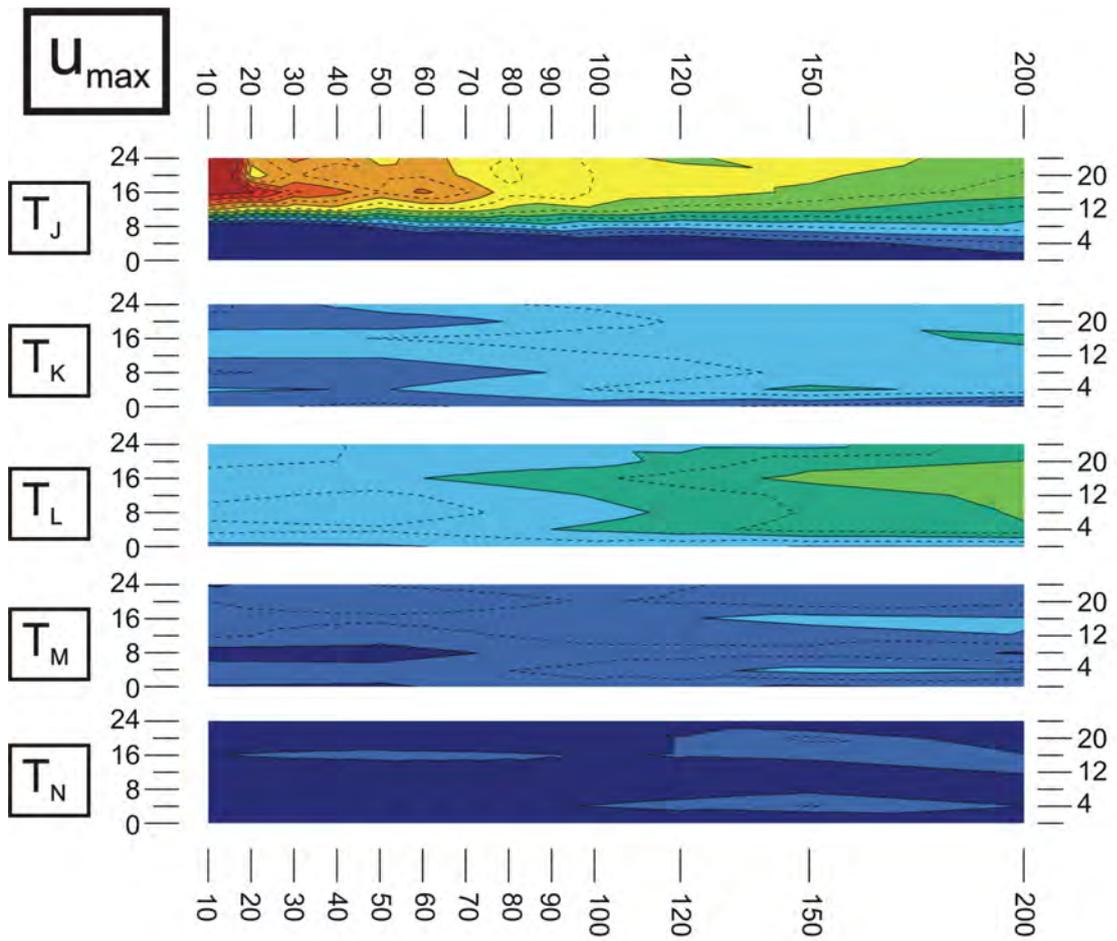


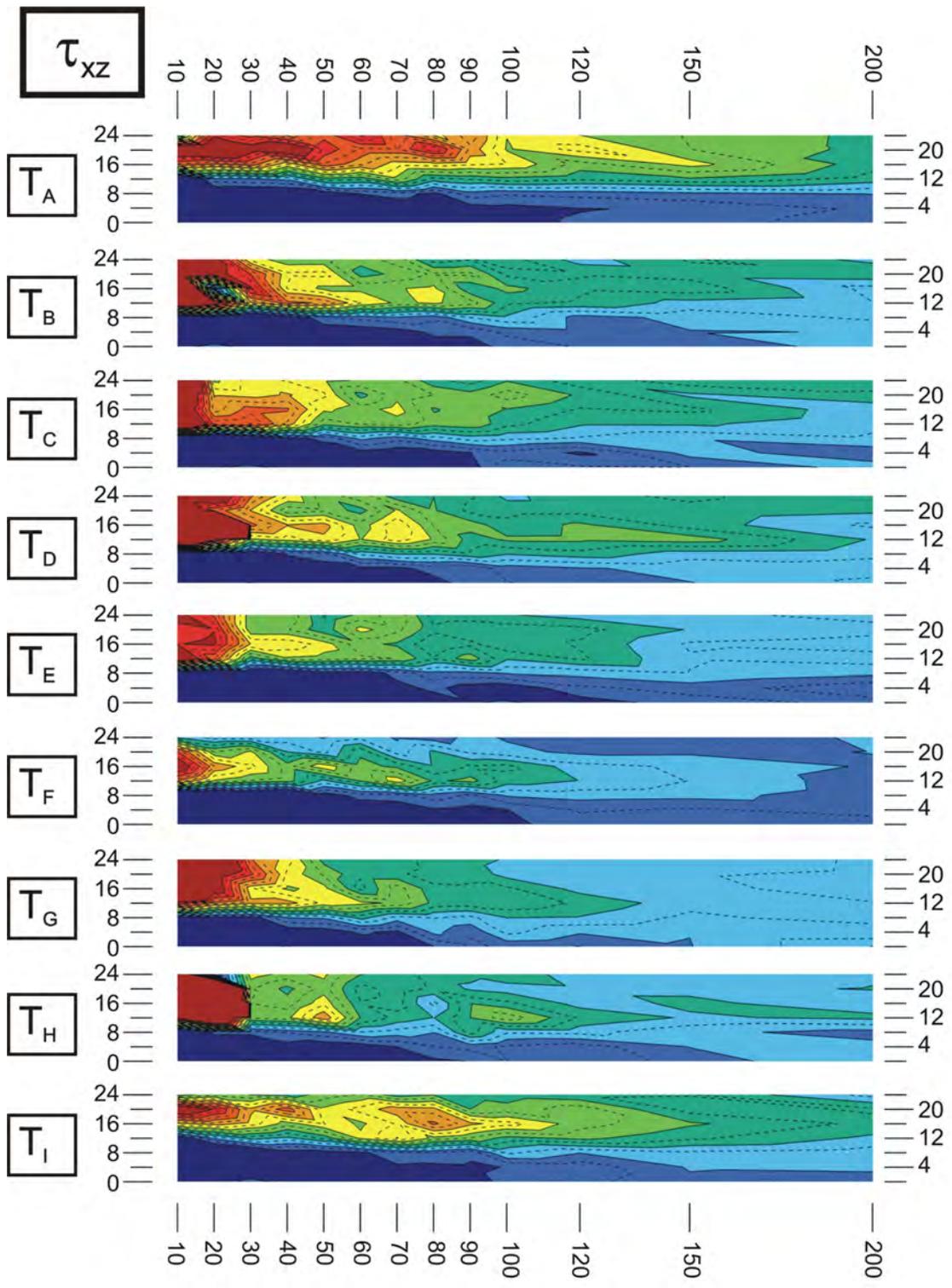
# Anhang C - Auswertung der ADV-Messungen zur Energieumwandlung

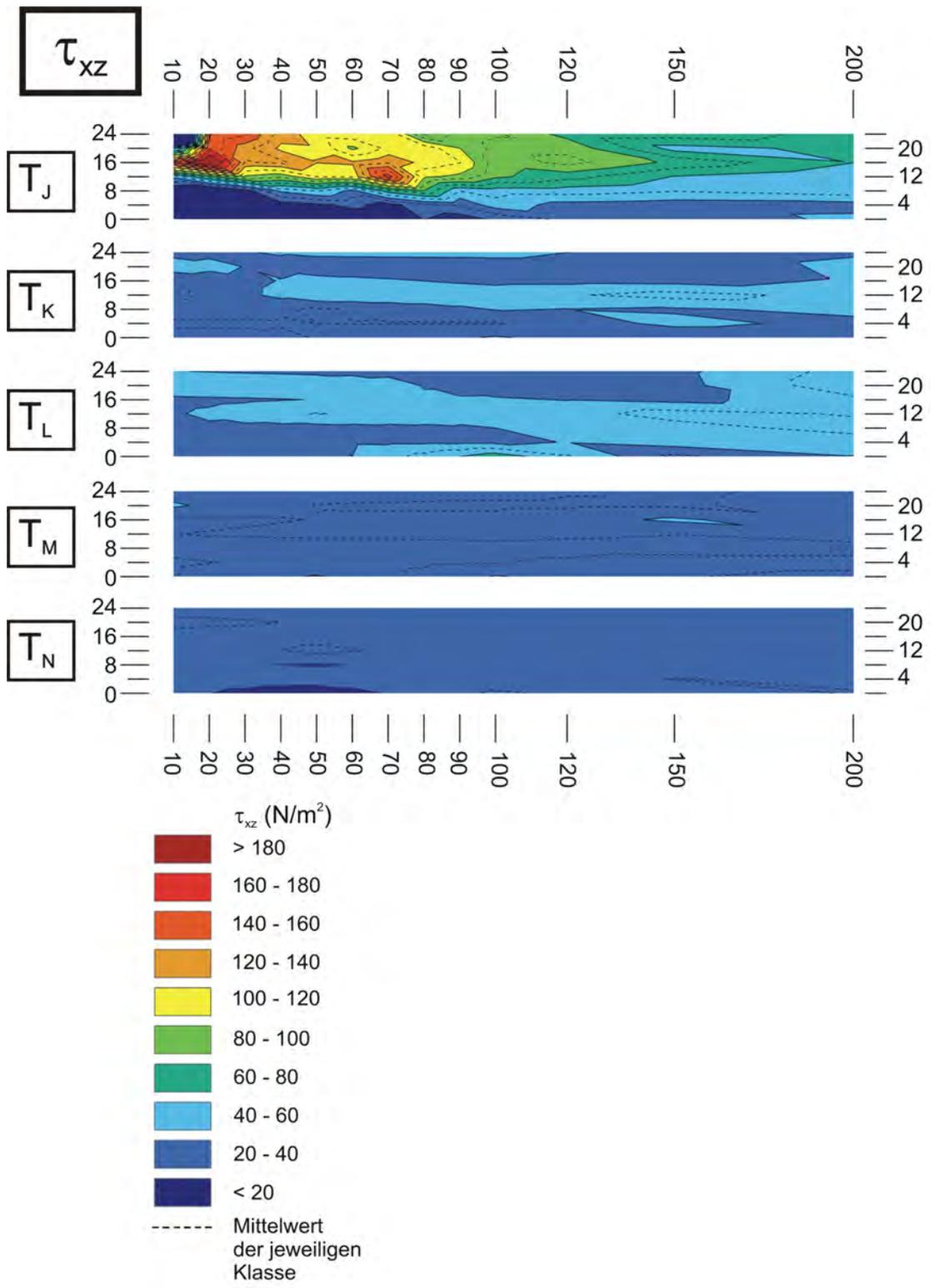


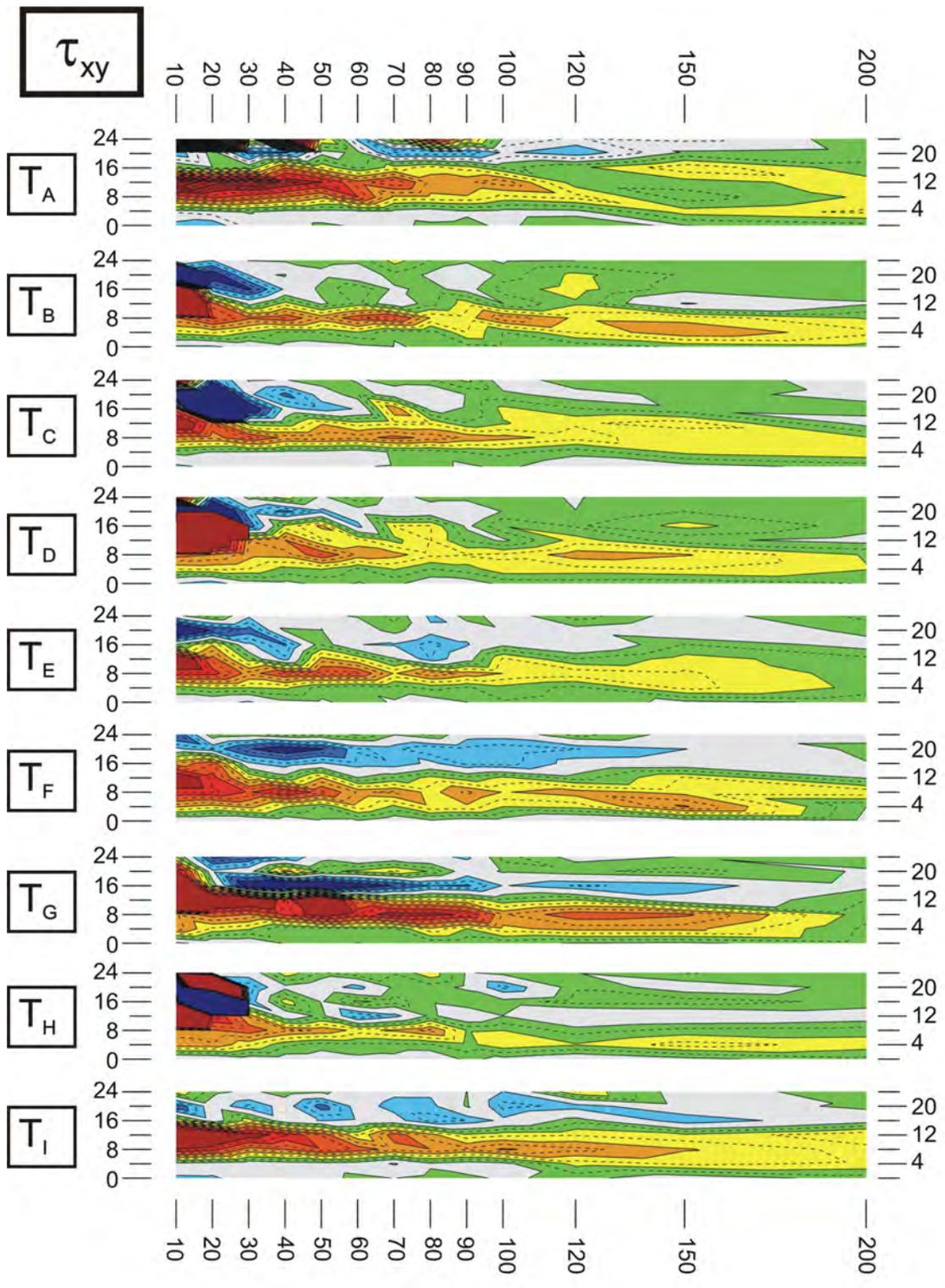


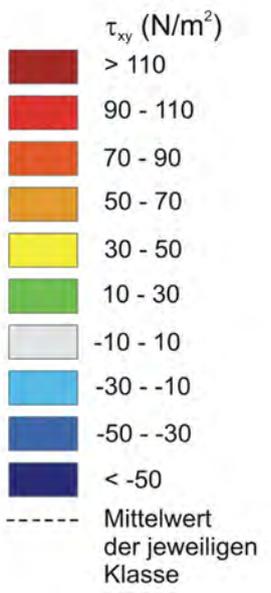
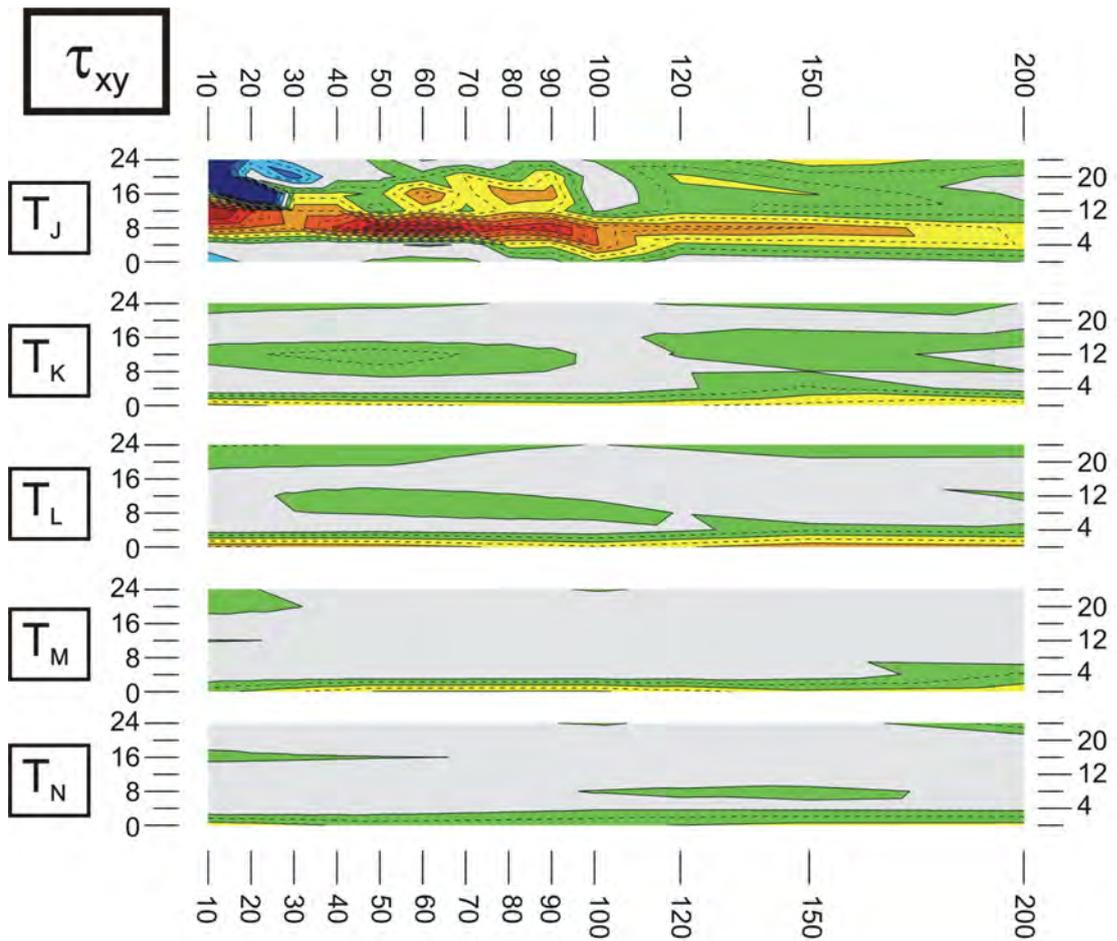


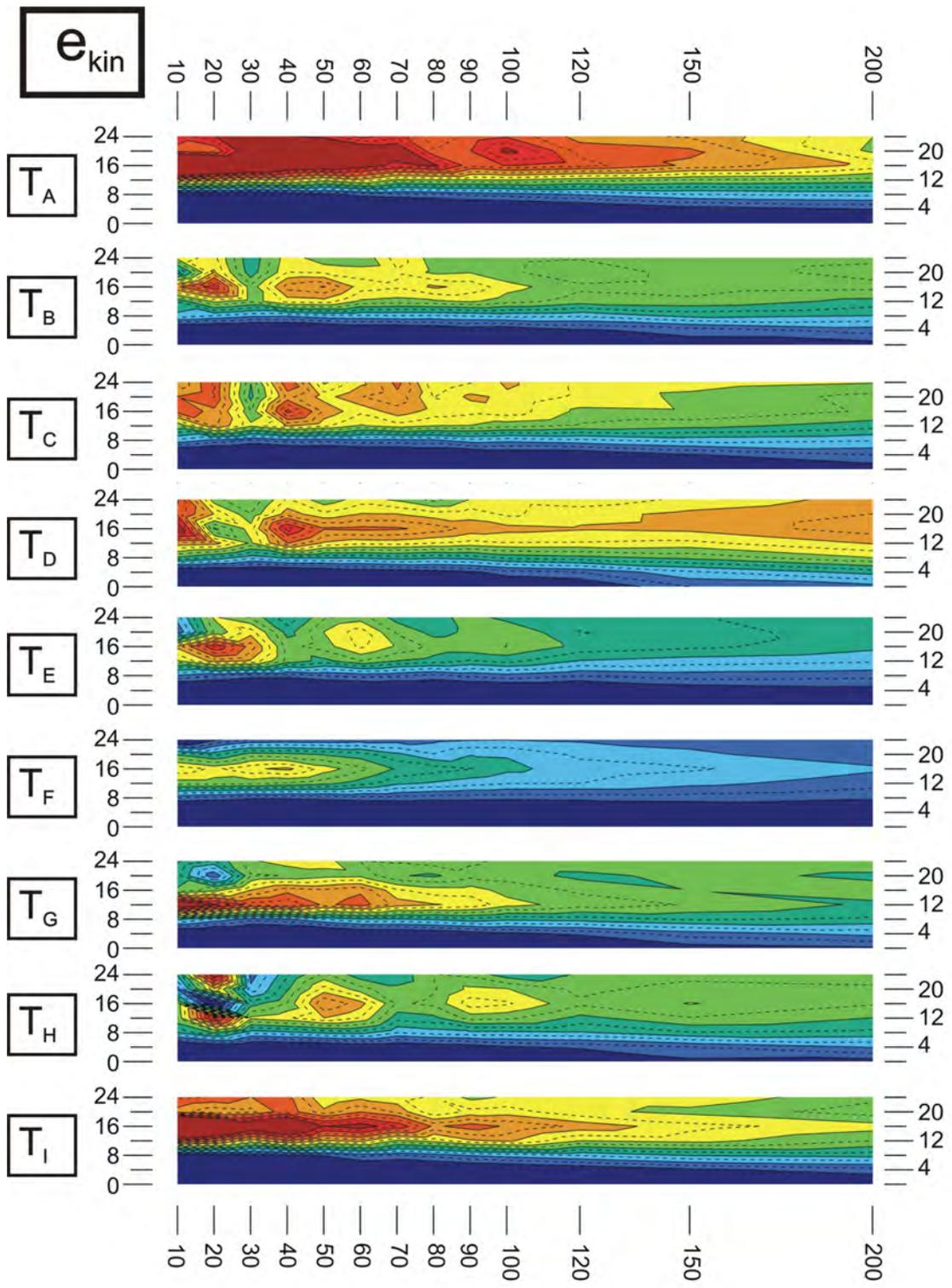


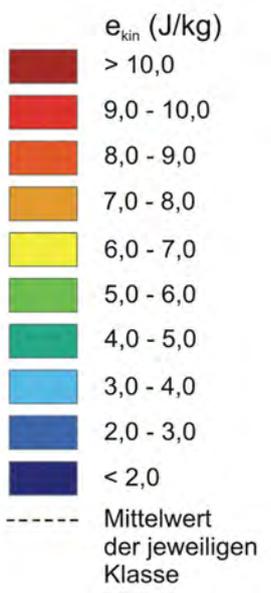
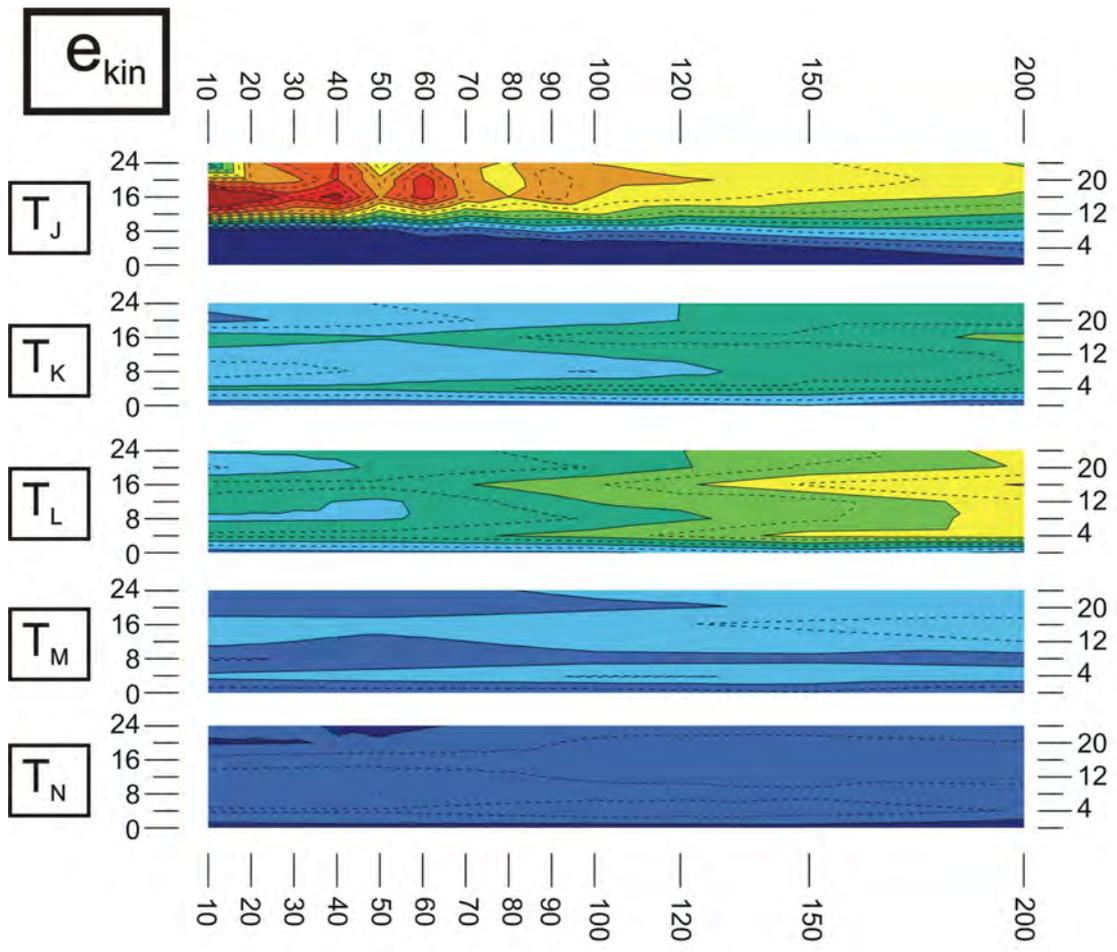


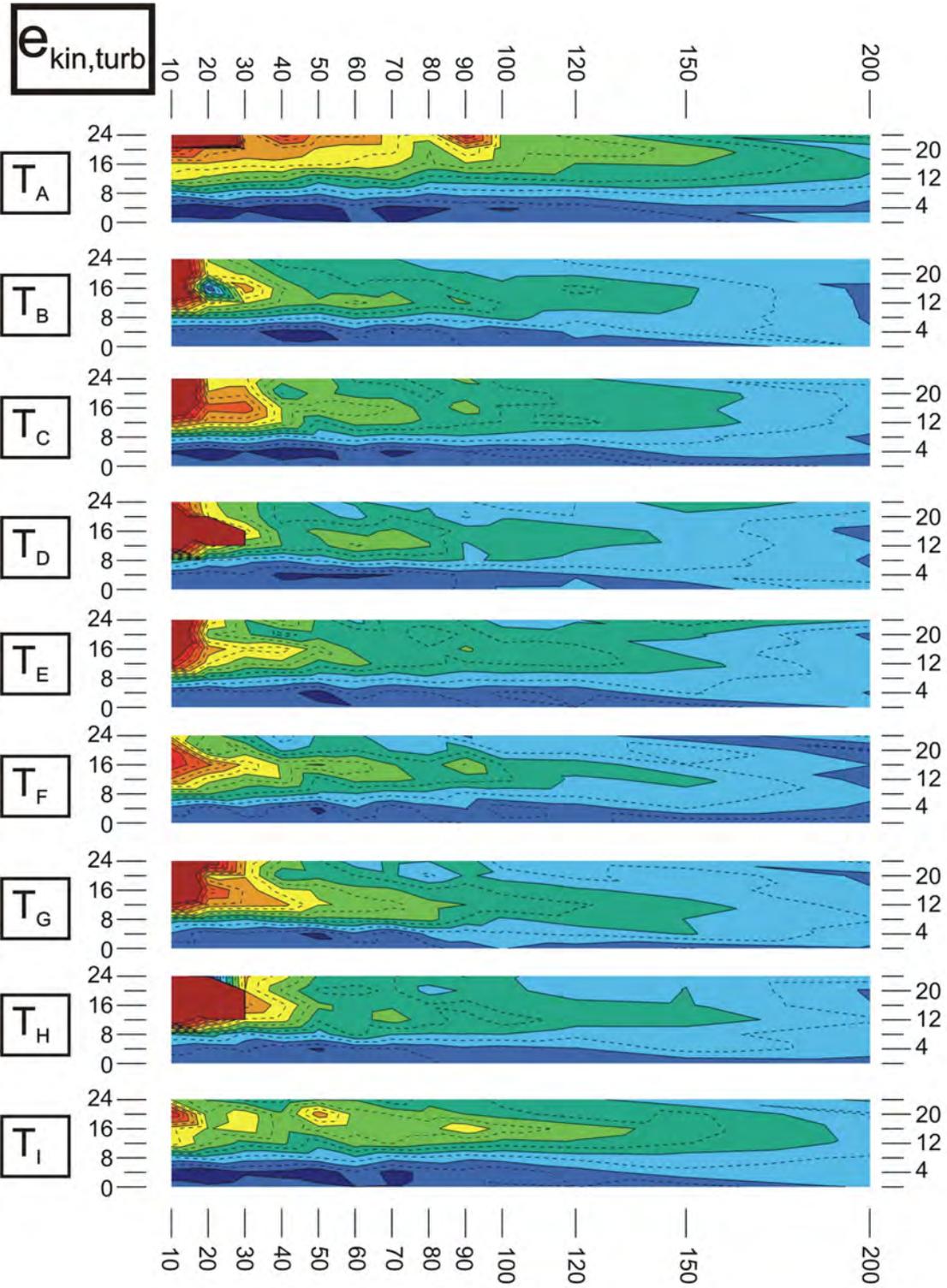


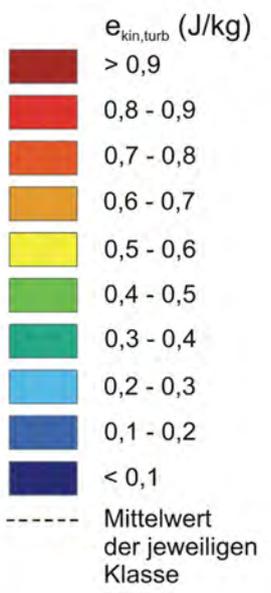
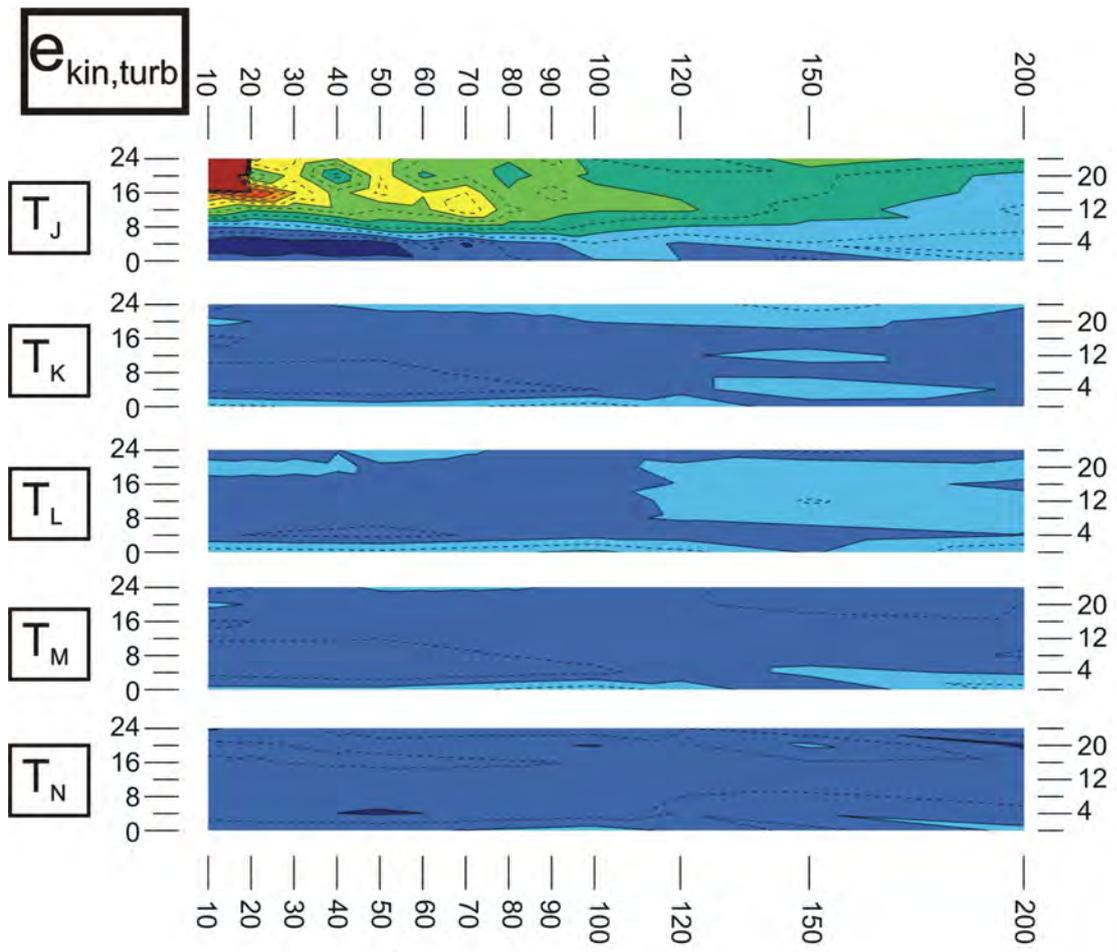




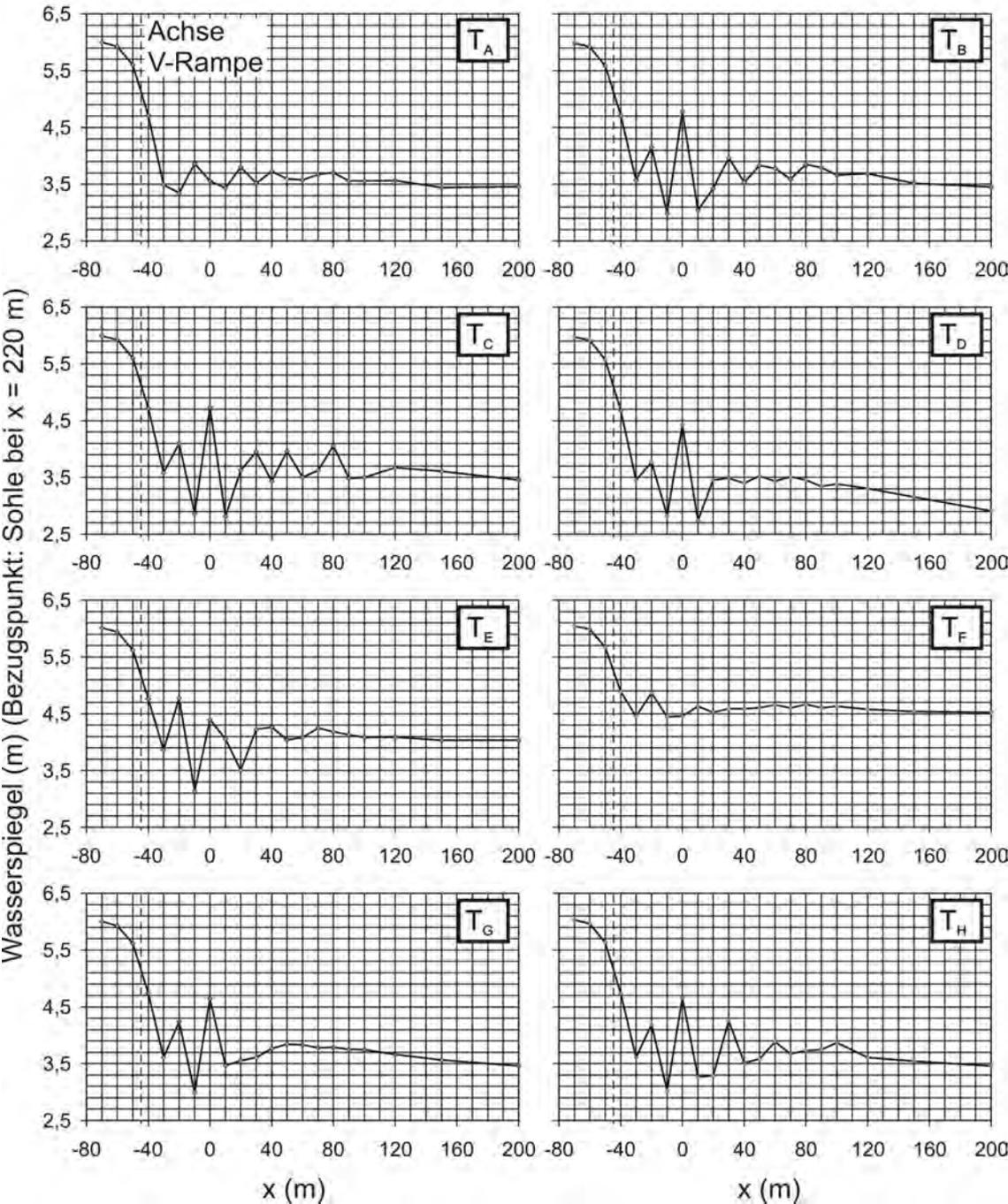


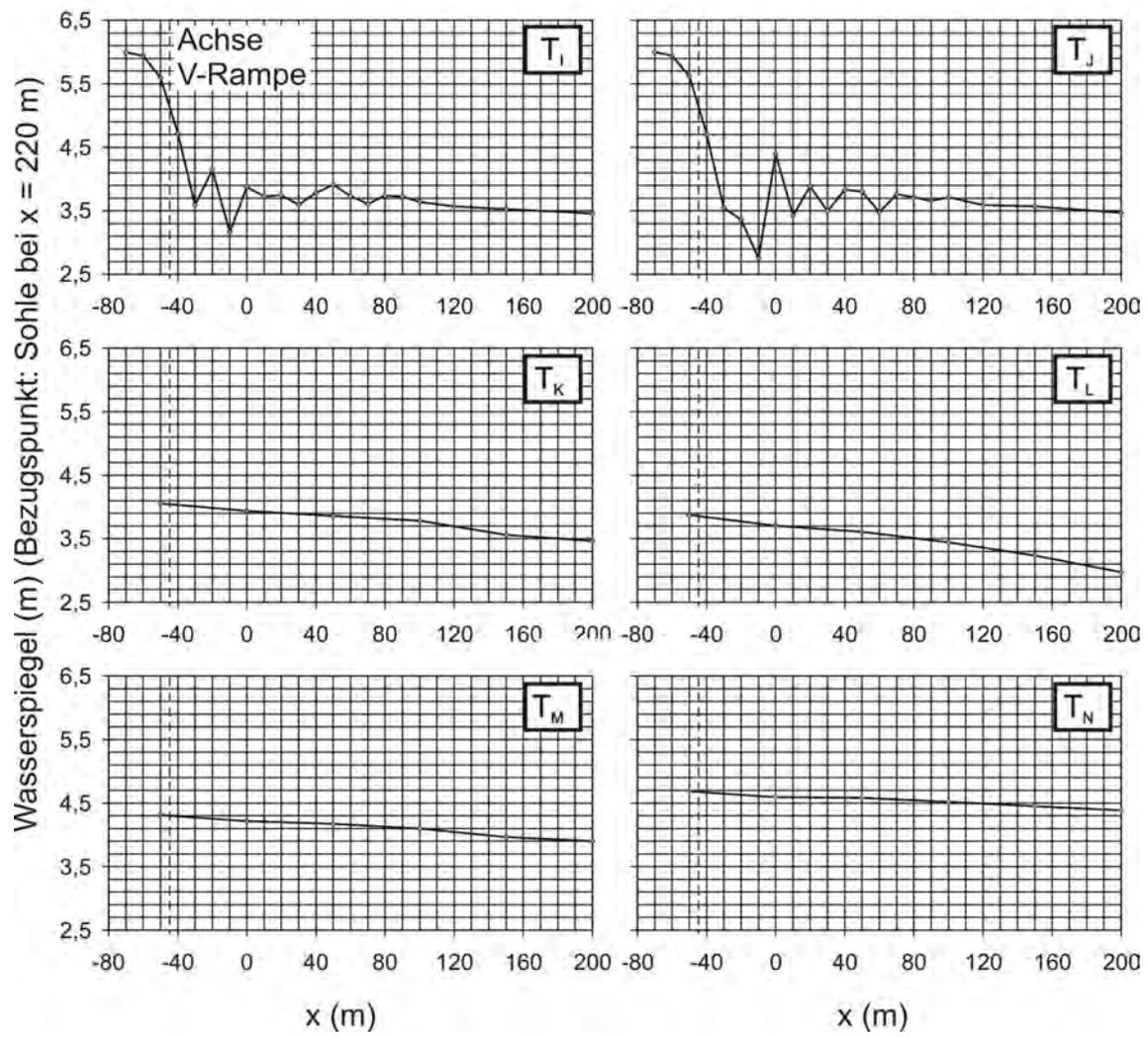






# Anhang D - Wasserspiegellagen bei den ADV-Messungen zur Energieumwandlung





## Verwendete Symbole und Formelzeichen

$a, b$ und $c$	(m)	Hauptabmessungen eines Steins, in absteigender Größenordnung
$a_G$	(m)	Hebelarm der Gewichtskraft
$a_{Str}$	(m)	Hebelarm der Strömungskraft
$A$	(m <sup>2</sup> )	Fläche
$A$	(N)	hydrostatischer Auftrieb
$A^*$	(m <sup>2</sup> )	Verdrängungsfläche
$A_d$	(m <sup>1/2</sup> /s)	Beiwert im Reibungsansatz von Strickler
$A_D$	(m <sup>2</sup> )	angeströmte Fläche eines Steins
$A_{gr}$	(m <sup>2</sup> )	Fließfläche bei Durchlaufen der Grenzverhältnisse
$A_{gr}^*$	(m <sup>2</sup> )	fiktive Fließfläche über einer Öffnungswandung bei Durchlaufen der Grenzverhältnisse
$b$ oder $B$	(m)	Breite
$b_F$	(m)	Fußbreite einer räumlich gekrümmten Blockrampe
$b_{h/2}$	(m)	Gewässerbreite, gemessen auf halber Höhe des Querschnitts
$b_{of}$	(m)	Öffnungsbreite der V-Rampe
$b_{of,red}$	(m)	reduzierte Öffnungsbreite der V-Rampe zur Berücksichtigung der Strömungseinschnürung
$b_{sp}$	(m)	Wasserspiegelbreite
$b_{st}$	(m)	Gesamtbreite des Überfalls auf den Seitenstrukturen
$B^*$	(m)	wirksame Überfallbreite
$B_R$	(m)	Breite der Versuchsrinne
$c_{AD}, c_D$ und $c_L$	(-)	Strömungsbeiwerte zur Ermittlung der hydrodynamischen Kräfte
$C$	(m <sup>1/2</sup> /s)	Chezy-Beiwert
$C_b$	(-)	Verlustbeiwert, abhängig vom Öffnungsverhältnis $M$
$C_C$	(-)	Verlustbeiwert bei einer plötzlichen Gerinneverengung
$C_E$	(-)	Verlustbeiwert bei einer plötzlichen Gerinneerweiterung
$CL$	(m)	Länge, auf der sich eine plötzliche Querschnittsverengung auf die Strömung auswirkt
$d_{gr}$	(m)	Korndurchmesser zur Abgrenzung des Feststofftransports zwischen Schwebstoff und Geschiebe
$d_m$	(m)	maßgebender Korndurchmesser
$d_{max}$	(m)	Größtkorn einer Kornmischung
$d_p$	(m)	Pfahldurchmesser
$d_s$	(m)	äquivalenter Kugeldurchmesser eines Steins

$D_{50}$	(m)	Siebdurchmesser mit 50 % Massedurchgang
$D_{65}$	(m)	Siebdurchmesser mit 65 % Massedurchgang
$e_{kin}$	(m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup> )	kinetische Energie
$e_{kin,turb}$	(m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup> )	turbulente kinetische Energie
$EL$	(m)	Länge, auf der sich eine plötzliche Querschnitts- erweiterung auf die Strömung auswirkt
$f_1$ und $f_3$	(-)	Beiwerte zur Bestimmung der Reibungskraft in gesetzten Deckwerken
$F_B$	(-)	Beiwert zur Bemessung geschlossener Deckwerke
$F_D$	(N)	hydrodynamische Schleppkraft
$F_L$	(N)	hydrodynamischer Auftrieb
$F_R$	(N)	Reibungskraft
$F_S$	(N)	Stützkraft
$F_v$	(N)	Verklammerungskraft in einem vergossenen Deckwerk
$Fr = u/\sqrt{g h}$	(-)	Froudezahl
$Fr_1$	(-)	Froudezahl des Eingangsschussstrahls
$Fr^* = u_*^2/(\rho' g d_m)$	(-)	Froudezahl des Kornes bzw. Shieldsparameter
$Fr_{krit}^*$	(-)	kritischer Shieldsparameter
$g$	(m/s <sup>2</sup> )	Erdbeschleunigung
$g' = g(\rho_s - \rho)/\rho_s$	(-)	relative Erdbeschleunigung unter Berücksichtigung des hydrostatischen Auftriebs
$G$	(N)	Gewichtskraft
$h^*$	(m)	Aufstau am Querbauwerk
$h_0$	(m)	Normalwassertiefe
$h_1$ oder $h_{ow}$	(m)	Aufstau im Oberwasser
$h_1^*$	(m)	Anhebung des Oberwasserstandes ( $h_1 = h_0 + h_1^*$ )
$h_2$	(m)	konjugierte Fließtiefe beim Wechselsprung
$\Delta h$	(m)	Wellenamplitude
$h_E$	(m)	Energiehöhe
$h_{E,min}$	(m)	minimale Energiehöhe
$h_{gr}$	(m)	Grenzfließtiefe mit Übergang vom strömenden zum schießenden Abflusszustand
$h_m$ oder $h_{min}$	(m)	minimale Fließtiefe
$h_{OW}$	(m)	Fließtiefe im Oberwasser
$h_{St}$	(m)	Höhe der Seitenstrukturen
$h_{UW}$	(m)	Fließtiefe im Unterwasser
$h(x)$	(m)	lokale Fließtiefe an der Stelle $x$
$H_p$	(m)	Pfahlhöhe
$H_{Krone}$	(m)	Höhenlage der Oberkante der Seitenstrukturen
$H_{UW}$	(m)	Wasserspiegellage im Unterwasser
$J$ und $J_0$	(-)	Sohllängsgefälle
$J_E$	(-)	Energieliniengefälle

$k$	(m)	Rauheitserhebung
$k$	(-)	Kontraktionskoeffizient
$k_m$	(m)	mittlere Rauheitserhebung
$k_{St}$	(m <sup>1/3</sup> /s)	Stricklerbeiwert
$l_m$	(m)	Mischungsweglänge
$l_{NB}$	(m)	Länge des Nachbetts
$l_s$	(m)	Länge der Steine
$L$	(m)	Länge des zu stabilisierenden Gewässerabschnitts, oder freie Fließstrecke zwischen Ober- und Unterwasserstand auf dem Rücken der Seitenstrukturen
$L_E$	(m)	Wirkungslänge des Wandstrahls
$L_w$	(m)	Länge einer Welle
$m_L$	(-)	Steigungsmaß bei linearer Breitenzunahme des Wandstrahls
$M$	(-)	Öffnungsverhältnis oder Maßstab
$n$	(-)	Anzahl der Strömungseinschnürungen
$p$	(N/m <sup>2</sup> )	Druck
$P_{red}$	(-)	Reduktionsfaktor der anzusetzenden Belastung infolge eines hohen Unterwasserstandes
$q$	(m <sup>3</sup> /sm)	spezifischer Abfluss je Breitenmeter
$q_{krit}$	(m <sup>3</sup> /sm)	kritische spezifische Belastung
$q_{red}$	(m <sup>3</sup> /sm)	reduzierte spezifische Belastung
$q_v$	(l/m <sup>2</sup> )	Vergussmenge
$Q$	(m <sup>3</sup> /s)	Abfluss
$Q_{krit}$	(m <sup>3</sup> /sm)	kritischer Abfluss
$Q_{krit}^*$	(m <sup>3</sup> /sm)	kritischer fiktiver Abflussanteil über einer Öffnungswandung
$R$	(m)	hydraulischer Radius
$Re = (u h)/\nu$	(-)	Reynoldszahl
$Re^* = (u_* d_m)/\nu$	(-)	Reynoldszahl des Kornes
$Sr$	(-)	Strouhalzahl
$u$	(m/s)	Geschwindigkeitskomponente in $x$ -Richtung
$\bar{u}$	(m/s)	mittlere Fließgeschwindigkeit
$u'$	(m/s)	zeitliche Schwankungsgröße der Fließgeschwindigkeit
$u^* = \sqrt{\tau_0/\rho}$	(m/s)	Schubspannungsgeschwindigkeit
$u_t^*$	(m/s)	Übergangsschubspannungsgeschwindigkeit, dient zur Abgrenzung zwischen statischen und dynamischen Deckschichten
$u_0$	(m/s)	Fließgeschwindigkeit bei Normalwasserverhältnissen oder Eintrittsgeschwindigkeit des Freistrahls
$u_{gr}$	(m/s)	Fließgeschwindigkeit bei Durchlaufen der Grenzverhältnisse
$u_{max} = \bar{u} + 3\sigma$	(m/s)	Abschätzung der zu erwartenden maximalen Fließgeschwindigkeit

$U$	(m)	benetzter Umfang
$v$	(m/s)	Geschwindigkeitskomponente in $y$ -Richtung
$\bar{v}$	(m/s)	Mittelwert der Geschwindigkeitskomponente in $y$ -Richtung
$v'$	(m/s)	zeitliche Schwankungsgröße der Geschwindigkeitskomponente in $y$ -Richtung
$w$	(m/s)	Geschwindigkeitskomponente in $z$ -Richtung
$\bar{w}$	(m/s)	Mittelwert der Geschwindigkeitskomponente in $z$ -Richtung
$w'$	(m/s)	zeitliche Schwankungsgröße der Geschwindigkeitskomponente in $z$ -Richtung
$x$	(m)	Koordinate in Hauptfließrichtung
$x_0$	(m)	Kernzonenlänge des turbulenten Freistrahls
$y$	(m)	horizontale Koordinate normal zu $x$
$z$	(m)	vertikale Koordinate normal zu $x$ und $y$
		$x, y$ und $z$ bilden ein rechtsgerichtetes Koordinatensystem
$1 : m$	(-)	Neigung der Öffnungswandung
$1 : n$	(-)	Neigung eines Deckwerks
$\alpha$	(°)	Sohlneigungswinkel gegenüber der Horizontalen
$\alpha$	(-)	Geschwindigkeitshöhenbeiwert
$\alpha_a$	(°)	äußerer Diffusionswinkel beim Freistrah
$\alpha_i$	(°)	innerer Diffusionswinkel beim Freistrah
$\alpha_{Vergl}$	(-)	Verhältnis der Stabilität eines vergossenen zu einem unvergossenen Deckwerk
$\beta$	(°)	Grenzneigungswinkel eines gesetzten Deckwerks
$\beta$	(-)	Druckhöhenbeiwert
$\delta^*$	(m)	Verdrängungsdicke
$\Delta$	(-)	Abweichung eines Parameters vom ungestörten Zustand
$\epsilon_\tau$	(cm <sup>2</sup> /s)	Wirbelviskosität
$\lambda$	(-)	Maßstabszahl; mit: Index $G$ : Geometrie, $T$ : Zeit und $Q$ : Abfluss
$\Lambda$	(m)	Impulsübertragungsgröße
$\nu$	(cm <sup>2</sup> /s)	kinematische Viskosität
$\rho$	(kg/m <sup>3</sup> )	Dichte des Wassers
$\rho_s$	(kg/m <sup>3</sup> )	Steindichte
$\rho' = (\rho_s - \rho)/\rho$	(-)	relative Dichte
$\sigma$	(m) oder (m/s)	Standardabweichung
$\tau_0 = \rho g h_0 J_0$	(N/m <sup>2</sup> )	Sohlschubspannung unter Normalwasserverhältnissen
$\tau_{krit}$	(N/m <sup>2</sup> )	kritische Schubspannung
$\tau_{red}$	(N/m <sup>2</sup> )	reduzierte Schubspannung
$\tau_v$	(N/m <sup>2</sup> )	Verbundspannung infolge Verguss
$\tau_w$	(N/m <sup>2</sup> )	lokal wirkende Schubspannung
$\tau_{xy}$	(N/m <sup>2</sup> )	turb. Schubspannung in der horizontalen $x$ - $y$ -Ebene
$\tau_{xz}$	(N/m <sup>2</sup> )	turb. Schubspannung in der vertikalen $x$ - $z$ -Ebene

## Literaturverzeichnis

- Abt, Steven R. und Johnson, Terry L. (1991): "Riprap Design for Overtopping Flow", *Journal of Hydraulic Engineering*, 117(8), S. 959 – 972.
- Ackers, Peter (1982): "Meandering channels and the influence of bed material", in: *Gravel-bed Rivers*, John Wiley & Sons Ltd., S. 389 – 421.
- Andersen, V. M. (1978): "Undular Hydraulic Jump", *Journal of Hydraulic Engineering*, 104(8), S. 1185 – 1188.
- Armortec (2007): Product Information Armorflex, URL <http://www.armortec.com>.
- ATV-DVWK (2004): *Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen - Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle*, ATV-DVWK, Arbeitsgruppe WW-8.1.
- Aufleger, Markus (2004): "V-Rampen - Ein Konzept zur Sohlstabilisierung von Flüssen", in: *Lebensraum Fluss - Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Beiträge zum Symposium vom 16. - 19. Juni 2004 in Wallgau, Oberbayern*, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Nr. 100, S. 65 – 71.
- Aufleger, Markus; Hafner, Tobias und Niedermayr, Andreas (2004): "River Stabilization by Breach Ramps and Widening", in: *Proceedings of the Fourth Sino-German-Workshop on Unsteady Sediment Transport, 12th-16th October 2004, Chengdu, China*.
- Aufleger, Markus; Hafner, Tobias; Niedermayr, Andreas; Schindler, Manfred und Schmutz, Markus (2005): "Uferrückbau und eigendynamische Entwicklung von geschiebeführenden Flüssen - Ergebnisse von physikalischen und numerischen Modelluntersuchungen", *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 57(1-2), S. 17 – 25.
- Aufleger, Markus und Niedermayr, Andreas (2004): "Large scale tests for gravel bed river widening", in: *Proceedings of the River Flow Conference, Napels, Italy, Vol. 1*, S. 163 – 171.
- Aufleger, Markus und Niedermayr, Andreas (2005): "V-Rampen - ökologisch vollkommen durchgängige Querbauwerke", *Bautechnik*, 82(12), S. A14 – A15.
- Aufleger, Markus und Niedermayr, Andreas (2006): "V-Rampen und deren Verwendung in Kombination mit Uferrückbaumaßnahmen", *Wasserwirtschaft*, 96(11), S. 20 – 23.
- Aufleger, Markus; Niedermayr, Andreas und Strobl, Theodor (2003): "Widening of Gravel Bed Rivers - Physical Model Tests in Large Scale", in: *Proceedings of the XXX IAHR Congress, Thessaloniki, Greece*.

- BAW-MAV (1990): Anwendung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen (MAV), Bundesanstalt für Wasserbau.
- Bayer. StMI (1989): Flüsse und Bäche... erhalten, entwickeln, gestalten, Wasserwirtschaft in Bayern, Heft 21, Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern.
- BayLfW (2003): Integrierte ökologische Bewertung von bayerischen Fließgewässern südlich der Donau - Abschlussbericht, Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, URL [www.bayern.de/lfw/service/download/integroekolbewert.htm](http://www.bayern.de/lfw/service/download/integroekolbewert.htm).
- Bellina, Willy K. (1950): "Der Entwurf von Abstürzen und Grundswellen", Bautechnik, 27(3), S. 77–81.
- Bezzola, Gian Reto (2002): Fließwiderstand und Sohlenstabilität natürlicher Gerinne unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses der relativen Überdeckung, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, Nr. 173.
- Biery, P.F. und Delleur, J.W. (1962): "Hydraulics of single span arch bridge constructions", Journal of Hydraulics Division, 88, S. 75–108.
- Bleines, Walter (1951): "Hydraulisch wirksame Absturzbauwerke", Wasserwirtschaft, 43(1), S. 11–16.
- Bless, R.; Lelek, A. und Waterstraat, A. (1994): Rote Liste der gefährdeten Wirbeltiere in Deutschland, Kap. Rote Liste und Artenverzeichnis der in Deutschland in Binnengewässern vorkommenden Rundmäuler und Fische (Cyclostomata & Pisces), Greven (Kilda-Verlag), S. 137 – 156.
- Bollrich, Gerhard (2000): Technische Hydromechanik Band 1, Verlag für Bauwesen, Berlin.
- Bonasoundas, M. (1973): Strömungsvorgang und Kolkproblem am runden Brückenpfeiler, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Nr. 28.
- Bray, D. I. (1975/1976): "Representative discharges for gravel-bed rivers in Alberta, Canada", Journal of Hydrology, 27/28.
- Breusers, H. N.; Nicollet, G. und Shen, H. W. (1977): "Local scour around cylindrical piers", Journal of Hydraulic Research, 15(3), S. 211 – 252.
- Chang, Howard H. (1980): "Geometry of Gravel Streams", Journal of the Hydraulics Division, (9), S. 1443–1456.
- Chanson, H. und Montes, J. S. (1995): "Characteristics of Undular Hydraulic Jumps: Experimental Apparatus and Flow Patterns", Journal of Hydraulic Engineering, 121(2).
- Chervet, André und Weiss, Heinz Willi (1990): "Naturnaher Ausbau kleiner Bäche", Schweizer Ingenieur und Architekt, (42), S. 1205 – 1210.
- Chin, C. O. (1985): "Streambed armouring", Report No. 403, School of Engineering, University of Auckland, New Zealand.

- Chin, C. O.; Melville, B. W. und Raudkivi, A. J. (1994): "Streambed Armoring", Journal of Hydraulic Engineering, 120(8), S. 899 – 918.
- Chow, Ven Te (1959): Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company.
- DIN 19661-2 (2000): Sohlenbauwerke - Teil 2: Abstürze, Absturztreppe, Sohlenrampen, Sohlengleiten, Stüttschwellen, Grundswellen, Sohlenschwellen.
- DIN EN 13383-1 (2002): Wasserbausteine Teil 1: Anforderungen.
- Dornack, Stefan (2001): Überströmbare Dämme - Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 20, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden.
- DVWK Merkblatt 232 (1996): Fischaufstiegsanlagen - Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik.
- DVWK Schriften 127 (1999): Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik.
- Ead, S. A. und Rajaratnam, N. (2002): "Hydraulic Jumps on Corrugated Beds", Journal of Hydraulic Engineering, 128(7), S. 656 – 663.
- FAO (2001): Small Dams and Weirs in Earth and Gabion Materials, Food and Agriculture Organization of the United Nations, URL <ftp://ftp.fao.org/agl/aglw/docs/misc32.pdf>.
- FHWA (1978): Hydraulics of Bridge Waterways, Federal Highway Administration - U.S. Department of Transportation, URL [http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/library\\_listing.cfm](http://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/library_listing.cfm).
- Förthmann, E. (1933): "Über turbulente Strahlausbreitung", Dissertation, Universität Göttingen.
- Gaskin, S. und Wood, I.R. (2001): "The axisymmetric and the plane jet in a coflow", Journal of Hydraulic Research, 39(5), S. 451 – 458.
- Gebler, Rolf-Jürgen (1991a): Naturgemäße Bauweisen von Sohlenbauwerken und Fischaufstiegen zur Vernetzung der Fließgewässer, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, Heft 181.
- Gebler, Rolf-Jürgen (1991b): "Naturgemäße Bauweisen von Sohlenstufen", in: Beiträge zur naturnahen Umgestaltung von Fließgewässern, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, Heft 180.
- Gehrig, W. (1978): Wasserbauliches Versuchswesen, Kap. Flussmodelle mit beweglicher Sohle, Mitteilungsheft Nr. 4, DVWW, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft.
- Gerodetti, M. (1981): "Model Studies of an Overtopped Rockfill Dam", WaterPower & Dam Construction, 34(9), S. 25 – 31.

- Giger, Marcel (1987): Der ebene Freistrahle in flachem Wasser, Mitteilungen des Instituts für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich, Nr. 26-87.
- Hafner, Tobias (2006): "Die Modellierung von Kurvenströmungen und Mäanderentwicklung in einem 2D-tiefengemittelten Modell", in: Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau. Beiträge zum Workshop am 29. und 30. September 2005 in Wallgau, Oberbayern, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Nr. 104, S. 222 – 232.
- Hansen, Kenneth D. und France, John W. (1986): "RCC: A Dam Rehab Solution Unearthed", Civil Engineering, (9), S. 60–63.
- Hartlieb, Arnd (1999): Offene Deckwerke - Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flussabschnitte, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Nr. 85.
- Hartung, Fritz (1973): "Stüttschwellenkraftwerke", Wasserwirtschaft, 63(11/12), S. 349–355.
- Hassinger, Reinhard (1991): Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Universität Stuttgart, Heft 74.
- Haynes, Heather und Pender, Gareth (2007): "Stress History Effects on Graded Bed Stability", Journal of Hydraulic Engineering, 133(4), S. 343 – 349.
- Hengl, Michael (2005): Sanierung Untere Salzach - Übertragung Saalach Modellversuche auf die Salzachrampen, Bericht des Instituts für Wasserbau und hydrometrische Prüfung, Bundesamt für Wasserwirtschaft, Wien.
- Herbrand, Karl (1971): Das Tosbecken mit seitlicher Aufweitung, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Nr. 21.
- Heumader, Jörg (1995): "Ist hohe ökologische Funktionsfähigkeit grundsätzlich an den natürlichen Fließgewässerzustand gebunden? Kritische Anmerkungen zum als Diskussionsgrundlage bezeichneten Beitrag von A. Chovanec et al.", Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 47(5/6), S. 109 – 111.
- Hey, R. D. (1978): "Determinate hydraulic geometry of river channels", Journal of the Hydraulic Division, 104(6), S. 869 – 885.
- Huet, M. (1949): "Aperçu des relations entre la pente et les populations piscicoles des eaux courantes", Schweiz. Z. Hydrol., (11), S. 322 – 351.
- Hunt, John; Brunner, Gary W. und Larock, Bruce E. (1999): "Flow Transitions in Bridge Backwater Analysis", Journal of Hydraulic Engineering, 125(9), S. 981 – 983.
- Hunziker, Ronald P. (1995): Fraktionsweiser Geschiebetransport, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, Nr. 138.
- Idelchik, I.E. (1991): Flow Distribution Design Methods, Hemisphere Publishing Corporation, New York.

- Illies, J. (1961): "Versuch einer allgemeinen biozönotischen Gliederung der Fließgewässer", *Int. Rev. ges. Hydrobiol.*, 46, S. 205 – 213.
- Izbash, S. V. (1970): *Hydraulics of river channel closure*, Butterworths.
- Jain, Subhash C. (1990): "Armor or Pavement", *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(3), S. 436 – 440.
- King's Material Inc. (2007): *Landscape Products*, URL [http://www.kingsmaterial.com/landscape\\_products.html](http://www.kingsmaterial.com/landscape_products.html).
- Knauss, Jost (1979): *Flachgeneigte Abstürze, glatte und raue Sohlrampen*, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Nr. 41.
- Knauss, Jost (1995): "Untersuchungen zur Sicherung eintiefungsgefährdeter Flüsse durch Belegung der Sohle mit größeren Steinen in offener Anordnung, dargestellt am Beispiel der Unteren Isar", in: *Von der Oberen zur Unteren Isar - alte und neue Wasserbauten rund um die Benediktenwand*, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Nr. 76, S. 189 – 248.
- Kobus, H. (1978): *Wasserbauliches Versuchswesen*, Mitteilungsheft Nr. 4, DVWW, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft.
- Kotsovinos, N.E. (1978a): "A note on the conservation of the axial momentum of a turbulent jet", *Journal of Fluid Mechanics*, 87(1), S. 55 –63.
- Kotsovinos, N.E. (1978b): "A note on the conservation of the volume flux in free turbulence", *Journal of Fluid Mechanics*, 86(1), S. 201 –203.
- Kraatz, Willi (1979): "Verbreiterung von Strömungen in offenen Gerinnen stromab eingeengter Fließquerschnitte", *Wasserwirtschaft, Wassertechnik*, (2), S. 62 – 66.
- Kraatz, Willi (1989): *Technische Hydromechanik Band 2*, Kap. Flüssigkeitsstrahlen, Verlag für Bauwesen, Berlin.
- Kresser, W. (1964): "Gedanken zur Geschiebe- und Schwebstoffführung der Gewässer", *Österreichische Wasserwirtschaft*, 16(1), S. 6 – 11.
- Lennon, J. M. und Hill, D. F. (2006): "Particle Image Velocity Measurements of Undular and Hydraulic Jumps", *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(12).
- Liu, H.K.; Bradley, J.N. und Plate, E.J. (1957): "Backwater effects of piers and abutments", Report CER57HKLIO, Colorado State University, Boulder, Colorado.
- LWA-NRW (1980): *Richtlinie für naturnahen Ausbau und Unterhaltung der Fließgewässer in Nordrhein-Westfalen*, Landesamt für Wasser und Abfall Nordrhein-Westfalen.
- Melville, Bruce (2006): "Scour Countermeasures for Wing-Wall Abutments", *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(6), S. 563 – 574.
- Meyer-Peter, E. und Müller, R. (1949): "Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebs", *Schweizer Bauzeitung*, 67(3).

- Michalew, M.A. (1969): "On the Theorie the Surface Hydraulic Jump", *Isvestija* 90, Leningrad.
- Montes, J. S. (1978): "Undular Hydraulic Jump - Discussion", *Journal of Hydraulic Engineering*, 105(98), S. 1208 – 1211.
- Montes, J. S. und Chanson, H. (1998): "Characteristics of Undular Hydraulic Jumps: Experiments and Analysis", *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(2), S. 192 – 205.
- Nakel, Erwin (1970): *Gewässerausbau*, Verlag für Bauwesen, Berlin.
- Neill, C. R. (1975): *Guide to Bridge Hydraulics*, 2. Aufl., Roads and Transportation Association of Canada, University of Toronto Press.
- Niedermayr, Andreas und Aufleger, Markus (2004): "Eigendynamische Flussaufweitung - Grundlagenversuche in großem Maßstab", in: *Lebensraum Fluss - Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Beiträge zum Symposium vom 16.-19. Juni 2004 in Wallgau, Oberbayern*, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, Nr. 101, S. 279 – 291.
- Pagliara, S. und Chiavaccini, P. (2003): "The Use of Piles to Increase Block Ramp Stability", *Proceedings of the XXX IAHR Congress, Thessaloniki, Greece, Theme C Vol. II*.
- Parker, Gary (1979): "Hydraulic Geometry of Active Gravel Rivers", *Journal of the Hydraulics Division*, (9), S. 1185–1201.
- Partenschky, Hans-Werner (1996): *Wellen. Prognosen - Wirkungen - Befestigungen*, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 9, Kap. Entwurfsgrundlagen für Wellenschutzbauten, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, Technische Universität Dresden.
- Platzer, Gerhard (2000): *Dimensionierung muldenförmiger Blocksteinrampen*, Bundesamt für Wasserwirtschaft, Wien.
- Powledge, George R.; Ralston, David C.; Miller, Paul; Chen, Yung Hai; Clopper, Paul E. und Temple, D. M. (1989): "Mechanics of Overflow Erosion on Embankments. II: Hydraulic and Design Considerations", *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(8), S. 1056 – 1075.
- Proffitt, G. T. (1980): "Selective transport and armouring of non-uniform alluvial sediments", Report 80-22.
- Raudkivi, A. J. und Ettema, R. (1982): "Stability of Armour Layers", *Journal of Hydraulics Division*, 108(9).
- Reichardt, H. (1941): "Über eine neue Theorie der freien Turbulenz", *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, 21, S. 257 – 264.
- Richardson, E. V.; Harrison, L. J.; Richardson, J. R. und Davis, S. R. (1993): "Evaluating scour at bridges", *Hydraulic Engineering Circular*, 18, S. 105 ff.

- van Rijn, L.C. (1984): "Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport", *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(7).
- Rinaldi, Pierchristian (2003): "Über das Verhalten turbulenter Freistrahlen in begrenzten Räumen", Dissertation, Technische Universität München.
- Risso, F. und Fabre, J. (1997): "Diffusive turbulence in a confined jet experiment", *Journal of Fluid Mechanics*, 337, S. 233 – 261.
- Römisch, Klaus (2000): "Strömungsstabilität vergossener Steinschüttungen", *Wasserwirtschaft*, 90(7/8), S. 356 – 361.
- Rosport, Michael (1998): Fließwiderstand und Sohlstabilität steiler Fließgewässer unter Berücksichtigung gebirgsbachtypischer Sohlstrukturen, *Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe*, Heft 196.
- Rotta, Julius C. (1972): *Turbulente Strömungen - Eine Einführung in die Theorie und ihre Anwendung*, B. G. Teubner Stuttgart.
- Sander-Kessels, Benedikt; Schöpfer, Christoph; Schneider, Marion und Hartlieb, Arnd (2006): "Wasserwirtschaftlich-ökologische Entwicklung der Iller - Naturversuch 'Offenes Deckwerk'", *Wasserwirtschaft*, 96(11), S. 16 – 19.
- Schaef, H.-J. (1964): *Betrachtungen zu durch- und überströmten Steinschüttungen*, *Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft*, Heft 18, Verlag für Bauwesen, Berlin.
- Scherle, Jürgen (1999): *Entwicklung naturnaher Gewässerstrukturen - Grundlagen, Leitbilder, Planung*, *Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe*, Heft 199.
- Scheuerlein, Helmut (1968): *Der Rauhgerinneabfluß*, *Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München*, Nr. 14.
- Schälchli, Ulrich (1993): *Die Kolmation von Fließgewässersohlen: Prozesse und Berechnungsgrundlagen*, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich*, Nr. 124.
- Schmautz, Markus (2003): *Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke - Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell*, *Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München*, Nr. 96.
- Schmidt, Claudia (2006a): "Quantifizierung von Modelleffekten hinsichtlich eigendynamischer Gewässerentwicklung", *Diplomarbeit, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München*.
- Schmidt, Martin (2006b): "Konstruktion und Stabilität von V-Rampen", *Diplomarbeit, Fachhochschule Würzburg-Schweinfurt*.
- Seckin, Galip (2004): "A simple formula for estimating backwater at bridge constrictions", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31(4), S. 561 – 568.

- Shields, A. (1936): Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebepbewegung, Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau.
- SonTek (1997): Pulse Coherent Doppler Processing and the ADV Correlation Coefficient.
- Strobl, Theodor; Aufleger, Markus; Niedermayr, Andreas; Mett, Michael und Hengl, Michael (2007a): Sanierung Untere Salzach - Aufgelöste Rampe bei Fluss-km 51,9. Physikalische Modellversuche M = 1:30, Versuchsbericht Nr. 392, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, unveröffentlicht.
- Strobl, Theodor; Grünzner, Markus und Schindler, Manfred (2007b): "Licca Liber, der freie Lech. Morphologische Voruntersuchung zu den flussbaulichen Gestaltungsmöglichkeiten am Lech", Bericht 2007/04, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München.
- TLW 2003 (2003): Technische Lieferbedingungen Wasserbausteine.
- Tollmien, W. (1926): "Berechnung turbulenter Ausbreitungsvorgänge", Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, 6(6), S. 468 – 478.
- Truckenbrodt, E. (1968): Strömungsmechanik - Grundlagen und technische Anwendungen, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York.
- TxDOT (2004): Hydraulic Design Manual, Texas Department of Transportation, URL [http://www.dot.state.tx.us/services/general\\_services/manuals.htm](http://www.dot.state.tx.us/services/general_services/manuals.htm).
- Vannote, R.L.; Minshall, G.W.; Cummins, K.W.; Sedell, J.R. und Cushing, C.E. (1980): "The river continuum concept", Can. J. Fish. Aquat. Sci., 37, S. 130 – 137.
- Vischer, D. und Bezzola, G. R. (1999): "Wasserbausteine aus Beton - einige neuere Entwicklungen", Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 51(1/2), S. 1 – 5.
- Vogel, Susanne (2003): "Ansätze zur Bemessung rauer Rampen in aufgelöster Bauweise", Dissertation, Universität der Bundeswehr München.
- Waterways Experiment Station Vicksburg (1987): Hydraulic design criteria, URL <http://chl.erdc.usace.army.mil/Media/2/7/7/100-a.pdf>.
- Whittaker, Jeffrey und Jäggi, Martin (1986): Blockschwellen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich, Nr. 91.
- Yoon, T. H. und Yoon, S. B. (1997): "Design riprap to protect scour around circular piers", in: Proceedings of the 27th IAHR-Congress, S. 178 – 183.
- Yoon, Tae Hoon (2005): "Wire Gabion for Protecting Bridge Piers", Journal of Hydraulic Engineering, 131(11), S. 942 – 949.
- Zanke, Ulrich (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York.

## Abbildungsverzeichnis

1.1	Lech bei Prittriching vor (1926) und wenige Jahre nach der Korrektur (aus Bayer. StMI, 1989) . . . . .	2
1.2	Wertach unterstrom des Kraftwerks Inningen (links) und Iller im Bereich der Vöhringer Brücke (rechts) . . . . .	2
1.3	Schematische Darstellung einer V-Rampe . . . . .	6
1.4	Vergleich der Funktionsweise einer normalen Rampe und einer V-Rampe (Aufleger und Niedermayr, 2005) . . . . .	7
1.5	Mögliche Varianten von V-Rampen im Querschnitt (schematisch) . . . . .	8
1.6	Schematischer Vergleich der Aufstaubeziehung einer V-Rampe und einer normalen Rampe . . . . .	8
2.1	Sohlstabilisierung durch einen Aufstau - schematische Darstellung . . . . .	11
2.2	Geschiebetransport und Deckschichtbildung in Abhängigkeit von der Belastung (nach Jain, 1990) . . . . .	14
2.3	Zeitliche Entwicklung der Sohlage und des Wasserspiegels bei 20 % Restgeschiebeeintrag und $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$ ( $B = 60 \text{ m}$ , $J_0 = 1,5 \text{ ‰}$ , $d_m = 20 \text{ mm}$ ) . . . . .	16
2.4	Abhängigkeit der dynamisch stabilen Sohlage vom Restgeschiebeeintrag bei $Q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$ ( $B = 60 \text{ m}$ , $J_0 = 1,5 \text{ ‰}$ , $d_m = 20 \text{ mm}$ ) . . . . .	17
2.5	Abhängigkeit der dynamisch stabilen Sohlage vom Abfluss bei konstantem relativem Geschiebeeintrag in Höhe von 20 % ( $B = 60 \text{ m}$ , $J_0 = 1,5 \text{ ‰}$ , $d_m = 20 \text{ mm}$ ) . . . . .	18
2.6	Fließverhältnisse an hydraulisch wirksamen Abstürzen (nach Bellina, 1950) . . . . .	20
2.7	Abflusszustände an rauen Rampen (nach Whittaker und Jäggi, 1986) . . . . .	21
2.8	<i>Relativer Aufstau</i> in Abhängigkeit von der <i>bezogenen Länge</i> und dem <i>relativen Sohlwiderstand</i> für ein Sohlängsgefälle $J_0 = 1,5 \text{ ‰}$ . . . . .	31
2.9	Schema zur Ermittlung des notwendigen Aufstaus . . . . .	31
3.1	Übersicht über die Wanderbewegungen von Fischen aus ATV-DVWK (2004) . . . . .	35
4.1	Aufstau in Abhängigkeit des Abflusses . . . . .	41
4.2	Ermittlung des resultierenden Aufstaus ohne Überströmung der Seitenstrukturen . . . . .	42
4.3	Ermittlung des resultierenden Aufstaus mit Überströmung der Seitenstrukturen . . . . .	43
4.4	Fließzustände an lokalen Querschnittsverengungen (nach FHWA, 1978) . . . . .	45
4.5	Strömung an Brückenverengungen (Hunt et al., 1999) . . . . .	46
4.6	Geschwindigkeitskorrekturbeiwert $\alpha_2$ (aus FHWA, 1978) . . . . .	49
4.7	Verlustbeiwert $C_b$ in Abhängigkeit vom Öffnungsverhältnis $M$ (aus FHWA, 1978) . . . . .	50

4.8	Gemessene und ohne Berücksichtigung von Energieverlusten ermittelte Aufstaubeziehung an der geplanten Iller V-Rampe . . . . .	51
4.9	Abhängigkeit des Aufstaus vom Unterwasser bei der geplanten Iller V-Rampe	53
4.10	Stützkraft bei V-Rampen . . . . .	55
5.1	Ebener Wechselsprung mit Deckwalze über horizontaler Sohle (Bollrich, 2000)	57
5.2	Energieumwandlung an rauen Rampen (Vogel, 2003) . . . . .	58
5.3	Wellenlänge und -amplitude bei gewellten Abflüssen (aus Chanson und Montes, 1995) . . . . .	61
5.4	Normierte Geschwindigkeiten und Sohlschubspannungen bei den Messungen von Lennon und Hill (2006) an gewellten Wechselsprüngen . . . . .	62
5.5	Turbulenter Freistrahlin ruhender Außenströmung (nach Kraatz, 1989) . . . .	66
5.6	Annäherung der Geschwindigkeitsverteilung im turbulenten Freistrahlin mittels der Gaußschen Glockenkurve (nach Kraatz, 1989) . . . . .	67
5.7	Einteilung des ebenen Freistrahls in flachem Wasser in Zonen und schematische Verteilung der Fließgeschwindigkeit in $x$ -Richtung (nach Giger, 1987) .	68
5.8	Wandstrahl bei endlicher Wassertiefe (aus Kraatz, 1979) . . . . .	70
5.9	Wandstrahl bei einseitiger Strömungserweiterung in offenen Gerinnen (aus Kraatz, 1989) . . . . .	71
5.10	Versuchseinrichtung in den Untersuchungen von Rinaldi (2003) . . . . .	72
5.11	Strahldurchfluss und Rückströmung im begrenzten Raum - Untersuchungen von Rinaldi (2003) . . . . .	74
5.12	Stromlinien auf Höhe des Zulaufs - Untersuchungen von Rinaldi (2003) . . . .	74
5.13	Versuchseinrichtung der Grundlagenversuche . . . . .	78
5.14	Untersuchte Tosmuldenvarianten bei den ersten Grundlagenversuchen - schematische Darstellung . . . . .	79
5.15	Mittlere Geschwindigkeiten bei den ersten Grundlagenversuchen - Naturdaten	81
5.16	Visualisierung der internen Durchmischung mit Fluorescein-Zugabe . . . . .	82
5.17	Bei den zweiten Grundlagenversuchen verwendete V-Rampengeometrie . . . .	84
5.18	Tosmuldenvarianten bei den zweiten Grundlagenversuchen (schematisch) . .	85
5.19	Nach $t = 3,5$ h bei $Q_M = 160$ l/s bzw. $Q_N = 500$ m <sup>3</sup> /s entstandene Kolkbilder (T1' bis T4') - Markierungen stehen schematisch für die Abmessungen des Kolkes und des Schüttkegels . . . . .	86
5.20	Nach $t = 3,5$ h bei $Q_M = 160$ l/s bzw. $Q_N = 500$ m <sup>3</sup> /s entstandene Kolkbilder (T5' bis T7'+) - Markierungen stehen schematisch für die Abmessungen des Kolkes und des Schüttkegels . . . . .	87
5.21	Geplante V-Rampe an der Iller bei Fluss-km 13,8 in der neuen Versuchsrinne	89
5.22	Tosmuldengeometrie der Variante C . . . . .	91
5.23	Sohnnahe Geschwindigkeiten bei $Q = 560$ m <sup>3</sup> /s . . . . .	93
5.24	ADV-Sonde . . . . .	94
5.25	Lage der Messpunkte - die Koordinaten wurden auf Naturwerte umgerechnet	96
5.26	Mit der ADV-Sonde vermessene Varianten . . . . .	97
5.27	Bedeutung des Vorzeichens von $\tau_{xy}$ bei der rechten freien Strahlgrenze . . . .	99

5.28	Gegenüberstellung der mittleren Fließgeschwindigkeit $\bar{u}$ und der turbulenten Schubspannung $\tau_{xy}$ bei den Varianten $T_A, T_B$ und $T_C$ . . . . .	101
5.29	Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten $T_A, T_B$ und $T_C$ . . . . .	102
5.30	Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten $T_B, T_D, T_E$ und $T_F$ (bezogen auf Normalwasserverhältnisse im ungestörten Zustand - $T_K$ ) . . . . .	104
5.31	Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten $T_B, T_D, T_E$ und $T_F$ (bezogen auf jeweils gleiche Unterwasserstände im ungestörten Zustand - $T_K$ bis $T_N$ ) . . . . .	105
5.32	Lage des dritten Bogens in Relation zur initiierten Wellenbewegung . . . . .	106
5.33	Gegenüberstellung der mittleren Fließgeschwindigkeit $\bar{u}$ und der turbulenten Schubspannung $\tau_{xy}$ bei den Varianten $T_B, T_G$ und $T_H$ . . . . .	107
5.34	Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten $T_B, T_G$ und $T_H$ . . . . .	108
5.35	Gegenüberstellung der mittleren Fließgeschwindigkeit $\bar{u}$ und der turbulenten Schubspannung $\tau_{xy}$ bei den Varianten $T_B, T_I$ und $T_J$ . . . . .	110
5.36	Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten $T_A, T_B, T_I$ und $T_J$ . . . . .	111
6.1	Verteilung der Steinabmessungen in den Versuchen von Whittaker und Jäggi (1986) (aus Chervet und Weiss, 1990) . . . . .	117
6.2	Kräfteverhältnisse am Einzelstein (nach Bezzola, 2002) . . . . .	118
6.3	Belastungsbereiche einer V-Rampe . . . . .	122
6.4	Deckwerksstabilität einer Steinschüttung - Vergleich der Versuchsergebnisse mit Bemessungsansätzen . . . . .	126
6.5	Erforderliche Steingröße und Steinmasse in Abhängigkeit vom Gefälle (nach Whittaker und Jäggi, 1986) . . . . .	127
6.6	Strömung im Verschneidungsbereich von Seitenstruktur und Uferböschung . . . . .	127
6.7	Fließverhältnisse auf dem Rücken der Seitenstrukturen bei relativ hohem Unterwasserstand . . . . .	129
6.8	Abhängigkeit der kritischen Belastung von der Lage des Unterwasserstandes in Relation zur Rampenkronen . . . . .	131
6.9	Modellversuch zur Erhöhung der Stabilität eines Deckwerks mittels Verwendung von Pfählen (aus Pagliara und Chiavaccini, 2003) . . . . .	133
6.10	Ausführungsvarianten für Wasserbausteine aus Beton (links) und Küstensicherung an der Strandpromenade in Westerland/Sylt (aus Partemsky, 1996) . . . . .	134
6.11	Stabilitätsbetrachtung am Einzelstein unter Einbeziehung der Verklammerungskraft $F_v$ (aus Römisch, 2000) . . . . .	135
6.12	Stabilitätserhöhung durch Mörtelverguss im Verhältnis zur Stabilität einer losen Steinschüttung für unterschiedliche Vergussmengen (aus Römisch, 2000) . . . . .	137
6.13	Aufbau eines Drahtgitterkorbs für die Kofferdämme bei der <i>El Cajón</i> Bogenstaumauer (links) und auf eine Gabione wirkende Kräfte (aus Gerodetti, 1981) . . . . .	138

6.14	Aufbau eines überströmbar ausgebildeten Deiches mit RCC (Powledge et al., 1989) . . . . .	140
6.15	Überströmung des mit RCC saniert ausgeführten <i>Ocoee No. 2 Dam</i> in Tennessee (Hansen und France, 1986) . . . . .	140
6.16	Betonsteine mit Verzahnung (aus King's Material Inc., 2007) . . . . .	141
6.17	Einbau eines kabelgebundenen Verbundsteinsystems zur Ufersicherung (aus Armortec, 2007) . . . . .	142
6.18	Modellaufbau zur Untersuchung der Stabilität der Öffnungswandung . . . . .	143
6.19	Ausführungsvarianten der Seitenstrukturen im Modellversuch . . . . .	144
6.20	Versagensablauf an der Öffnungswandung . . . . .	145
6.21	Fiktiver Abflussanteil über der Öffnungswandung . . . . .	146
6.22	Fiktive Abflussanteile bei Beschädigung der Öffnungswandung . . . . .	147
6.23	Abschätzung der erforderlichen Steingröße für die Öffnungswandung . . . . .	147
6.24	Kritische Belastung der Sohle in einer rechteckförmigen Öffnung der Breite 16,7 cm bei einem äquivalenten Kugeldurchmesser $d_s = 13,7$ mm . . . . .	150
6.25	Aufgelöste Rampe an der Salzach (Strobl et al., 2007a) . . . . .	151
7.1	Versuchseinrichtung „Weiches Ufer“ . . . . .	162
7.2	Transportbeginn nach Shields (1936), Zanke (1982) und van Rijn (1984) . . . . .	164
7.3	Randbedingungen der Varianten I und II . . . . .	166
7.4	Vergleich der Flussbreiten- und Sohlagenentwicklung nach umgerechnet 20 Naturtagen - Die Breite $b_{h/2}$ wird auf halber Höhe des Querschnitts gemessen . . . . .	167
7.5	Sanierungskonzept Untere Iller (Stand 2004) - Umsetzung im Modellversuch . . . . .	168
7.6	Modellversuch zur Sanierung der Unteren Iller . . . . .	169
7.7	Vergleich der beiden Varianten hinsichtlich der morphologischen Veränderungen . . . . .	171
7.8	Flussbreite und mittlere Sohlage bei den Varianten A und B . . . . .	172
7.9	Stabilisierung eines Gewässers nach erfolgter Aufweitung mit V-Rampen . . . . .	174
7.10	Steuerung der Aufweitungstendenz eines Gewässers mit V-Rampen . . . . .	174
7.11	Kontrolle des Flusslaufs mit V-Rampen bei großräumigem Uferrückbau . . . . .	175
8.1	Konzept zur Sanierung der Unteren Iller von Fluss-km 15,8 bis 13,8 . . . . .	177
8.2	Abmessungen der V-Rampe bei Fluss-km 13,8 . . . . .	178
8.3	Aufstauwirkung der V-Rampe bei Fluss-km 13,8 . . . . .	179
8.4	Geometrie und Belastung der V-Rampe bei Fluss-km 13,8 . . . . .	180
8.5	Ausschnittsmodell der V-Rampe an der Iller bei Fluss-km 13,8 im geometrischen Maßstab $M = 1 : 40$ . . . . .	182
8.6	Setzen des Deckwerks auf einer Filterschicht - Bauzustand (links) und Belastung des Versuchs mit $Q_{max,Natur} = 911$ m <sup>3</sup> /s (rechts) . . . . .	183
8.7	Vollmodell der Iller V-Rampe bei Fluss-km 13,8 im Maßstab $M = 1 : 26,2$ . . . . .	185
8.8	Belastung des Versuchs mit umgerechnet $Q = 780$ m <sup>3</sup> /s (oben) und aufgetretener Schaden im ufernahen Bereich der Seitenstruktur (unten) . . . . .	186

## Tabellenverzeichnis

3.1	Gefällegliederung der Fließgewässerregionen nach Huet (1949) aus DVWK Merkblatt 232 . . . . .	34
3.2	Fließgewässer-Zonierung nach Illies (1961) aus DVWK Merkblatt 232 . . . . .	35
4.1	Wirksame Öffnungsbreiten und Kontraktionskoeffizienten zur Berücksichtigung von Einschnürungseffekten an der Iller V-Rampe bei Fluss-km 13,8 . . . . .	52
5.1	Strömungskenngrößen des ebenen Freistrahls (aus Kraatz, 1989) . . . . .	67
5.2	Steigungsmaß $m_L$ beim Wandstrahl nach Michalew (1969) . . . . .	70
5.3	Standardabweichung der gemessenen Wellenhöhen - Werte in Modellabmessungen . . . . .	80
6.1	Verwendete Materialien bei den Versuchen zur Überprüfung der Stabilitätsansätze für den Rücken der Seitenstrukturen . . . . .	126
6.2	Ansätze für den Faktor $F_B$ zur Bemessung örtlich geschlossener Deckwerke (aus Hartlieb, 1999) . . . . .	152
6.3	Vergleich der Ergebnisse verschiedener Bemessungsansätze für geschlossene Deckwerke . . . . .	153
6.4	Steinklassen der TLW 2003 . . . . .	156

## **Bisher erschienene Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München**

- Nr. 1 **Häusler Erich:** Energieumwandlung bei einem frei fallenden, kreisrunden Strahl in einem Wasserpolster, 1962, *vergriffen*
- Nr. 2 **Spiekermann, Günter:** Instabile Formen des Schußstrahles beim Abfluß unter Schützen und seine Kraftwirkungen auf die Schützenkonstruktion, 1962, *vergriffen*
- Nr. 3 **Linder Gaspar:** Über die Gestaltung von Durchlaßausläufen, 1963, *vergriffen*
- Nr. 4 **Knauss Jost:** Modellversuche über die Hochwasserentlastungsanlagen an kleinen Rückhaltespeichern in Südbayern, 1963, *vergriffen*
- Nr. 5 **Mahida Vijaysinh:** Mechanismus der Schnellsandfiltration, 1964, *vergriffen*
- Nr. 6 **Rothmund, Hermann:** Energieumwandlung durch Strahlumlenkung in einer Toskammer, 1966, *vergriffen*
- Nr. 7 **Häusler Erich:** Luftsiphons für den pneumatischen Verschuß von Wassereinlauföffnungen, 1966, *vergriffen*
- Nr. 8 **Seus Günther J.:** Die Anfangskavitation, 1966, *vergriffen*
- Nr. 9 **Knauss Jost:** Schießender Abfluß in offenen Gerinnen mit fächerförmiger Verengung, 1967, *vergriffen*
- Nr. 10 **Häusler Erich; Bormann Klaus:** Schießender bzw. strömender Abfluß in Bächen  
**Schultz Gert A.:** Die Anwendung von Computer-Programmen für das Unit-Hydrograph-Verfahren am Beispiel der Iller  
**Bauch Wolfram:** Untersuchungen über Wasserstandsvorhersagen an einem 600 m langen Modell der Donautrecke Regensburg-Straubing, 1967, *vergriffen*
- Nr. 11 **Schultz Gert A.:** Bestimmung theoretischer Abflußganglinien durch elektronische Berechnung von Niederschlagskonzentration und Retention (Hyreun-Verfahren), 1968, *vergriffen*
- Nr. 12 **Raumer Friedrich von:** Verteilung von Bewässerungswasser in Kanälen - Eine Systematik großer Kanalsysteme zur Verteilung von Bewässerungswasser unter besonderer Berücksichtigung von Regulier- und Meßvorgängen, 1968, *vergriffen*
- Nr. 13 **Bormann Klaus:** Der Abfluß in Schußrinnen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme, 1968
- Nr. 14 **Scheuerlein Helmut:** Der Rauhgerinneabfluß, 1968, *vergriffen*
- Nr. 15 **Koch Kurt:** Die gegenseitige Strahlableitung auf horizontaler Sohle, 1968
- Nr. 16 **Bauch Wolfram:** Die Hochwasserwelle im ungestauten und gestauten Fluß, 1968
- Nr. 17 **Marr Gerhard:** Vergleich zweier Differenzenverfahren in einem mathematischen Modell zur Berechnung von instationären Abflußvorgängen in Flüssen, 1970, *vergriffen*
- Nr. 18 **Herbrand Karl:** Der räumliche Wechselsprung, 1970, *vergriffen*
- Nr. 19 **Seus Günther J.:** Betrachtungen zur Kontinuitätsbedingung der Hydromechanik;  
**Zielke Werner:** Zur linearen Theorie langer Wellen in Freispiegelgerinnen, 1971
- Nr. 20 **Häusler Erich:** Entnahmetürme mit Luftsiphons, 1971, *vergriffen*
- Nr. 21 **Herbrand Karl:** Das Tosbecken mit seitlicher Aufweitung, 1971
- Nr. 22 **Knauss Jost:** Hydraulische Probleme beim Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen an großen und kleinen Staudämmen, 1971, *vergriffen*
- Nr. 23 **Zielke Werner:** Berechnung der Frequenzganglinien und Eigenschwingungen von Rohrleitungssystemen  
**Zielke Werner; Wylie E. Benjamin:** Zwei Verfahren zur Berechnung instationärer Strömungen in Gasfernleitungen und Gasrohrnetzen, 1971
- Nr. 24 **Knauss Jost:** Wirbel an Einläufen zu Wasserkraftanlagen, 1972, *vergriffen*
- Nr. 25 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 1, 1972, *vergriffen*
- Nr. 26 **Keller Andreas:** Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Problem der modellmäßigen Behandlung von Strömungskavitation, 1973, *vergriffen*
- Nr. 27 **Horn Heinrich:** Hochwasserabfluß in automatisch geregelten Staustufen, 1973
- Nr. 28 **Bonasoundas Markos:** Strömungsvorgang und Kolkproblem am runden Brückenpfeiler, 1973
- Nr. 29 **Horn Heinrich; Zielke Werner:** Das dynamische Verhalten von Flußstauhaltungen, 1973

- Nr. 30 **Uslu Orhan:** Dynamische Optimierung der Fließbeiwerte in mathematischen Flußmodellen und Berücksichtigung der Vorlandüberströmung - Eine Anwendung des Operations Research im theoretischen Flußbau, 1974
- Nr. 31 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 2, 1975, *vergriffen*
- Nr. 32 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach**  
**Hartung Fritz:** Einführung: Was treiben eigentlich die Obernacher?  
**Knauss Jost:** Strategien und Entscheidungshilfen beim Hochwasserschutz in Städten, dargestellt am Beispiel der Hochwasserfreilegung der Stadt Harburg an der Wörnitz  
**Häusler Erich:** Abstürze und Stützschnellen in hydraulischer und konstruktiver Betrachtung (Mindestfallhöhen zur Erzielung einer genügenden hydraulischen Wirksamkeit)  
**Seus Günther J.; Hack Hans-Peter:** Erster Vergleich der Ergebnisse des physikalischen Modells in Obernach mit denen des neuen mathematischen Modells  
**Uslu Orhan; Schmitz Gerd:** Parameteridentifikation und Sensitivitätsanalyse bei mathematischen Modellen in der Hydrologie  
**Keller Andreas; Zielke Werner:** Veränderung des freien Gasgehaltes in turbulenten Rohrströmungen bei plötzlichen Druckabsenkungen  
**Herbrand Karl:** Zusammenführung von Schußstrahlen. Zwei praktische Beispiele konstruktiver Lösungen aus Modellversuchen  
**Zielke Werner:** Grenzen der deterministischen Betrachtungsweise in der Strömungsmechanik, 1976
- Nr. 33 **Probleme der Arbeit des beratenden Ingenieurs in der Wasserwirtschaft der Entwicklungsländer.** Symposium am 13.10.1976 in Wallgau  
**Bauch Wolfram:** Besondere Probleme bei der Planung und Ausführung der Gesamtentwässerung Busan/Korea  
**Bormann Klaus:** Wasserkraftstudie West Kamerun und Bau der Wasserkraftanlage Batang Agam, Indonesien, zwei Entwicklungshilfe-Projekte unter extremen Bedingungen  
**Raumer Friedrich von:** Zielvorstellungen und Verwirklichung eines wasserwirtschaftlichen Mehrzweckprojektes in Ecuador  
**Krombach Jürgen:** Der beratende Ingenieur in Entwicklungsländern gestern und heute: Berater, Kontrolleur, Entwicklungshelfer oder Geschäftsmann? (am Beispiel wasserwirtschaftlicher Projekte), 1977
- Nr. 34 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach, Feierstunde am 14.10.1976 in Wallgau**  
**Hartung Fritz:** Die Wasserbauversuchsanstalt Obernach im Strom der Zeit  
**Bischofsberger Wolfgang:** Laudatio für Professor Dr.-Ing. E. Mosonyi  
**Mosonyi Emil:** Wasserbau, Technik oder Kunst? 1977
- Nr. 35 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach,**  
Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, Seminar am 15.10.1976 in Obernach  
**Cecen Kazim:** Die Verhinderung des Geschiebeeinlaufes zu Wasserfassungsanlagen  
**Midgley D.C.:** Abstraction of water from sediment-laden rivers in Southern Africa  
**Jacobsen J.C.:** Geschiebefreie Triebwasserfassungen - Modellversuche am Beispiel des sogenannten Geschiebeabzuges  
**Scheuerlein Helmut:** Die Bedeutung des wasserbaulichen Modellversuchs für die Gestaltung von Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, 1977
- Nr. 36 **Hack Hans-Peter:** Lufteinzug in Fallschächten mit ringförmiger Strömung durch turbulente Diffusion, 1977
- Nr. 37 **Csallner Klausotto:** Strömungstechnische und konstruktive Kriterien für die Wahl zwischen Druck- und Zugsegment als Wehrverschluß, 1978
- Nr. 38 **Kanzow Dietz:** Ein Finites Element Modell zur Berechnung instationärer Abflüsse in Gerinnen und seine numerischen Eigenschaften, 1978
- Nr. 39 **Keller Andreas; Prasad Rama:** Der Einfluß der Vorgeschichte des Testwassers auf den Kavitationsbeginn an umströmten Körpern - Ein Beitrag zur Frage der Rolle der Kavitationskeime bei Strömungskavitation, 1978
- Nr. 40 **Hartung Fritz:** 75 Jahre Nilstau bei Assuan - Entwicklung und Fehlentwicklung, 1979, *vergriffen*
- Nr. 41 **Knauss Jost:** Flachgeneigte Abstürze, glatte und raue Sohlrampen  
**Scheuerlein Helmut:** Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen  
**Häusler Erich:** Unkonventionelle neuere Stauhaltungswehre an bayerischen Flüssen als gleichzeitige Sohlsicherungsbauwerke, 1979, *vergriffen*

- Nr. 42 **Seus Günther J.; Joeres Erhard P.; Engelmann Herbert M.:** Lineare Entscheidungsregeln und stochastische Restriktionen bei Bemessung und Betrieb von Speichern, 1979, *vergriffen*
- Nr. 43 **Meier Rupert C.:** Analyse und Vorhersage von Trockenwetterabflüssen - Eine Anwendung der Systemhydrologie, 1980, *vergriffen*
- Nr. 44 **Treske Arnold:** Experimentelle Überprüfung numerischer Berechnungsverfahren von Hochwasserwellen, 1980, *vergriffen*
- Nr. 45 **Csallner Klausotto; Häusler Erich:** Abflußinduzierte Schwingungen an Zugsegmenten - Ursachen, Sanierung und allgemeine Folgerungen  
**Herbrand Karl; Renner Dietrich:** Aufnahme und Wiedergabe der Bewegung von Schwimmkörpern mit einem Video-Meßsystem  
**Keller Andreas:** Messungen des Kavitationskeimspektrums im Nachstrom eines Schiffes - die ersten Großausführungsmessungen mit der Laser-Streulichtmethode  
**Knauss Jost:** Neuere Beispiele für Blocksteinrampen an Flachlandflüssen  
**Scheuerlein Helmut:** Der gelbe Fluß - nach wie vor Chinas Sorge oder die Unerbittlichkeit der Natur gegenüber 4000 Jahren menschlicher Bemühungen  
**Seus Günther J.:** Nochmals: Das Muskingum-Verfahren. Fingerübungen zu einem bekannten Thema als "gradus ad parnassum" sowie neue Gedanken zur Interpretation des Anwendungsbereiches und eine Lösung des Problems der Nebenflüsse  
**Treske Arnold:** Hochwasserentlastung an Dämmen. Zwei konstruktiv ähnliche Lösungen im Modellversuch, 1981, *vergriffen*
- Nr. 46 **Schmitz Gerd:** Instationäre Eichung mathematischer Hochwasserablauf-Modelle auf der Grundlage eines neuen Lösungsprinzips für hyperbolische Differentialgleichungs-Systeme, 1981, *vergriffen*
- Nr. 47 **Scheuerlein Helmut:** Der wasserbauliche Modellversuch als Hilfsmittel bei der Bewältigung von Verlandungsproblemen in Flüssen  
**Knauss Jost:** Rundkronige und breitrundkronige Wehre, hydraulischer Entwurf und bauliche Gestaltung  
**Keller Andreas:** Maßstabeffekte bei der Anfangskavitation, 1983, *vergriffen*
- Nr. 48 **Renner Dietrich:** Schifffahrtstechnische Modellversuche für Binnenwasserstraßen - Ein neues System und neue Auswertungsmöglichkeiten, 1984, *vergriffen*
- Nr. 49 **Sonderheft: Erhaltung und Umbau alter Wehre** (Wasserbau im historischen Ensemble, drei Beispiele aus dem Hochwasserschutz bayerischer Städte), 1984, *vergriffen*
- Nr. 50 **Knauss Jost; Heinrich B.; Kalczyk H.:** Die Wasserbauten der Minyer in der Kopais - die älteste Flußregulierung Europas, 1984, *vergriffen*
- Nr. 51 **Hartung Fritz; Ertl Walter; Herbrand Karl:** Das Donaumodell Straubing als Hilfe für die Planung und Bauausführung der Staustufe Straubing, 1984
- Nr. 52 **Hahn Ulrich:** Lufteintrag, Lufttransport und Entmischungsvorgang nach einem Wechselsprung in flachgeneigten, geschlossenen Rechteckgerinnen, 1985
- Nr. 53 **Bergmann Norbert:** Entwicklung eines Verfahrens zur Messung und Auswertung von Strömungsfeldern am wasserbaulichen Modell, 1985
- Nr. 54 **Schwarz Jürgen:** Druckstollen und Druckschächte - Bemessung und Konstruktion, 1985, *vergriffen*
- Nr. 55 **Schwarz Jürgen:** Berechnung von Druckstollen - Entwicklung und Anwendung eines mathematischen Modells und Ermittlung der felsmechanischen Parameter, 1987
- Nr. 56 **Seus Günther J.; Edenhofer Johann; Czirwitzky Hans-Joachim; Kiefer Ernst-Martin; Schmitz Gerd; Zunic Franz:** Ein HN-Modellsystem für zweidimensionale, stationäre und instationäre Strömungen beim Hochwasserschutz von Städten und Siedlungen, 1987
- Nr. 57 **Knauss Jost:** Die Melioration des Kopaisbeckens durch die Minyer im 2. Jt.v.Chr. - Kopais 2 - Wasserbau und Siedlungsbedingungen im Altertum, 1987
- Nr. 58 **Mtalo Felix:** Geschiebeabzug aus Kanälen mit Hilfe von Wirbelröhren, 1988
- Nr. 59 **Yalin M. Selim; Scheuerlein Helmut:** Friction factors in alluvial rivers  
**Yalin M. Selim:** On the formation mechanism of dunes and ripples  
**Keller Andreas:** Cavitation investigations at one family of NACA-hydrofoils at different angles of attack, as a contribution to the clarification of scale effects at cavitation inception, 1988

- Nr. 60 **Schmitz Gerd H.:** Strömungsvorgänge auf der Oberfläche und im Bodeninneren beim Bewässerungslandbau. Grundlagen, Kritik der herkömmlichen Praxis und neue hydrodynamisch-analytische Modelle zur Oberflächenbewässerung, 1989
- Nr. 61 **Muckenthaler Peter:** Hydraulische Sicherheit von Staudämmen, 1989, *vergriffen*
- Nr. 62 **Kalenda Reinhard:** Zur Quantifizierung der hydraulischen Versagenswahrscheinlichkeit beweglicher Wehre, 1990
- Nr. 63 **Knauss Jost:** Kopais 3, Wasserbau und Geschichte, Minysche Epoche - Bayerische Zeit (vier Jahrhunderte - ein Jahrzehnt), 1990
- Nr. 64 **Kiefer Ernst-Martin, Liedl Rudolf, Schmitz Gerd H. und Seus Günther J.:** Konservative Strömungsmodelle auf der Basis krummliniger Koordinaten unter besonderer Berücksichtigung von Wasserbewegungen im ungesättigt-gesättigten Boden, 1990
- Nr. 65 **Hartung Fritz:** Der ägyptische Nil 190 Jahre im Spiel der Politik (1798-1988)  
**Hartung Fritz:** Gedanken zur Problematik der Nilwehre  
**Döscher Hans-Dieter und Hartung Fritz:** Kritische Betrachtungen zum Stützwehr im Toschka-Entlastungsgerinne des Assuan-Hochdammes, 1991
- Nr. 66 **Schmitz Gerd H., Seus Günther J. und Liedl Rudolf:** Ein semi-analytisches Infiltrationsmodell für Füllung und Entleerung von Erdkanälen  
**Keller Andreas P.:** Chinese-German comparative cavitation tests in different test facilities on models of interest for hydraulic civil engineering, 1991
- Nr. 67 **Liedl Rudolf:** Funktionaldifferentialgleichungen zur Beschreibung von Wasserbewegungen in Böden natürlicher Variabilität - Beiträge zur Theorie und Entwicklung eines numerischen Lösungsverfahrens, 1991
- Nr. 68 **Zunic Franz:** Gezielte Vermaschung bestehender Kanalisationssysteme - Methodische Studien zur Aktivierung freier Rückhalteräume unter besonderer Berücksichtigung der Abflusssteuerung, 1991
- Nr. 69 **Eickmann Gerhard:** Maßstabeffekte bei der beginnenden Kavitation - Ihre gesetzmäßige Erfassung unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußgrößen, 1991
- Nr. 70 **Schmid Reinhard:** Das Tragverhalten von Erd- und Steinschüttdämmen mit Asphaltbeton-Kerndichtungen, 1991
- Nr. 71 **Kiefer Ernst-Martin:** Hydrodynamisch-numerische Simulation der Wasserbewegung im ungesättigten und gesättigten Boden unter besonderer Berücksichtigung seiner natürlichen Variabilität, 1991
- Nr. 72 **Strobl Th., Steffen H., Haug W. und Geiseler W.-D.:** Kerndichtungen aus Asphaltbeton für Erd- und Steinschüttdämme, 1992
- Nr. 73 **Symposium: Betrieb, Unterhalt und Modernisierung von Wasserbauten.**  
Garmisch-Partenkirchen, 29. - 31. Oktober 1992
- Nr. 74 **Heilmair Thomas und Strobl Theodor:** Erfassung der sohnnahen Strömungen in Ausleitungsstrecken mit FST-Halbkugeln und Mikro-Flowmeter - ein Vergleich der Methoden, 1994
- Nr. 75 **Godde Dominik:** Experimentelle Untersuchungen zur Anströmung von Rohrturbinen - Ein Beitrag zur Optimierung des Turbineneinlaufs, 1994
- Nr. 76 **Knauss Jost:** Von der Oberen zur Unteren Isar  
Alte und neue Wasserbauten rund um die Benediktenwand. Bachumleitungen - Treibholzfänge - durchschwallte Rohre - eine besondere Entlastungsanlage  
Sohlensicherung an der Unteren Isar. Sohlstufenkonzept - Belegung der Sohle mit größeren Steinen in offener Anordnung, 1995
- Nr. 77 **Knauss Jost:** Argolische Studien: Alte Straßen - alte Wasserbauten. Talsperre von Mykene; Flußumleitung von Tiryns; Hydra von Lerna; Küstenpass Anigraia, 1996
- Nr. 78 **Aufleger Markus:** Ein Beitrag zur Auswertung von Erddruckmessungen in Staudämmen, 1996
- Nr. 79 **Heilmair Thomas:** Hydraulische und morphologische Kriterien bei der Beurteilung von Mindestabflüssen unter besonderer Berücksichtigung der sohnnahen Strömungsverhältnisse, 1997
- Nr. 80 **Maile Willibald:** Bewertung von Fließgewässer-Biozönosen im Bereich von Ausleitungskraftwerken (Schwerpunkt Makrozoobenthos), 1997
- Nr. 81 **Knauss Jost:** Olympische Studien: Herakles und der Stall des Augias. Kladeosmauer und Alpheiosdamm, die Hochwasserfreilegung von Alt-Olympia, 1998

- Nr. 82 **Symposium: Planung und Realisierung im Wasserbau - Vergleich von Zielvorstellungen mit den Ergebnissen**, Garmisch-Partenkirchen 15. – 17. Oktober 1998
- Nr. 83 **Hauger Stefan**: Verkehrssteuerung auf Binnenwasserstraßen – Ein Beitrag zur Optimierung der Schleusungsreihenfolge in Stillwasserkanälen und staugeregelten Flüssen, 1998
- Nr. 84 **Herbrand Karl**: Schiffahrtstechnische Untersuchungen der Versuchsanstalt Oberrach; Ein Rückblick auf ein traditionelles Untersuchungsgebiet der VAO, 1998
- Nr. 85 **Hartlieb Arnd**: Offene Deckwerke – Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flußabschnitte, 1999
- Nr. 86 **Spanning Michael**: Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers – Parameterstudie an einem numerischen Modell, 1999
- Nr. 87 **Kleist Frank**: Die Systemdurchlässigkeit von Schmalwänden. Ein Beitrag zur Herstellung von Schmalwänden und zur Prognose der Systemdurchlässigkeit, 1999
- Nr. 88 **Lang Tobias**: Geometrische Kriterien zur Gestaltung von Kraftwerkseinläufen. Experimentelle Untersuchungen an Rohr-S-Turbine und Durchströmturbine, 1999
- Nr. 89 **Aufleger Markus**: Verteilte faseroptische Temperaturmessungen im Wasserbau, 2000
- Nr. 90 **Knauss Jost**: Späthelladische Wasserbauten. Erkundungen zu wasserwirtschaftlichen Infrastrukturen der mykenischen Welt, 2001
- Nr. 91 **Festschrift** aus Anlass des 75-jährigen Bestehens der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München in Oberrach – Oskar v. Miller-Institut, 2001
- Nr. 92 **Wildner Harald**: Injektion von porösem Massenbeton mit hydraulischen Bindemitteln, 2002
- Nr. 93 **Wildbach Naturversuche**  
**Loipersberger Anton und Sadgorski Constantin**: Schwemmholz in Wildbächen – Problematik und Abhilfemaßnahmen; Geschiebeuntersuchungen; 1D und 2D Abflussmodelle in einem Wildbach  
**Rimböck Andreas**: Naturversuch Seilnetzsperrern zum Schwemmholzrückhalt in Wildbächen – Planung, Aufbau, Versuchsdurchführung und Ergebnisse  
**Hübl Johannes und Pichler Andreas**: Zur berührungslosen Erfassung der Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit in einem Wildbachgerinne zum Zeitpunkt des Durchganges der Hochwasserwelle, 2002
- Nr. 94 **Rimböck Andreas**: Schwemmholzrückhalt in Wildbächen – Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperrern, 2003
- Nr. 95 **Nothhaft Sabine**: Die hydrodynamische Belastung von Störkörpern, 2003
- Nr. 96 **Schmautz Markus**: Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke – Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell, 2003
- Nr. 97 **Neuner Johann**: Ein Beitrag zur Bestimmung der horizontalen Sicherheitsabstände und Fahrrinnenbreiten für Wasserstraßen, 2004
- Nr. 98 **Göhl Christian**: Bypasseinrichtungen zum Abstieg von Aalen an Wasserkraftanlagen, 2004
- Nr. 99 **Haimerl Gerhard**: Groundwater Recharge in Wadi Channels Downstream of Dams - Efficiency and Management Strategies, 2004
- Nr. 100 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 1**; Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 101 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 2**; Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 102 **Huber Richard**: Geschwindigkeitsmaßstabeffekte bei der Kavitationserosion in der Scherschicht nach prismatischen Kavitatoren, 2004
- Nr. 103 **Exposed Thermoplastic Geomembranes for Sealing of Water Conveyance Canals**, Guidelines for Design, Supply, Installation, 2005
- Nr. 104 **Workshop „Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau“**. Wallgau, Oberbayern, 29. und 30. September 2005
- Nr. 105 **Conrad Marco**: A contribution to the thermal stress behaviour of Roller-Compacted-Concrete (RCC) gravity dams – Field and numerical investigations, 2006
- Nr. 106 **Schäfer Patrick**: Basic Research on Rehabilitation of Aged Free Flow Canals with Geomembranes, 2006

- Nr. 107 **Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern.** Beiträge zur Fachtagung am 13. und 14. Juli 2006 in Wallgau, Oberbayern, 2006
- Nr. 108 **Porras Pablo:** Fiber optic temperature measurements – Further Development of the Gradient Method for Leakage Detection and Localization in Earthen Structures, 2007
- Nr. 109 **Perzmaier Sebastian:** Verteilte Filtergeschwindigkeitsmessung in Staudämmen, 2007
- Nr. 110 **Wasserbau an der TU München:** Symposium zu Ehren von Prof. Theodor Strobl am 16. März 2007 in Wallgau, Oberbayern, 2007
- Nr. 111 **Haselsteiner Ronald:** Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung, 2007
- Nr. 112 **Schwarz Peter und Strobl Theodor:** Wasserbaukunst – Oskar von Miller und die bewegte Geschichte des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Oberrach am Walchensee (1926-1951), 120 Seiten, Preis: 9,80 €, 2007
- Nr. 113 **Flutpolder: Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss.** Beiträge zur Fachtagung am 19. und 20. Juli 2007 in Wallgau, Oberbayern, ISBN 978-3-940476-03-6, 240 Seiten, Preis: 34,80 €, 2007
- Nr. 114 **Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees.** Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD. ISBN 978-3-940476-04-3, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2007
- Nr. 115 **14. Deutsches Talsperrensymposium (14th German Dam Symposium) and 7th ICOLD European Club Dam Symposium.** Beiträge zur Tagung am 17. bis 19. September 2007 in Freising (Contributions to the Symposium on 17 - 19 September 2007 in Freising, Germany, ISBN 978-3-940476-05-0, 570 Seiten, Preis: 49,80 €, 2007