

Abschlussbericht:

Uferrückbau in gekrümmten Fließstrecken

- Planungshilfen für die Untere Isar -

| | |
|----------------------|---|
| Aktenzeichen: | AZ 22728 |
| Verfasser: | Dipl.-Ing. A. Niedermayr / Dipl.-Ing. T. Hafner |
| Projektleiter: | Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. M. Aufleger / Univ. Prof. Dr.-Ing. Th. Strobl |
| Institution: | Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München |
| Kooperationspartner: | Wasserwirtschaftsverwaltung Bayern vertreten durch das Wasserwirtschaftsamt Deggendorf/ Passau |
| Projektbeginn: | 01.10.2005 – 31.3.2007 |



München, im Juni 2007

Dipl.-Ing. Andreas Niedermayr
(Sachbearbeitung)

Dipl.-Ing. Tobias Hafner
(Sachbearbeitung)

Univ. Prof. Dr.-Ing. habil. Markus Aufleger
(Projektleitung)

Univ. Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl

Projektkennblatt
der
Deutschen Bundesstiftung Umwelt



| | | | | | |
|------------------------------|--|-------------------|-------------------|--|------------------|
| Az | 22728 | Referat | 33/2 | Fördersumme | 64.000.-€ |
| Antragstitel | Uferrückbau in gekrümmten Fließstrecken - Planungshilfen für die Untere Isar | | | | |
| Stichworte | Gewässer , Naturschutz Konzept , Planung , Revitalisierung | | | | |
| | Laufzeit | Projektbeginn | Projektende | Projektphase(n) | |
| | 18 Monate | 01.10.2005 | 31.03.2007 | | |
| | Zwischenberichte | 1 | | | |
| Bewilligungsempfänger | Technische Universität München Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Arcisstr. 21 80333 München | | | Tel | 089/289-23160 |
| | | | | Fax | 089/289-23172 |
| | | | | Projektleitung M. Aufleger / Th. Strobl | |
| | | | | Bearbeiter T. Hafner / A. Niedermayr | |
| Kooperationspartner | Wasserwirtschaftsamt Deggendorf / Passau 94469 Deggendorf | | | | |

Zielsetzung und Anlaß des Vorhabens

Die Renaturierung von einst regulierten begradigten Flüssen und der Rückbau von starren Uferbefestigungen sind derzeit an vielen voralpinen Flüssen diskutierte Maßnahmen. Zum einen wird hierdurch das Gewässer ökologisch aufgewertet und Strukturvielfalt und Dynamik zugelassen. Zum anderen soll die Sohlerosion, ein Problem der meisten voralpinen Flüsse, verhindert oder zumindest gebremst werden. Die anhaltende Sohlerosion führt zu fallenden Grundwasserständen und führt zum Austrocknen ökologisch wertvoller Auenbereiche. Uferrückbaumaßnahmen müssen gut geplant sein, da weite Bereiche der Talräume von Infrastruktur, Bebauung oder auch wertvollen ökologischen Strukturen (z.B. Altgewässer) beansprucht werden. Es fehlt jedoch an Planungswerkzeugen und Erfahrungen um solche Maßnahmen „planbar“ zu machen. Ziel des eingereichten Antrages ist es, für den Isarmündungsbereich mit Hilfe von physikalischen und numerischen Modellen den Uferrückbau, die ökologische Aufwertung des Flussabschnittes und damit auch den Schutz für die wertvollen Auenbereiche zu ermöglichen.

Darstellung der Arbeitsschritte und der angewandten Methoden

Die bisherigen Untersuchungen zeigen, dass gerade die Wasserspiegellage am Ende einer Aufweitungsstrecke die Breiten- und Sohlentwicklung beeinflusst. Um hier eine Art Steuerungsmöglichkeit zu haben, mit der auch nachträglich eventuellen Fehlentwicklungen entgegen gewirkt werden kann, bieten sich V-Rampen an. Dieser Rampentyp verspricht den wesentlichen Vorteil, dass gerade bei Niedrigwasser keine nennenswerte Beeinflussung der Durchgängigkeit und des Fließgewässercharakters vorliegt. In der ersten Projekthälfte werden deshalb mit physikalischen Modellen weitergehende Untersuchungen zur Ausbildung von V-Rampen durchgeführt. In der zweiten Hälfte wird mit der Wasserwirtschaftsverwaltung eine Dokumentation bereits durchgeführter Rückbaumaßnahmen erstellt. Vorhandene Praxiserfahrungen sollen so in das Projekt mit einfließen. Danach wird das Untersuchungsgebiet Isarmündung zusammen mit den Behörden in mögliche Entwicklungs- und Kontrollstrecken unterteilt. Mit Hilfe numerischer Modellierung sollen nun die Entwicklungsstrecken auf Laufverlagerungen untersucht werden und gegebenenfalls eine Anpassung der Kontrollstrecken mit den V-Rampen erfolgen.

Ergebnisse und Diskussion

Der erste Block des Vorhabens „weiterführenden Untersuchungen zu V-Rampen“ konnten in der geplanten Weise durchgeführt werden. Dank dem großen Interesse der Wasserwirtschaftsverwaltung Bayern und Baden-Württemberg an den V-Rampen wurden bezüglich der Anwendung einer V-Rampe an der Iller weitere Untersuchungen am Institut durchgeführt. Hieraus ergaben sich für beide Projekte, der Untersuchung zur Illerrampe bei Fkm 13,8, welche lediglich auf diese eine Rampe zugeschnitten war, und die auf einen etwas allgemein gültigeren Anwendungsbereich ausgelegten Untersuchungen des DBU-Projekts, positive Nebeneffekte. Für die Ermittlung der Aufstaubeziehungen der V-Rampen, sowie für die bauliche Durchbildung konnten Bemessungsansätze sowohl für die Geometrie, als auch für die zu verwendenden Steingrößen aufgestellt werden. Für die Gewährleistung der Energieumwandlung konnte ein Konzept auf Basis einer speziell ausgebildeten Tosmuldenform aufgezeigt werden, welches an physikalischen Modellversuchen bestätigt wurde.

Mit der V-Rampe steht nun ein sohlstabilisierendes Querbauwerk zur Verfügung, welches die Durchgängigkeit und den Fließgewässercharakter eines Flusses weit weniger beeinträchtigt als herkömmliche Querbauwerke.

Am Anfang der zweiten Projekthälfte wurde eine Felderhebung bereits durchgeführter Rückbaustrecken durchgeführt. Der Aufwand für die Zusammenstellung und Auswertung der verschiedenen Strecken war allerdings vom Arbeitszeitraum her etwas zu knapp kalkuliert. Die Auswertung könnte noch wesentlich erschöpfender erfolgen. Es lassen sich allerdings zwischen den einzelnen Maßnahmen durchaus wertvolle Parallelen erkennen und verschiedene Einflussfaktoren beschreiben, welche bei Rückbaumaßnahmen zu berücksichtigen sind. Diese Erkenntnisse helfen vor allem die numerischen Simulationsergebnisse, welche nur stark vereinfachte Abschätzungen darstellten, zu interpretieren und daraus Aussagen für die Umsetzung zu formulieren.

In der zweiten Projekthälfte wurde als weiteres Werkzeug ein zeitsparendes 1D^{2D}-Verfahren entwickelt, um die eigendynamische Entwicklung gerade von langen Flussabschnitten abzuschätzen. Vergleiche mit physikalischen Modellversuchen zeigten in geraden Abschnitten gute Übereinstimmungen. Mit Hilfe dieses 1D^{2D}-Modells wurden schließlich Betrachtungen an der 10 km langen Gesamtstrecke durchgeführt. Ein 2D-Modell kam dagegen aufgrund der höheren Güte der Simulationsergebnisse für Detailbetrachtungen an zwei kurzen Abschnitten zum Einsatz.

Als Sanierungskonzept wurde letztendlich eine Kombination aus V-Rampen und Uferrückbaustrecken aufgezeigt, welches die Sohle stützt, in den Uferrückbaubereichen die Dynamik und Strukturvielfalt fördert und den Fließgewässercharakter und die Durchgängigkeit weit weniger beeinflusst als die diskutierte Lösung mittels Sohlstufen bzw. herkömmliche Rampen.

Öffentlichkeitsarbeit und Präsentation

Eine Veröffentlichung über die Erkenntnisse der V-Rampen erfolgt Mitte 2007 im Rahmen einer Dissertation. Eine erste Anwendung der V-Rampe ist an der Iller vorgesehen.

Eine Veröffentlichung über die Möglichkeiten der Simulation von Aufweitungsstrecken, Anwendungsfällen und praktischen Beispielen aus der Felderhebung wird Ende 2007 im Rahmen einer Dissertation erfolgen. Eine kurze Vorstellung des Projekts erfolgte auf der DWA-Bundestagung 2006 in Osnabrück.

Fazit

Die Zielsetzung, Planungshilfen für eine ökologisch verträgliche Sanierung der Unteren Isar zu liefern, wurde erreicht. Die Kombination von V-Rampen mit Uferrückbaumaßnahmen wird als mögliches Sanierungskonzept vorgeschlagen. Es konnten erste Empfehlungen bezüglich der V-Rampengeometrie und Durchbildung gegeben werden. Ebenfalls wurden morphologische Entwicklungstendenzen und Zusammenhänge in den Aufweitungsabschnitten aufgezeigt.

Bei der Vorgehensweise hat sich vor allem die Kombination von physikalischen Modellversuchen, von Naturbeobachtungen und von numerischen Abschätzungen bewährt. Für die numerischen Betrachtungen der Gesamtstrecke waren vor allem die ursprünglich nicht vorgesehenen Abschätzungen mit Hilfe der 1D^{2D}-Simulation hilfreich. In Hinblick auf eine Umsetzung sind allerdings weitere Detailuntersuchungen nötig, so ist z.B. die Energieumwandlung einer V-Rampe eine Maßanfertigung, welche im Modellversuch zu untersuchen ist. Auch die genauen Auswirkungen der Bauwerke auf die Abflusssituation im Vorland konnten in dieser ersten Konzeptfindungsphase nicht genau untersucht werden und sollten Gegenstand einer möglichen Detailplanung sein.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

| | | |
|----------|--|------------|
| 1 | ABBILDUNGSVERZEICHNIS | 4 |
| 2 | TABELLENVERZEICHNIS | 12 |
| 3 | ZUSAMMENFASSUNG | 13 |
| 4 | ANLASS UND ZIELSETZUNG DES PROJEKTS | 14 |
| 5 | ARBEITSSCHRITTE UND ANGEWANDTEN METHODEN | 16 |
| 6 | WEITERGEHENDE UNTERSUCHUNGEN ZU V-RAMPEN | 18 |
| 6.1 | GRUNDLAGEN..... | 18 |
| 6.2 | EINSATZ VON V-RAMPEN IN KOMBINATION MIT EIGENDYNAMISCHER GEWÄSSERENTWICKLUNG..... | 20 |
| 6.2.1 | <i>Kontrolle der Aufweitungsvorgänge</i> | 20 |
| 6.2.2 | <i>Illersanierung</i> | 22 |
| 6.3 | HYDRAULIK – ERMITTLUNG DER THEORETISCHEN AUFSTAUBEZIEHUNG..... | 27 |
| 6.3.1 | <i>Aufstau ohne Überströmung der Seitenstrukturen</i> | 28 |
| 6.3.2 | <i>Aufstau ohne Überströmung der Seitenstrukturen</i> | 29 |
| 6.3.3 | <i>Aufstau - Vergleich Theorie und Praxis</i> | 30 |
| 6.4 | ENERGIEUMWANDLUNG..... | 31 |
| 6.4.1 | <i>Erster Grundlagenversuch</i> | 32 |
| 6.4.2 | <i>Zweiter Grundlagenversuch</i> | 34 |
| 6.4.3 | <i>Optimierung der Energieumwandlung an V-Rampen - Beispiel Untere Iller bei Fluss-km 13,8</i> 39 | 39 |
| 6.5 | KONSTRUKTION UND STABILITÄT..... | 64 |
| 6.5.1 | <i>Belastungsbereiche</i> | 64 |
| 6.5.2 | <i>Vorbett - a)</i> | 64 |
| 6.5.3 | <i>Angeströmte Seite der Seitenstrukturen - b)</i> | 65 |
| 6.5.4 | <i>Rücken der Seitenstrukturen - c)</i> | 65 |
| 6.5.5 | <i>Öffnung - d)</i> | 68 |
| 6.5.6 | <i>Öffnungswandung - e)</i> | 68 |
| 6.5.7 | <i>Modellversuch zur Überprüfung der Stabilität (Bereiche d und e) der geplanten V-Rampe an der Iller bei Fkm 13,8</i> | 71 |
| 6.5.8 | <i>Tosmulde und aufgesetzte Sohlstrukturen - f)</i> | 75 |
| 6.5.9 | <i>Nachbett - g)</i> | 76 |
| 7 | FELDERHEBUNG | 78 |
| 7.1 | AUSGEWÄHLTE STRECKEN..... | 78 |
| 7.2 | ILLER – VÖHRINGEN..... | 80 |
| 7.3 | ISAR – NANTWEIN..... | 82 |
| 7.4 | ISAR – MÜHLTAL..... | 86 |
| 7.5 | ISAR – VOLKMANNSDORF..... | 88 |
| 7.6 | WERTACH..... | 90 |
| 7.6.1 | <i>Beschreibung der Strecke</i> | 90 |
| 7.6.2 | <i>Anwendung des 1D^{2D}-Modells</i> | 95 |
| 7.7 | ZUSAMMENFASSUNG..... | 99 |
| 8 | 1D^{2D}-SIMULATION | 101 |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

| | | |
|-----------|---|------------|
| 8.1 | THEORIE | 101 |
| 8.2 | VERGLEICH MIT PHYSIKALISCHEN MODELLVERSUCHEN | 105 |
| 8.3 | KURVE KV1 | 114 |
| 8.4 | FAZIT | 120 |
| 9 | ANWENDUNG DES 1D^{2D}-VERFAHRENS..... | 121 |
| 9.1 | MODELLGEOMETRIE | 121 |
| 9.2 | HYDRAULISCHE KALIBRIERUNG | 121 |
| 9.3 | MORPHOLOGISCHE KALIBRIERUNG | 126 |
| 9.3.1 | <i>Vorgehen und betrachteter Zeitraum.....</i> | <i>126</i> |
| 9.3.2 | <i>Ergebnisse der Kalibrierung</i> | <i>131</i> |
| 9.3.3 | <i>Querschnittsentwicklung</i> | <i>138</i> |
| 9.4 | WEITERGEHENDE 1D ^{2D} SIMULATIONEN..... | 146 |
| 9.5 | ÜBERLEGUNGEN ZU DEN NÖTIGEN AUFSTACHARAKTERISTIKEN DER V-RAMPEN | 150 |
| 9.6 | VARIANTENÜBERLEGUNGEN | 152 |
| 9.6.1 | <i>V-Rampen bei Fkm 1,0 ; Fkm 4,0 und Fkm 6,0</i> | <i>152</i> |
| 9.6.2 | <i>Abschätzung der Aufweitungsraten (Querschnittsbetrachtung)</i> | <i>156</i> |
| 9.6.3 | <i>Aufweitungen</i> | <i>159</i> |
| 9.6.4 | <i>Zusammenfassung.....</i> | <i>168</i> |
| 10 | 2D-SIMULATIONEN ZWEIER DETAILSTRECKEN..... | 169 |
| 10.1 | VORGEHEN | 169 |
| 10.2 | KURVENFOLGE FKM 8,1 BIS 6,0..... | 170 |
| 10.2.1 | <i>Einfluss der Geschiebezugabe auf die Aufweitung (kein Aufstau)</i> | <i>171</i> |
| 10.2.2 | <i>Einfluss eines Rückstaus einer unterstromigen Rampe</i> | <i>174</i> |
| 10.2.3 | <i>Stark reduzierte Geschiebezugabe</i> | <i>176</i> |
| 10.3 | GESTRECKTER ABSCHNITT FKM 3,8 – 2,1 | 178 |
| 10.4 | ZUSAMMENFASSUNG | 181 |
| 11 | VORDIMENSIONIERUNG DER V-RAMPEN..... | 183 |
| 11.1 | RÜCKEN DER SEITENSTRUKTUREN | 184 |
| 11.2 | ÖFFNUNG..... | 185 |
| 11.3 | ÖFFNUNGSWANDUNG | 185 |
| 11.4 | AUSFÜHRUNG | 185 |
| 12 | DISKUSSION | 188 |
| 13 | ÖFFENTLICHKEITSARBEIT | 189 |
| 14 | FAZIT..... | 189 |
| 15 | LITERATURANGABEN | 190 |

1 **Abbildungsverzeichnis**

| | |
|---|----|
| Abb. 6-1: Vergleich der Funktionsweise einer normalen Rampe und einer V-Rampe | 19 |
| Abb. 6-2: V-Rampe aus zwei Seitenstrukturen mit mittiger Öffnung | 19 |
| Abb. 6-3: denkbare Varianten von V-Rampen (schematische Darstellung) | 19 |
| Abb. 6-4: Geometrien der untersuchten Flusstrecken | 21 |
| Abb. 6-5: Entwicklung der Breite und mittleren Sohlage nach 20 Naturtagen bordvoller Belastung..... | 22 |
| Abb. 6-6: Sanierungskonzept für die Untere Iller- Stand 2004 | 23 |
| Abb. 6-7: Modellversuch im geometrischen Maßstab $M = 1:17$ | 23 |
| Abb. 6-8: Flussbreite und mittlere Sohlage bei Variante B | 25 |
| Abb. 6-9: Vergleich der morphologischen Veränderungen beider Varianten | 26 |
| Abb. 6-10: Aktuelles Sanierungskonzept für die Untere Iller von Fluss-km 15,8 bis 13,8 . | 27 |
| Abb. 6-11: Bei Fluss-km 13,8 geplante V-Rampe im Querschnitt | 27 |
| Abb. 6-12: Ermittlung der Aufstaubeziehung einer V-Rampe..... | 28 |
| Abb. 6-13: Modellversuch zur Ermittlung der Aufstaubeziehung - geometrischer Maßstab $M = 1:25$ | 30 |
| Abb. 6-14: Untersuchte V-Rampengeometrien - Abmessungen umgerechnet auf Naturmaße..... | 31 |
| Abb. 6-15: Vergleich der gemessenen Wasserspiegellagen mit dem theoretischen Ansatz unter Vernachlässigung von Energieverlusten | 31 |
| Abb. 6-16: Versuchstand für die ersten Untersuchungen zur Energieumwandlung an V-Rampen..... | 32 |
| Abb. 6-17: Im ersten Grundlagenversuch untersuchte Tosmuldenvarianten | 33 |
| Abb. 6-18: Sichtbarmachung der internen Strömung durch Fluorescein-Zugabe | 34 |
| Abb. 6-19: Im zweiten Grundlagenversuch untersuchte V-Rampe..... | 35 |
| Abb. 6-20: Im zweiten Grundlagenversuch untersuchte Tosmuldeneinbauten | 36 |
| Abb. 6-21: Nach einer Belastungsdauer von 3,5 Stunden im Modell entstandene Kolke bei den unterschiedlichen Varianten | 38 |
| Abb. 6-22: Messrinne..... | 39 |
| Abb. 6-23: Blick in Fließrichtung auf den Versuchsaufbau im Maßstab $M = 1:26,2$ | 40 |
| Abb. 6-24: Verwendete Einbauten bei der Detailuntersuchung der V-Rampe bei km 13,8 | 41 |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

| | |
|---|----|
| Abb. 6-25: Lage der Messstellen bei den Flügelmessungen (Schnittpunkte der gestrichelten Linien) | 42 |
| Abb. 6-26: Sohlnahe Fließgeschwindigkeiten bei Variante A | 44 |
| Abb. 6-27: Sohlnahe Fließgeschwindigkeiten bei Variante B | 45 |
| Abb. 6-28: Sohlnahe Fließgeschwindigkeiten bei Variante C | 46 |
| Abb. 6-29: Auf den Bogen 1 aufgesetzte Keilstrukturen | 47 |
| Abb. 6-30: Sohlnahe Fließgeschwindigkeiten bei QS 3 in Abhängigkeit der aufgesetzten Keilstrukturen | 48 |
| Abb. 6-31: Sohlnahe Fließgeschwindigkeiten bei der optimierten Variante C mit Steinschwellen | 49 |
| Abb. 6-32: Strömung in der Tosmulde bei $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ - optimierte Variante C | 50 |
| Abb. 6-33: Strömung in der Tosmulde und im Nachbett bei $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ - optimierte Variante C | 50 |
| Abb. 6-34: PIV-Messeinrichtung | 52 |
| Abb. 6-35: Messung der x-z-Geschwindigkeitsebene im Modell | 52 |
| Abb. 6-36: Lage der Messebenen bei Messung der Fließgeschwindigkeiten mit dem PIV-System | 54 |
| Abb. 6-37: Mittlere sohlnahe turbulente Schubspannungen bei $Q = 305 \text{ m}^3/\text{s}$ - in Naturdaten | 55 |
| Abb. 6-38: Mittlere sohlnahe turbulente Schubspannungen bei $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ - in Naturdaten | 56 |
| Abb. 6-39: Darstellung der optimierten Variante C | 57 |
| Abb. 6-40: ADV-Sonde | 58 |
| Abb. 6-41: Lage der Messpunkte - die Koordinaten wurden auf Naturwerte umgerechnet | 59 |
| Abb. 6-42: Gegenüberstellung der mittleren Fließgeschwindigkeit \bar{u} und der turbulenten Schubspannung τ_{xy} bei den Varianten T_A , T_B und T_C | 62 |
| Abb. 6-43: Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten T_A , T_B und T_C | 63 |
| Abb. 6-44: Belastungsbereiche einer V-Rampe aus zwei Seitenstrukturen bestehend | 64 |
| Abb. 6-45: Korngrößen des Materials A | 66 |
| Abb. 6-46: Korngrößen des Materials B | 67 |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

| | |
|--|----|
| Abb. 6-47: Vergleich der im Modellversuch gemessenen kritischen Belastung mit den Ansätzen nach Whittaker & Jäggi (1986) und Dornack (2001) - ohne Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten | 67 |
| Abb. 6-48: Modellversuche zur Bestimmung der kritischen Belastung im Bereich der Öffnungswandung | 69 |
| Abb. 6-49: Definition des die Öffnungswandung belastenden Abflussanteils Q^* | 70 |
| Abb. 6-50: Kritische Belastung in Abhängigkeit von der Neigung der Öffnungswandung im Modellversuch | 70 |
| Abb. 6-51: Erforderliche Steingrößen im Bereich der Öffnungswandung | 71 |
| Abb. 6-52: Abmessungen des Halbmodells im Maßstab $M = 1:40$ - Querschnitt | 72 |
| Abb. 6-53: Abmessungen des Halbmodells im Maßstab $M = 1:40$ - Längsschnitt | 72 |
| Abb. 6-54: Erstellung der Seitenstrukturen in Steinsatz (Bauzustand)..... | 73 |
| Abb. 6-55: fertig gestellter Steinsatz im Modellversuch - Draufsicht auf die Seitenstruktur | 73 |
| Abb. 6-56: $Q_{\text{Halbmodell}} = 90 \text{ l/s}$ entspricht $Q' = 910,7 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $\frac{Q'}{Q^*} = 3,07$ | 74 |
| Abb. 6-57: Ansicht des Versuchs mit eingebauter Schwachstellen (gelb markiert)..... | 75 |
| Abb. 6-58: Draufsicht auf die eingebauten Schwachstellen (gelb markiert) | 75 |
| Abb. 6-59: Konstruktionsskizze der bogenförmigen Sohlstrukturen | 76 |
| Abb. 7-1: Rückbaustrecken im Iller – Lech-Gebiet | 79 |
| Abb. 7-2: Rückbaustrecken an der Isar | 79 |
| Abb. 7-3: Rückbaustrecken am Inn-Gebiet..... | 80 |
| Abb. 7-4: Blick in Fließrichtung von Rampe 16,4 auf Rampe 17,0; (Photo: WWA Donauwörth), Situation nach dem HW 2005 und ungefähre Uferlinie vor dem HW ... | 81 |
| Abb. 7-5: Fkm 16,6; vor und nach dem Hochwasser 2005..... | 81 |
| Abb. 7-6: Ganglinie des Augusthochwassers 2005; Pegel Wiblingen - Hochwassernachrichtendienst Bayern; | 82 |
| Abb. 7-7: Streckenübersicht und Lage der Querprofile (Karte: Bayr. Landesvermessung) | 83 |
| Abb. 7-8: Blick gegen Fließrichtung 2006; Übergang befestigter Bereich – Rückbaubereich..... | 84 |
| Abb. 7-9: Querschnittsentwicklung Fkm 177,6 nördlich der Brücke | 84 |
| Abb. 7-10: Abschnitt südlich der Marienbrücke, 2003 (LfU); | 85 |
| Abb. 7-11: Veränderung des Querprofils Fm 166,6 (überhöht!) | 86 |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

| | |
|--|-----|
| Abb. 7-12: Lage der Rückbaustrecken; Situation vor und nach dem Hochwasser 2005 (Luftbilder GoogleEarth und Bayrisches Landesamt für Vermessung) | 87 |
| Abb. 7-13: Situation 2006 im Bereich Fkm 166,6 (Photo: S. Joven) | 88 |
| Abb. 7-14: Lage der Rückbaustrecke (TOP 50 – Bayr. Vermessung)..... | 88 |
| Abb. 7-15: Orthophoto 2006 (Bayrisches Landesamt für Umwelt) – Fließrichtung von links nach rechts | 89 |
| Abb. 7-16: Querprofilentwicklung Fkm 89,6 im Scheitelpunkt der Kurve..... | 89 |
| Abb. 7-17: angenommene Tagesmittelwerte für den betrachteten Abschnitt..... | 90 |
| Abb. 7-18: Wertach von der Staustufe bis zur Inninger Brücke (nicht genordet, Quelle: Bayrisches Landesvermessungsamt)..... | 91 |
| Abb. 7-19: Wertach Fkm 13,0 vor den Baumaßnahmen; Blick in Fließrichtung (Photo: WWA Donauwörth)..... | 92 |
| Abb. 7-20: Wertach Fkm 13,0 im Frühjahr 2002 nach den Baumaßnahmen; Blick in Fließrichtung (Photo: WWA Donauwörth) | 92 |
| Abb. 7-21: Wertach Fkm 13,0 nach dem Augusthochwasser 2002; Blick in Fließrichtung (Photo vom August 2003)..... | 93 |
| Abb. 7-22: Wertach vor dem Augusthochwasser 2005; Blick entgegen Fließrichtung (Photo vom Juli 2005)..... | 93 |
| Abb. 7-23: Wertach Fkm 13,0 während des Augusthochwassers 2005; Blick in Fließrichtung | 94 |
| Abb. 7-24: Wertach Fkm 12,9 nach dem Augusthochwasser 2005; Blick in Fließrichtung (Photo: WWA Donauwörth) | 94 |
| Abb. 7-25: Böschungssituation; Feinteilschichtung und Kies | 96 |
| Abb. 7-26: Breiten- und Sohlagenentwicklung der Simulation 1 | 96 |
| Abb. 7-27: Sohl- und Breitenentwicklung; Vergleich Naturmessung, Simulation 1 und 2 .. | 97 |
| Abb. 7-28: Sohl- und Breitenentwicklung; vor und nach dem HW 2005..... | 98 |
| Abb. 7-29: Auswirkungen des Augusthochwasser 2005 am Querprofil Fkm 12,4 (Darstellung 2-fach überhöht)..... | 98 |
| Abb. 8-1: Ablaufskizze der 1D ² -Simulation mit 2D-Aufweitungsquerschnitten | 102 |
| Abb. 8-2: Zusammenspiel von 1D- und 2D-Querschnitten | 104 |
| Abb. 8-3: Vergleich des physikalischen Modellversuch „Isar“ mit der 1D ² - und 2D-Simulation..... | 107 |
| Abb. 8-4: Querschnitt x=30m; Modellversuch, 1D ^{2D} - und 2D-Simulation..... | 107 |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

| | |
|---|-----|
| Abb. 8-5: Einlaufbereich des Modellversuchs – Blick in Fließrichtung – zu Beginn und nach 40 Tagen..... | 108 |
| Abb. 8-6: Entwicklung der Sohlagen und der Breiten im phy. Modell und der Simulation | 112 |
| Abb. 8-7: Querprofilentwicklung nach 40 Tagen (Naturzeit) im phy. Modell und der Simulation..... | 113 |
| Abb. 8-8: Auswirkungen bei verstärkter Turbulenz im Einlaufbereich | 114 |
| Abb. 8-9: Auswirkungen verstärkter Turbulenz auf die Querprofilbildung..... | 114 |
| Abb. 8-10: Geometrie des Modellversuchs KV1 und Photo während des Versuchsbetriebs | 115 |
| Abb. 8-11: Breitenentwicklung; Vergleich der Messergebnisse mit den Simulationen | 116 |
| Abb. 8-12: Sohlagenentwicklung | 117 |
| Abb. 8-13: Talweg..... | 117 |
| Abb. 8-14: Querprofilvergleich für $x = 69$ m..... | 117 |
| Abb. 8-15: Schemazeichnung: Prozesse in der Kurve | 119 |
| Abb. 9-1: verwendeter Modellausschnitt aus dem 2D-Modell der RMD mit Lage der verwendeten 1D-Querschnitte..... | 121 |
| Abb. 9-2: WSP-Vergleich für $175 \text{ m}^3/\text{s}$ und $350 \text{ m}^3/\text{s}$ | 124 |
| Abb. 9-3: WSP-Vergleich für $450 \text{ m}^3/\text{s}$ | 124 |
| Abb. 9-4: WSP-Vergleich und verbleibender Abfluss im Hauptgerinne für einen Gesamtabfluss von $525 \text{ m}^3/\text{s}$ | 125 |
| Abb. 9-5: WSP-Vergleich und verbleibender Abfluss im Hauptgerinne für einen Gesamtabfluss von $760 \text{ m}^3/\text{s}$ | 125 |
| Abb. 9-6: WSP-Vergleich und verbleibender Abfluss im Hauptgerinne für einen Gesamtabfluss von $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ | 126 |
| Abb. 9-7: WSP-Vergleich und verbleibender Abfluss im Hauptgerinne für einen Gesamtabfluss von $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ | 126 |
| Abb. 9-8: Längsverteilung der mittleren Korndurchmesser verschiedener Bodenproben (aus Bechteler, 2003) | 127 |
| Abb. 9-9: Abflussganglinie (Tagesmittelwerte) und Geschiebezugabemengen | 128 |
| Abb. 9-10: Überschreitungsdauerlinien der einzelnen Abflusszeiträume | 128 |
| Abb. 9-11: berechnete Geschiebesummenlinien für die einzelnen Abflusszeiträume..... | 130 |
| Abb. 9-12: Geschiebesummenlinien bezogen auf die Profilvermessung Sept. 2000 | 130 |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

| | |
|--|-----|
| Abb. 9-13: Geschiebesummenlinien bezogen auf die jeweils vorherige Profilvermessung | 131 |
| Abb. 9-14: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2000 – 2001; Messung und Simulationen Nr. 2a und Nr. 1 | 132 |
| Abb. 9-15: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2000 – 2002; Messung und Simulationen Nr. 1, Nr. 1a und Nr. 2a. | 133 |
| Abb. 9-16: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2001 – 2002; Messung und Simulationen Nr. 1, Nr. 1a und Nr. 2a. | 133 |
| Abb. 9-17: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2000 – 2003; Messung und Simulationen Nr. 1 und Nr. 2a. | 134 |
| Abb. 9-18: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2002 – 2003; Messung und Simulationen Nr. 1, Nr. 1a und Nr. 2a. | 134 |
| Abb. 9-19: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2000 – 2005; Messung und Simulationen Nr. 1, Nr. 1a und Nr. 2a. | 135 |
| Abb. 9-20: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2003 – 2005; Messung und Simulationen Nr. 1, Nr. 1a und Nr. 2a. | 136 |
| Abb. 9-21: Geschiebesummenlinie (aufsummiert über den Abfluss) für Simulation Nr. 1a unterteilt für die verschiedene Flussabschnitte | 137 |
| Abb. 9-22: Transportierte, abflussabhängige Geschiebemengen für Simulation Nr. 1a unterteilt für die verschiedenen Flussabschnitte | 137 |
| Abb. 9-23: Vergleich der Querprofilentwicklung zwischen der Profilvermessung und der Simulation Nr. 1 | 146 |
| Abb. 9-24: Unterschreitungsdauerlinien für den Zeitraum 1926 – 2005 und 2000 - 2005 | 147 |
| Abb. 9-25: Sohlagen nach einer Simulationszeit von fünf Jahren; gemessene Sohlagen 2000 und 2005..... | 148 |
| Abb. 9-26: Sohlagen nach einer Simulationszeit von zehn Jahren; gemessene Sohlagen 2000 und 2005..... | 148 |
| Abb. 9-27: Sohlagen nach einer Simulationszeit von 20 Jahren; gemessene Sohlagen 2000 und 2005..... | 149 |
| Abb. 9-28: Erzeugen eines Rückstaus als Sohlschutz für eine bestimmte Streckenlänge | 150 |
| Abb. 9-29: W-Q-Beziehungen..... | 152 |
| Abb. 9-30: Wasserspiegelverhältnisse an den drei Rampenstandorten..... | 153 |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

| | |
|---|-----|
| Abb. 9-31: Wasserspiegelverhältnisse und Aufstau an den drei V-Rampen; Abflussanteil im Hauptgerinne bei einem Gesamtabfluss von 350 m ³ /s; Situation mit und ohne V-Rampe | 153 |
| Abb. 9-32: Wasserspiegelverhältnisse und Aufstau an den drei V-Rampen; Abflussanteil im Hauptgerinne bei einem Gesamtabfluss von 450 m ³ /s; Situation mit und ohne V-Rampe | 154 |
| Abb. 9-33: Wasserspiegelverhältnisse und Aufstau an den drei V-Rampen; Abflussanteil im Hauptgerinne bei einem Gesamtabfluss von 760 m ³ /s; Situation mit und ohne V-Rampe | 154 |
| Abb. 9-34: Wasserspiegelverhältnisse und Aufstau an den drei V-Rampen; Abflussanteil im Hauptgerinne bei einem Gesamtabfluss von 1000 m ³ /s; Situation mit und ohne V-Rampe | 155 |
| Abb. 9-35: simulierte Sohllagenentwicklung bei festen Ufern und 3 V-Rampen; Die Profilvermessung 2000 und 2005 ist mit dargestellt..... | 156 |
| Abb. 9-36: abgeschätztes Aufweitungsverhalten für einen konst. Abfluss von 450 m ³ /s bzw. 300 m ³ /s; Abnahme der Transportkapazität für den Abfluss von 450 m ³ /s | 157 |
| Abb. 9-37: abgeschätztes Aufweitungsverhalten für eine mittlere Überschreitungsdauerlinie in fünfmaliger Folge | 158 |
| Abb. 9-38: abgeschätzte mittlere Breitenentwicklung für den Herbst 2000 – Herbst 2005 | 158 |
| Abb. 9-39: Abschätzung der Querschnittsgeometrie im Ausgangszustand und nach fünf Jahren im Herbst 2005 (Ganglinie siehe Abb. 10-36) unter Annahme von gesättigtem Geschiebeeintrag | 159 |
| Abb. 9-40: Aufweitungsgeschwindigkeiten für 450 m ³ /s; Variation des Gefälles..... | 159 |
| Abb. 9-41: Übersicht; Leitungen, Aufweitungsbereiche, V-Rampenstandorte, Bereich des offenes Deckwerk | 160 |
| Abb. 9-42: Abschätzung der mittleren Sohllagenentwicklung..... | 161 |
| Abb. 9-43: Abschätzung der Breitenentwicklung | 161 |
| Abb. 9-44: Abgrenzung der Gewässermorphologie nach da Silva | 163 |
| Abb. 9-45: befestigte und unbefestigte Pralluferausbildung; Abbildung aus (HEC 23) ... | 164 |
| Abb. 9-46: Querprofilentwicklung für verschiedene Simulationsläufe..... | 168 |
| Abb. 10-1: Lage des idealisierten Rechengebiets Fkm 8,1 – 6,0 (Orthophoto: Landesvermessungsamt Bayern)..... | 170 |
| Abb. 10-2: Vergleich der Profilhöhenlage und der Wasserspiegel für die Simulationen R3, R4 und R 10 | 172 |
| Abb. 10-3: Vergleich der Breiten für die Simulationen R3, R4..... | 173 |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

| | |
|--|-----|
| Abb. 10-4: Profilentwicklung Fkm = 1244 m der Simulation R4..... | 173 |
| Abb. 10-5: Querprofilausbildung / Querneigung im Profil der Simulation R10 im Vergleich mit den Querprofilvermessungen 2000; Profile in Ausrichtung und Höhenlage verschoben, Darstellung überhöht!..... | 174 |
| Abb. 10-6: Vergleich der Profilhöhenlage und der Wasserspiegel für die Simulationen R5, R8 und R9 | 175 |
| Abb. 10-7: Vergleich der Breiten für die Simulationen R5, R8..... | 175 |
| Abb. 10-8: Vergleich der Profilhöhenlage und der Wasserspiegel für die Simulationen R11 und R12..... | 177 |
| Abb. 10-9: Vergleich der Breiten für die Simulationen R11, R12..... | 177 |
| Abb. 10-10: Geschiebeein- und Austrag für R11 und R12 | 178 |
| Abb. 10-11: Lage des idealisierten Rechengebiets Fkm 3,8 – 2,1 (Orthophoto: Landesvermessungsamt Bayern)..... | 178 |
| Abb. 10-12: Profilhöhenlage und Wasserspiegel..... | 180 |
| Abb. 10-13: Breitenentwicklung..... | 180 |
| Abb. 10-14: links- und rechtsseitige Uferschiebung | 181 |
| Abb. 11-1: Vergleich der Wasserstand-Abfluss-Beziehung von zwei V-Rampen-Varianten | 183 |
| Abb. 11-2: Mögliche V-Rampenvarianten (2-fach überhöhte Darstellung)..... | 184 |
| Abb. 11-3: Hydraulische Belastung der V-Rampe bei einem Gesamtabfluss von 720 m ³ /s | 184 |
| Abb. 11-4: Geometrie der möglichen V-Rampen an den Isarstandorten bei Fluss-km 1,0, 4,0 und 6,0..... | 187 |

2 Tabellenverzeichnis

| | |
|---|-----|
| Tab. 1: Materialkenngrößen des Belegungsmaterials | 66 |
| Tab. 2: Ansätze für den Faktor F_B zur Bemessung örtlich geschlossener Deckwerke (aus Hartlieb (1999))..... | 76 |
| Tab. 3: einige Aufweitungsstrecken in Bayern..... | 78 |
| Tab. 4: Versuchsparameter der Versuchsreihe 7 - VAO | 108 |
| Tab. 5: Querschnittsparameter | 122 |
| Tab. 6: Mittelwert der absoluten WSP-Abweichungen zw. 1D und 2D-Referenzwerten . | 123 |
| Tab. 7: Verteilung der Geschiebezugabe im numerischen Modell | 127 |
| Tab. 8: mittlere Korndurchmesser der Geschiebezugaben | 127 |
| Tab. 9: Geschiebebilanz – Vergleich der berechneten Summenlinien und der Volumenbilanz aus der Querprofilvermessung und der Geschiebezugabemengen | 131 |
| Tab. 10: fünfjähriger Volumenaustrag [m^3] | 150 |
| Tab. 11: Übersicht Simulationsläufe | 170 |

3 Zusammenfassung

Die fortwährende Eintiefung an einigen bayerischen Flüssen erfordert grundlegende Sanierungsmaßnahmen. Durch Uferrückbau kann den Flüssen die Möglichkeit zur eigendynamischen Entwicklung gegeben werden. Die eintretende Aufweitung und der seitliche Geschiebeeintrag führen zu einer Verringerung der Sohlbelastung und zu einer Erhöhung der Strukturvielfalt. Meist ist eine völlig freie seitliche Entwicklung aber aufgrund von diversen Randbedingungen nicht zulässig. Es wird somit gefordert, die seitliche Entwicklung des Flusses vorab abzuschätzen und gegebenenfalls zu begrenzen. Hier bieten sich Querbauwerke an, mit welchen sich die Fließgeschwindigkeiten, die Schubspannungen und somit auch die seitlichen Verlagerungen reduzieren lassen. Derzeit werden als Querbauwerke Rampen in verschiedenen Ausführungen verwendet. Nachteilig erweisen sich bei diesen Konstruktionen die oberstrom stark reduzierten Fließgeschwindigkeiten bei niedrigen bis mittleren Abflüssen. Über einen großen Zeitraum des Jahres wird ohne Notwendigkeit zur Sohlstabilisierung das Gewässer aufgestaut und somit der Fließgewässercharakter grundlegend verändert.

Durch den Einsatz von V-Rampen können die nachteiligen Auswirkungen konventioneller Querbauwerke verringert werden. Bei geringen und mittleren Abflüssen, die keinen Geschiebetrieb bewirken, wird hier der Wasserspiegel im Oberwasser nur geringfügig beeinflusst, und der Fließgewässercharakter kann über einen Großteil des Jahres weitestgehend erhalten werden. Erst bei geschiebetransportwirksamen Abflüssen wird der Wasserspiegel signifikant angehoben und die Sohlschubspannungen im Oberwasser reduziert.

Weiterführende Betrachtungen zur Ausbildung und Bemessung von V-Rampen und deren Zusammenspiel mit Uferrückbaumaßnahmen sind Kernthema des Projektes.

In der ersten Projekthälfte standen gemäß Projektantrag die Untersuchungen der V-Rampen im Vordergrund. Anhand von physikalischen Modellen wurde hierbei die Aufstauarakteristik betrachtet und mit theoretischen Ansätzen verglichen. Des Weiteren wurde die Energieumwandlung und vor allem die angestrebte Vergleichmäßigung der Strömung unterstrom der Rampe im Modell untersucht. Im Vergleich zu herkömmlichen Absturzbauwerken mit Tosbecken ist die Energieumwandlung als schlechter zu beurteilen. Es konnte allerdings gezeigt werden, dass mit entsprechender Formgebung und Gestaltung der Tosmulde und des Nachbetts eine deutliche Verbesserung der Strömungsstruktur nach der Rampe erreicht werden kann. Ebenfalls wurden verschiedene Belastungsbereiche an der Rampenstruktur identifiziert und die Stabilität des Rampenkörpers bei Verwendung unterschiedlicher Steingrößen untersucht. V-Rampen können durchgehend aus Steinen/Blöcken errichtet werden. Eine Verwendung von Beton ist zur Sicherstellung der Stabilität nicht erforderlich.

Mit der Felderhebung und Sichtung von bereits durchgeführten Rückbaumaßnahmen sollen Erfahrungen aus der Praxis einfließen. Gerade das Beispiel Wertach, das in späteren Kapiteln explizit aufgeführt ist, ist von der Datenlage sehr gut und ließ sich für einen Ver-

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

gleich zwischen numerischer Simulation und Naturbeobachtung heranziehen. Es zeigt sich hier deutlich der Einfluss von inhomogenen Sedimentanteilen und von Bewuchs, welcher in den bisherigen numerischen und physikalischen Untersuchungen unberücksichtigt blieb und teils auch nicht berücksichtigt werden kann. Dennoch lassen sich die grundlegenden Prozesse und Auswirkungen identifizieren, welche bei der Interpretation und bei der Übertragung von idealisierten Simulationen und Modellversuchen auf Aussagen für die Natursituation zu berücksichtigen sind. Es zeigt sich z.B., dass gerade die Anbindung einer Rückbaustrecke an folgende weiterhin befestigte Abschnitte mit Sorgfalt ausgeführt werden muss.

In der zweiten Projekthälfte wurde verstärkt auf den Einsatz von Simulationsprogrammen zurückgegriffen. Entgegen der ursprünglichen Planung, einzelne Abschnitte aus dem Projektgebiet herauszuschneiden und zweidimensionale Simulationen durchzuführen, wurde es für zielführender erachtet, zunächst mehr konzeptionell zu arbeiten und eine Gesamtbetrachtung durchzuführen. Hierzu wurde ein 1D²-Simulationstool erstellt, welches vereinfachend eigendynamische Aufweitungen berücksichtigt und dennoch von den Rechenzeiten und dem Anwendungsaufwand her eine Gesamtbetrachtung der Strecke ermöglicht. Das Tool wurde mit einem physikalischen Modellversuch zur Unteren Isar verglichen. Ebenso wurde das Tool zu Testzwecken auf das in der Felderhebung aufgeführte Beispiel „Wertach“ angewandt. Mit Hilfe dieses 1D²-Tools wurden dann verschiedene Szenarien betrachtet, welche Uferrückbaumaßnahmen und V-Rampen kombinieren.

Des Weiteren wurden exemplarisch zwei Streckenabschnitte idealisiert herausgegriffen und mit Hilfe eines 2D-Simulationsmodells das Verhalten nach erfolgtem Uferrückbau untersucht. Diese Berechnungen sollen die in den Jahren 2002 – 2004 an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Oberrach durchgeführten physikalischen Modellversuche zum Uferrückbau an der Unteren Isar weiter ergänzen.

Die durchgeführten Untersuchungen geben Hilfestellungen für weitere Planungen zur Sanierung der Unteren Isar. Es konnten erste Dimensionierungsempfehlung für den Einsatz von V-Rampen in Kombination mit Uferrückbaumaßnahmen gegeben werden. Ebenfalls wurden wichtige prozessbestimmende Zusammenhänge zwischen der Geschiebezugabe, des zu erwartenden Aufweitungsverhaltens, der Umsetzungsreihenfolge und der Kombination von einzelnen Maßnahmen aufgezeigt.

4 Anlass und Zielsetzung des Projekts

Viele voralpine Flüsse, wie die Isar, die Iller, die Salzach, der Lech usw., wurden in der Vergangenheit stark reguliert. Ihr Flusslauf wurde begradigt, der Fließquerschnitt eingengt und befestigt. Begradigte Flüsse sind vor allem von Strukturarmut geprägt. Es fehlt an Strömungsvielfalt, an variierenden Fließtiefen und Flachwasserbereichen. Die Ufer sind mitunter eintönig und monoton. Der ökologische Zustand ist meist unbefriedigend. Weiter führt die fortschreitende Tiefenerosion zu einer Austrocknung von wertvollen Außenbereichen und zu fallenden Grundwasserständen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Diese Situation trifft auch auf die Untere Isar im Mündungsbereich zur Donau zu. Der Unterlauf der Isar von Plattling bis zur Mündung in die Donau (ca. 10 km) ist derzeit noch frei fließend. Mit dem Bau der letzten Staustufe Pielweichs (1994) wurde die Geschiebezufuhr in diesen anschließenden Flussabschnitt weitgehend unterbunden. Hierdurch wurden die Eintiefungstendenzen verstärkt. Die derzeit noch vorhandenen Auwaldbereiche sind durch die sinkenden Wasserspiegel gefährdet.

Als ökologisch verträgliche Sanierungsmethode wird seit längerem über einen Uferrückbau diskutiert. Hierzu ließ die bayrische Wasserwirtschaftsverwaltung bereits einige physikalische Großversuche an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Oberrach durchzuführen. Diese waren von den Randbedingungen stark idealisiert und haben einen Ausschnitt von umgerechnet ca. 1,5 km Fließstrecke betrachtet. Das beauftragte Versuchsprogramm ist vorerst abgeschlossen. Die Ergebnisse zeigen die grundlegende Anwendbarkeit des Uferrückbaus zur Sanierung von Fließgewässern. Für konkrete Planungsvorschläge müssten allerdings weitere Versuche durchgeführt werden.

Aus diesen Erkenntnissen ergeben sich folgende zwei Hauptprobleme, die Anlass zur Antragstellung sind:

- Eine Fortführung der physikalischen Versuche und eine Abbildung der verschiedenen Kurvengeometrien und hydrologischen Randbedingungen sind aus finanzieller und zeitlicher Sicht nicht möglich. Deshalb ist es nötig einen alternativen Weg zu beschreiten. Die Aussagen der zwei physikalischen Versuchsläufe sollen mit Hilfe von numerischen Simulationen erweitert und auf die Gesamtstrecke ausgedehnt werden. Konkret sollen hierdurch die Einflussmöglichkeiten und die gegenseitige Beeinflussung der Entwicklung von hintereinander liegenden Rückbaustrecken untersucht werden.
- Um die nötigen hydraulischen Randbedingungen am unteren Streckenende entsprechend festzulegen, sind entsprechende Querbauwerke nötig. Ebenfalls muss die sich frei entwickelnde Fließstrecke wieder eingefangen werden. Eine normale Rampe käme hier zwar in Frage, würde aber den Fließcharakter bei normalen Abflussverhältnissen stark beeinträchtigen. Dies entspricht nicht dem Grundgedanken der hier angedachten Sanierungsidee. Daher sollen hier V-Rampen (*Aufleger, 2004*) zum Einsatz kommen, deren hydraulische und morphologische Wirkung bezüglich Rückstau, Energieumwandlung und Geschiebedurchgängigkeit noch näher untersucht werden müssen.

Die Erkenntnisse dieses Projekts sollen helfen, den Uferrückbau an der Unteren Isar und damit die ökologische Aufwertung des Flusslaufes und der Sicherung der Auenbereiche planbar zu machen. Das Problem von Rückbaustrecken ist die Vorhersage und die Steuerungsmöglichkeit der einsetzenden natürlichen Flussentwicklung.

Es lassen sich folgende zwei Teilziele formulieren:

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

- Mit Hilfe der bisherigen Großversuche zur eigendynamischen Entwicklung und dem Einsatz des numerischen Modells soll für noch festzulegende Teilabschnitte der Unteren Isar untersucht werden, mit welchen Randbedingungen sich eine optimale und kontrollierte Eigendynamik in der Laufentwicklung einstellt und wie sich Teilabschnitte untereinander beeinflussen.
- Zur Gewährleistung der nötigen Randbedingungen der Aufweitungsstrecken muss die Anwendung der V-Rampen entsprechend vorbereitet werden. Es gilt vor allem die Aufstaucharakteristiken der Bauwerke über die Formgebung zu optimieren und so den morphologischen Anforderungen anzupassen. Weiter muss die Energieumwandlung im Unterwasser der Bauwerke gewährleistet werden. Ebenfalls müssen Kriterien für die Stabilität und Standsicherheit der Bauwerke erarbeitet werden.

5 Arbeitsschritte und angewandten Methoden

Hier erfolgt eine Übersicht der einzelnen Arbeitsschritte in der vorgesehenen Reihenfolge und der zugehörige Zeitplan, wie sie im Projektantrag vorgesehen sind. Von wem die Ausführung bzw. Bearbeitung erfolgt, ist in der rechten Spalte angegeben.

TUM = Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München

WWA = Wasserwirtschaftsämter

VAO = Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TUM in Oberrach

| | | |
|----------|---|--------------------|
| 1 | <p>Weitergehende Untersuchungen zur Ausbildung von V-Rampen:</p> <p>Hierzu werden physikalische Modellversuche durchgeführt. Es gilt vor allem die Aufstaucharakteristiken in Abhängigkeit der Formgebung zu optimieren. Weiter bedarf es hier Untersuchungen zur Energieumwandlung und zur Nachbettsicherung im Rampenbereich. Ebenso sollen Ausführungsvorschläge bezüglich der zu verwendenden Steingrößen und Stabilisierungsmöglichkeiten der beiden Steinbuhnen erarbeitet werden.</p> | VAO |
| 2 | <p>Felderhebungen</p> <p>Die praktischen Erfahrungen von bereits durchgeführten Uferrückbaumaßnahmen sollen in das Projekt mit einfließen. Zusammen mit den Wasserwirtschaftsämtern werden bereits umgesetzte Renaturierungs- und Uferrückbaumaßnahmen (z.B. Pilotstrecke Mühlal am Ickinger Wehr, Wertach, Inn) analysiert und ausgewertet.</p> | TUM WWA |
| 3 | <p>Erstellung und Test eines numerischen 1D²-Modells</p> <p>Entgegen der ursprünglichen Planung nur exemplarisch einzelne Detailstrecken für die numerische Simulation herauszugreifen, wurde hier versucht mehr konzeptionell zu arbeiten und eine Betrachtung der Gesamtstrecke im</p> | |

| | | |
|----------|---|--------------------|
| | numerischen Modell anzustreben. Hierzu wurde ein 1D ² -Modell erstellt, welches aufgrund des wesentlich geringeren Rechenaufwands diese Aufgabe erfüllen soll. Das Modell wurde an verschiedenen physikalischen Modellversuchen und an einer Naturstrecke getestet. | TUM |
| 4 | <p>Identifikation von Zwangspunkten, Datenaufbereitung im Untersuchungsgebiet und Einteilung der Entwicklungs- und Kontrollstrecken</p> <p>Im Untersuchungsgebiet sollen besonders zu beachtende Zwangspunkte, wie wertvolle Altarme, Biotopbereiche oder Infrastruktur identifiziert und mögliche Entwicklungsbereiche herausgearbeitet werden. Ebenso sollen Profil- und Geländedaten, morphologische und hydrologische Daten für eine weitere Verwendung zusammengestellt bzw. durch Messungen ergänzt werden.</p> | TUM WWA |
| 5 | <p>Numerische Untersuchungen der Gesamtstrecke – Anwendung des 1D²-Modells</p> <p>Mit Hilfe des neu erstellten 1D²-Modells sollen hier verschiedene Szenarien miteinander verglichen werden, um letztendlich Empfehlungen und Möglichkeiten für weitere Planungen abzustecken. Betrachtet wird hier die Gesamtstrecke.</p> | TUM |
| 6 | <p>Numerische Untersuchungen der Detailstrecken</p> <p>Hier werden zwei Entwicklungsstrecken auf ihre Laufveränderung überprüft. Hierzu wird ein 2D-Modell verwendet, welches im Vergleich zum vorher verwendeten 1D²-Modells zwar wesentlich aufwendiger ist, aber dafür qualitativ höherwertige Ergebnisse liefert. Es wurden verschiedene Varianten bezüglich Geschiebeeintrag, Unterwasserstand und Uferrückbau simuliert.</p> <p>Die bisherigen Ergebnisse der vorhandenen physikalischen Modellversuche wurden so mit numerischen Berechnungen ergänzt.</p> | TUM |
| 7 | <p>Zusammenstellung der Ergebnisse und Empfehlungen</p> <p>Aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse lassen sich bestimmte Empfehlungen und Umsetzungshinweise formulieren. Ebenfalls lassen sich erste Dimensionierungen und Größenordnungen für V-Rampen angeben.</p> | TUM VAO |

6 Weitergehende Untersuchungen zu V-Rampen

6.1 Grundlagen

Die fortwährende Eintiefung an einigen bayerischen Flüssen erfordert grundlegende Sanierungsmaßnahmen. Die Sohlstabilisierung mit rauen Rampen hat sich in den letzten Jahren zu einer gängigen Lösung entwickelt. Gegenüber Abstürzen bieten sie aufgrund der verbesserten Passierbarkeit von aquatischen Organismen und der günstigeren Einbindung ins Landschaftsbild erhebliche Vorteile. Nachteilig erweisen sich die oberstrom stark reduzierten Fließgeschwindigkeiten bei niedrigen bis mittleren Abflüssen. Über einen großen Zeitraum des Jahres wird ohne Notwendigkeit zur Sohlstabilisierung das Gewässer aufgestaut und somit der Fließgewässercharakter grundlegend verändert.

An der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Universität München entstand aus dem oben geschilderten Problem die Idee, eine konventionelle Rampe mit einem Einschnitt zu versehen. Bei kleineren Abflüssen könnte somit der Aufstau verringert und der ursprüngliche Fließgewässercharakter weitestgehend erhalten bleiben.

Im Laufe der Zeit wurde dieser ursprüngliche Gedanke weiter modifiziert (Aufleger, 2004). Unter einer V-Rampe wird eine lokale Querschnittsverengung verstanden, die bei höheren Abflüssen einen Fließwechsel hervorruft und den Oberwasserstand auf ein definiertes Niveau anhebt. Die Flusssohle erfährt im Bauwerksbereich keinen Höhenversatz. Wanderrungswillige Fische müssen demzufolge nur gegen lokal erhöhte Fließgeschwindigkeiten ankommen (Abb. 6-1). Das Konzept der V-Rampe ist keineswegs neu. An kleineren Flüssen sind vergleichbare Maßnahmen insbesondere zur Erhöhung der Strukturvielfalt bereits anzutreffen.

Derzeit werden an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Oberrach V-Rampen untersucht, die aus zwei seitlich angeordneten Seitenstrukturen bestehen (Abb. 6-2). Durch Wahl der verbleibenden Öffnungsbreite b , Öffnungsneigung der Seitenstrukturen $1:m$ und Höhe der Seitenstrukturen h kann der resultierende Oberwasserstand ideal an die Bedürfnisse der Sohlstabilisierung und des Hochwasserschutzes angepasst werden. Ein bedarfsgerechter Aufstau kann so gewährleistet werden. Bei einem konventionellen Querbauwerk hingegen kann die Wasserstand-Abfluss-Beziehung im Wesentlichen nur durch Wahl der Bauwerkshöhe und –breite bestimmt werden.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

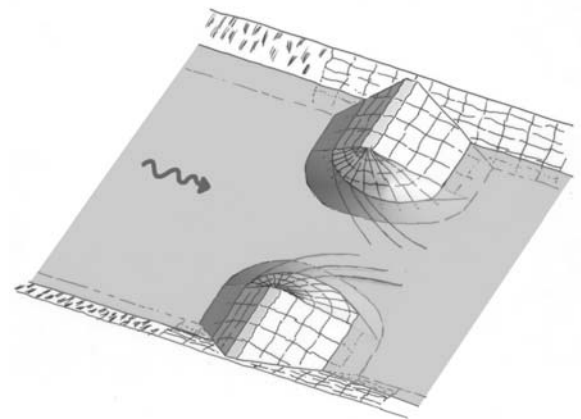
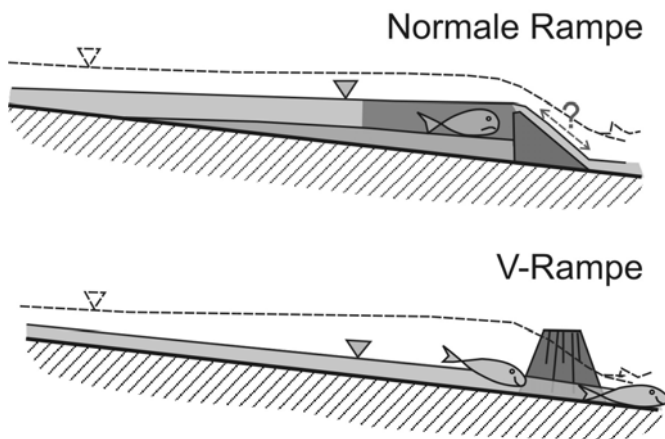


Abb. 6-1: Vergleich der Funktionsweise einer normalen Rampe und einer V-Rampe

Abb. 6-2: V-Rampe aus zwei Seitenstrukturen mit mittiger Öffnung

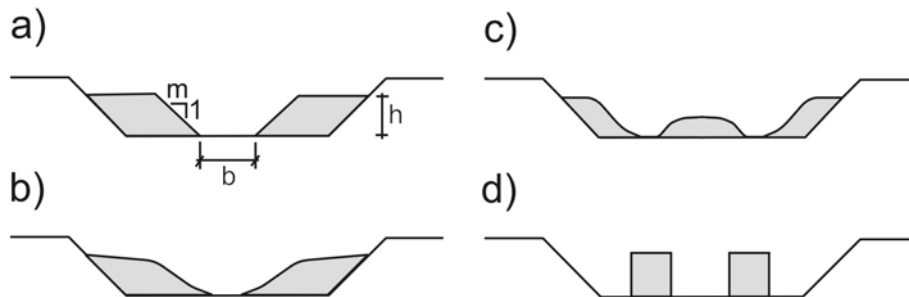


Abb. 6-3: denkbare Varianten von V-Rampen (schematische Darstellung)

Bei der Wahl der Einengung sind prinzipiell keine Grenzen gesetzt (Abb. 6-3). Eine ausgerundete Form der Seitenstrukturen (b) ist ebenso wie die Verwendung von mehreren kleineren Öffnungen (c) oder dem Einbau größerer Blöcke (d) denkbar. Grenzen bei der Wahl der V-Rampegeometrie werden in erster Linie durch die optische Wirkung, die potentiellen Verklauungsgefahr, die Bootspassierbarkeit und die Akzeptanz in der Bevölkerung gesetzt.

Für den planerisch tätigen Flussbauer sind beim Einsatz von V-Rampen drei Themenkomplexe von Bedeutung, die in den an der Versuchsanstalt Oberrach bereits durchgeführten und noch in Ausführung befindlichen Untersuchungen abgeklärt werden:

- Formgebung der V-Rampe und resultierender Aufstau
- Energieumwandlung im Unterwasser
- Konstruktion und Stabilität der V-Rampe

Parallel zu diesem von der DBU finanzierten Projekt erfolgten auch Untersuchungen für das in der Planung befindliche Sanierungskonzept für die Untere Iller, beauftragt von der bayerischen und baden-württembergischen Wasserwirtschaftsverwaltung (vgl. Kap. 6.2.2). Die praxisnahe Begleitung der Planung und die Überlegungen, Bedenken und An-

merkungen der an der Planung beteiligten Einrichtungen sind von essentieller Bedeutung für unsere Untersuchungen und auch für den Fortschritt dieses von der DBU teil finanzierten Projekts.

6.2 Einsatz von V-Rampen in Kombination mit eigendynamischer Gewässerentwicklung

Eine Möglichkeit, fortwährender Eintiefung entgegen zu wirken, besteht in der Entfernung der starren Uferverbauung. Durch die folgende eigendynamische Gewässerentwicklung wird die Sohlbelastung verringert und zudem die Flusssohle durch den temporären Geschiebeeintrag entlastet.

Aufgrund angrenzender Flächennutzung muss mitunter die maximal mögliche Aufweitung begrenzt werden. Durch Anhebung des Unterwasserstandes kann eine Verringerung der Schubspannungen im Sohl- und Uferbereich erreicht und das Aufweitungspotential verringert werden. V-Rampen bieten sich für diese Funktion an, da bei ihnen der resultierende Aufstau durch die Formgebung gesteuert und an die flussmorphologischen Gegebenheiten angepasst werden kann.

6.2.1 Kontrolle der Aufweitungsvorgänge

An der Versuchsanstalt Oberrach werden seit 1999 großmaßstäbliche Modellversuche zur Untersuchung der eigendynamischen Gewässerentwicklung durchgeführt. In einer 100 m langen und 8 m breiten Versuchsrinne kann die morphologische Entwicklung eines Flusslaufs nach Entfernung der starren Uferverbauung beobachtet werden (Aufleger et al., 2003).

In einer Versuchsreihe wurden vergleichend zwei Flussabschnitte im geometrischen Maßstab $M = 1:30$ abgebildet (Abb. 6-4) und über einen Zeitraum von umgerechnet 20 Naturtagen mit bordvollem Abfluss belastet. Der Flussquerschnitt wurde im Modell homogen aus Sand mit einem maßgebenden Korndurchmesser $d_m = 1,2$ mm erstellt. Am unterstromigen Ende wurden zwei verschiedene Schwellen mit identischer Höhe angeordnet. Bei Variante A entspricht die Schwellenbreite der Ausgangsflussbreite. Bei Variante B ist die wirksame Schwellenbreite durch seitliche Einengungen reduziert und wird im Vergleich zur Variante A zu einer abgeminderten hydraulischen Belastung im Flusslauf führen.

Allgemein findet bei zugelassener eigendynamischer Entwicklung anfänglich eine rasche Aufweitung des Gewässerbetts statt. Infolge des seitlichen Geschiebeeintrags aus der Ufererosion wird der Sohltransport (teil-)gesättigt und es kann so einer weiteren Eintiefung entgegen gewirkt werden. Da die Schubspannungen im Uferbereich geringer wie an der Sohle sind, wird bei abklingender Aufweitungstendenz weiterhin Sohlerosion stattfinden. Bis sich ein quasi-stationärer und dynamisch-stabiler Gewässerzustand einstellt, muss eine weitere Eintiefung mit Abflachung des Sohlgefälles erfolgen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Beim beschriebenen Versuch ist nach 20 Naturtagen bordvoller Belastung der Einfluss der unterstromigen Randbedingung auf die morphologische Entwicklung offensichtlich. Die bei Variante B verringerte Schubspannung im Ufer- und Sohlbereich führt zu einer geringeren Flussbreite und einer höheren Sohlage bei geringfügig steilerem Gefälle (Abb. 6-5).

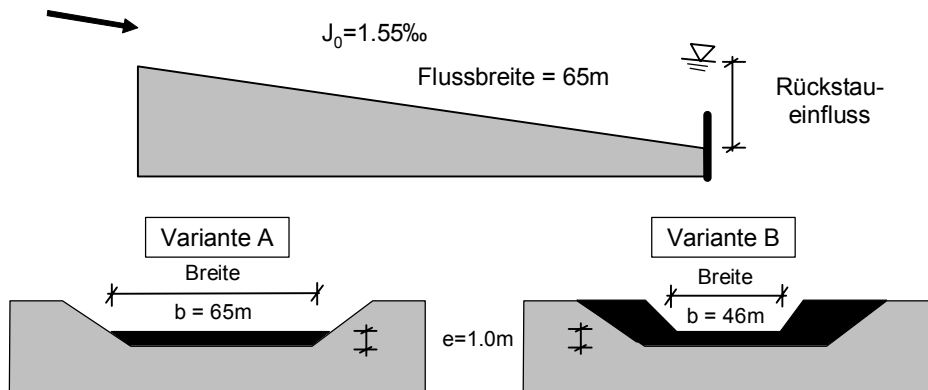


Abb. 6-4: Geometrien der untersuchten Flussstrecken

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

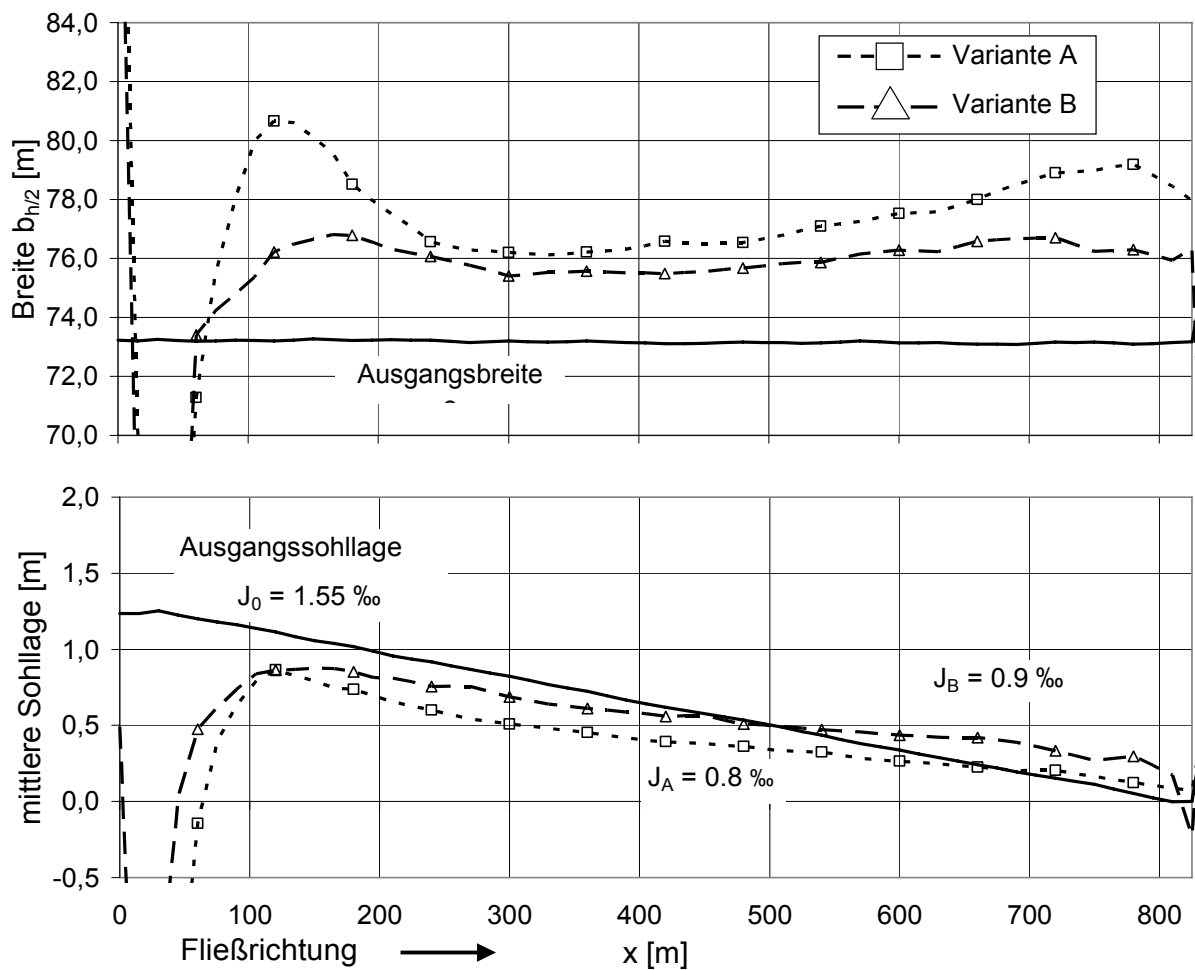


Abb. 6-5: Entwicklung der Breite und mittleren Sohlage nach 20 Naturtagen bordvoller Belastung

6.2.2 Illersanierung

An der Unteren Iller herrscht dringender Handlungsbedarf zur Stabilisierung der eintiefungsgefährdeten Flusssohle. Im Jahr 2004 wurde von den bayerischen und badenwürttembergischen Wasserwirtschaftsverwaltungen in Zusammenarbeit mit der VAO und dem Ingenieurbüro "Björnsen beratende Ingenieure" ein Konzept zur Sanierung des Gewässerabschnittes von Fluss-km 15,8 bis 14,5 entwickelt.

6.2.2.1 Sanierungskonzept Stand 2004

Zu diesem Zeitpunkt sah das Konzept die Errichtung zweier V-Rampen bei Fluss-km 15,8 und 14,5 vor (Abb. 6-6). Aufgrund räumlicher Restriktionen sollte nur die linksseitige Uferverbauung entfernt und dort die eigendynamische laterale Entwicklung ermöglicht werden. Im Bereich der Vöhringer Brücke bei Fluss-km 15,1 musste mit geeigneten Strukturen ein Übergang vom beweglichen zum festen Ufer geschaffen werden.

Zur Abschätzung der morphologischen Veränderungen wurden an der Versuchsanstalt für Wasserbau in Oberrach in einem großmaßstäblichen Modellversuch im Maßstab $M =$

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

1:17 (Abb. 6-7) zwei Versuchsläufe mit variiertem zeitlicher Abfolge der geplanten Maßnahmen durchgeführt. Bei Variante A werden zunächst die beiden V-Rampen errichtet und anschließend die starre Uferverbauung entfernt. Bei Variante B wird zunächst die V-Rampe bei km 15,8 errichtet und im direkten Anschluss die Uferverbauung entfernt. Erst nach erfolgter eigendynamischer Entwicklung würde anschließend die untere V-Rampe bei Fluss-km 14,5 errichtet werden. Aufgrund des zu erwartenden zeitlichen Vorsprungs bei der zweiten Variante wird eine geringfügig höhere Ausgangssohlage berücksichtigt. Beide Versuchsläufe wurden über einen langen Zeitraum mit bordvollem Abfluss belastet, der einem $HQ_1 = 396 \text{ m}^3/\text{s}$ entspricht. Der verwendete Modellsand weist einen maßgebenden Korndurchmesser $d_m = 1,2 \text{ mm}$ auf.

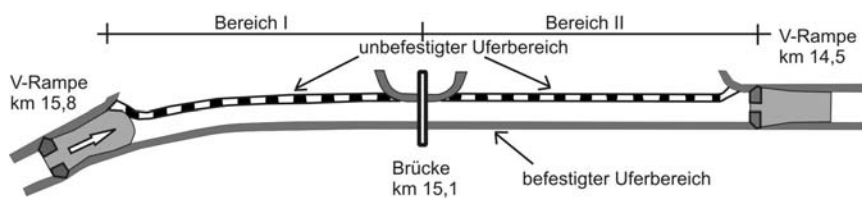


Abb. 6-6: Sanierungskonzept für die Untere Iller- Stand 2004

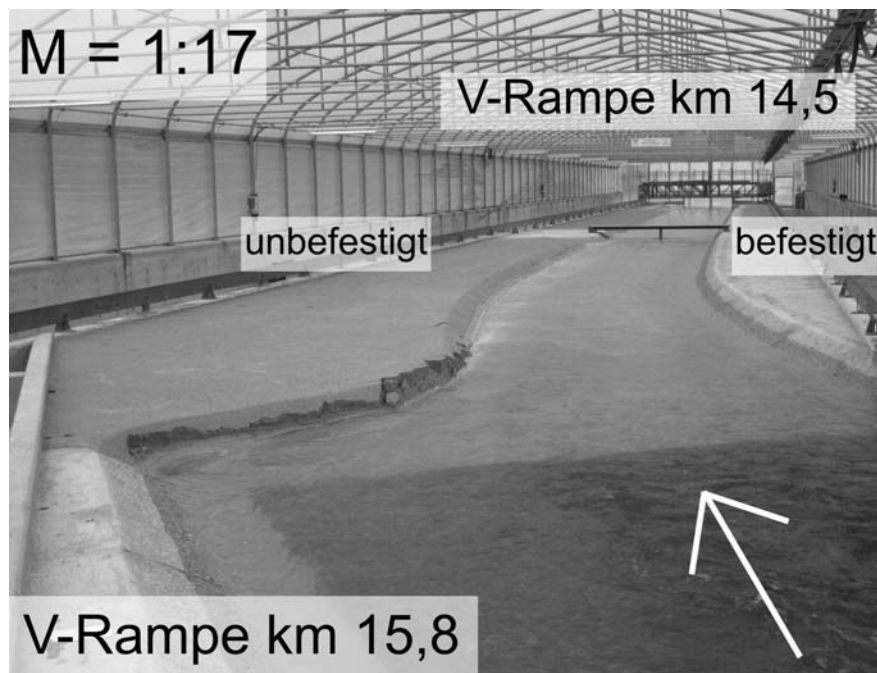


Abb. 6-7: Modellversuch im geometrischen Maßstab $M = 1:17$

Bei beiden Varianten wird das linksseitige Prallufer im Anschluss an die V-Rampe bei Fluss-km 15,8 rasch erodiert. Bereits nach einer Versuchsdauer von umgerechnet acht Naturtagen wurde lokal die linksseitige Versuchsberandung freigelegt.

Bei Variante A erfolgt durch die V-Rampe bei km 14,5 ein deutlicher Aufstau, der die Sohlbelastung reduziert und insbesondere im unteren Bereich eine stabile Flusssohle gewährleistet. Der große Materialeintrag aus der Prallufererosion wird zunächst lokal an

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

der Sohle abgelagert und von dort langsam weiter nach unterstrom transportiert. Unterstrom des Prallufers erfolgt keine Aufweitung. Eine Anhebung der Flusssohle wird nur oberstrom der Vöhringer Brücke erreicht.

Durch das Fehlen einer restriktiven Unterwasserrandbedingung bei Variante B sind hier die Schubspannungen im Ufer- und Sohlbereich weitaus größer. Zusätzlich zum Pralluferbereich erfolgt über die gesamte Länge des Untersuchungsraums eine deutliche Aufweitung. Der große Materialeintrag aus der Ufererosion führt zu einer gleichmäßigen Anhebung der Flusssohle (Abb. 6-8). Nach rund 16 Naturtagen ist die Aufweitungstendenz abgeschlossen und der Fluss beginnt sich weiter einzutiefen, bis durch die Abnahme des Sohlgefälles ein dynamisch stabiler Zustand eintritt.

Im Gegensatz zur Variante A wird mit Variante B ein wesentlich größerer Nutzen erreicht (Abb. 6-9). Der Flussabschnitt verbreitert sich auf der gesamte Länge und der temporäre Materialeintrag führt zu einer relativ gleichmäßigen Sohlanhebung. Die Errichtung der bei Fluss-km 14,5 anzuordnenden V-Rampe bietet sich zum Zeitpunkt der Beendigung der Aufweitungstendenz an, um eine anschließende weitere Sohleintiefung zu verhindern. Der erforderliche Zeitrahmen kann aufgrund der hydrologischen Gegebenheiten im Vorfeld nicht exakt prognostiziert werden, wird sich aber im Bereich mehrerer Jahre bewegen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

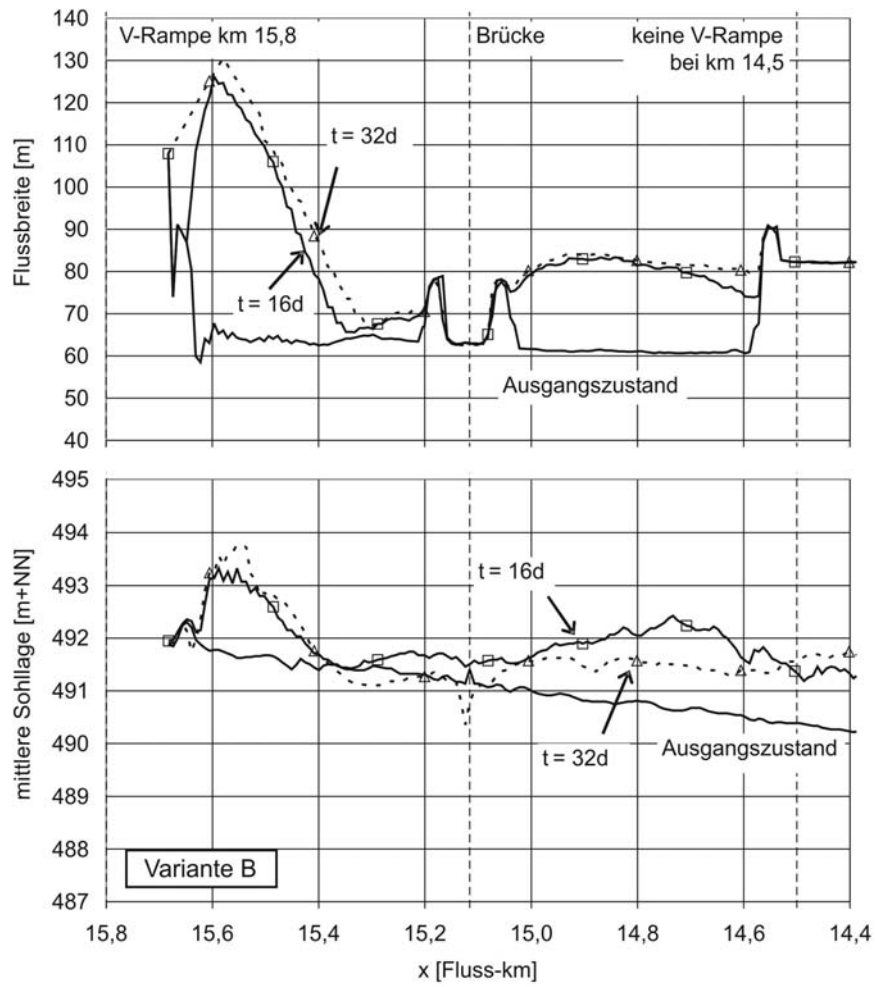
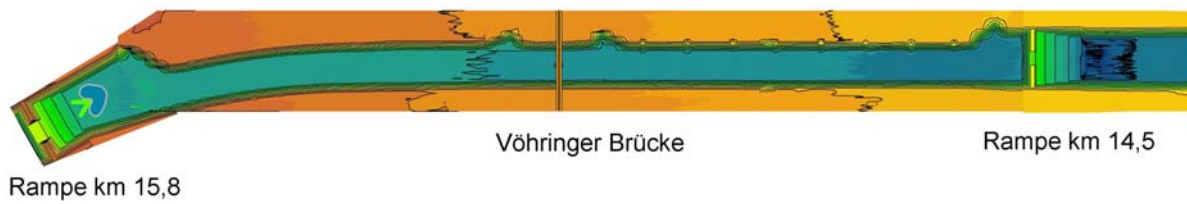
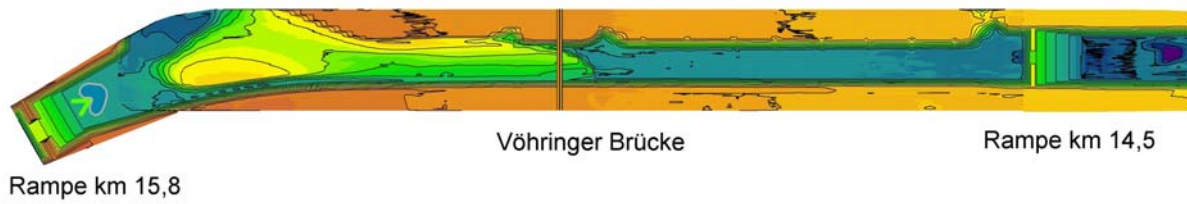


Abb. 6-8: Flussbreite und mittlere Sohlage bei Variante B

Ausgangszustand



Variante A - t = 32d



Variante B - t = 32d

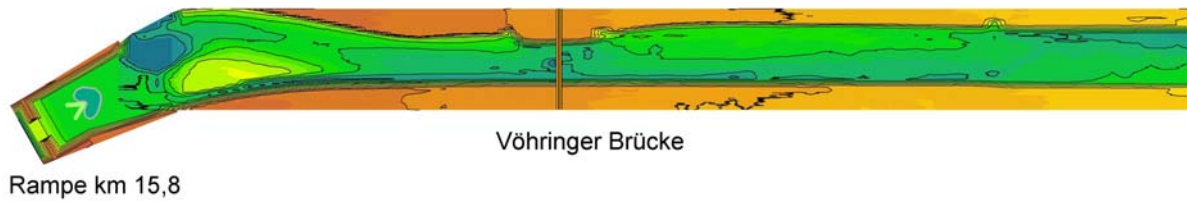


Abb. 6-9: Vergleich der morphologischen Veränderungen beider Varianten

6.2.2.2 Aktueller Stand der Planung

Zwischenzeitlich wurde die Planung leicht abgeändert. Kernbestandteil ist aber weiterhin die eigendynamische Entwicklung in Kombination mit einer V-Rampe.

Bei Fluss-km 15,8 wird eine herkömmliche Rampe errichtet und der Bereich bis zur Vöhringer Brücke maschinell aufgeweitet. Das aus dem Uferrückbau anfallende Material wird zur Sohlanhebung bzw. als Geschiebedepot verwendet. Unterstrom der Vöhringer Brücke wird eine linksseitige eigendynamische Aufweitung zugelassen. Von Fluss-km 15,8 bis etwa km 14,5 wird anschließend ein offenes Deckwerk eingebaut (Abb. 6-10). Im Anschluss wird um etwa 700 m nach unterstrom versetzt eine V-Rampe bei Fluss-km 13,8 errichtet. Die bei Fluss-km 13,8 projektierte V-Rampe (Abb. 6-11) besitzt eine Öffnung von 12 m und zur Öffnung flach geneigt ausgeführte Seitenstrukturen. Die Oberkante der Seitenstrukturen wird auf Höhe des angrenzenden Geländes liegen. Das beschriebene Konzept befindet sich momentan in der Genehmigungsplanung.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

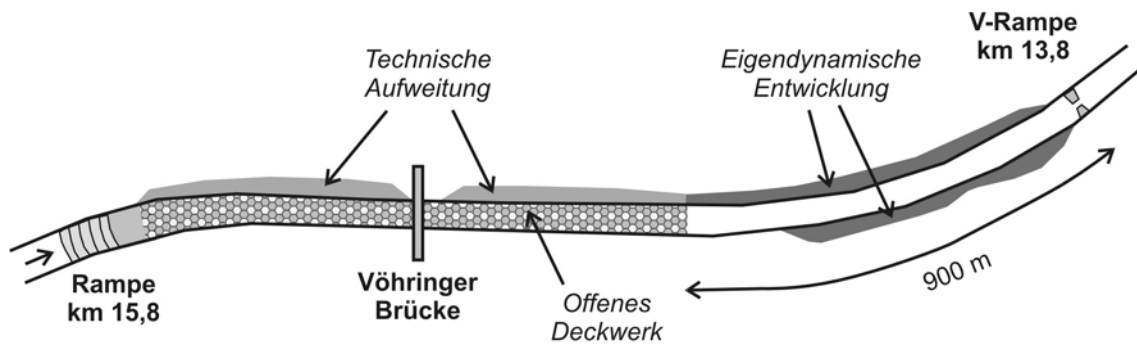


Abb. 6-10: Aktuelles Sanierungskonzept für die Untere Iller von Fluss-km 15,8 bis 13,8

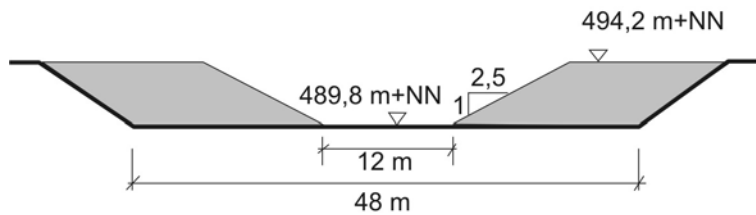


Abb. 6-11: Bei Fluss-km 13,8 geplante V-Rampe im Querschnitt

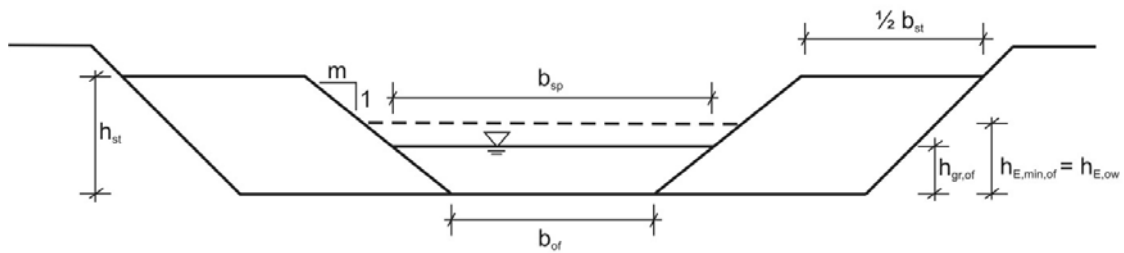
6.3 Hydraulik – Ermittlung der theoretischen Aufstaubeziehung

Eine V-Rampe engt durch zwei seitlich angeordnete Strukturen den verbleibenden Abflussquerschnitt ein. Im Bereich der Rampenöffnung wird im Allgemeinen ein höheres Energieniveau erforderlich sein als im vergleichbaren unbeeinflussten Zustand, um den Abfluss abzuführen. Ein Aufstau zum Erreichen dieser Energiehöhe ist die Folge. Unter Annahme kritischer Fließverhältnisse im Bereich der Öffnung kann die erforderliche Energiehöhe im Oberwasser und der resultierende Aufstau ermittelt werden.

Zur Ermittlung des resultierenden Aufstaus im Oberwasser werden zunächst Energieverluste vernachlässigt und ein möglicher Rückstau einfluss von Unterwasser ausgeschlossen. Die Anwendbarkeit der Bernoulligleichung ist grundsätzlich gegeben, d.h. es wird eine hydrostatische Druckverteilung und eine gleichmäßige Geschwindigkeit angenommen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Seitenstrukturen werden nicht überströmt



Seitenstrukturen werden überströmt

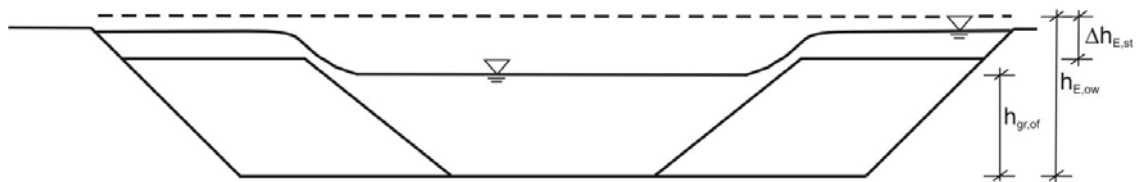


Abb. 6-12: Ermittlung der Aufstaubeziehung einer V-Rampe

6.3.1 Aufstau ohne Überströmung der Seitenstrukturen

Zunächst wird der Fall betrachtet, dass der Abfluss vollständig im Bereich der Öffnung abgeführt wird, ohne Überströmung der Seitenstrukturen (Abb. 6-12 oben). Im Bereich der Öffnung wird sich die Grenztiefe h_{gr} einstellen. Die minimale Energiehöhe $h_{E,min}$ ist erforderlich, um den Abfluss abzuführen. Aus der Bernoulligleichung lässt sich mittels des Extremalprinzips eine Beziehung zwischen Abfluss und Grenztiefe ermitteln.

Nach Bernoulli ergibt sich für die Energiehöhe eines Freispiegelabflusses

$$h_E = h + \frac{v^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad \text{Gl. 1}$$

Aus dem Extremalprinzip folgt für die minimale Energiehöhe

$$\frac{dh_E}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gA_{gr}^3} \frac{dA}{dh} \quad \text{Gl. 2}$$

Unter Berücksichtigung, dass für kleine Querschnittsänderungen $dA = b_{sp} dh$ gilt (b_{sp} ist hierbei die Wasserspiegelbreite), folgt

$$Q = \sqrt{\frac{gA_{gr}^3}{b_{sp}}} \text{ bzw.} \quad \text{Gl. 3}$$

$$v_{gr} = \sqrt{\frac{gA_{gr}}{b_{sp}}} \quad \text{Gl. 4}$$

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Diese Gleichung besitzt für beliebige Geometrien Gültigkeit und kann auch für den Öffnungsbereich von V-Rampen angewendet werden. Für eine trapezförmige Ausführung der Öffnung erhält man

$$A_{gr} = h_{gr} \frac{2b_{of} + 2mh_{gr}}{2} = h_{gr} (b_{of} + mh_{gr}) \quad \text{Gl. 5}$$

und daraus

$$v_{gr} = \sqrt{\frac{gh_{gr}(b_{of} + mh_{gr})}{b_{of} + 2mh_{gr}}} \quad \text{Gl. 6}$$

Durch iteratives Vorgehen lässt sich für einen gegebenen Abfluss die implizit angegebene Grenztiefe h_{gr} ermitteln.

Entsprechend kann für alternative Öffnungsgeometrien vorgegangen werden.

Ohne Energieverluste entspricht die Energiehöhe $h_{E,min}$ im Oberwasser der minimalen Energiehöhe $h_{E,min,of}$ im Bereich der Öffnung. Mit iterativem Vorgehen, oder bei Vernachlässigung der Geschwindigkeitshöhe im Oberwasser auf direktem Weg, kann die resultierende Fließtiefe im Oberwasser h_{ow} aus folgender Beziehung ermittelt werden.

$$h_{E,ow} = h_{ow} + \frac{v_{ow}^2}{2g} = h_{E,min,of} = h_{gr} + \frac{v_{gr}^2}{2g} \quad \text{Gl. 7}$$

6.3.2 Aufstau ohne Überströmung der Seitenstrukturen

Bei größeren Abflüssen werden die Seitenstrukturen überströmt. Der Abfluss teilt sich nun auf die Rampenöffnung und die Seitenstrukturen auf (Abb. 6-12 unten). Um den resultierenden Aufstau im Oberwasser zu ermitteln, wird für einen gegebenen Gesamtabfluss zunächst die zugehörige Energiehöhe im Oberwasser geschätzt. Für die Seitenstrukturen gilt folgender Zusammenhang, wobei Randeinflüsse vernachlässigt werden

$$\Delta h_{E,st} = h_{E,ow} - h_{st} = h_{gr,st} + \frac{v_{gr,st}^2}{2g} = h_{gr,st} + \frac{q^2}{2gh_{gr,st}^2} = \frac{3}{2} h_{gr,st} \quad \text{Gl. 8}$$

Hiermit lässt sich der Abflussanteil über den Seitenstrukturen ermitteln

$$Q_{st} = h_{gr,st} b_{st} \sqrt{gh_{gr,st}} = b_{st} h_{gr,st}^{3/2} g^{1/2} = b_{st} g^{1/2} \Delta h_{E,st}^{3/2} \quad \text{Gl. 9}$$

Für die Öffnung muss unterschieden werden, ob die Grenztiefe kleiner der Höhe der Seitenstrukturen ist $h_{gr,of} < h_{st}$. Wenn dies erfüllt ist, kann - für eine trapezförmige Öffnung - nach Gl. 1 und Gl. 6 iterativ für eine gegebene Energiehöhe im Oberwasser $h_{E,ow}$ der zugehörige Abfluss durch die Öffnung abgeschätzt werden. Falls nicht, muss A_{gr} entsprechend angepasst werden.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

In Abhängigkeit der 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 der Energiehöhe im Oberwasser neu durchzuführen. Nach iterativer Zuordnung der Energiehöhe im Oberwasser kann eine Ermittlung des zugehörigen Oberwasserstandes unter Berücksichtigung der Geschwindigkeitshöhe im Oberwasser $\frac{v_{ow}^2}{2g}$ erfolgen.

6.3.3 Aufstau - Vergleich Theorie und Praxis

Mit dem obigen Vorgehen unter Vernachlässigung von Energieverlusten lässt sich der resultierende Aufstau vereinfachend auf iterativem Wege ermitteln. In einem physikalischen Modellversuch im geometrischen Maßstab $M = 1:25$ (Abb. 6-13) wurde die tatsächliche Aufstaubeziehung von drei verschiedenen V-Rampengeometrien (Abb. 6-14) gemessen. Im Vergleich zu den auf theoretischem Wege ermittelten Werten (Abb. 6-15) liegen die gemessenen Wasserspiegellagen um 10 bis 40 cm, umgerechnet in Naturmaße, höher.

Für eine exakte Bestimmung unter Berücksichtigung von Energieverlusten sind weitere Versuche notwendig. Ziel ist eine, in Analogie zur eindimensionalen Betrachtung von Energieverlusten an Brückenbauwerken (z.B. Kaatz & James (1997), HEC (1995)), praxisnahe und einfache Berücksichtigung von Energieverlusten. Zusätzlich wird in den noch folgenden Modellversuchen der Einfluss eines hohen Unterwasserstandes auf den Aufstau quantifiziert werden.

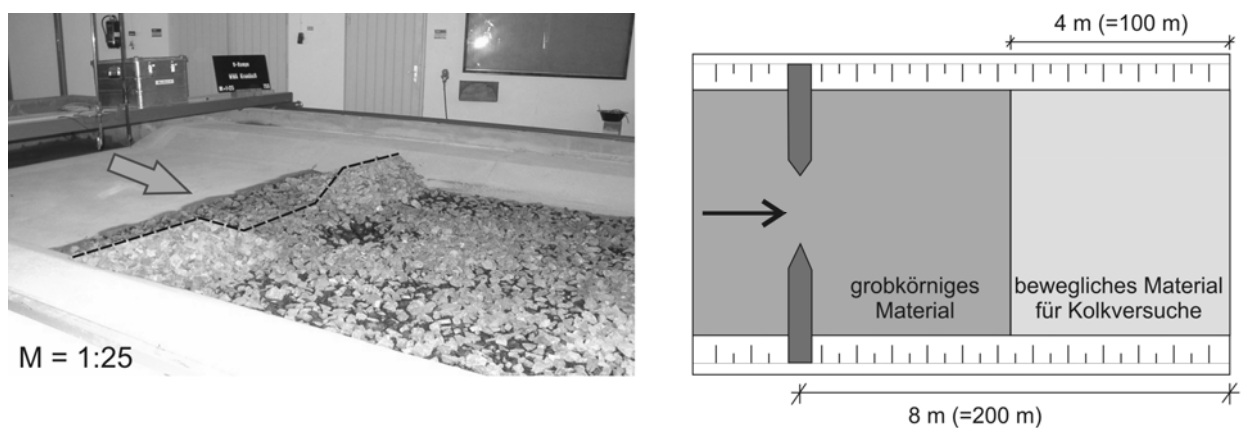


Abb. 6-13: Modellversuch zur Ermittlung der Aufstaubeziehung - geometrischer Maßstab $M = 1:25$

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

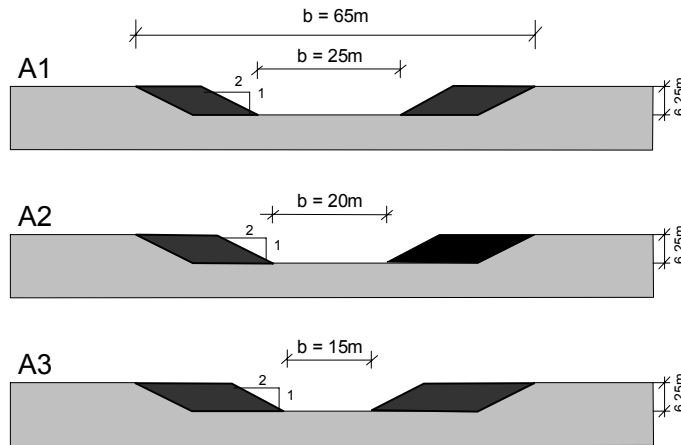


Abb. 6-14: Untersuchte V-Rampengeometrien - Abmessungen umgerechnet auf Naturmaße

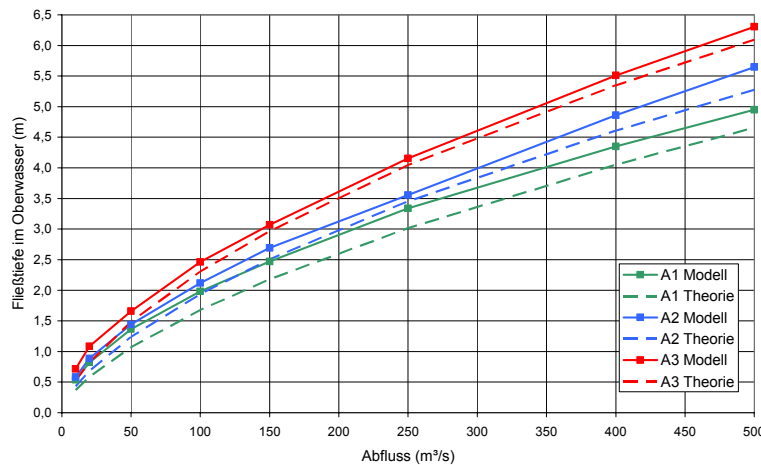


Abb. 6-15: Vergleich der gemessenen Wasserspiegellagen mit dem theoretischen Ansatz unter Vernachlässigung von Energieverlusten

6.4 Energieumwandlung

Der im Bereich der Öffnung konzentrierte Schussstrahl muss auf einer möglichst kurzen Distanz seine überschüssige Strömungsenergie Δh_E in Wärme umwandeln. Im Gegensatz zu Wehr- oder Absturzbauwerken kann mit keinem Wechselsprung im Unterwasser gerechnet werden. Der Energieabbau erfolgt durch Mischungsturbulenz an der Trennfläche des konzentrierten Schussstrahls zum deutlich langsamer fließenden Wasser im Uferbereich und durch den Einfluss der Sohlrauheit. Untersuchungen zu den so genannten turbulenten Freistrahlen finden sich in Bollrich (1988) und Rinaldi (2003).

Ohne zusätzliche Strukturen bzw. Einbauten wird sich im Unterwasser ein gewellter Abfluss einstellen, der für eine Vergleichmäßigung und Beruhigung eine längere Fließstrecke benötigt. Die Möglichkeiten der Strömungsbeeinflussung mit Hilfe von Tosmulden und auf

die Sohle aufgesetzten Leitstrukturen kann effektiv in physikalischen Modellversuchen untersucht werden.

Das bisher durchgeführte Versuchsprogramm lässt sich in zwei Teile gliedern. Zunächst wurden Grundlagenversuche im Maßstab $M = 1:25$ durchgeführt. Neben der Ermittlung der Aufstaubeziehung wurden an zwei V-Rampengeometrien verschiedene Tosmulden einbauten realisiert und deren Auswirkungen auf die Strömung mit unterschiedlichen Methoden beurteilt. Anschließend wurde für das aktuelle Sanierungskonzept der Unteren Iller im geometrischen Maßstab $M = 1:26,2$ die Energieumwandlung an der geplanten V-Rampe bei km 13,8 optimiert.

6.4.1 Erster Grundlagenversuch

Die ersten Grundlagenversuche wurden im geometrischen Maßstab $M = 1:25$ durchgeführt. Der Versuchstand (Abb. 6-13) ist 10 m lang und mit einem Trapezquerschnitt der Breite 2,60 m versehen. Die V-Rampe (Abb. 6-16) und das umgerechnet 100 m lange 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.

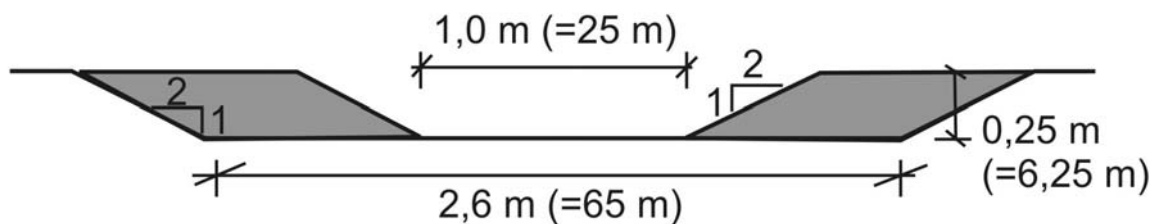


Abb. 6-16: Versuchstand für die ersten Untersuchungen zur Energieumwandlung an V-Rampen

Für eine V-Rampe mit einer 25 m breiten Öffnung und einer Öffnungsneigung von 1:2 wurden zunächst vier verschiedene Varianten der eingebauten Strukturen (im folgenden vereinfachend Tosmuldeneinbauten genannt) vergleichend untersucht (Abb. 6-17). Der betrachtete Abfluss beträgt $Q_M = 160$ l/s im Modell bzw. $Q_N = 500$ m³/s in Natur. Der Unterwasserstand wurde entsprechend den Normalwasserverhältnissen zu $h_{UW,M} = 16$ cm bzw. $h_{UW,N} = 4$ m eingestellt.

- T1:** Keine Tosmulde
- T2:** Rechteckförmige Tosmulde mit 12,5 m Länge, 2,5 m Tiefe und 25 m Breite
- T3:** Entspricht Tosmulde T2 mit zusätzlicher 1,25 m hoher Schwelle unterstrom
- T4:** Mittige, 1,25 m hohe Keilstruktur und seitlich angebrachte nierenförmige Mulden mit 2,5 m Tiefe und 15 m Länge

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

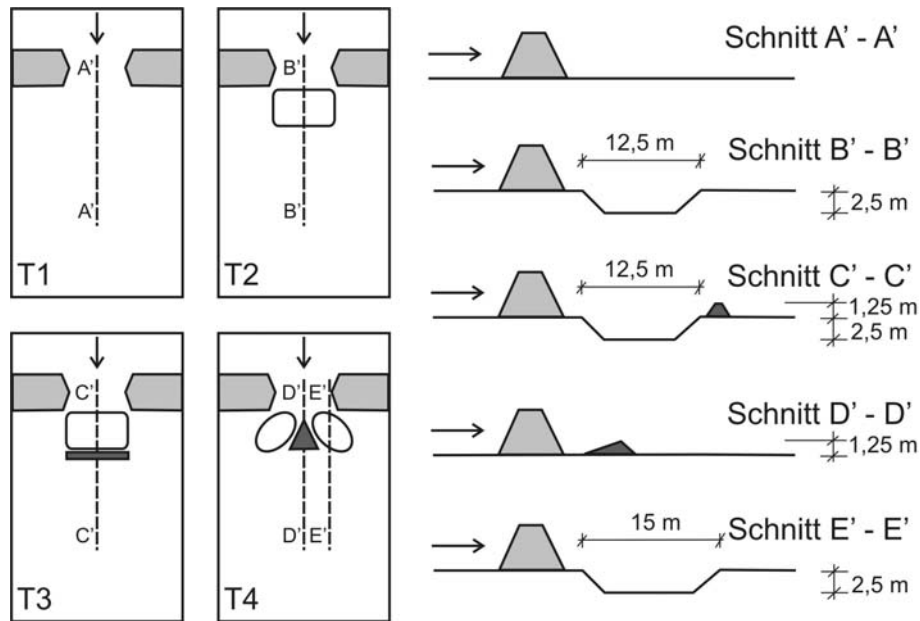


Abb. 6-17: Im ersten Grundlagenversuch untersuchte Tosmuldenvarianten

Für eine möglichst objektive Beurteilung der Eignung einer Tosmuldenvariante wurden neben dem optischen Eindruck auch die Wellenhöhen punktuell mit einem Ultraschallsensor gemessen und an einem Querschnitt Fließgeschwindigkeitsmessungen mit einem hydrometrischen Flügel durchgeführt. Beide Methoden ergaben zunächst nicht den gewünschten Informationsgehalt.

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 Fluorescein als Tracer können die internen Strömungsvorgänge, Durchmischung und Ausbreitung, sichtbar gemacht werden (Abb. 6-18).

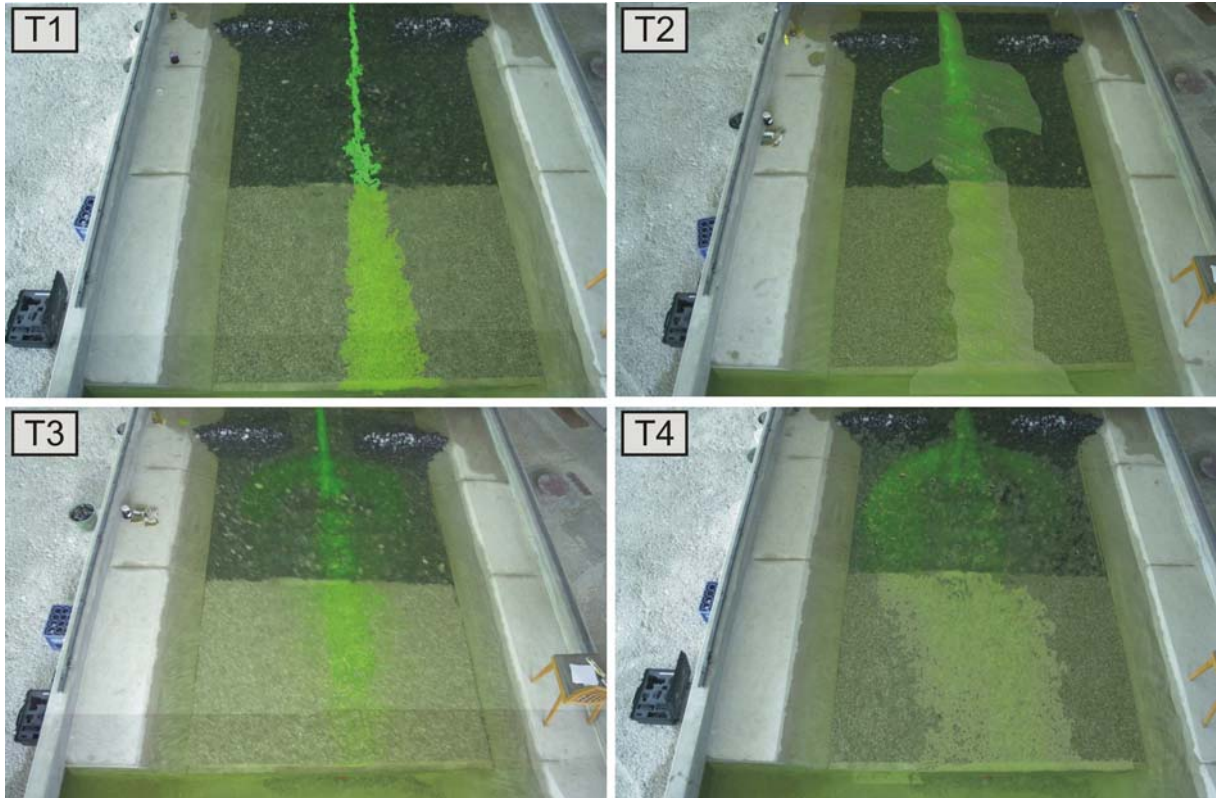


Abb. 6-18: Sichtbarmachung der internen Strömung durch Fluorescein-Zugabe

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.

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.

6.4.2 Zweiter Grundlagenversuch

Auf dem ersten Grundlagenversuch aufbauend wurde ein zweiter Grundlagenversuch durchgeführt. Abweichend von den ersten Versuchen wurde eine V-Rampe mit Sattel, d.h. einer Anhebung der Sohle im Bereich der Öffnung, eingebaut (Abb. 6-19). Dieser Sattel wird bei stark eingetieften Flüssen den Mittelwasserspiegel anheben und kann bei Geschiebeeintrag von oberstrom bzw. Geschiebezugabe zu einer deutlichen Anhebung der Flusssohle im Oberwasser führen. Allerdings schränkt die Anordnung eines Sattels den Grundgedanken der V-Rampen ein. Kompromisse bezüglich der ökologischen Durchgängigkeit und der Erhaltung des Fließgewässercharakters müssten hingenommen werden.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Die Beobachtung des entstehenden Kolkes nach vorgegebener Belastungsdauer und Intensität hat sich als schnelle und objektive Beurteilungsmethode herausgebildet.

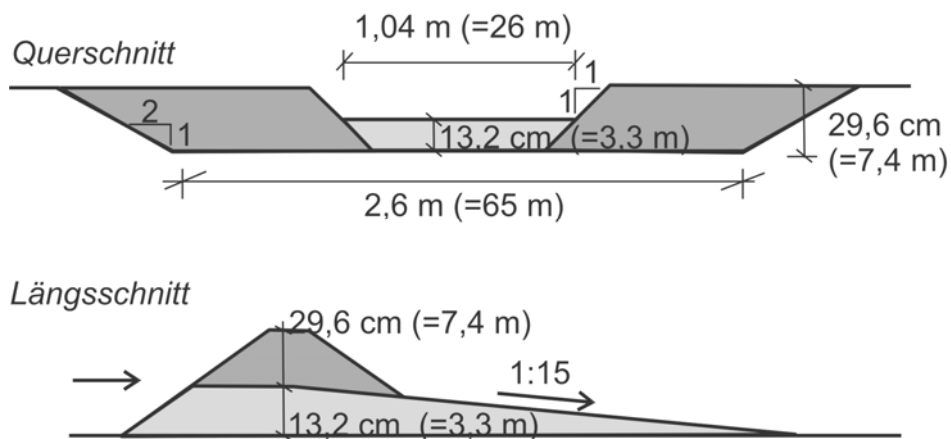


Abb. 6-19: Im zweiten Grundlagenversuch untersuchte V-Rampe

Es wurden sieben Tosmuldeneinbauten untersucht (Abb. 6-20). 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 einer identischen V-Rampe weiter unterstrom.

- T1'**: Flaches Nachbett ohne Tosmulde.
- T2'**: Rechteckförmige Tosmulde mit 30 m Breite, 25 m Länge und 2 m Tiefe und 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 und eine mittig vor den beiden Tosmulden angebrachte Keilstruktur von 10 m Länge, 12 m Breite und 1,7 m Höhe.
- 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° errichtet.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

- 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° .
- T7':** Entsprechend Variante T5' mit einer verringerten Tosmuldentiefe von 1,2 m.
- T7'+:** Entsprechend Variante T7' mit einer Nachbettlänge von 110 m.

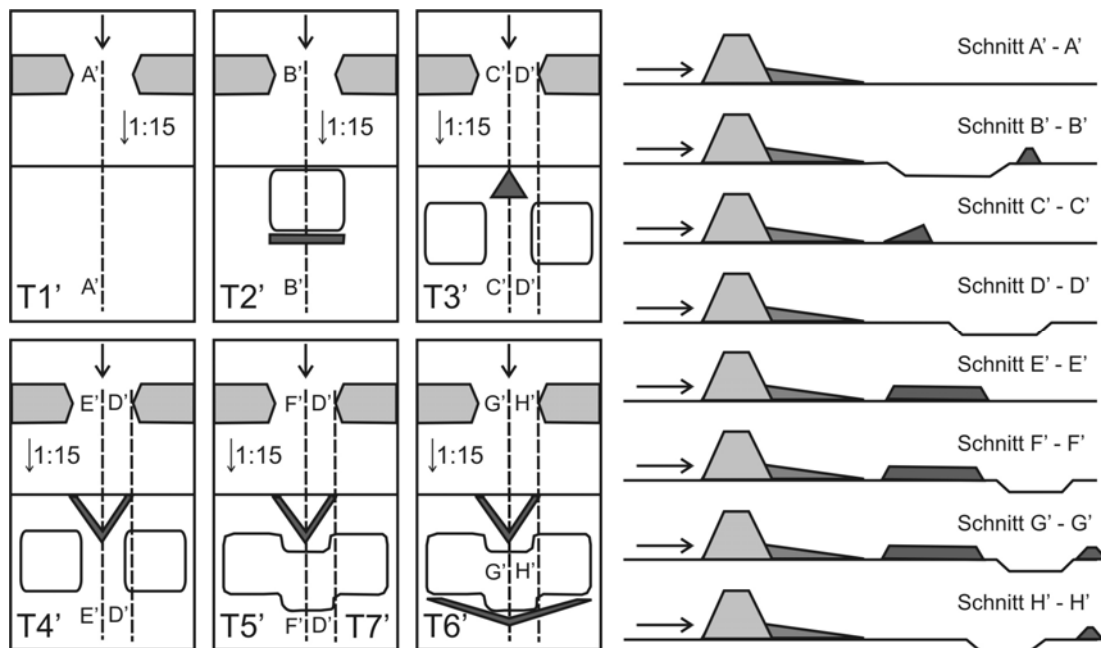


Abb. 6-20: Im zweiten Grundlagenversuch untersuchte Tosmuldeneinbauten

Aufgrund des hohen Unterwasserstandes ist für eine ausreichende Energieumwandlung des gewellten Abflusses eine vergleichsweise lange Fließstrecke erforderlich. Bei einem geringeren Unterwasserstand könnte bei der gegebenen V-Rampe mit 3,3 m hohem Sattel eine deutliche Beschleunigung des Abflusses und eine größere Froude-Zahl erreicht werden. Zudem wäre die relative Rauheit vergrößert und die Flusssohle hätte infolge dessen einen vergrößerten Anteil an der Energieumwandlung.

Die ermittelten Kolkabmessungen (Abb. 6-21) 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 mit 2 m Länge (L) 90 cm Breite (B) und 10 cm Tiefe (T) ausgeprägter Kolk entsteht.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

- T2':** Optisch unterscheidet sich das Strömungsbild unwesentlich von der Variante T1'. Allerdings ist das Kolkbild deutlich schwächer ausgeprägt (L/B/T = 100 cm/90 cm/5 cm).
- T3':** Optisch wird die Strömung deutlich durch die Keilstruktur beeinflusst und es ist eine Auffächerung des konzentrierten Strahls festzustellen. Allerdings unterscheidet sich der entstandene Kolk nur minimal von der vorhergehenden Variante (L/B/T = 100 cm/ 77 cm/5 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 sehr flach aus (L/B/T = 90 cm/77 cm/4 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 cm/120 cm/4 cm).
- T6':** Der Kolk ist vergleichsweise sehr schwach ausgeprägt (L/B/T = 70 cm/120 cm/3 cm).
- T7':** Bedingt durch die geringere Tosmuldeneintiefung ist der Kolk etwas stärker ausgebildet wie bei den Varianten T5' bzw. T6' (L/B/T = 110 cm/120 cm/7 cm).
- T7'+:** Nach erfolgter Verlängerung des Nachbetts um umgerechnet 20 m hat das entstandene Kolkbild die mit Abstand geringsten Abmessungen (L/B/T = 60 cm/110 cm/2 cm).

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

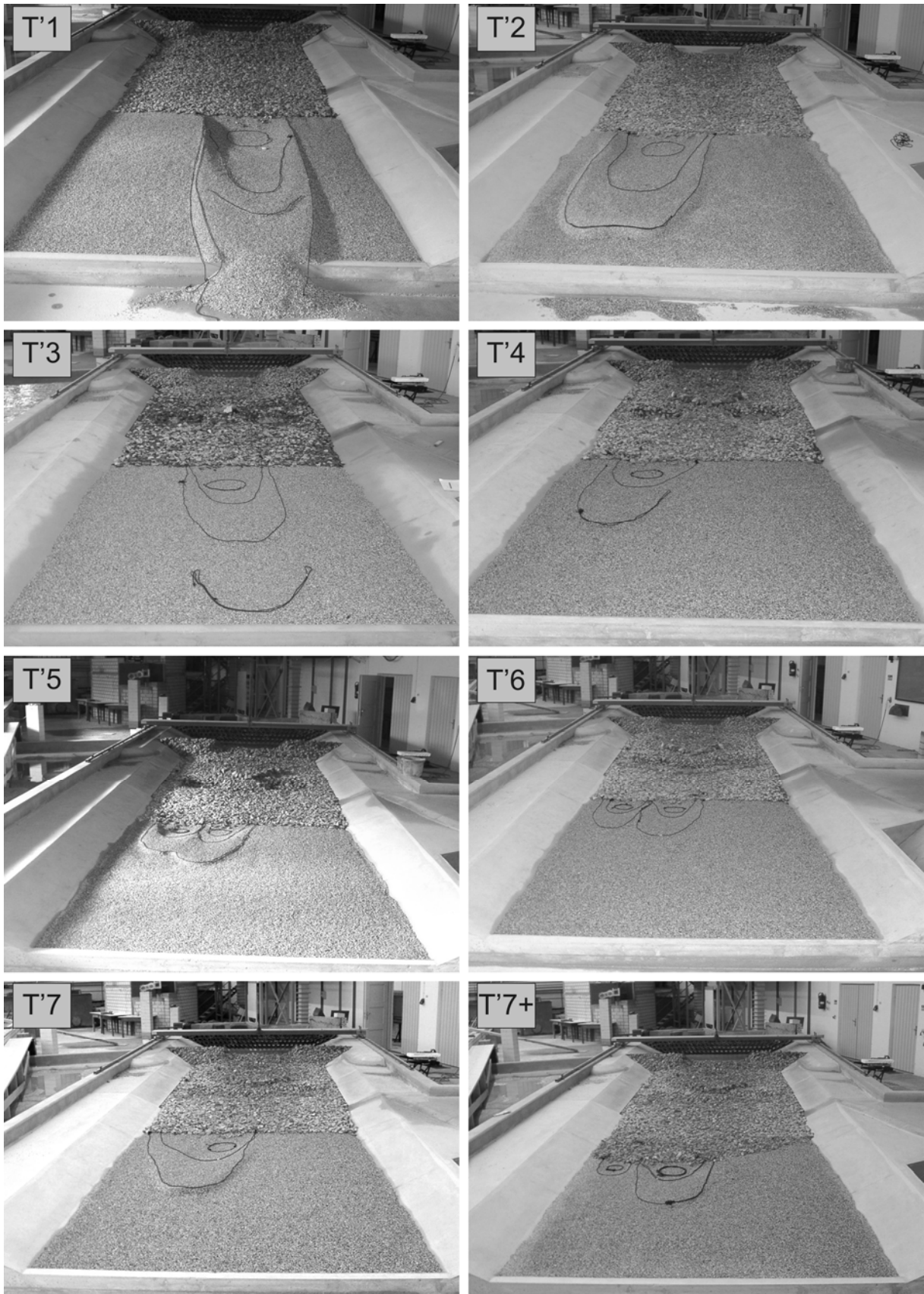


Abb. 6-21: Nach einer Belastungsdauer von 3,5 Stunden im Modell entstandene Kolke bei den unterschiedlichen Varianten

6.4.3 Optimierung der Energieumwandlung an V-Rampen - Beispiel Untere Iller bei Fluss-km 13,8

6.4.3.1 Vorgehen

Für das aktuelle Sanierungskonzept der Unteren Iller (Kap. 6.2.2) musste die bei Fluss-km 13,8 zu errichtende V-Rampe dimensioniert werden. Im Maßstab $M = 1:26,2$ wurde in einer eigens errichteten Versuchsrinne die V-Rampe eingebaut (Abb. 6-22 und Abb. 6-23). Die Versuchsrinne besitzt eine Länge von 14 m und eine Breite von drei Meter. Zusätzlich ist im Oberwasser zur Vergleichmäßigung der Anströmung ein Bereich von vier Metern Länge vorhanden. Das Längsgefälle der Rinne wurde auf 1,3 ‰ eingerichtet. Abflüsse bis zum Bemessungsabfluss von $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$, dies entspricht einem Modellabfluss von ca. 160 l/s, sind möglich. Der Unterwasserstand lässt sich mit einer beweglichen Klappe regeln.

Betrachtet wurden der bei einem HQ_{200} über die V-Rampe fließende Abflussanteil von 560 m^3/s und der Abfluss der noch durch die Öffnung abfließt (305 m^3/s).



Abb. 6-22: Messrinne

Die V-Rampe wurde aus Steinen fixiert aufgebaut. Für die V-Rampe und den unmittelbaren Sohlbereich wurde im Modell Schotter der Größe $D = 20 \text{ mm}$ ($D_{\text{Natur}} \approx 50 \text{ cm}$) verwendet. In dieser Versuchseinrichtung wurde die Stabilität der V-Rampe nicht untersucht. In der Öffnung wurden im Randbereich deutlich größere Steine eingebaut (im Modell $D = 40$ bis 50 mm , entspricht $D_{\text{Natur}} \approx 1,0 \text{ m}$ bis $1,3 \text{ m}$), die lokal die Fließgeschwindigkeiten verringern und so bei geringen Abflüssen die Passierbarkeit der V-Rampe von Fischen erleichtern. Nach derzeitigem Kenntnisstand wird die V-Rampe in Natur durchweg mit Steinen dieser Größenordnung aufgebaut.

Für die Tosmulde wurde im Unterwasser der V-Rampe ein umgerechnet 30 m langer Bereich eingerichtet. Der Nachbettbereich wurde mit Schotter der Größe $D = 14 \text{ mm}$ ($D_{\text{Natur}} \approx 40 \text{ cm}$) belegt und fixiert.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 6-23: Blick in Fließrichtung auf den Versuchsaufbau im Maßstab $M = 1:26,2$

6.4.3.2 Erster Optimierungsschritt

Zur schnellen Optimierung und Beurteilung der Energieumwandlung wurden zunächst mit einem hydrometrischen Flügel der Firma Ott lokal mittlere Fließgeschwindigkeiten auf definierter Höhe über der Sohlage gemessen. Kriterium für eine zufrieden stellende Energieumwandlung ist eine in Fließrichtung über den Flussquerschnitt möglichst rasche Vergleichmäßigung der Geschwindigkeitsverteilung.

Im Vorfeld der Optimierung und zum späteren Vergleich wurden im Unterwasser der V-Rampe noch ohne Tosmuldeneinbauten die Fließgeschwindigkeiten in zwei Höhenlagen gemessen. Die Höhe des Flügels über der Flusssohle beträgt bei der sohn nahen Messung umgerechnet $z = 0,57$ m und bei der oberflächennahen Messung $z = 1,75$ m (bei $Q = 305$ m^3/s) bzw. $2,33$ m (bei $Q = 560$ m^3/s).

Anschließend wurde schrittweise von einfachen Geometrien ausgehend die Energieumwandlung verbessert. Aus den bisherigen Voruntersuchungen ist bekannt, dass eine er-

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

habene Sohlstruktur die Wirkung einer Tosmulde deutlich verbessern kann. Auf die Sohle aufgesetzte Strukturen geringer Höhe können den Schussstrahl auslenken und seitlich auffächern.

Die verwendeten Sohlstrukturen wurden aus praktischen Gründen zunächst aus Holz gefertigt und konnten so unkompliziert auf dem Boden befestigt werden. Die Tosmulde wurde ohne zusätzliche Befestigung aus Steinwurf mit größeren Steinen ($D = 40$ bis 50 mm) hergestellt.

Im Wesentlichen wurden drei Varianten untersucht (Abb. 6-24):

Variante A: Keine Einbauten.

Variante B: Einbau zweier Bögen (Bogen 1 und 2). Der erste Bogen erstreckt sich über die Breite der V-Rampenöffnung, besitzt eine Höhe von umgerechnet $0,5$ m und einen Radius von $17,5$ m. Der Bogen ist zehn Meter unterstrom des Endes der Seitenstrukturen angeordnet. Seitlich ist Platz zu lassen, um bei geringen Abflüssen die Fischdurchgängigkeit nicht zu beeinträchtigen. Der zweite Bogen ist in einem Abstand von 20 m unterstrom des ersten Bogens angeordnet. Die Höhe beträgt ebenfalls $0,5$ m. Der Radius 27 m. Die Sehnenlänge des Bogens beträgt 29 m. Beide Bögen werden auch bei niedrigen Abflüssen noch überströmt.

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.

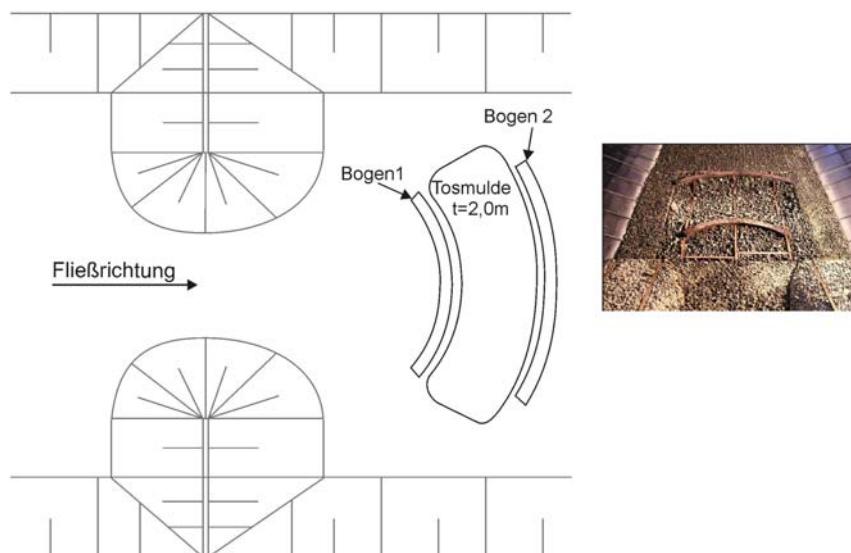


Abb. 6-24: Verwendete Einbauten bei der Detailuntersuchung der V-Rampe bei km 13,8

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Die folgenden Aussagen beziehen sich auf die sohnlah gemessenen Fließgeschwindigkeiten. Die Fließgeschwindigkeiten und Abmessungen wurden über folgende Umrechnungsfaktoren in Naturdaten umgerechnet:

- Geometrie: $1 : \lambda = 1 : 26,2$
- Fließgeschwindigkeiten: $1 : \lambda^{1/2} = 1 : 5,12$
- Abflüsse: $1 : \lambda^{5/2} = 1 : 3513,6$

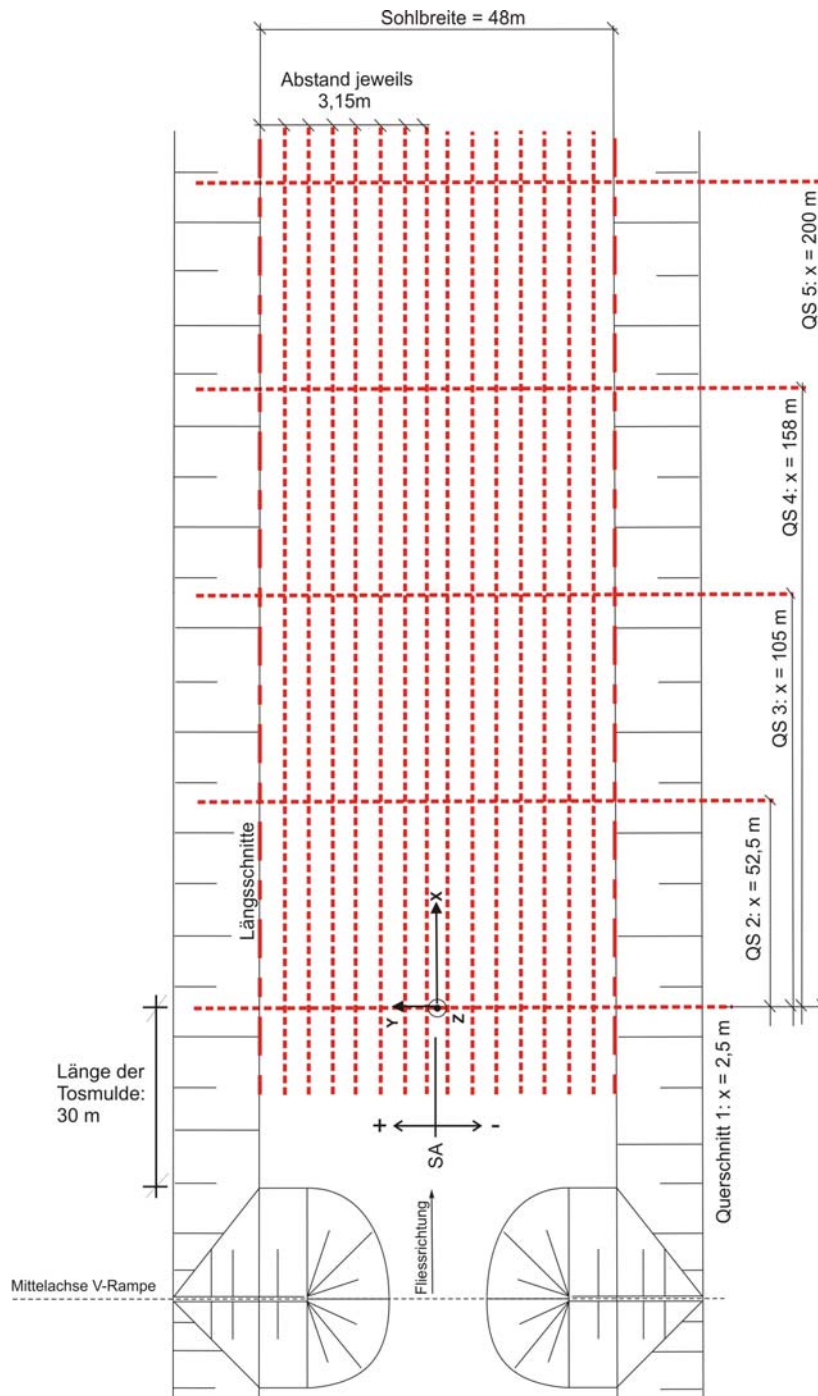


Abb. 6-25: Lage der Messstellen bei den Flügelmessungen (Schnittpunkte der gestrichelten Linien)

Variante A (Abb. 6-26):

Bei beiden Abflüssen stellt sich erst nach einer langen Strecke im Unterwasser eine relativ gleichförmige Geschwindigkeitsverteilung ein. Auch nach rund 200 m ist die Geschwindigkeitsverteilung stark ungleichmäßig. Ohne Einbauten wäre entweder eine sehr lange gesicherte Nachbettstrecke notwendig oder es wäre eine erhebliche Kolkbildung in Kauf zu nehmen.

Variante B (Abb. 6-27):

Im Vergleich zur Variante A stellt diese Lösung eine wesentliche Verbesserung dar. Der erste Bogen hebt den Schussstrahl an und sorgt für eine geringe Auffächerung. Zwischen den beiden Bögen bildet sich eine stehende Welle aus. Der zweite Bogen schließlich führt zu einer deutlichen Auffächerung des Schussstrahls.

Beim Abfluss $Q = 305 \text{ m}^3/\text{s}$ wird die schnelle und konzentrierte Strömung auf einer kurzen Nachbettstrecke von nur 50 m stark verlangsamt und vergleichmäßig. Bei diesem Abfluss wird das Geschwindigkeitsprofil bereits nach einer Strecke von rund 100 m im Unterwasser weitgehend vergleichmäßig.

Beim Abfluss $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ hingegen ist diese Variante nicht ausreichend, um die Strömungssituation wesentlich zu verbessern.

Variante C (Abb. 6-28):

Bei dieser Variante kann der durch den ersten Bogen angehobene Schussstrahl unter einem steilen Winkel in die vertiefte Tosmulde eintauchen. In der Tosmulde wird nun deutlich mehr Energie umgesetzt. Der zweite Bogen kann anschließend die verlangsamte Strömung wesentlich besser auf die Flussbreite verteilen.

Beim Abfluss $Q = 305 \text{ m}^3/\text{s}$ wird die Strömung nach einer kurzen Nachbettstrecke von nur 50 m ideal vergleichmäßig.

Beim Abfluss $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ ist nach rund 100 m eine zufrieden stellende Vergleichmäßigung vorhanden. Eine gesicherte Nachbettstrecke von 100 m wäre demnach notwendig.

Die auffallend schlechtere Vergleichmäßigung der Strömung beim höheren Abfluss resultiert aus der höheren Ausgangsenergie und aus der größeren Fließtiefe. Die relative Höhe der Riegelstrukturen bezogen auf die Fließtiefe wird bei höheren Abflüssen kleiner, und die Strömungsumlenkung durch die Sohlstrukturen verringert. Ebenso verringert sich der Rauheitseinfluss der Flusssohle auf die Hydraulik.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

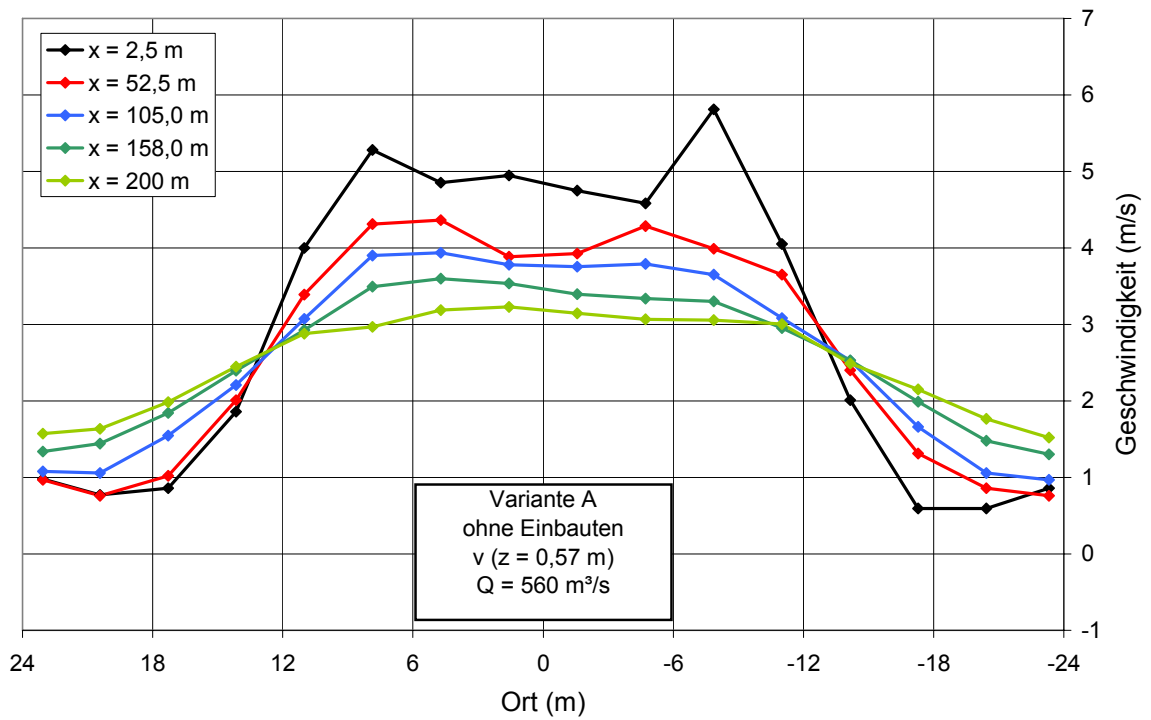
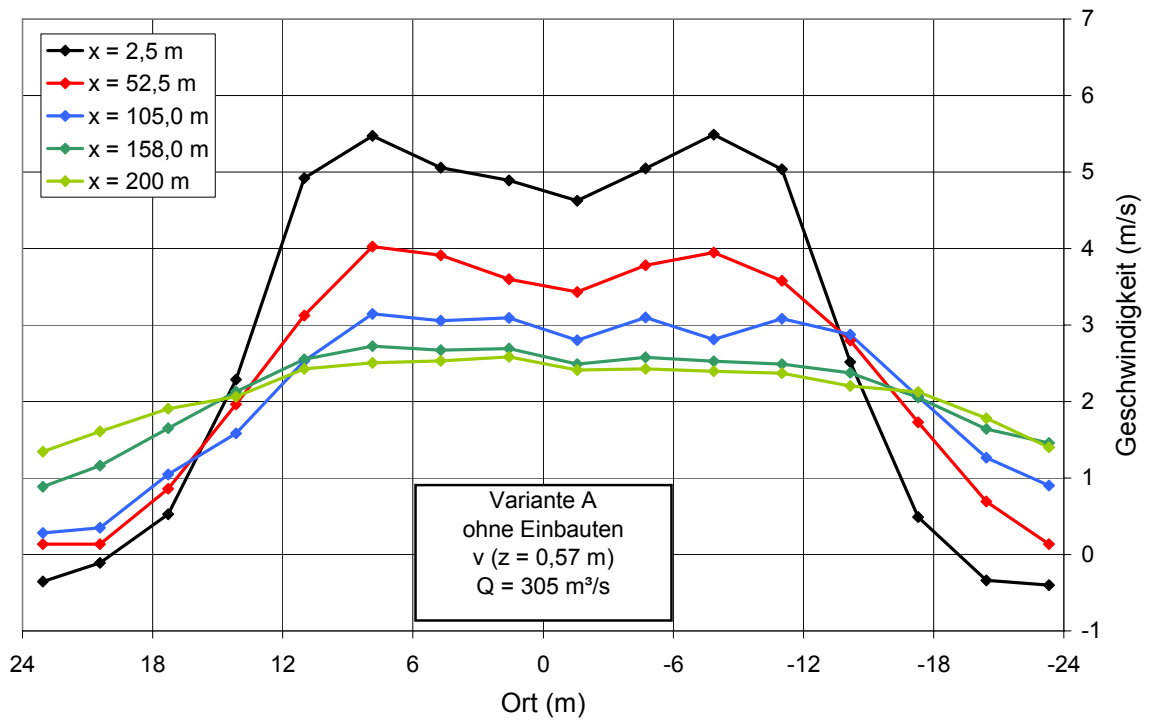


Abb. 6-26: Sohlnahe Fließgeschwindigkeiten bei Variante A

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

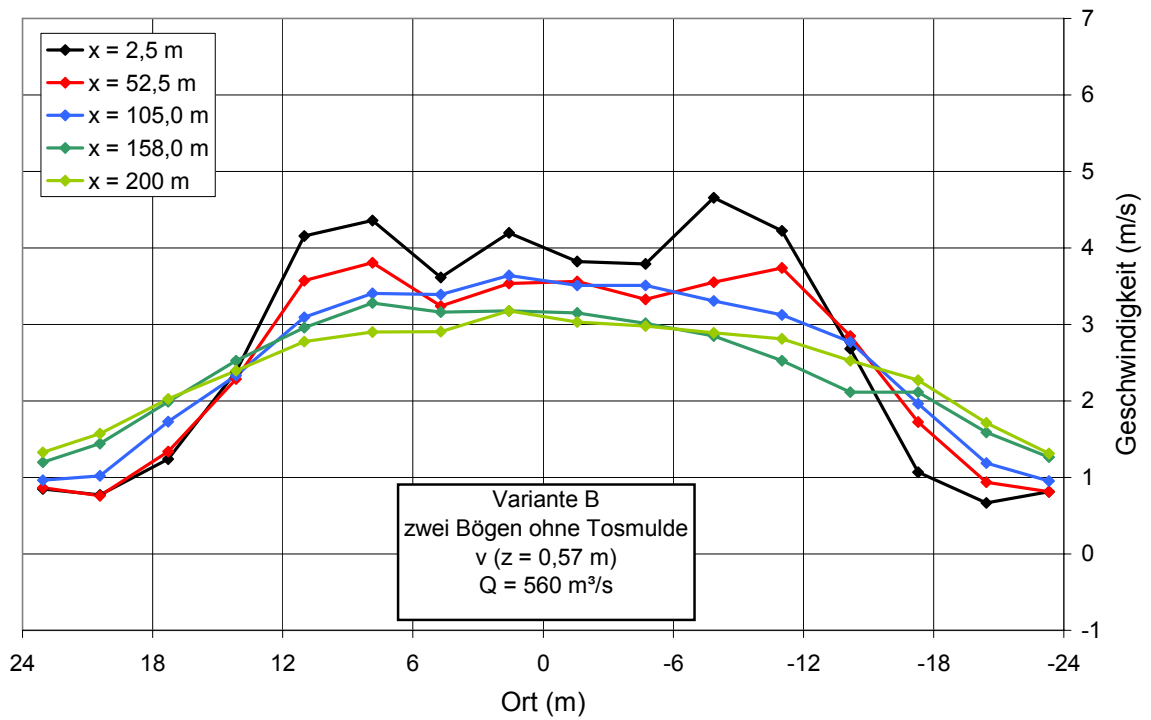
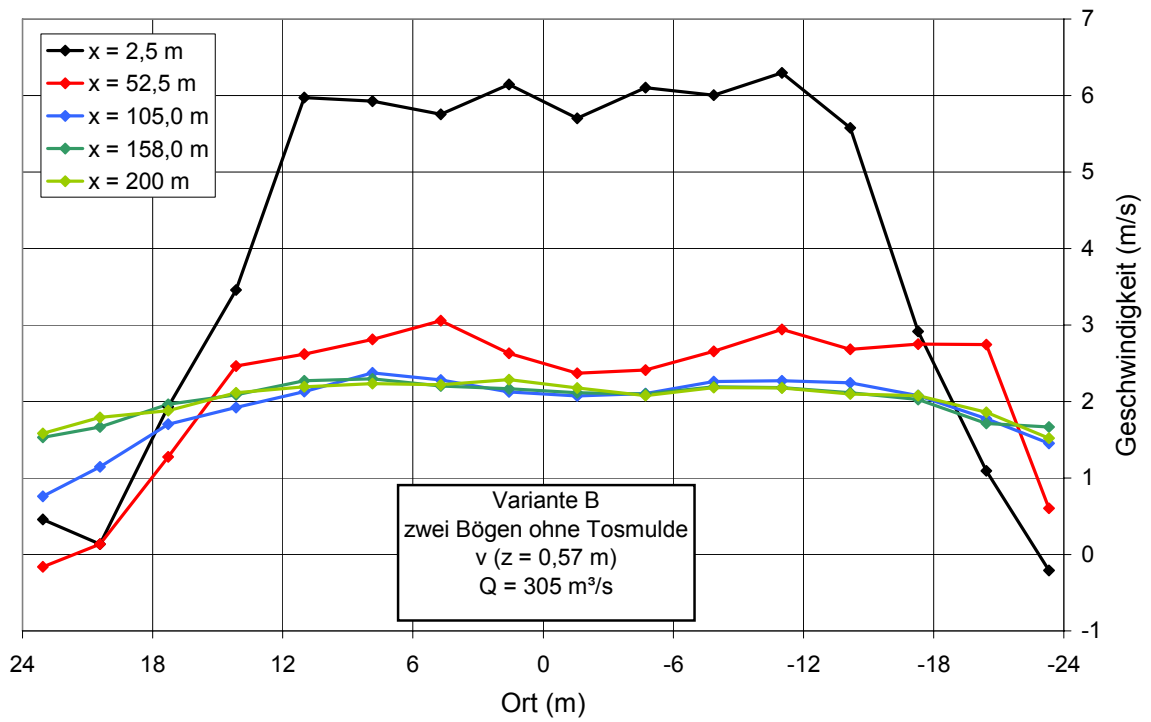


Abb. 6-27: Sohlnahe Fließgeschwindigkeiten bei Variante B

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

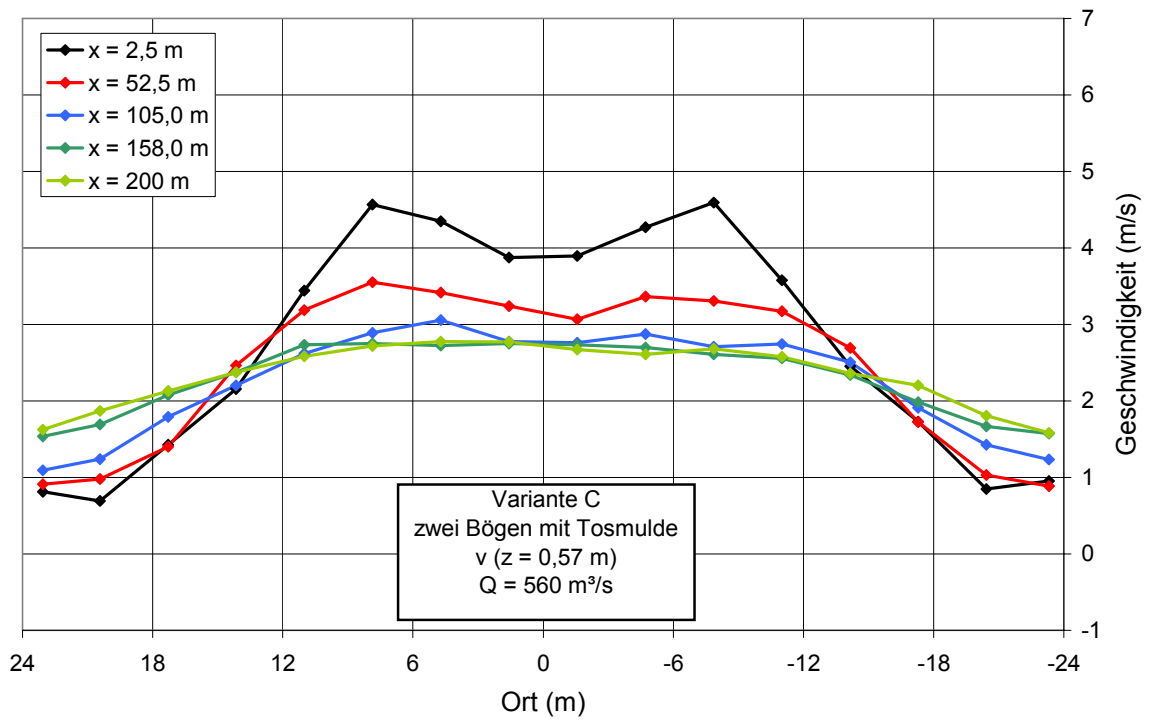
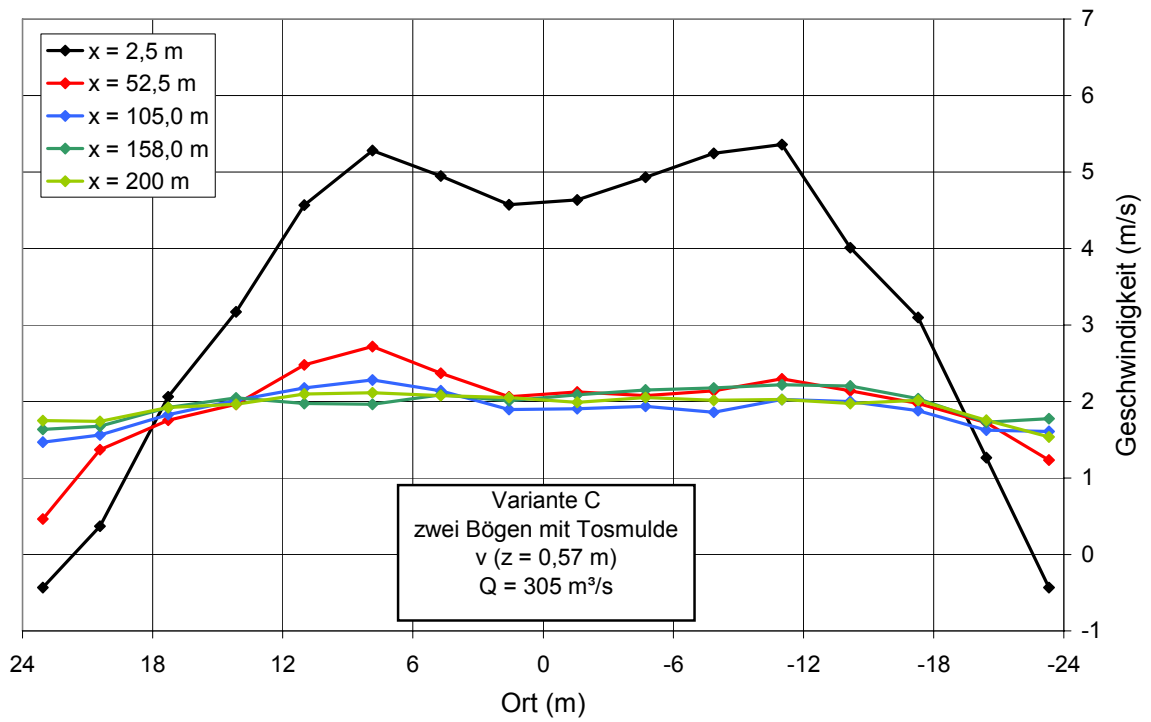


Abb. 6-28: Sohlnahe Fließgeschwindigkeiten bei Variante C

6.4.3.3 Zweiter Optimierungsschritt

In einem zweiten Schritt wurde überprüft, ob durch höhere Bögen oder auf die Bögen mitig aufgesetzte Keilstrukturen eine weitere Verbesserung erreicht werden kann.

Im Modellversuch wurde der zuvor beschriebene Bogen 1 mit unterschiedlichen aufgesetzten Keilstrukturen versehen (Abb. 6-29). Auf den Einbau einer Tosmulde und eines zweiten Bogens wurde verzichtet, um die Auswirkungen dieser Einzelmaßnahme besser einschätzen zu können.

Im Modellversuch wurde nur mit relativ großen Keilstrukturen, die bei Hochwasserabflüssen im Idealfall über den Wasserspiegel ragen, gute bis sehr gute Ergebnisse erzielt (V1e in Abb. 6-30). Die Strahlaufteilung auf zwei Einzelstrahlen wird sich in einer deutlichen Verkürzung der Nachbettstrecke auswirken. Allerdings werden diese großen Strukturen das Landschaftsbild bei geringen bis mittleren Abflüssen deutlich beeinflussen. Zudem geht von diesem Hindernis eine nicht zu vernachlässigende Gefahr für Wassersportler aus.

Diese Lösungsmöglichkeit wurde deshalb als nicht umsetzbar verworfen und nicht weiter untersucht.

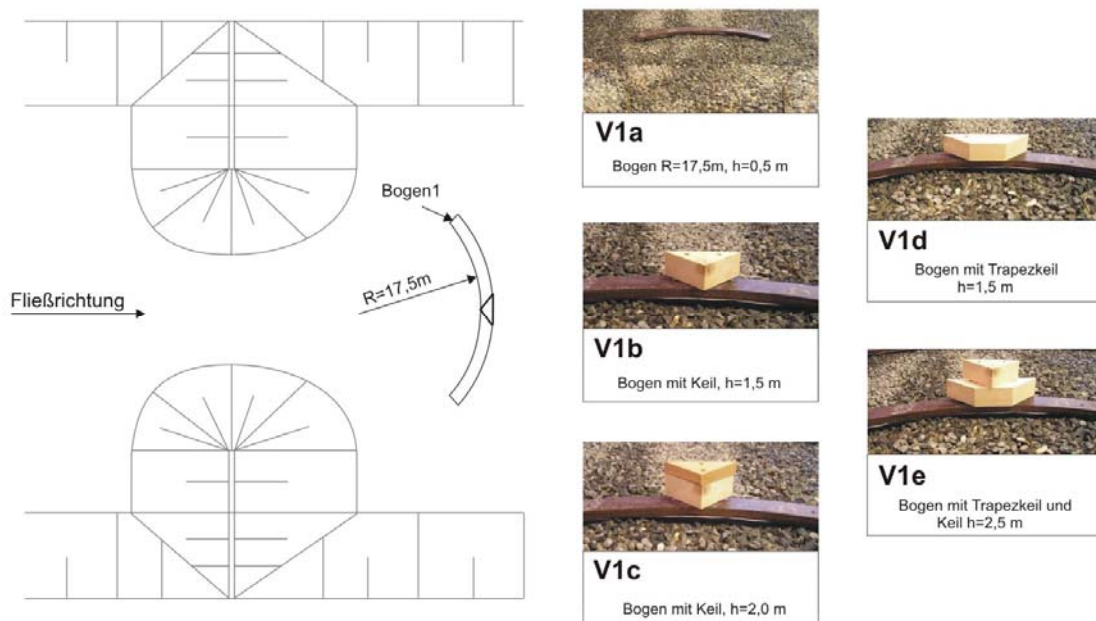


Abb. 6-29: Auf den Bogen 1 aufgesetzte Keilstrukturen

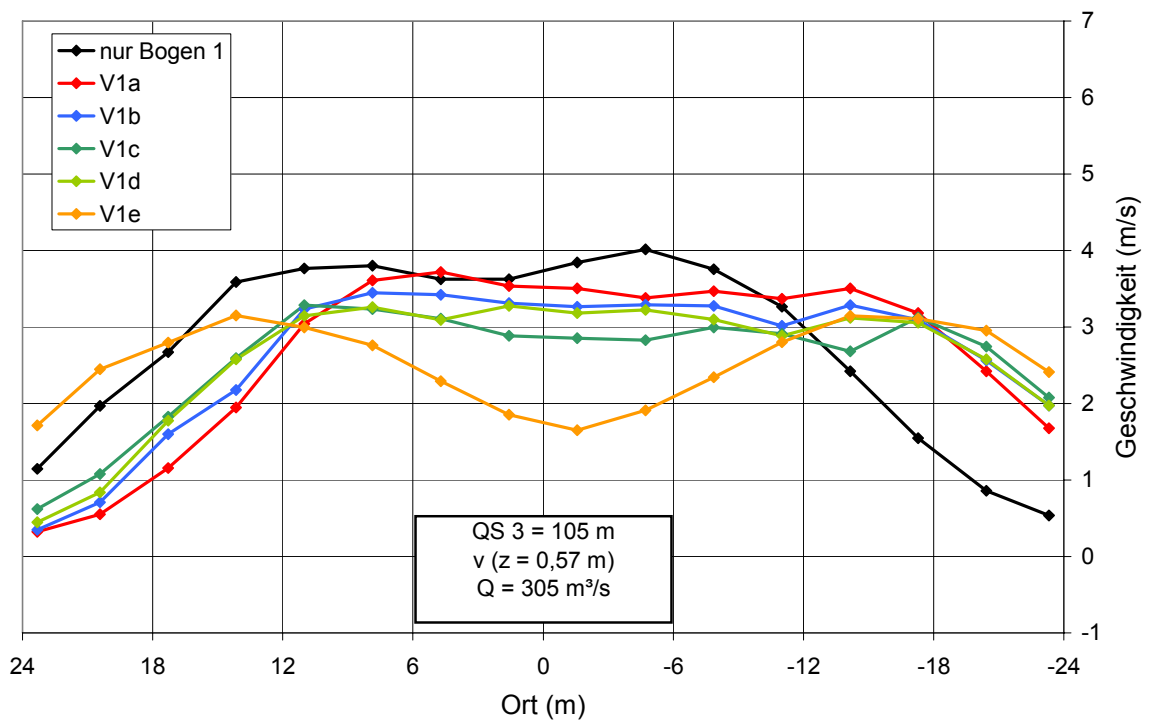


Abb. 6-30: Sohlnahe Fließgeschwindigkeiten bei QS 3 in Abhängigkeit der aufgesetzten Keilstrukturen

6.4.3.4 Dritter Optimierungsschritt

Abschließend wurde die Variante C (Abb. 6-24) weiter verbessert. Die beiden Holzbögen mit glatter Oberfläche wurden durch strukturierte Steinbögen mit unregelmäßiger Oberfläche ersetzt. Bei beiden Bögen wurde im mittleren Bereich die Steinoberkante auf rund einen Meter über die Flusssohle angehoben. Im Randbereich liegt die Steinoberkante weiterhin auf rund 0,5 m über Sohlniveau. Die Bögen sind weiterhin auch bei niedrigen Abflüssen stets überströmt.

Die Messung der sohlnahen Fließgeschwindigkeiten für diese Variante bestätigt die gute Energieumwandlung (Abb. 6-31). Bei $Q = 305 \text{ m}^3/\text{s}$ erfolgt nach einer Strecke von rund 50 m eine sehr gute Vergleichmäßigung des Geschwindigkeitsprofils. Bei $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ ist die Vergleichmäßigung der Strömung nach einer Strecke von 50 m zufrieden stellend und nach 100 m gut (vgl. Abb. 6-32 und Abb. 6-33).

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

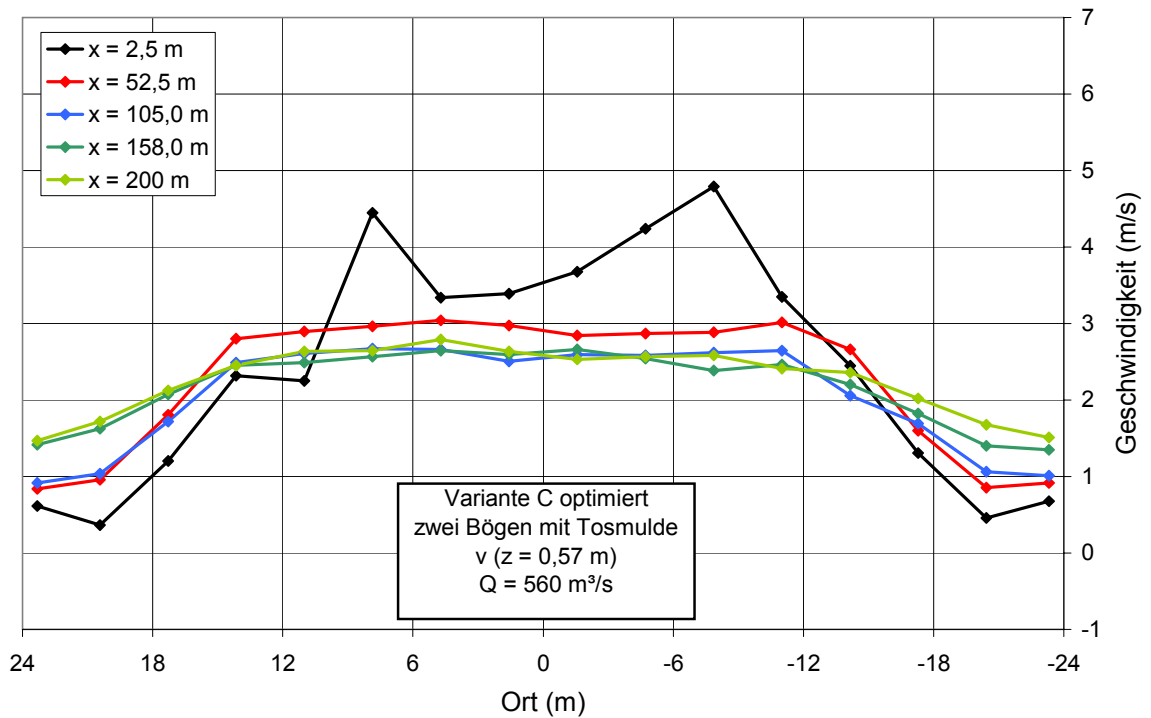
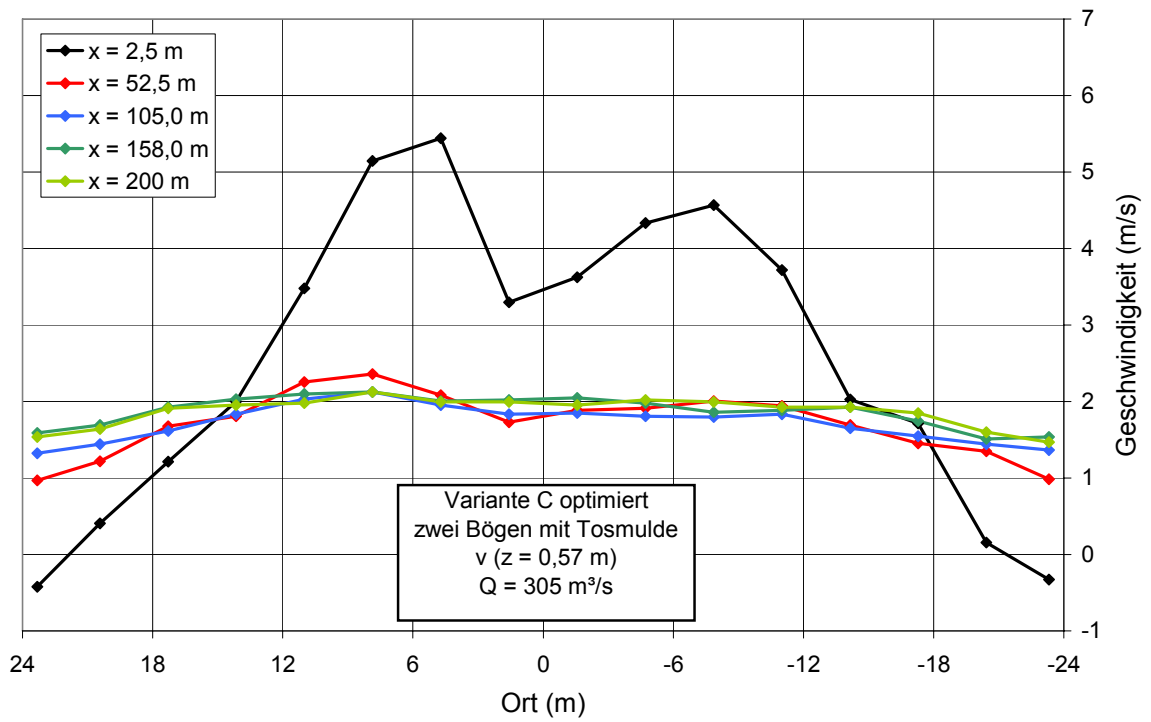


Abb. 6-31: Sohl nahe Fließgeschwindigkeiten bei der optimierten Variante C mit Steinschwellen

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 6-32: Strömung in der Tosmulde bei $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ - optimierte Variante C

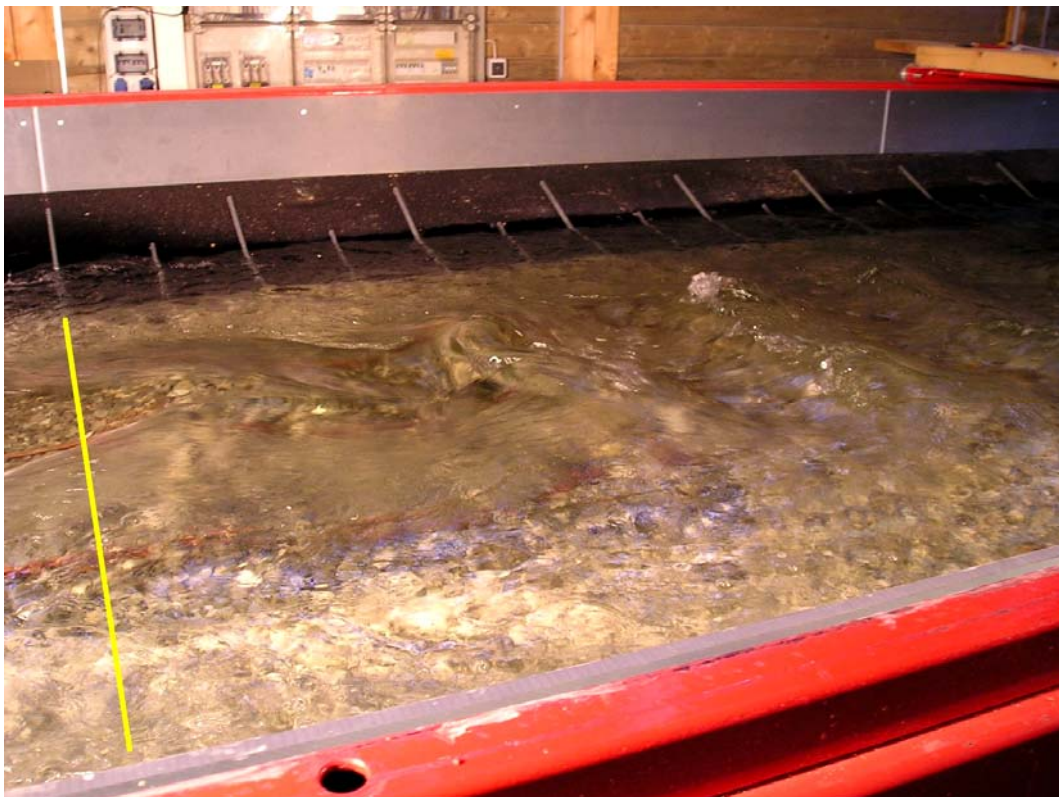


Abb. 6-33: Strömung in der Tosmulde und im Nachbett bei $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ - optimierte Variante C

6.4.3.5 Detailuntersuchung der optimierten Energieumwandlung mit der PIV-Methode

Messprinzip:

Die optimierte Variante C wurde anschließend im Detail weiter untersucht. Mit dem Flügel können nur mittlere Fließgeschwindigkeiten in Fließrichtung gemessen werden. Schwankungsgrößen und vertikale Geschwindigkeitskomponenten werden nicht erfasst. Eine Aussage über den Grad der Turbulenz und dessen Veränderung in Fließrichtung ist nicht möglich.

Eine Möglichkeit zeitlich und örtlich aufgelöste Geschwindigkeitsvektoren zu erhalten, bietet die PIV-Methode. Die **Particle Image Velocimetry** - Methode nutzt zwei zeitlich versetzt aufgenommene Strömungsaufnahmen und errechnet aus den Doppelbildern der fotografierten Partikel mithilfe der Autokreuzkorrelation örtlich aufgelöste Geschwindigkeitsvektoren.

Die Versuchsrinne wurde beim Bau für Messungen mit der PIV-Methode konzipiert. Die PIV-Messeinrichtung (Abb. 6-34) besteht im Wesentlichen aus einem Lasersystem, das durch Umlenkspiegel und Lichtschnittoptik gebündelt eine Messebene in der Strömung beleuchtet. Senkrecht zur beleuchteten Messebene registriert eine CCD-Kamera das von den Partikeln reflektierte Licht. Eine Rechneinheit ermittelt anschließend die ebene Geschwindigkeitsverteilung (für Details siehe Raffel et al. (1998)).

Im konkreten Fall befinden sich auf der orographisch rechten Hälfte der Flusssohle in Längsrichtung verlaufend acht schmale Acrylgasstreifen (Abb. 6-35). Der Laser kann durch diese hindurch Partikel in der jeweiligen x-z Strömungsebene beleuchten. Von der Seite nimmt die aufgestellte CCD-Kamera durch die durchsichtige Uferböschung die Partikelbilder auf.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 6-34: PIV-Messeinrichtung

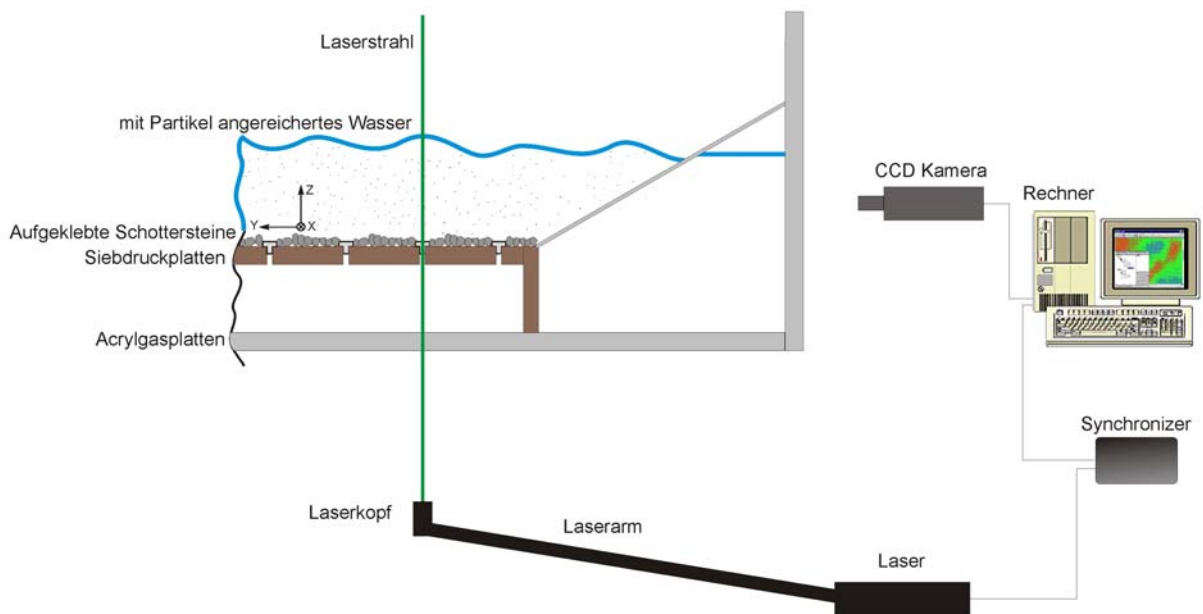


Abb. 6-35: Messung der x-z-Geschwindigkeitsebene im Modell

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Der Vorteil der PIV-Methode liegt in der zeitlich und örtlich aufgelösten Ermittlung der Geschwindigkeitsvektoren. Man erhält detaillierte Informationen zu den Schwankungsgrößen der Geschwindigkeit in der beobachteten Messebene, indem über eine längere Zeit Partikelbilder ausgewertet werden. Ein Nachteil liegt im zeitlich hohen Aufwand bei der Bedienung und der hohen Empfindlichkeit der Messtechnik auf äußere Einflüsse.

Für die optimierte Variante C der Tosmulde bei der V-Rampe km 13,8 wurden in je 350 Doppelbildern an drei Querschnitten mit einer Frequenz von 2,5 Hz acht über den Querschnitt verteilte Ebenen gemessen. Gemessen wurden die Querschnitte 1,5, 1,75 und 4,5 (Abb. 6-36). Die beiden erstgenannten Querschnitte befinden sich direkt unterstrom des Endes der Tosmulde nach einer Nachbettlänge von 25 m bzw. 37 m. Der Querschnitt 4,5 ist umgerechnet rund 175 m unterhalb der Tosmulde positioniert.

Aufgrund technischer Probleme konnte die Messung weiterer Querschnitte nicht realisiert werden.

Turbulenzen

Mit dem PIV-System wurden mit einer Frequenz von 2,5 Hz für jede gemessene Ebene insgesamt 350 Doppelbilder angefertigt. Aus jedem Doppelbild erhält man ein hoch aufgelöstes momentanes Strömungsbild. Durch Analyse der zeitlich veränderlichen Geschwindigkeitsvektoren werden Informationen über die Turbulenz gewonnen. Im weiteren wird für die Bewertung der Turbulenz die turbulente Schubspannung verwendet:

$$\tau_t = -\rho \overline{v_x' v_z'} \quad \text{Gl. 10}$$

Hierzu wird das Produkt der zeitlichen Schwankungsgrößen der Fließgeschwindigkeiten in x und z-Richtung - v_x' und v_z' - gemittelt.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

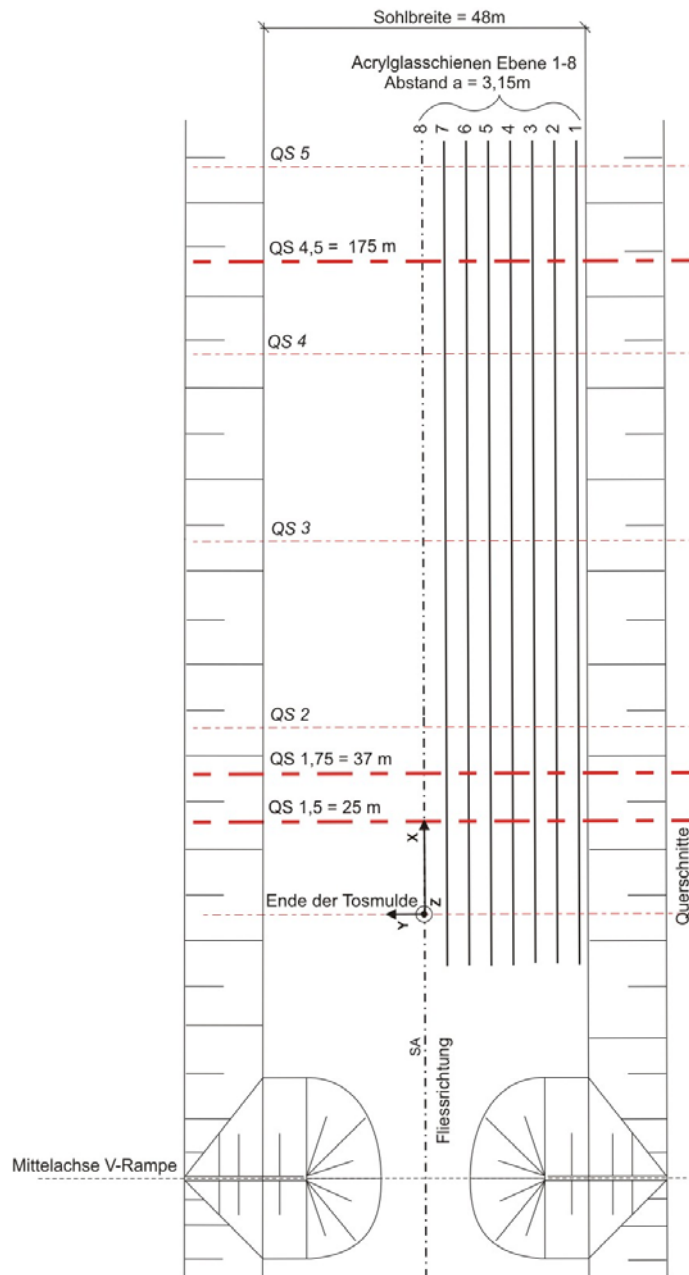


Abb. 6-36: Lage der Messebenen bei Messung der Fließgeschwindigkeiten mit dem PIV-System

Die turbulenten Schubspannungen werden im Folgenden vorzeichenneutral behandelt, d.h. es wird nicht nach der Richtung der Geschwindigkeitsabweichung unterschieden. Die sohnnahen turbulenten Schubspannungen in einer Höhe von umgerechnet rund 10 cm über der Sohle werden über die jeweilige Messebene gemittelt.

Q = 305 m³/s (Abb. 6-37):

Bei den beiden äußeren ufernahen Messebenen und bei der Messebene 8 in der Symmetrieachse sind die turbulenten Schubspannungen sehr gering. Nur die Messebene 6 weist beim QS 1,5 erhöhte turbulente Schubspannungen auf. Hier findet ein ausgeprägter Impulsaustausch zwischen dem mittigen Schussstrahl und dem im Uferbereich ruhenden

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Wasser statt. In Fließrichtung nehmen die Schubspannungen auf der kurzen Strecke bis zum QS 1,75 rasch ab. Beim QS 4,5, umgerechnet 175 m unterstrom der Tosmulde, sind bei allen 4 beobachteten Messebenen beinahe identische turbulente Schubspannungen vorhanden.

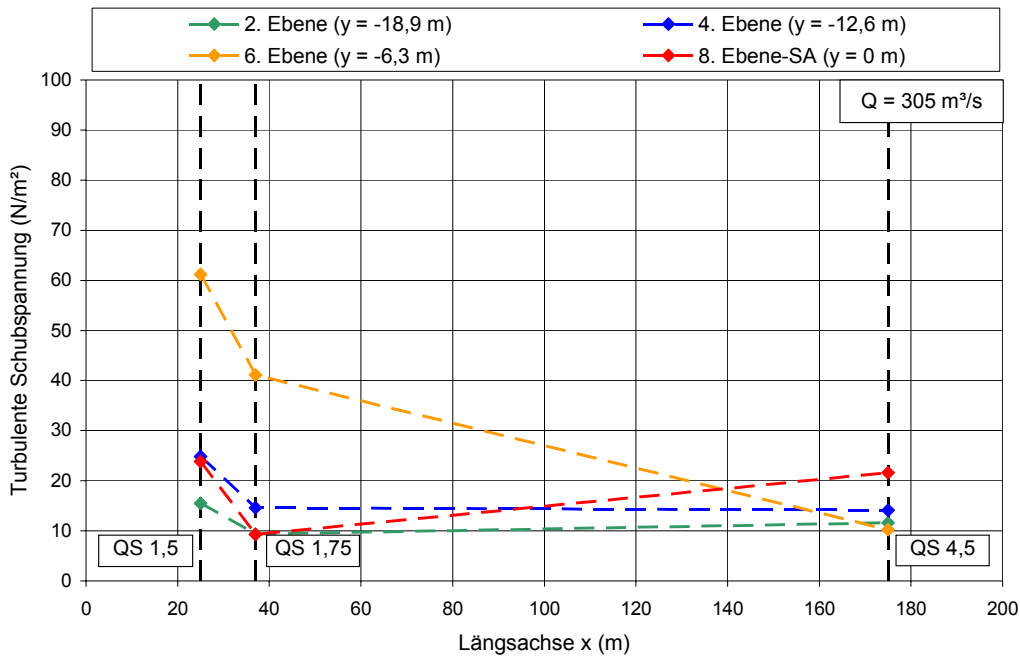


Abb. 6-37: Mittlere sohlnahe Turbulente Schubspannungen bei $Q = 305 \text{ m}^3/\text{s}$ - in Naturdaten

$Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ (Abb. 6-38):

In der Messebene 2 in Ufernähe sind geringe turbulente Schubspannungen vorhanden. Die maximalen turbulenten Schubspannungen treten nahe der Flussmitte in der Messebene 6 auf. Zwischen dem QS 1,5 und 1,75 erfolgt eine deutliche Abnahme der turbulenten Schubspannungen.

Es ist davon auszugehen, dass sich der Trend der Abnahme der turbulenten Schubspannung zwischen QS 1,5 und 1,75 im Unterwasser fortsetzt und sich die turbulenten Schubspannungen rasch verringern.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

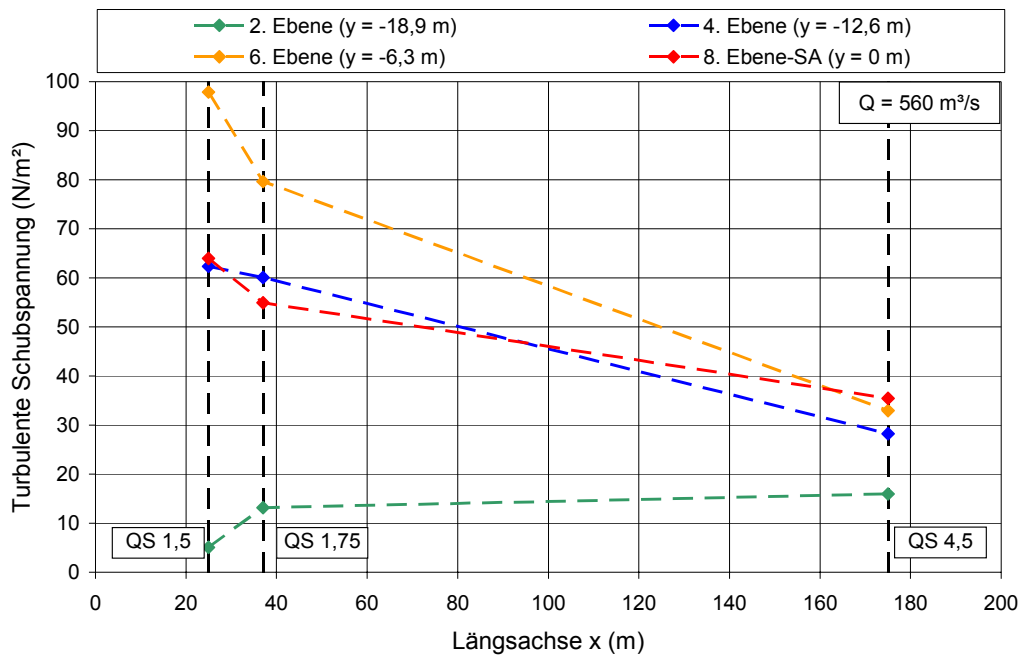


Abb. 6-38: Mittlere sohlennahe turbulente Schubspannungen bei $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ - in Naturdaten

6.4.3.6 Ausführungsvorschlag

Die optimierte Variante C wurde zur Ausführung vorgeschlagen (Abb. 6-39). Diese besteht aus zwei aus Steinblöcken zu errichtenden Bögen mit einer dazwischen angebrachten zwei Meter tiefen Tosmulde. Die Steinoberkante der Bögen liegt im Randbereich rund 50 bis 60 cm über der Sohle und im Innerebereich rund 100 cm über der Sohle. Das Nachbett im Anschluss an die Tosmulde sollte mindestens 75 m lang sein. Ein unterstrom anschließender Übergangsbereich von rund 25 m Länge auf die ursprüngliche Flusssohle bietet sich an. Da im Randbereich die turbulenten Schubspannungen relativ gering sind, könnte das Nachbett zum Randbereich hin mit kleineren Steinen belegt werden. Auch in Fließrichtung kann eine Abstufung der Belegungssteine erfolgen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

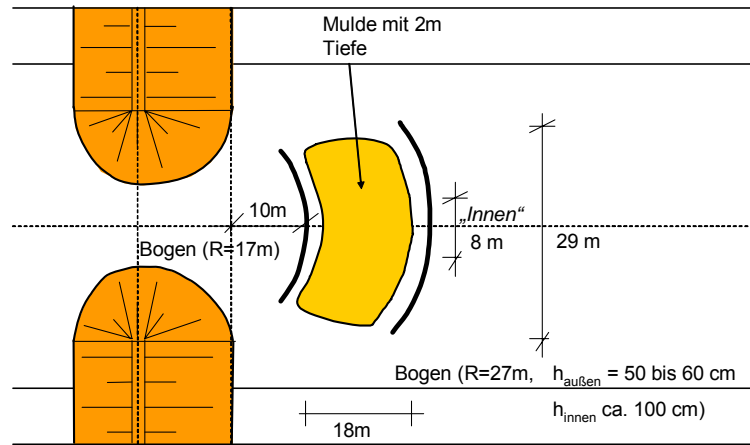


Abb. 6-39: Darstellung der optimierten Variante C

6.4.3.7 ADV-Messungen

Die Messungen mit dem PIV-System haben sich als zeitaufwändiger und komplizierter herausgestellt, wie im Vorfeld angenommen wurde. Insbesondere technische Probleme mit der Hardware haben die Messung weiterer Querschnitte verzögert.

Für die im Vorfeld optimierte Version der V-Rampe bei Fluss-km 13,8 an der Iller wurden deshalb ADV-Messungen durchgeführt.

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. 6-40 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.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

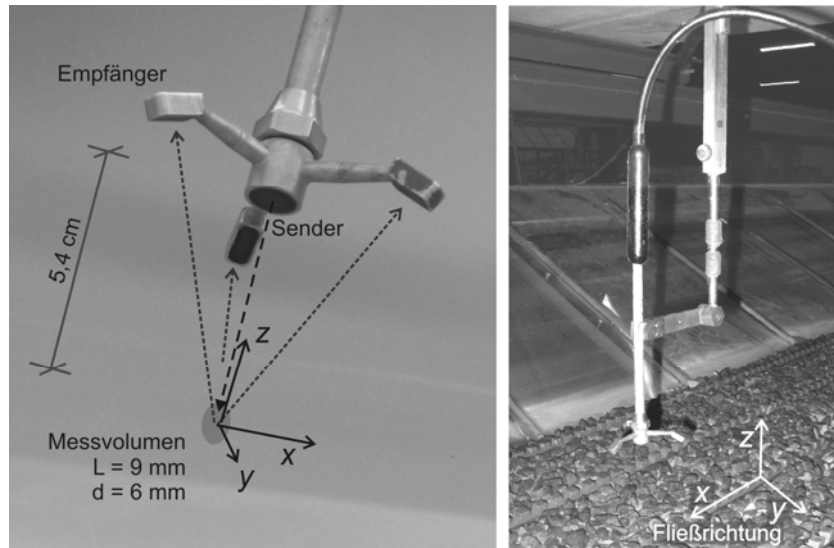


Abb. 6-40: ADV-Sonde

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 an der Versuchsanstalt Oberrach verendeten 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. 6-40 rechts) eine Mindestfließtiefe von etwa 7 cm. Mit der Sonde ist es möglich sohnnahe Geschwindigkeiten zu erfassen, mitunter störend wirkt dann das von der festen Berandung reflektierte Signal. Die Messfrequenz beträgt 25 Hz.

Als Bezugsniveau der hydraulischen Sohle wurde eine Höhe von $0,25 k$ (k : mittlere Rauheitserhebung) 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 Impulsreflektionen 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. 6-41). 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.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

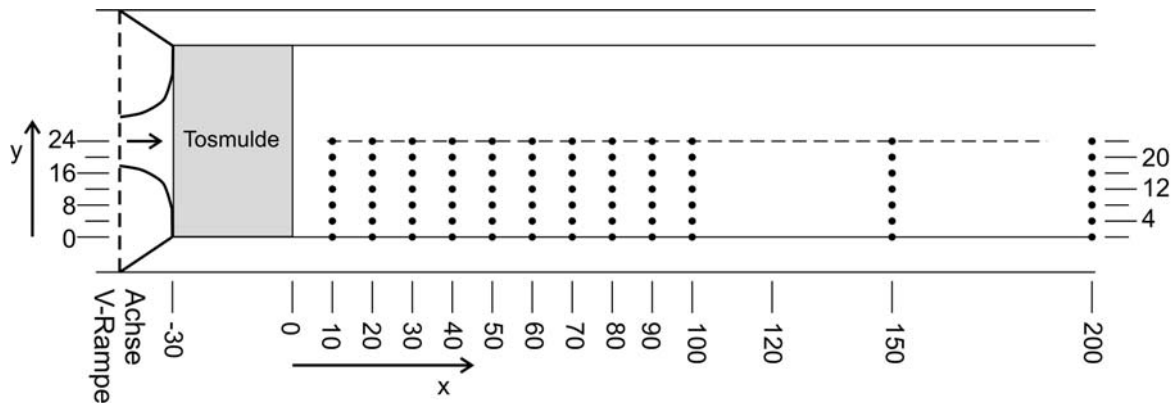


Abb. 6-41: Lage der Messpunkte - die Koordinaten wurden auf Naturwerte umgerechnet

Für einen Abfluss von unverändert $Q=560 \text{ m}^3/\text{s}$ wurde der Unterwasserstand bei $x = 220 \text{ m}$ entsprechend den Normalwasserverhältnissen mit $h_{\text{UW}} = 3,43 \text{ m}$ angesetzt. Vergleichend wurden folgende Varianten untersucht:

- 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. 6-39).
- T_C : V-Rampe mit zwei Bögen von je 0,5 bis 1,0 m Erhebung und einer dazwischen angeordneten 1 m tiefen Tosmulde.
- Vergleichend wurde der ungestörte Zustand ohne V-Rampe aufgemessen.

Im Folgenden werden die Geschwindigkeitskomponenten in x, y und z Richtung mit u, v und w bezeichnet. Zur Auswertung werden die folgenden Parameter herangezogen:

- Die mittlere Fließgeschwindigkeit \bar{u} in x-Richtung.
- Die maximal zu erwartende Fließgeschwindigkeit wird mit Hilfe der Standardabweichung σ und der Beziehung $u_{\text{max}} = \bar{u} + 3 \cdot \sigma$ abgeschätzt. Bei einer Normalverteilung der Schwankungsgröße u' um den Mittelwert \bar{u} wären 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 $\tau_{xy} = -\rho \cdot \overline{u'w'}$. 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 $\tau_{xy} = -\rho \cdot \overline{u'v'}$ sorgt für einen Impulsaustausch quer zur Strahlachse. In der rechten Versuchshälfte sind vom Vorzeichen hauptsächlich positive τ_{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.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

- Die kinetische Energie $e_{kin,turb} = \frac{1}{2}(\overline{u^2} + \overline{v^2} + \overline{w^2})$.
- Die turbulente kinetische Energie $e_{kin,turb} = \frac{1}{2}(\overline{u'^2} + \overline{v'^2} + \overline{w'^2})$.

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.

In Abb. 6-42 sind die mittlere Fließgeschwindigkeit \overline{u} und die turbulente Schubspannung τ_{xy} in der Draufsicht dargestellt. Der mittlere Wert jeder Farbklasse ist zusätzlich mit einer gestrichelten Linie markiert. Aus dieser flächigen Darstellung können die auf Naturwerte umgerechneten Parameter in ihrer Größenordnung abgelesen werden.

Zusätzlich wurden vergleichende Diagramme erstellt, in denen die Abweichung des jeweiligen Parameters von den ungestörten Verhältnissen in der Iller ohne V-Rampe dargestellt sind (Abb. 6-43). Es wurde hierzu jeweils der maximale Wert je Querschnitt verwendet. Die Abweichung Δ ergibt sich zu

$$\Delta = \frac{P_T - P_{ungestoert}}{P_{ungestoert}}$$

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

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 τ_{xz} um rund 60 % überschritten.

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

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Auffallend ist die nur geringfügige Strahlaufweitung in Fließrichtung. Rund 50 % der gemessenen Breite weist bis zum unterstromigen Ende der Versuchsrinne Geschwindigkeiten größer den 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 τ_{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 τ_{xz} werden ebenfalls verringert, allerdings in geringem 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.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

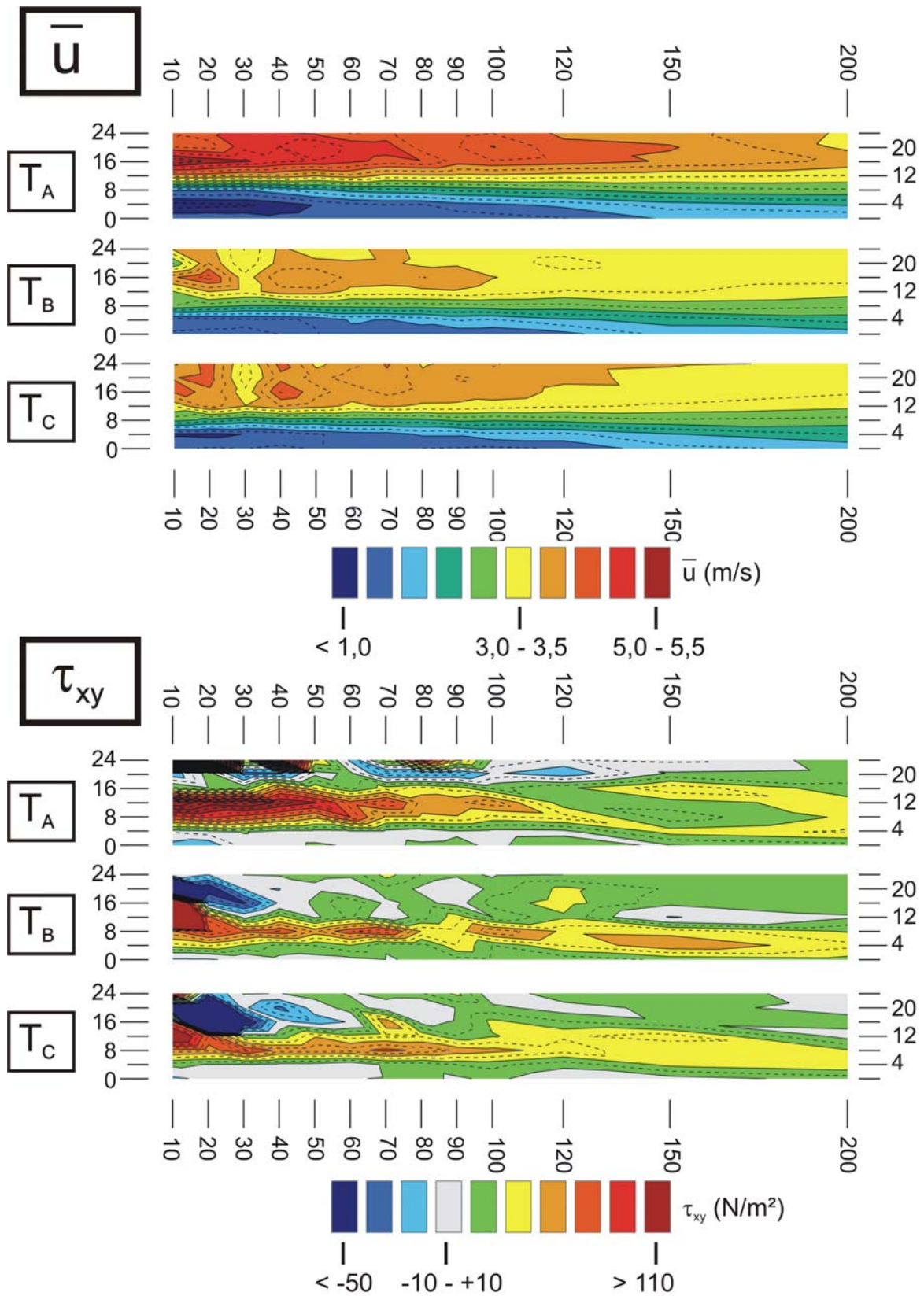


Abb. 6-42: Gegenüberstellung der mittleren Fließgeschwindigkeit \bar{u} und der turbulenten Schubspannung τ_{xy} bei den Varianten T_A , T_B und T_C

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

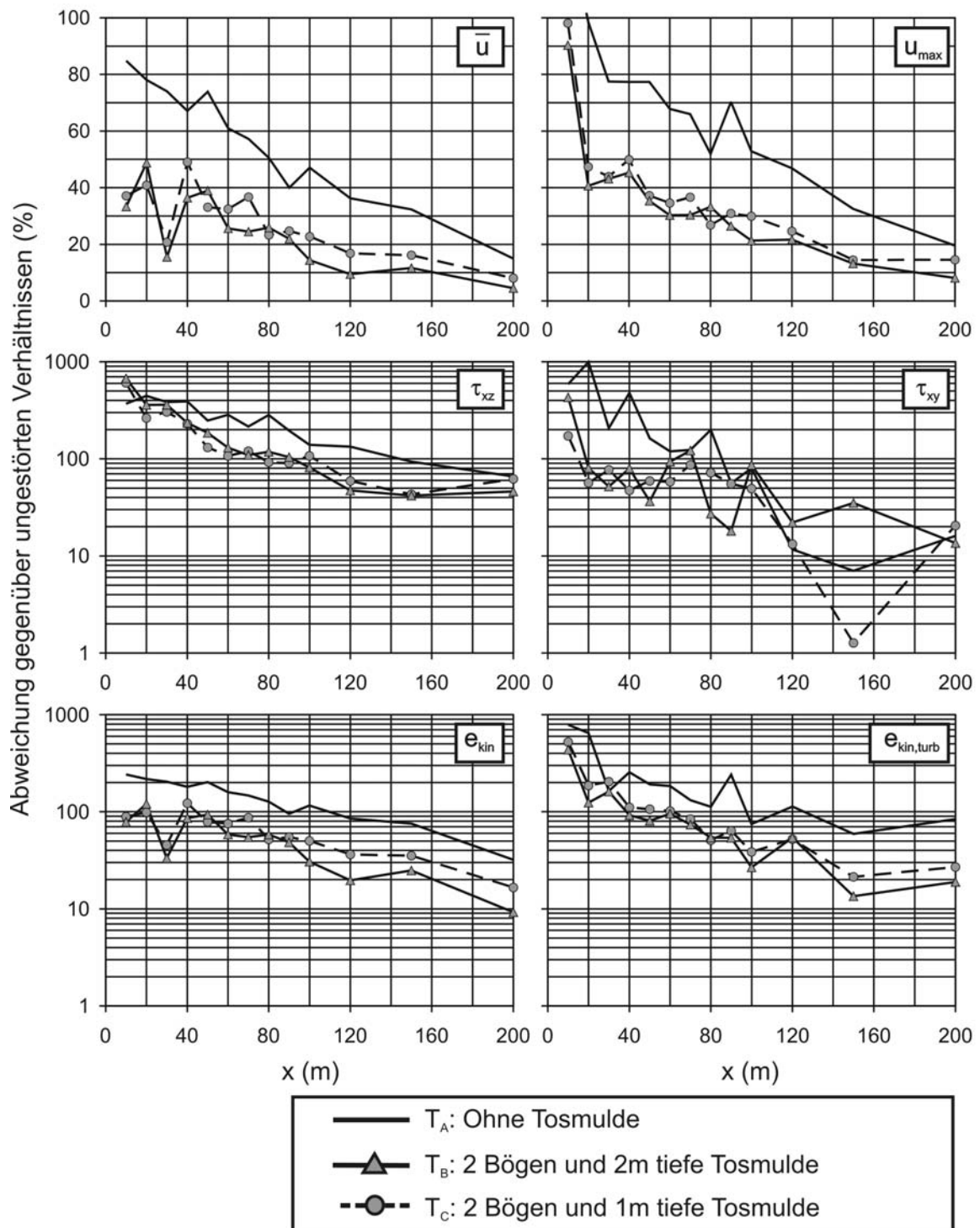


Abb. 6-43: Abweichung der Parameter von den ungestörten Verhältnissen im Fluss bei den Varianten T_A , T_B und T_C

6.5 Konstruktion und Stabilität

Vor einer Stabilitätsbemessung muss neben der Bestimmung maßgebender Abflüsse und deren Jährlichkeiten eine hydraulische Berechnung erfolgen, um bei Ausuferung eines Abflussanteils ins Vorland den die V-Rampe belastenden Abflussanteil zu ermitteln. Als Eingangsgrößen werden anschließend der spezifische Abfluss über die Seitenstrukturen und der Abfluss durch die Öffnung benötigt.

Folgend wird eine naturnahe Errichtung des Bauwerks unter Verwendung von Steinen bzw. Blöcken in gesetzter Bauweise betrachtet.

6.5.1 Belastungsbereiche

Bei den betrachteten V-Rampen mit zwei seitlich angeordneten Seitenstrukturen lassen sich nach Hydraulik und Formgebung verschiedene Belastungsbereiche definieren (Abb. 6-44).

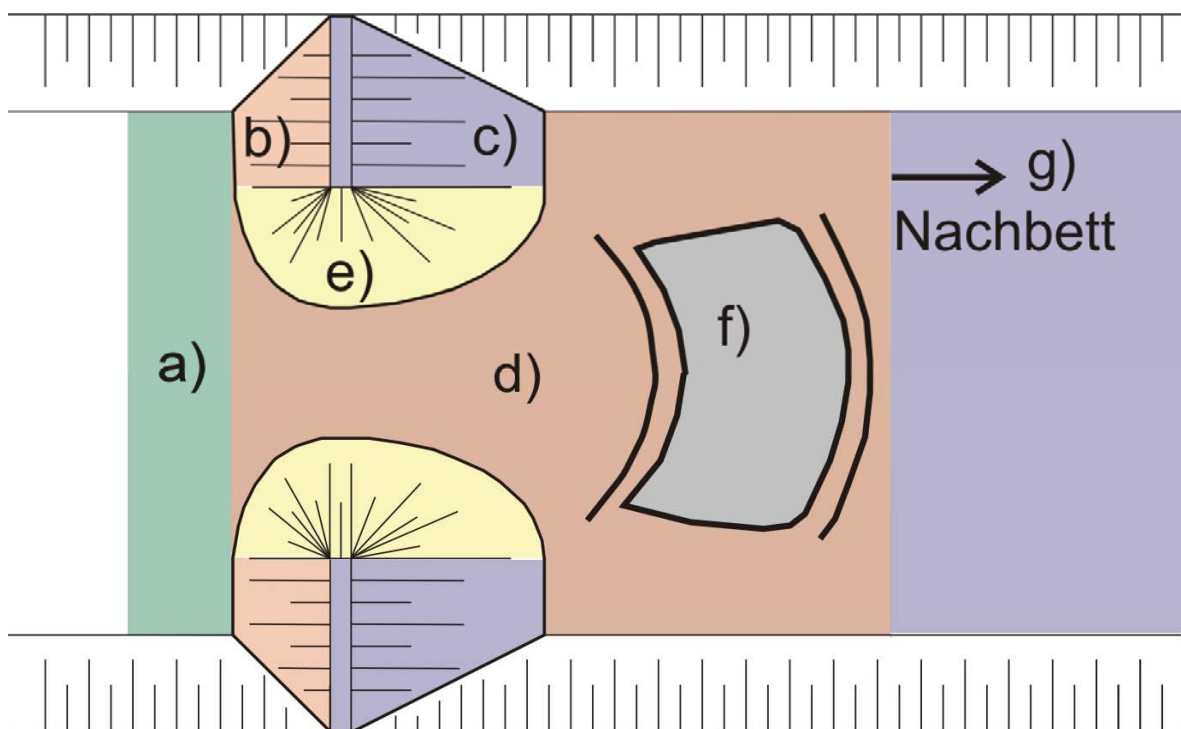


Abb. 6-44: Belastungsbereiche einer V-Rampe aus zwei Seitenstrukturen bestehend

6.5.2 Vorbett - a)

Eine wesentliche Absenkung des Wasserspiegels und Strömungsbeschleunigung findet erst bei Beginn der Querschnittsverengung durch die Seitenstrukturen statt. Das davor liegende Vorbett, das einen Übergang von der natürlichen Flusssohle auf das eigentliche Bauwerk darstellt, wird äußerst gering belastet und kann dementsprechend schwach dimensioniert werden. Aus konstruktiven Gründen empfiehlt sich eine Belegung mit kleinen Wasserbausteinen auf einer Länge wenigen Metern im Oberwasser.

6.5.3 Angeströmte Seite der Seitenstrukturen - b)

Die Seitenstrukturen werden auf der Strömung zugewandten Seite nicht maßgeblich von der Strömung belastet. Eine Neigung von 1:2 bis 1:2,5 ist für die Stabilität ausreichend. Die Belegung ist konstruktiv zu wählen und kann mit kleineren Steinen im mehrlagigen Steinwurf ausgeführt werden. Auf einen stabilen Anschluss des massiven Steinsatzes im Bereich c) unterhalb der Oberkante der Seitenstrukturen ist zu achten. Da die Ausführung eines Übergangsbereichs von flexiblem Steinwurf zu starrem Steinsatz mit Schwierigkeiten verbunden ist, wird auf der sicheren Seite liegend empfohlen, den Bereich b) analog zum Bereich c) auszuführen.

6.5.4 Rücken der Seitenstrukturen - c)

Prinzipiell sind die Seitenstrukturen im Fall der Überströmung mit relativ steilen konventionellen Rampen vergleichbar. Ein Vergleich der existierenden Bemessungsansätze zur Berechnung der Stabilität geschütteter oder gesetzter - konventioneller - Rampen findet sich in Vogel (2003). Ebenso wie Vogel empfiehlt Hassinger (1991) den Ansatz von Whittaker & Jäggi (1986) zur Berechnung ebener Rampen. Zwischen Steinsatz und Steinwurf wird bei diesem Ansatz nicht differenziert. Die Formel von Whittaker & Jäggi (Gl. 11) ist gültig für Längsgefälle von $J = 1:4$ bis $1:20$.

$$q_{cr} = 0,257 \sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}} \sqrt{g \cdot D_{65}^3} \cdot J^{-1,167}$$

Gl. 11

$D_{65} = D/1,06$ mit D_{65} : Durchmesser mit 65 % Siebdurchgang und D : äquivalenter Durchmesser einer Kugel.

Dornack (2001) befasst sich mit überströmbaren Dämmen und gibt für ein Längsgefälle von 1:1,5 bis 1:10 folgende Bemessungsformel an:

$$q_{cr} = \left(\frac{4}{3} \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cos \alpha (3,6856 + 0,9876 \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_w} (3,8637 f_1 \cdot f_3 - 1) \tan \alpha)^{5/4} \cdot \frac{g^{5/4} D^{3/2}}{A_d^{3/2} \sin \alpha^{3/4}} \right) \quad \text{Gl. 12}$$

$f_1 = 1,0$ und $f_3 = 1,25$ (Beiwerte zur Bestimmung der Reibungskraft), $A_d = 21,4 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ (Beiwert im Reibungsansatz von Strickler), α Sohlneigungswinkel

Um die Gültigkeit der beiden angegebenen Bemessungsformeln für steile Gefälle zu überprüfen, wurden an der VAO zusätzlich physikalische Modellversuche unter Variation des Längsgefälles von 1:3 bis 1:7 und Verwendung zweier unterschiedlicher Materialien an einem ebenen Deckwerk in lockerer Bauweise durchgeführt. Das Material wurde mehrlagig als Steinwurf eingebracht. Die Versuchsrinne ist 52,5 cm breit und insgesamt sieben Meter lang. Die Materialkenngrößen des Belegungsmaterials sind in Tab. 1 angegeben. Der Unterwasserstand war jeweils sehr niedrig, so dass das Versagen bei Normalwasserhältnissen im Schießen eintrat.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Die gemessene kritische Belastung q_{cr} (l/sm) wurde mit den Ansätzen von Whittaker & Jäggi und Dornack verglichen (Abb. 6-47). Auf der sicheren Seite liegend kann der Ansatz von Whittaker & Jäggi im weiteren zur Dimensionierung verwendet werden. Zu beachten ist, dass die angegebenen Formeln für den Ort der maximalen Belastung gelten, d.h. wenn Normalwasserverhältnisse im Schießen eintreten. Sollte der Rücken der Seitenstrukturen nicht lang genug oder der Unterwasserstand so hoch sein, dass dieser Zustand nicht eintritt, so kann die Belastung dementsprechend abgemindert werden. Eine Möglichkeit wäre, das maximale Energieliniengefälle und die dortige Fließtiefe zu ermitteln und die Belastung auf einen verringerten Bemessungsabfluss umzurechnen.

| | mittlerer äquivalenter Korndurchmesser D (mm) | Standardabweichung σ_D (mm) | Dichte ρ (g/cm ³) |
|------------------------|---|------------------------------------|------------------------------------|
| Material A (Abb. 6-45) | 13,7 | 1,6 | 2,54 |
| Material B (Abb. 6-46) | 19,6 | 2,3 | 2,6 |

Tab. 1: Materialkenngrößen des Belegungsmaterials

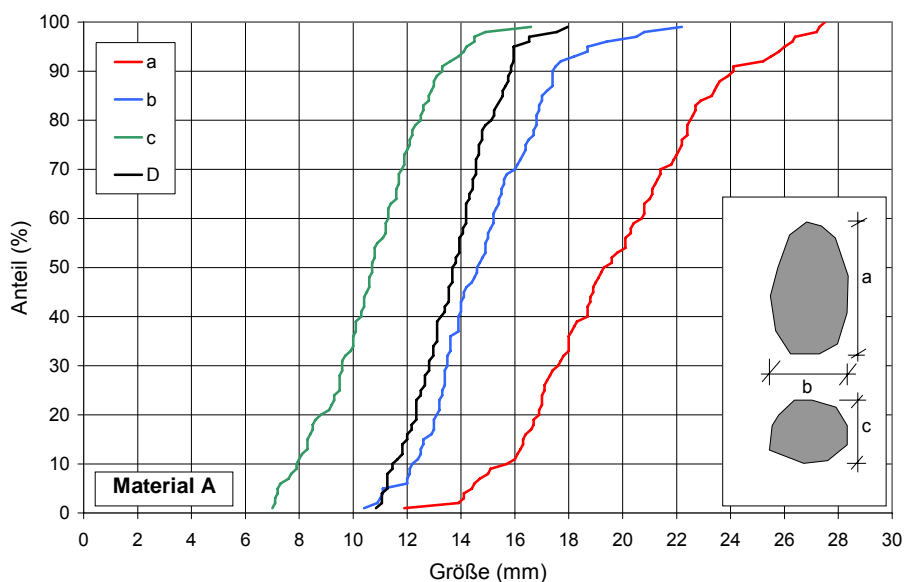


Abb. 6-45: Korngrößen des Materials A

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

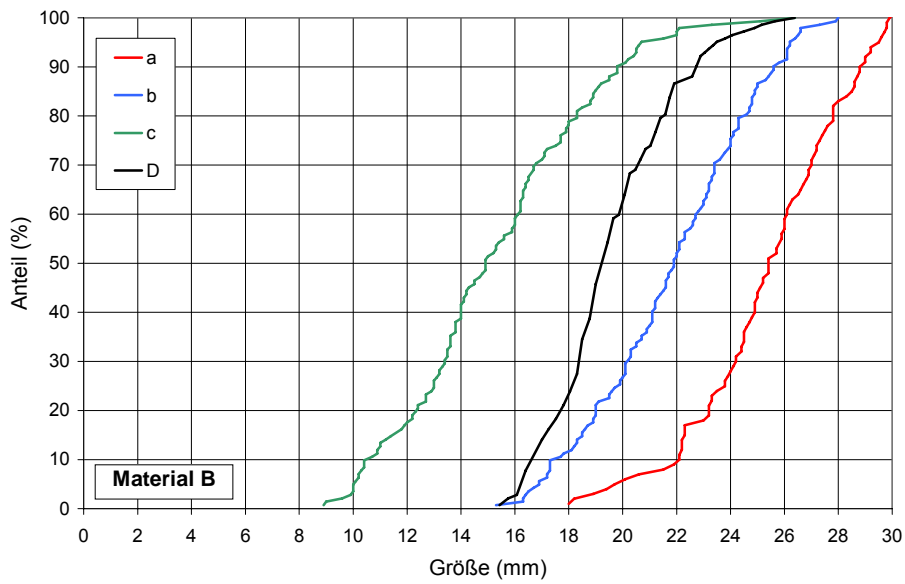


Abb. 6-46: Korngrößen des Materials B

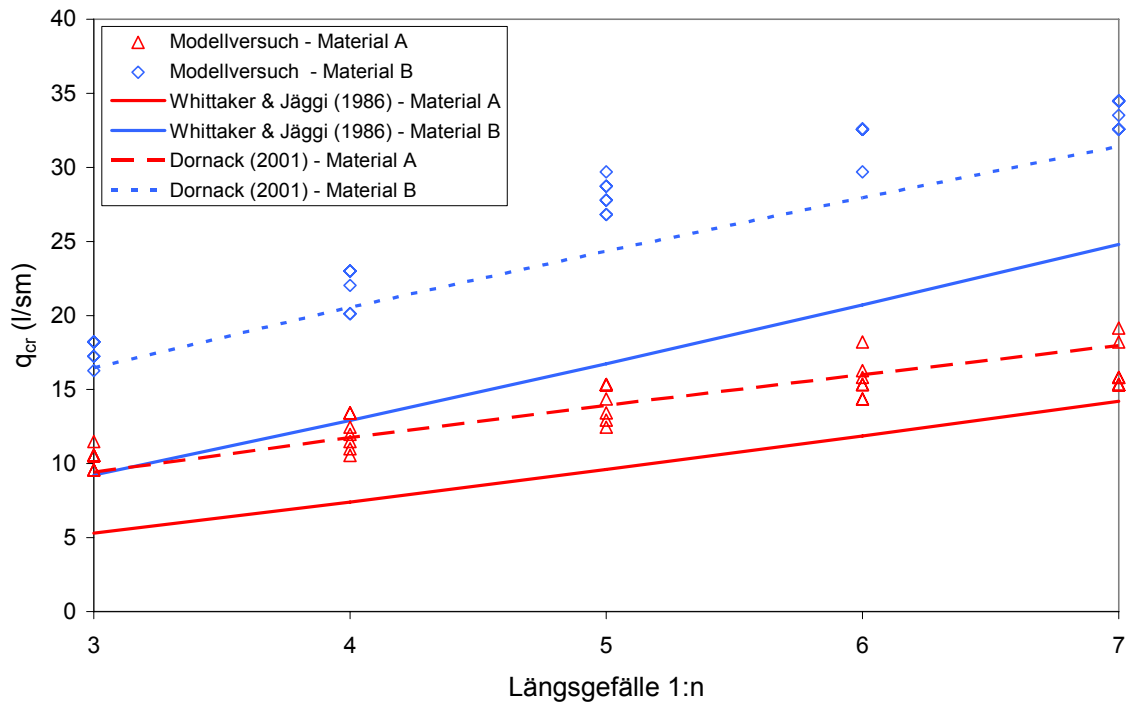


Abb. 6-47: Vergleich der im Modellversuch gemessenen kritischen Belastung mit den Ansätzen nach Whittaker & Jäggi (1986) und Dornack (2001) - ohne Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten

6.5.5 Öffnung - d)

Im Bereich der Öffnung wird die Strömung beschleunigt. Zur Abschätzung der erforderlichen Steingrößen kann in Analogie die Dimensionierung einer flach geneigten Rampe betrachtet werden. Abt und Johnson (1991) (Gl. 13) geben einen Bemessungsansatz für überströmbare Dämme an. Diese Formel besitzt auch für sehr flache Neigungen von bis zu $J=1:100$ Gültigkeit. Da bei einer V-Rampe im Bereich der Öffnung gerade ein Fließwechsel eintritt, allerdings ohne signifikant weitere Beschleunigung der Strömung im Unterwasser, wird im Vergleich zu einer flach geneigten Rampe die Belastung der Öffnung tendenziell niedriger ausfallen. Die Anwendung dieser Formel liegt somit auf der sicheren Seite.

$$q_{cr} = \frac{1}{1,35} 3,416 \cdot d_s^{1,768} J^{-0,768}$$

Gl. 13

6.5.6 Öffnungswandung - e)

Für den Bereich der zur Öffnung hin geneigten Seitenstrukturen existieren bislang keine Ansätze. Im Rahmen einer Diplomarbeit wurden 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. 6-48).

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. Die Seitenstruktur wurde ober- und unterwasserseitig mit einer Neigung von $1:3$ und befestigt aufgebaut. Die Stabilität des Rückens der Seitenstruktur war nicht Bestandteil dieser Untersuchungen. Hinsichtlich der Form der Seitenstrukturen wurden eine scharfkantige und eine ausgerundete Variante verglichen.

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 bei Versagen die Seitenstrukturen noch nicht überströmt.

Bei einer Ausführung der Öffnungswandung in Steinwurf ist die Abgrenzung zwischen vereinzelt 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.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Die kritische Belastung Q_{krit} nimmt mit zunehmender Öffnungsweite b_{of} und abnehmender Neigung 1:m zu. Innerhalb der drei Wiederholungen wurde eine gute Reproduzierbarkeit der Ergebnisse festgestellt. Die Schwankung der kritischen Belastung liegt im Bereich von $\pm 13 \%$.

Da der Wert der kritischen Belastung Q_{krit} mit von der Öffnungsweite abhängt, wird im Folgenden der die Öffnungswandung belastende Anteil berechnet. Unter der Voraussetzung, dass die Seitenstrukturen noch nicht überströmt werden, wird ein rechnerisch leicht zu erfassender fiktiver Abflussanteil Q_{krit}^* über der Öffnungswandung bei Versagen definiert (Abb. 6-49). Bei den Versuchen hat sich gezeigt, dass die kritische Belastung Q_{krit}^* nicht signifikant von der Öffnungsweite abhängt (Abb. 6-50).

Für die durchgeführten Versuche kann von den Gesetzmäßigkeiten eines Froude-Modells ausgegangen werden. Signifikante Zähigkeitseinflüsse können aufgrund der großen Fließgeschwindigkeiten und relativ großen Korndurchmesser ausgeschlossen werden. Daraus folgt, dass theoretisch unter Annahme beliebiger Maßstabszahlen die Versuchsergebnisse über $d_{s,Natur} = d_{s,Modell} \cdot \lambda$ und $Q_{krit,Natur}^* = Q_{krit,Modell}^* \cdot \lambda^{5/2}$ in Naturwerte umgerechnet werden können (Abb. 6-51).

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. Klar erkennbar ist allerdings die große Stabilität des geschütteten Deckwerks, selbst bei steil ausgeführten Neigungen.

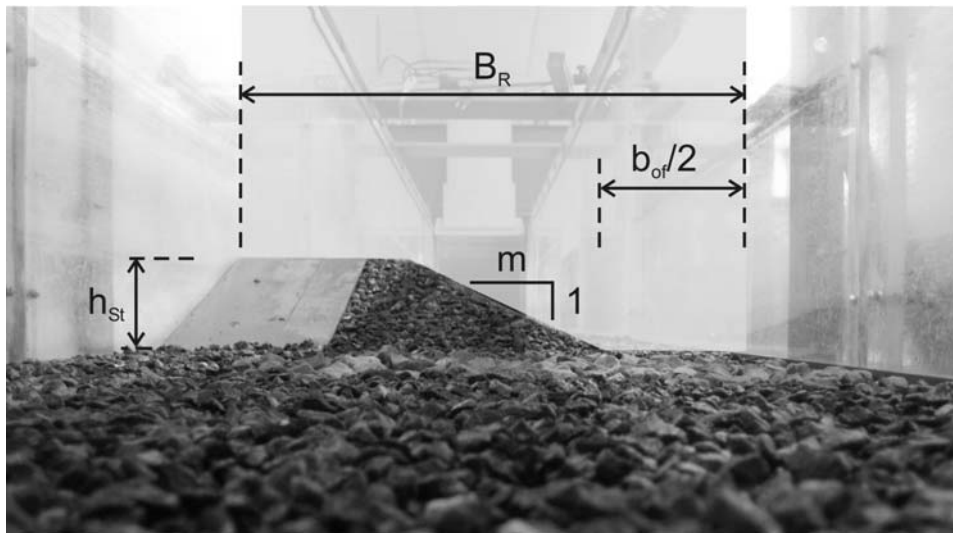


Abb. 6-48: Modellversuche zur Bestimmung der kritischen Belastung im Bereich der Öffnungswandung

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

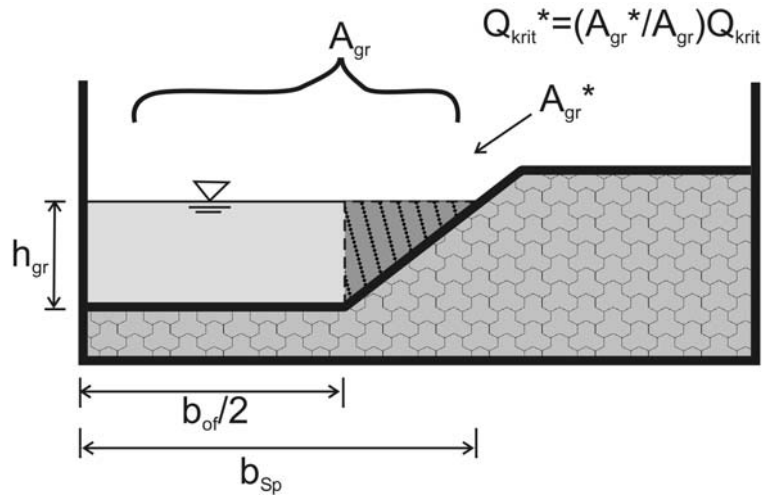


Abb. 6-49: Definition des die Öffnungswandung belastenden Abflussanteils Q^*

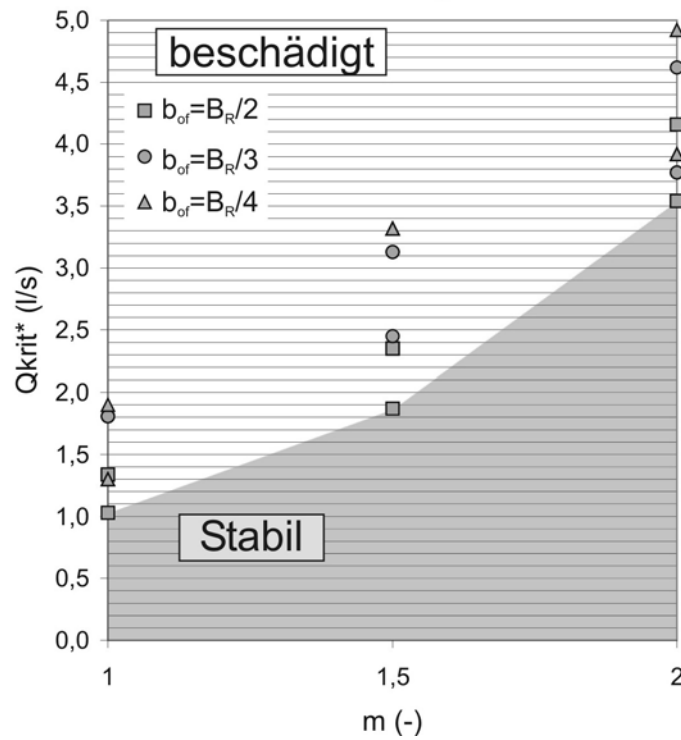


Abb. 6-50: Kritische Belastung in Abhängigkeit von der Neigung der Öffnungswandung im Modellversuch

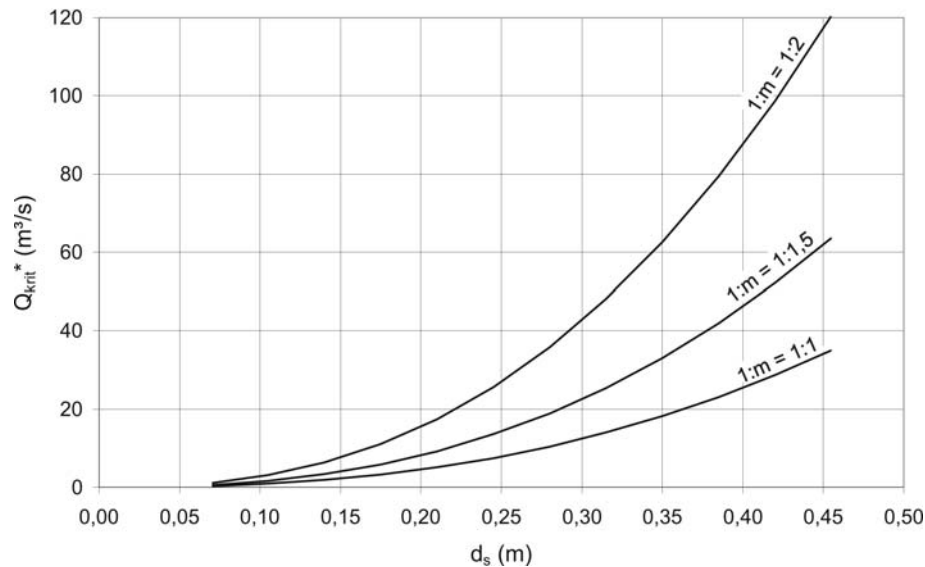


Abb. 6-51: Erforderliche Steingrößen im Bereich der Öffnungswandung

6.5.7 Modellversuch zur Überprüfung der Stabilität (Bereiche d und e) der geplanten V-Rampe an der Iller bei Fkm 13,8

In einer sieben Meter langen und 52,5 cm breiten Messrinne wurde ein Halbmodell im geometrischen Maßstab $M = 1 : 40$ erstellt. In diesem Versuch wurde die Stabilität der Öffnung der bei Fluss-km 13,8 an der Unteren Iller geplanten V-Rampe untersucht (Abb. 6-52 und Abb. 6-53). Abgebildet wurde die halbe Öffnung, ein Teil der angrenzenden Seitenstruktur und der Unterwasserbereich. Der Bemessungsabflussanteil im Bereich der Öffnung beträgt beim HQ (1999) $Q_{of} = 566 \text{ m}^3/\text{s}$. Entsprechend ist der Abfluss, der im Bemessungsfall schadlos über das Halbmodell abgeführt werden muss:

$$Q^* = Q_{of} \frac{1}{2} + q_{st} \cdot 4m = \frac{566 \text{ m}^3/\text{s}}{2} + 3,43 \frac{\text{m}^3}{\text{sm}} \cdot 4m = 296,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

mit q_{st} : spezifischer Abfluss über den Rücken der Seitenstrukturen.

Im physikalischen Modell mit einem geometrischen Maßstab $M = 1 : 40$ entspricht dies einem Modellabfluss von:

$$Q_{\text{Halbmodell}} = \frac{Q^*}{40^{5/2}} = 29,3 \text{ l/s}$$

Im Modellversuch wurde die abgebildete Seitenstruktur, die Flusssohle im Bereich der Öffnung und eine Länge von 15 cm ($=6 \text{ m}$) ober- und unterstrom der Seitenstruktur im einlagigen Steinsatz errichtet. Die Belegungsdichte beträgt auf Naturmaße umgerechnet 2 Steine $/\text{m}^2$. Der unterstromige Bereich wurde mehrlagig im Steinwurf erstellt. Verwendet wurde hierfür Schotter mit einem mittleren äquivalenten Kugeldurchmesser $D = 19,6 \text{ mm}$ (Abb. 6-46) - dies entspricht in Natur Blöcken mit einem Kugeldurchmesser $D \approx 80 \text{ cm}$ und einer Steinmasse von 710 kg. Der einlagige Steinsatz wurde auf einer Filterschicht aus scharfkantigem Kies mit einer Körnung von 2 bis 5 mm aufgebaut (Abb. 6-54) - in

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Natur entspricht dies Steinen mit einer Größe von 8 bis 20 cm. Das Größenverhältnis der Deckwerksteine zum Filtermaterial beträgt $\frac{1}{4} \div \frac{1}{10}$.

Die Deckwerksteine wurden sorgfältig mit der längsten Seite in der Vertikalen mit einem guten kraftschlüssigen Verbund im Deckwerk eingebaut (Abb. 6-55).

Der Unterwasserstand ist maßgebend für die maximal auftretende Belastung. Auf der sicheren Seite liegend wurde der Unterwasserstand mittels der Fließformel von Manning-Strickler für eine Sohlbreite von 80 m, wie er sich nach einer möglicherweise zukünftigen eigendynamischen Aufweitung einstellen könnte, ermittelt.

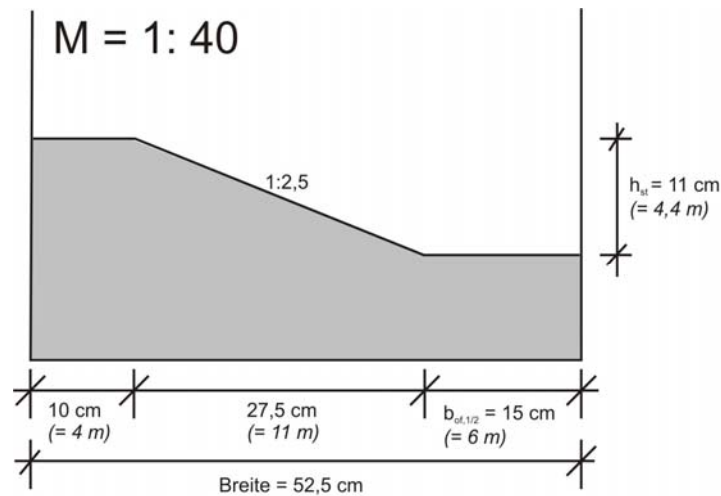


Abb. 6-52: Abmessungen des Halbmodells im Maßstab M = 1:40 - Querschnitt

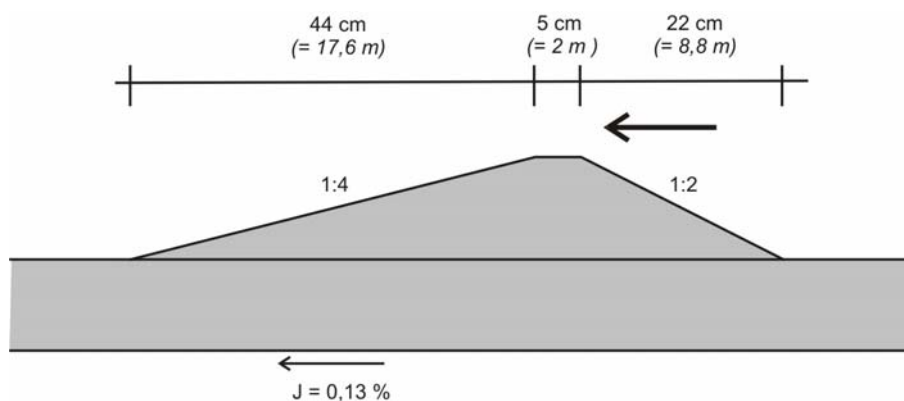


Abb. 6-53: Abmessungen des Halbmodells im Maßstab M = 1:40 - Längsschnitt

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 6-54: Erstellung der Seitenstrukturen in Steinsatz (Bauzustand)



Abb. 6-55: fertig gestellter Steinsatz im Modellversuch - Draufsicht auf die Seitenstruktur

Bei der Versuchsdurchführung wurde ausgehend von $Q_{\text{Halbmodell}} = 20 \text{ l/s}$ sukzessive der Abfluss in Schritten von 5 l/s erhöht. Bei jeder Belastungsstufe wurde der Unterwasserstand gemäß Normalwasserverhältnissen eingestellt und der Versuch mindestens 20 Minuten konstant belastet.

Der Versuch wurde insgesamt fünf mal durchgeführt. Die Konstruktion war bei jeder Belastung, auch bei einem im Modell eingestellten Spitzenabfluss von 90 l/s (Abb. 6-56), über einen längeren Zeitraum stabil. Höhere Abflüsse wurden nicht untersucht.

Umgerechnet auf Natur entspricht dieser Abfluss einem Wert von $Q^*_{\text{stabil}} = 910,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Die vorhandene Belastung übersteigt damit die zu dimensionierende Belastung ($Q^* = 297 \text{ m}^3/\text{s}$) um den Faktor $\eta = 3,07$.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 6-56: $Q_{\text{Halbmodell}} = 90 \text{ l/s}$ entspricht $Q' = 910,7 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $\frac{Q'}{Q^*} = 3,07$

Die Ausführung als Steinsatz ist im Gegensatz zum Steinwurf als unflexibles und starres Element zu bezeichnen. Schwachstellen im Deckwerk können nicht durch Anpassung einzelner Steine ausgeglichen werden. Um die Anfälligkeit des untersuchten Deckwerks auf Ausführungsfehler zu überprüfen, wurden deshalb an insgesamt acht Stellen im Steinsatz je zwei beieinander liegende Steine entfernt (gelb markiert in Abb. 6-57 und Abb. 6-58). Der Versuch wurde identisch zur obigen Beschreibung durchgeführt.

Auch beim "geschädigten" Steinsatz ist eine hohe Stabilität zu beobachten. Nach fünfmaliger Durchführung war ein Versagen erst bei einem Abfluss von je 90 l/s festzustellen. Die höchste Belastung liegt im unterstromigen Bereich der Öffnung. Das Versagen tritt hier nach einer längeren Belastungsphase ein. Filtermaterial wird erodiert und das Deckwerk unterhöhlt. Schlagartig tritt bei einer schließlich größeren Schwachstelle der Stabilitätsverlust des gesamten Bauwerks ein.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 6-57: Ansicht des Versuchs mit eingebauter Schwachstellen (gelb markiert)

Abb. 6-58: Draufsicht auf die eingebauten Schwachstellen (gelb markiert)

6.5.8 Tosmulde und aufgesetzte Sohlstrukturen - f)

In der Tosmulde und den beiden riegelförmigen Sohlstrukturen treten erhöhte Belastungen auf. Es wird empfohlen, den für die Öffnung gewählten Steindurchmesser auch hier im Steinsatz zu verwenden. Der Randbereich der Flusssohle hingegen ist, ebenso wie der Uferbereich, durch die Strömungskonzentration in Flussmitte relativ schwach belastet.

Im physikalischen Modellversuch im Maßstab $M = 1:26,2$ (siehe Kap. 6.4.3) wurde die Tosmulde in geschütteter Bauweise mit Steinen der Größe $D_{s, \text{Modell}} = 19,6 \text{ mm}$ (vgl. Abb. 6-46) erstellt. Umgerechnet auf Natur entspricht dies Blöcken mit einem äquivalenten Kugeldurchmesser $D_s = 51 \text{ cm}$. Nach geringfügigen Umlagerungen dieser Steine war die Tosmulde auch beim Abfluss $Q = 560 \text{ m}^3/\text{s}$ stabil. Auf der sicheren Seite liegend kann das für die Öffnung der V-Rampe verwendete Material auch für die Tosmulde verwendet werden.

Die Stabilität der beiden bogenförmigen Riegel zur Strömungsauffächerung sollte konstruktiv sicher gestellt werden. Die Riegel werden aus größeren Blöcken erstellt. Die Stabilität dieser Riegelstrukturen wird durch Spundwände oder gerammte Stahlträger gewährleistet. Die Blöcke müssen sich kraftschlüssig an die Spundwände anlehnen können, so dass eine Rotation weitestgehend ausgeschlossen werden kann (Abb. 6-59).

Bei den Untersuchungen zur Energieumwandlung der V-Rampe an der Unteren Iller bei Fluss-km 13,8 wurde eine stehende Welle im Anschluss an den letzten Riegel beobachtet. Um der lokal erhöhten Belastung gerecht zu werden, wird empfohlen, den Steinsatz - zumindest auf der Breite des letzten Riegels - bis auf 25 m unterstrom des letzten Riegels weiter zu ziehen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

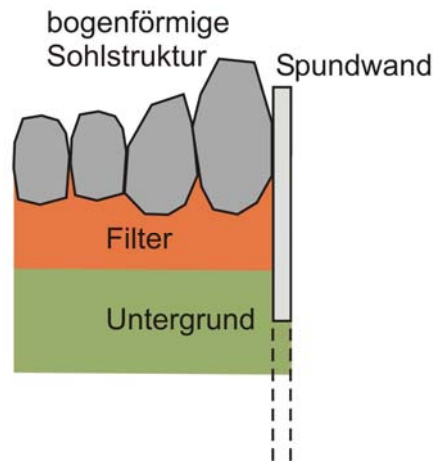


Abb. 6-59: Konstruktionsskizze der bogenförmigen Sohlstrukturen

6.5.9 Nachbett - g)

Das Nachbett im Anschluss an die Tosmulde kann als Steinwurf erstellt werden, da lokale Umlagerungen im Gegensatz zu den Seitenstrukturen zulässig sind. Zwischen Steinsatz und Steinwurf muss eine Spundwand eingeplant werden, um bei lokaler Kolkbildung im Steinwurf eine rückschreitende Erosion nach oberstrom zu vermeiden.

Damit nach Umlagerung einzelner Steine noch eine ausreichende Schutzschicht vorhanden ist, wird nach Hassinger (1991) der 1,5-fache Wert des größten Steindurchmessers als Schichtdicke des Steinwurfs angesetzt.

Gebler (1991) ermittelt für die erforderliche Steingröße des Nachbetts in Abhängigkeit von der mittleren Fließgeschwindigkeit:

$$d_{m,erf.} = 0,04 \cdot v_m^2 \tag{Gl. 14}$$

Für örtliche geschlossene Sohldeckwerke an Brückenpfeilern existieren zusätzlich verschiedene Ansätze. Izbash (1970) gibt zum Beispiel für den äquivalenten Kugeldurchmesser der Belegungssteine folgende Formel an:

$$D_{50} > \frac{F_B \cdot u_m^2}{g'} \text{ mit } g' = g \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \tag{Gl. 15}$$

Mit u_m : mittlere Fließgeschwindigkeit, ρ_s : Steindichte und ρ : Dichte des Wassers

Der Wert F_B lässt sich nach Tab. 2 bestimmen.

| Autor | Izbash (1970) | Neill (1975) | Breusers et al. (1977) | Richardson et al. (1993) |
|-------|---------------|--------------|------------------------|--------------------------|
| F_B | 0,7 | 1,521 | 2,838 | 0,778 |

Tab. 2: Ansätze für den Faktor F_B zur Bemessung örtlich geschlossener Deckwerke (aus Hartlieb (1999))

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Bonasoundas (1973) formuliert seinen Bemessungsansatz in Abhängigkeit von der mittleren Fließgeschwindigkeit u_m :

$$D_{50} > 0,01 \cdot (6 - 3,3 \cdot u_m + 4 \cdot u_m^2) \quad \text{Gl. 16}$$

Nach Yoon & Yoon (1997) werden mit den vorgestellten Ansätzen die erforderlichen Durchmesser für geschlossene Deckwerke teilweise stark überschätzt. Insbesondere die Bemessung nach Breusers et al. und Neill ergibt im Vergleich mit den anderen Formeln nicht realistische Werte.

Bei einer mittleren Fließgeschwindigkeit von $v_m = 3 \text{ m/s}$ müssten nach den Ansätzen von Gebler, Izbash oder Bonasoundas die Steine eine Größenordnung von 30 bis 40 cm aufweisen.

Hassinger (1991) gibt für die erforderliche Nachbettlänge in Abhängigkeit von der Fußbreite b_F der Rampe an :

$$l_{NB} = 2 \div 2,5 \cdot b_F \quad \text{Gl. 17}$$

Hassinger empfiehlt den größeren Wert für eine große Abflusskonzentration und ein erweitertes Nachbett. Eine herkömmliche Rampe mit beispielsweise 50 m Fußbreite bräuchte demzufolge, inklusive dem Kolkbett, eine Nachbettlänge von rund 100 bis 125 m.

Nach derzeitigem Kenntnisstand kann das Nachbett einer V-Rampe im Vergleich mit einer konventionellen Rampe mit ähnlichen Werten für Steindurchmesser und Belegungslänge ausgeführt werden. Ein aufgelöster und flexibler Übergang, ähnlich einem offenen Deckwerk, von der dichten Nachbettbelegung auf die natürliche Flusssohle ist zu empfehlen.

7 Felderhebung

7.1 Ausgewählte Strecken

In Zuge dieser Felderhebung sollen bereits umgesetzte Uferrückbaumaßnahmen in Bayern zusammengestellt werden. Hierfür wurden zunächst zusammen mit dem Landesamt für Umweltschutz (LfU) potentielle Strecken ausgewählt und anschließend mit den jeweils zuständigen Wasserwirtschaftsämtern Details besprochen. Nach einer Ortseinsicht wurden Daten wie Querprofilvermessungen, Photos, Abflüsse...für die anschließende Auswertung zusammengetragen. Die Datenlage ist stark schwankend, teils liegen keine Querprofilvermessungen vor, um weiterführende detaillierte Auswertungen durchzuführen, teils sind die Maßnahmen noch zu neu, als dass schon grundlegende Erkenntnisse formuliert werden können. Die Tab. 3 zeigt einen Überblick über verschiedener Aufweitungsstrecken in Bayern. Deren Lage ist in den Abb. 7-1 bis Abb. 7-3 dargestellt. Es wurden im Weiteren nur die nicht eingeklammerten Strecken näher betrachtet. In diesem Bericht werden diese Strecken nur kurz angesprochen. Weitere Details sind *Kohlbauer (2007)* enthalten.

Tab. 3: einige Aufweitungsstrecken in Bayern

| | Fluss | Fkm | Bereich | Aufweitung | Jahr | Querbauwerk | Länge | Verlauf |
|-----|----------|---------------|---------------------------------|---------------|--------------|----------------|----------------|----------------------|
| 1 | Iller | 16,70–16,50 | Vöhringen | einseitig | 2005 | Sohlrampen | 300 m | Gerade |
| (2) | Inn | 116,50–116,00 | Mauerschwang | einseitig | 2005 | Sporne | 400 m | Gerade |
| (3) | Inn | 116,00–113,00 | Ebinger/ Heistinge Steilhang | einseitig | natürlich | Keine | 500 m | Kurve |
| 4 | Isar | 178,80–177,00 | Wolfratshausen/ Nanntwein | beidseitig | 1991 1996 | Keine Keine | 625 m 640 m | Gerade |
| (5) | Isar | 177,00–175,50 | Pupplinger Au | beidseitig | natürlich | Keine | 1500 m | verzweigt |
| 6 | Isar | 173,80–166,00 | Mühltal | wechselseitig | 1999 | Keine | | mäandrierend |
| 7 | Isar | 90,00–89,00 | Volksmannsdorf | einseitig | 1998 | Keine | 600 m | Kurve |
| (8) | Leitzach | 27,90–27,30 | Gschwend | einseitig | 2002 | Sporn Keine | 100 m 150 m | Gerade bzw. Kurve |
| 9 | Wertach | 13,00–11,80 | Augsburg / Inningen | beidseitig | 2002 | Rampen | 1000 m | Gerade |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

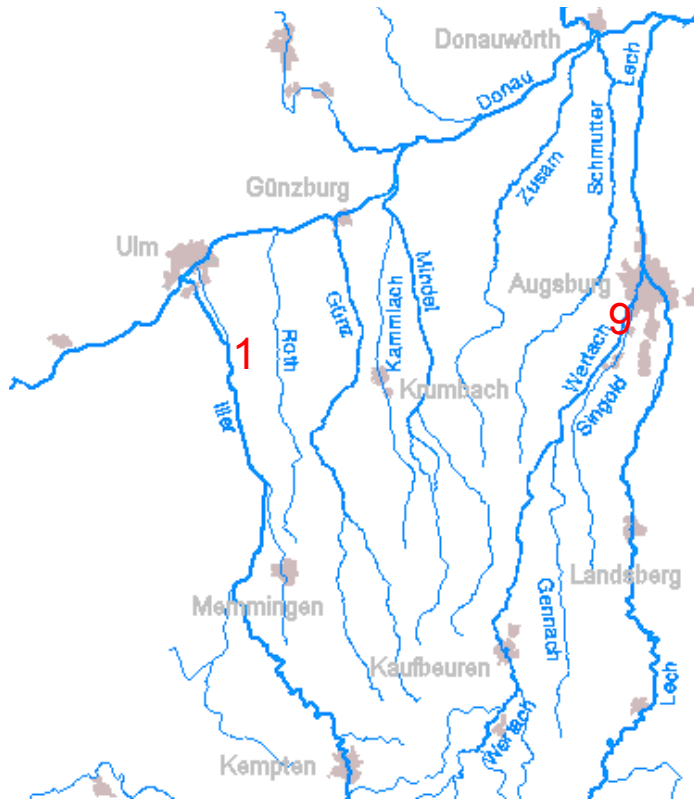


Abb. 7-1: Rückbaustrecken im Iller – Lech-Gebiet

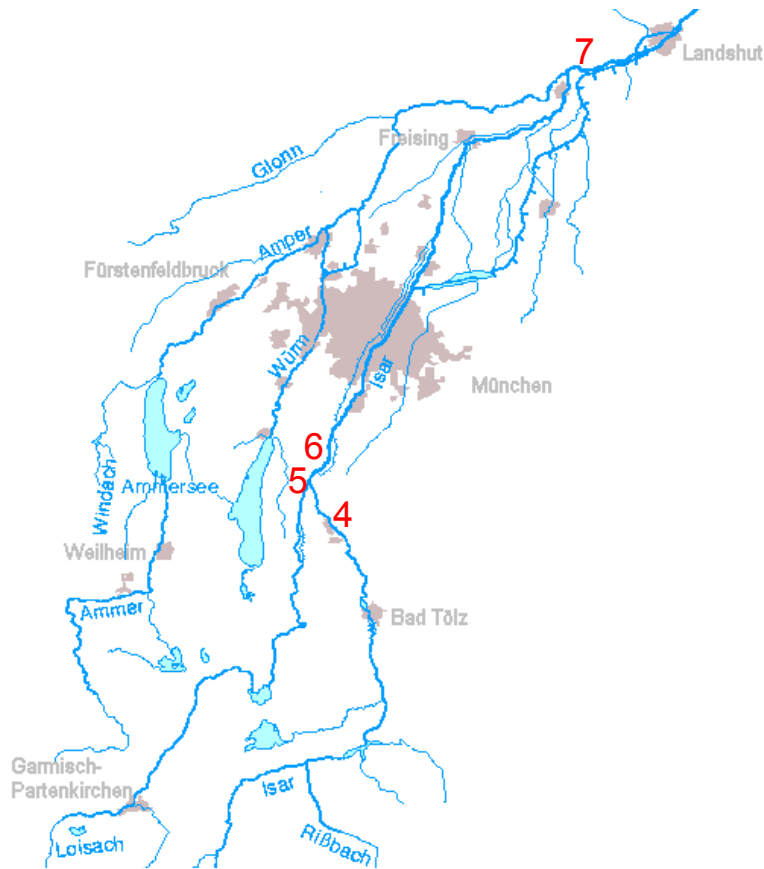


Abb. 7-2: Rückbaustrecken an der Isar

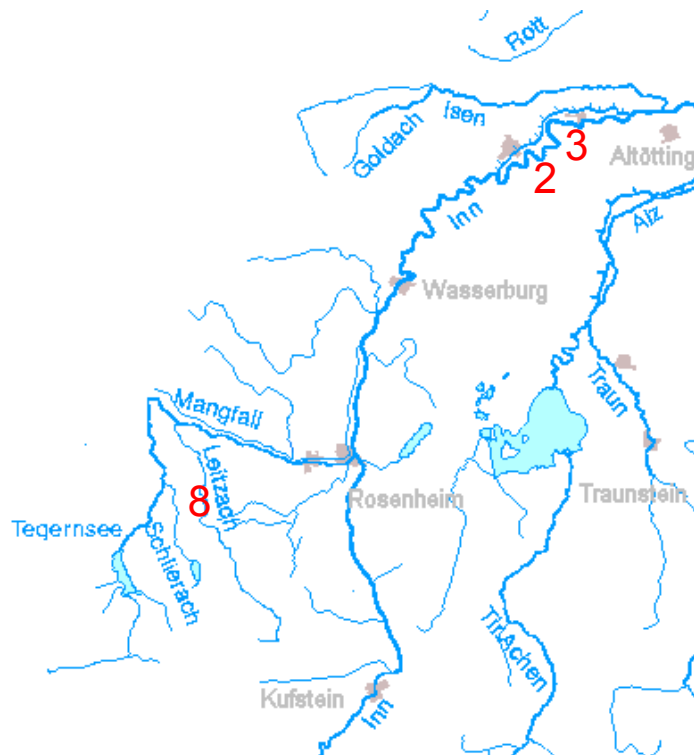


Abb. 7-3: Rückbaustrecken am Inn-Gebiet

7.2 Iller – Vöhringen

Der hier betrachtete Aufweittingsabschnitt liegt zwischen zwei neu errichteten Blocksteinrampen bei Fkm 17,0 und 16,4. Die Uferversteinung und der Uferbewuchs wurden 2004/2005 an der Pralluferseite zwischen den beiden Rampen entfernt. Das Augusthochwasser 2005 ($\sim 840 \text{ m}^3/\text{s}$; Abb. 7-6) bewirkte erste Ufererosionen von bis zu 13 m (siehe Abb. 7-4). Der hier betrachtete Abschnitt gehört zu dem Projekt „Illerentwicklung“, welches mehrere Uferrückbaumaßnahmen weiter unterstrom beinhaltet, welche aber erst nach dem HW 2005 umgesetzt wurden oder erst noch umgesetzt werden. Innerhalb dieses Projekts ist auch die Errichtung einer V-Rampe geplant.

Mit dem im Kapitel 8 vorgestellten $1D^2$ -Modell wurde hier versucht, die gemessenen Aufweitungen nach zu vollziehen. Hierzu wurde alleinig der Querschnitt 16,6 betrachtet und mit der Ganglinie in Abb. 7-6 belastet. Für eine erste Abschätzung müssen ein repräsentatives Längsgefälle (0,15%), ein mittlerer Korndurchmesser, der Kurvenradius (1000 m) und eine Rauheit ($k_{st}=36 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) angegeben werden. Für die verwendete Geschiebetransportfunktion wurden die von Schmautz (2003) ermittelten Kalibrierkonstanten verwendet. Da hier nur ein Querschnitt betrachtet wird, muss auch eine Annahme über die Längssättigung des Geschiebes getroffen werden. Hierzu wird angenommen, dass aus dem 100 m oberstromig liegenden Profil nur 90 % des für die volle Sättigung der Transportkapazität nötigen Materials am Querschnitt 16,6 ankommt.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 7-4: Blick in Fließrichtung von Rampe 16,4 auf Rampe 17,0; (Photo: WWA Donauwörth), Situation nach dem HW 2005 und ungefähre Uferlinie vor dem HW

Die hier verwendete Methode der Abschätzung der Breitenentwicklung ist sicherlich extrem einfach gehalten und entspricht der Vorstellung von „Normalwasserverhältnissen“. Problematisch ist hierbei sicherlich die Abschätzung bzw. starre Vorgabe des Längsgefälles, da der Einfluss der unterstromigen Rampe sich mit zunehmendem Abfluss verringert und das Längsgefälle hier nur grob aus Wasserspiegelfixierungen ermittelt werden konnte. Es zeigt sich allerdings, dass sich die beobachteten Ufererosionen aus den Felderhebungen mit realistischen Parameterkonstellationen rechnerisch nachvollziehen lassen und eine erste grobe und schnelle Abschätzung möglich ist (Abb. 7-5).

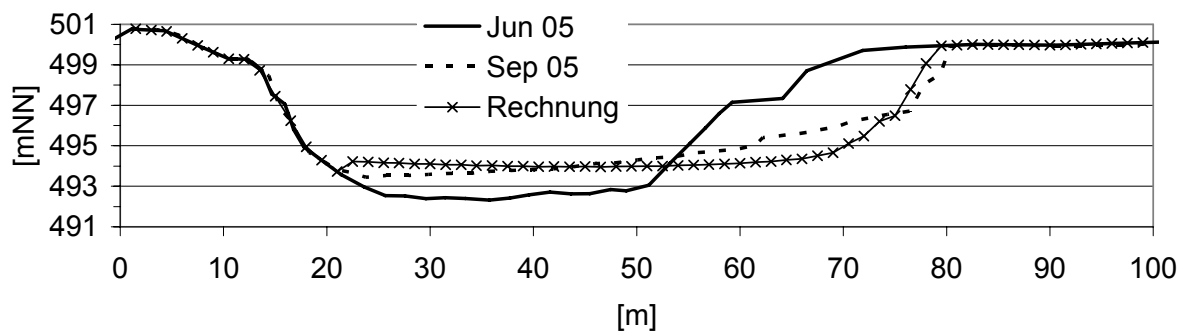


Abb. 7-5: Fkm 16,6; vor und nach dem Hochwasser 2005

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

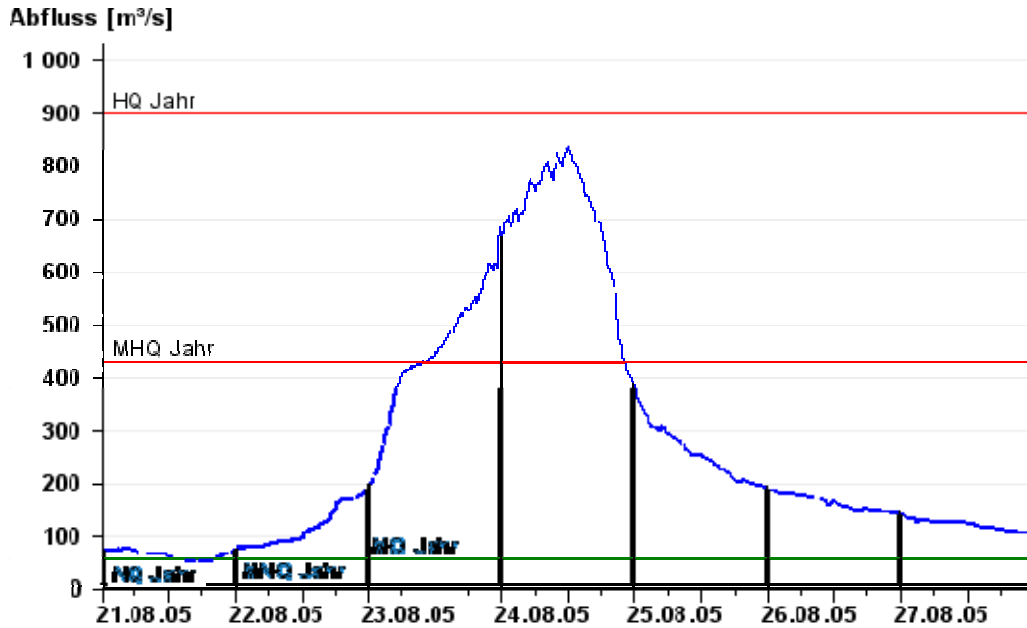


Abb. 7-6: Ganglinie des Augusthochwassers 2005; Pegel Wiblingen - Hochwassernachrichtendienst Bayern;

7.3 Isar – Nantwein

Die betrachtete Strecke liegt bei Wohlfratshausen. Die Uferverbauung wurde 1991 nördlich der Marienbrücke auf rund 600 m entfernt (Fkm 177,8 -177,2). 1995/96 erfolgte der Rückbau südlich der Brücke auf einer Länge von ebenfalls rund 600 m (Fkm 178,8 – 178,2). Beide Abschnitte weisen einen gestreckten Verlauf auf, wobei an einzelnen Stellen die Verbauung belassen wurde, um durch diese Unregelmäßigkeit die Dynamik weiter zu fördern (Abb. 7-10). In Abb. 7-10 sind wechselseitig mit weniger als 100 m Abstand immer wieder kurze befestigte Abschnitte an den Baumgruppen am Ufer erkennbar. Die Abstände sind für einen pendelnden Fluss relativ kurz gewählt. Geht man von den in der Literatur oft aufgeführten Wellenlängen von grob $L = 6 - 12 \cdot$ Flussbreite aus, so hätte eine Schwingung eine Länge von 240 bis 480 Metern. Der Übergang zur anschließenden verbauten Strecke wurde nicht besonders ausgebildet. Es zeigen sich im Gegensatz zu den vorher vorgestellten Abschnitten keine Hinterspülungen der Uferverbauung.

- Südlicher Abschnitt

Die Sohlagen 2003 liegen auf der südlich der Brücke gelegenen Strecke um bis zu 0,45 m über der Sohlage von 1996. Die Breitenzunahme von 1996 – 2003 betrug rund 5 m bis 15 m. Im Zeitraum Okt. 1998 – Okt. 1999 (Pfungsthochwasser 99) kam es jedoch zu deutlichen Sohlintiefungen, anschließend stieg die Sohlage wieder an.

- Nördlicher Abschnitt

Die Sohlagen 2003 im nördlichen Abschnitt liegen um bis zu 0,7 über der Sohlage von 1991 vor dem Rückbau. Die Breitenzunahme beträgt in diesem Abschnitt rund 8 m bis 23

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

m (Abb. 7-9). Die Breitenzunahme erfolgte im Wesentlichen durch das Pfingsthochwasser 1999 und im geringeren Maß noch durch das Auguthochwasser 2006. Betrachtet man die Sohllagenentwicklung etwas differenzierter, kam es nach dem Uferrückbau bis 1996 zu einer weiteren Sohlintiefung. Die aufgetretenen Abflüsse reichten offenbar nicht aus, um verstärkt Material aus der Böschung zu mobilisieren. Ein weiterer Grund dürfte darin liegen, dass die oberstromige Strecke erst 1995/1996 rückgebaut wurde und erst ab diesem Zeitpunkt vermehrt Material unterhalb zu Verfügung stand. Im Zeitraum des Hochwassers 99 (Spitze 515 m³/s) kam es im Gegensatz zur südlichen Strecke zu keiner Sohlintiefung. Dagegen führte das Hochwasser 2005 (Spitze 575 m³/s) bzw. der Zeitraum 2003 – 2006 zu einer Sohlintiefung von rund 20 cm. Die Breitenentwicklung war in diesem Zeitraum eher gering.

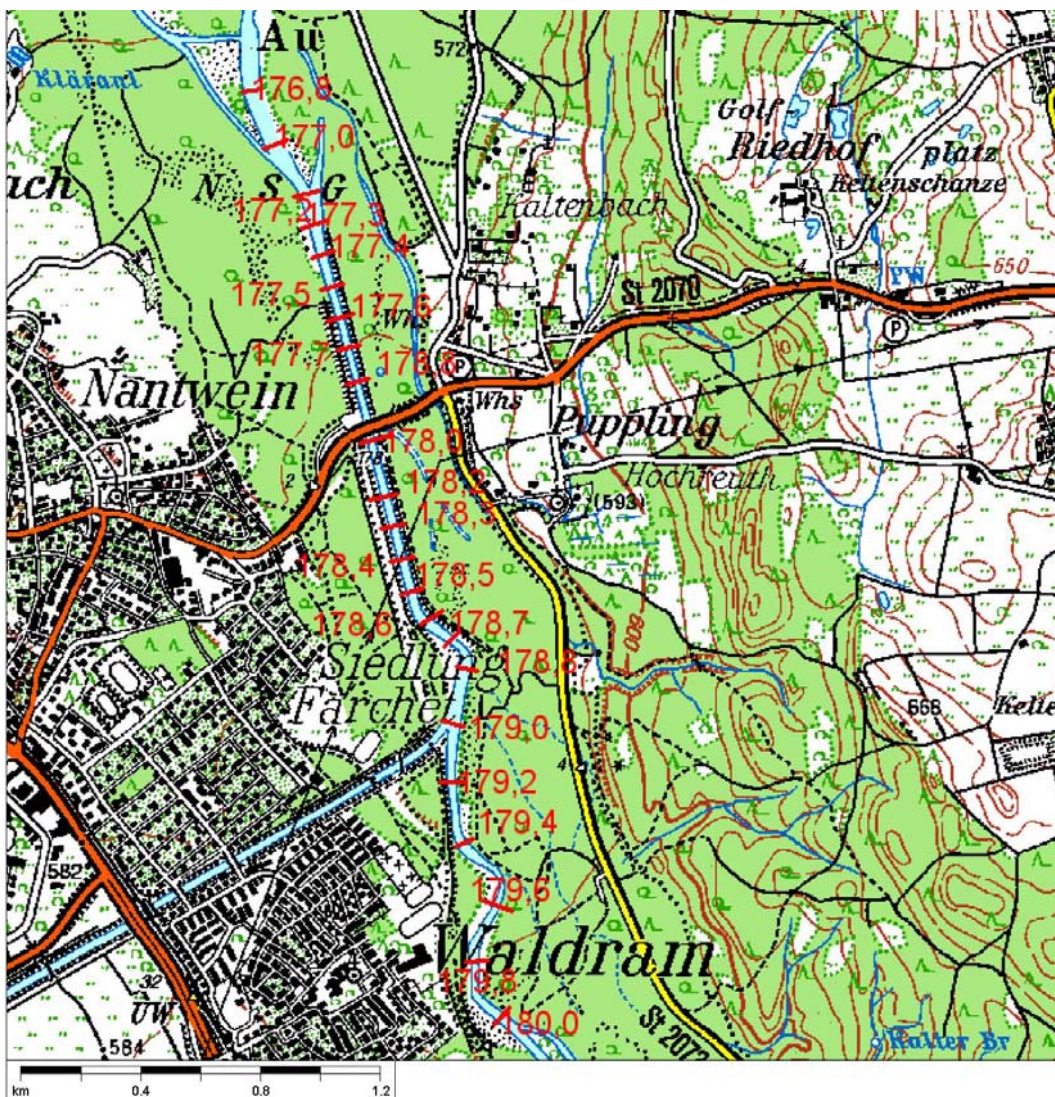


Abb. 7-7: Streckenübersicht und Lage der Querprofile (Karte: Bayr. Landesvermessung)

Hier scheinen sich Erfahrungen aus bisherigen Untersuchungen zu bestätigen (Schmautz, 2003). Die Sohllage in Aufweitungsstrecken schlägt zunächst nach oben aus und sinkt bei

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Erliegen der Aufweitungstendenzen wieder ab. Dieser Prozess ist auch in den physikalischen Modellversuchen und den numerischen Berechnungen in Kapitel 8.2 zu erkennen.



Abb. 7-8: Blick gegen Fließrichtung 2006; Übergang befestigter Bereich – Rückbaubereich

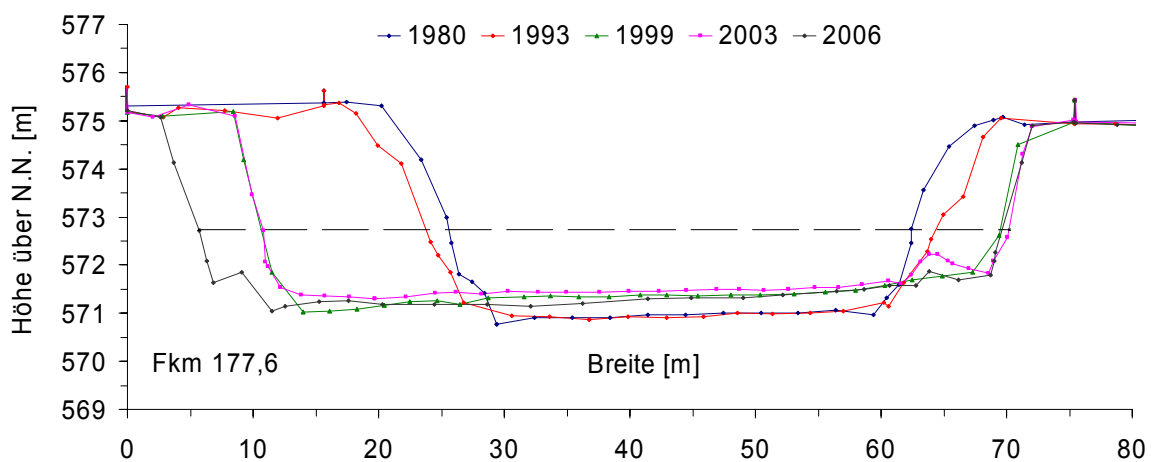


Abb. 7-9: Querschnittsentwicklung Fkm 177,6 nördlich der Brücke

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 7-10: Abschnitt südlich der Marienbrücke, 2003 (LfU);

7.4 Isar – Mühlthal

Im Zuge der Neukonzession für das Ausleitungskraftwerk Mühlthal wurde 1996 bzw. 1998 abschnittsweise mit dem Rückbau der Uferbefestigung auf einer Gesamtlänge von rund 7 km begonnen. Das Gefälle der Strecke beträgt rund 2 ‰ und ist somit ungefähr zwei bis dreimal so steil wie die Untere Isar im Mündungsgebiet. Die eingesetzte Dynamik ist in diesem Abschnitt enorm. Wie die Luftbilder in Abb. 7-12 zeigen, traten nicht nur Verbreiterungen auf, sondern auch richtige Laufverlagerungen. Die Verschiebung der Uferlinie beträgt in 9 Jahren stellenweise über 100 m, wobei hier sicherlich lokale Effekte wie Verklausungen eine Rolle spielen. Die Ufer wurden an diesen Stellen teils wieder befestigt.

Besonders der Bereich bei Fkm 166,6 sticht heraus. Hier kam es nach einem rückgebauten Abschnitt zu einer Hinterspülung der folgenden Uferbefestigung. Zusätzlich lagerten sich in diesem Uferbereich Treibholz zu einer Barriere auf und lenkte die Strömung fast senkrecht ans gegenüberliegende Ufer (Abb. 7-13), wodurch es zu einer starken Uferverschiebung an der rechten Seite kam. Der Radius reduzierte sich hierdurch drastisch, was die Sekundärströmungseinflüsse entsprechend verstärkt. Hieraus resultiert eine stärkere Querneigung im Profil, was wiederum die Tiefe des Kurvenkolkes verstärkt. Trotz der starken Ufererosion ist die durchflossene Breite nicht größer geworden (Abb. 7-11). Hier zeigt sich deutlich, dass aufgrund von Uferrückbaumaßnahmen die Kolk-situation und das Einschneiden in tertiäre Schichten sogar verschärft werden kann. Nicht immer muss die durchflossene Gewässerbreite aufgrund von Ufererosion zunehmen, was besonders für kurvige Streckenabschnitte gilt. Ein ähnliches Phänomen ist auch bei gestreckten Abschnitten bekannt, bei denen sich in Bereichen mit einer Überbreite unter bestimmten Voraussetzungen wie z.B. ein reduzierter Geschiebeeintrag wieder ein dominantes Einzelgerinne herausbildet.

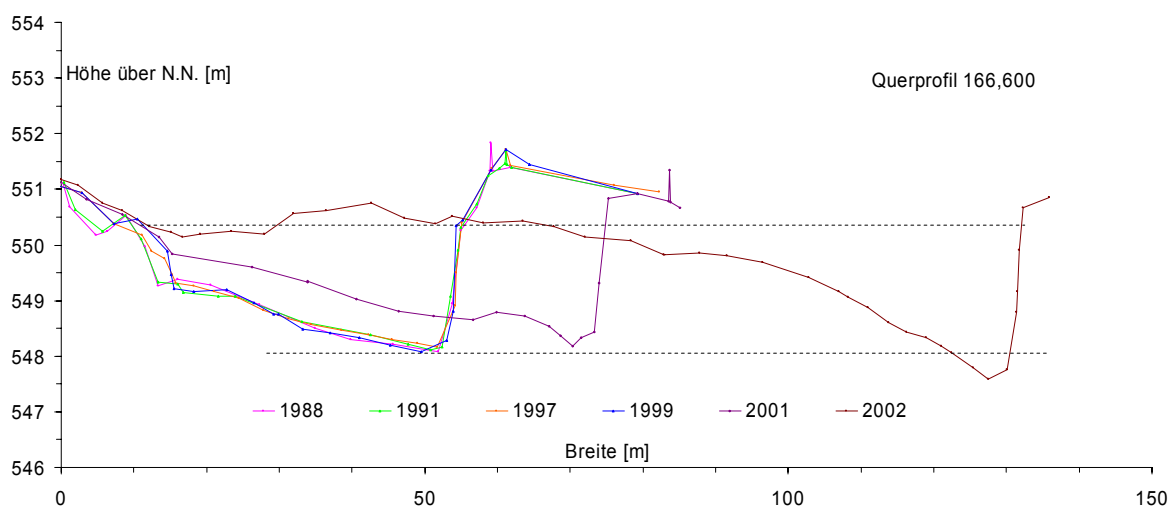


Abb. 7-11: Veränderung des Querprofils Fm 166,6 (überhöht!)

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

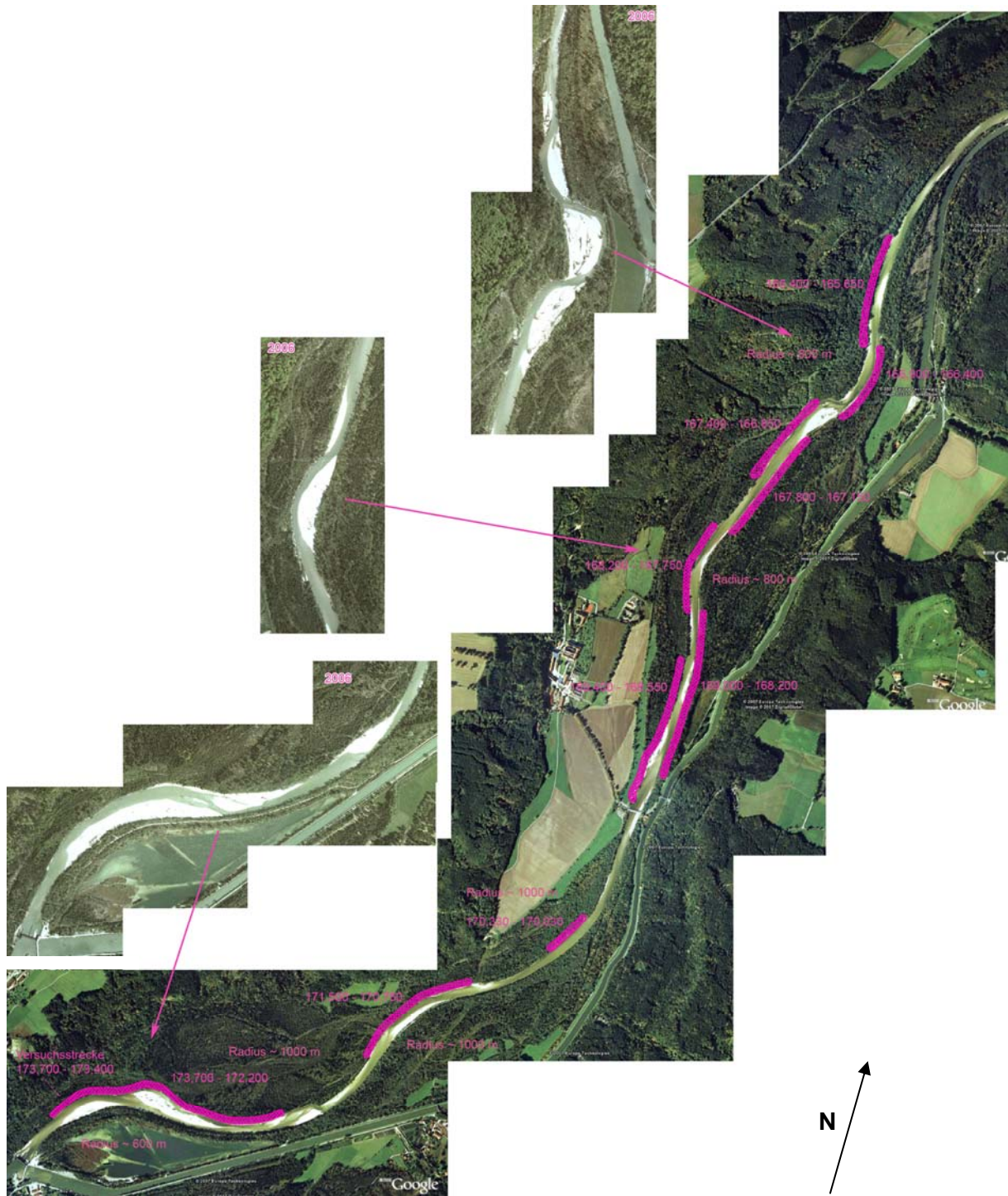


Abb. 7-12: Lage der Rückbaustrecken; Situation vor und nach dem Hochwasser 2005 (Luftbilder GoogleEarth und Bayerisches Landesamt für Vermessung)

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 7-13: Situation 2006 im Bereich Fkm 166,6 (Photo: S. Joven)

7.5 Isar – Volkmannsdorf

Der Uferrückbau in dem hier betrachteten Bereich bei Moosburg zwischen Fkm 89,8 und 89,5 wurde an der Pralluferseite im Jahr 1998 durchgeführt. Der Radius der Flusskurve beträgt knapp 600 m. Der Übergang zum anschließenden weiterhin befestigten Bereich liegt am Auslauf der Kurve und wurde nicht besonders ausgebildet. Gerade hier ist die Pralluferseite besonders belastet. Es kam zu einer ähnlichen Situation wie im Renaturierungsabschnitt Mühlthal in Kapitel 7.3. Der Fluss schlüpft hinter die Uferversteinerung (Abb. 7-15). Aufgrund der beschränkten Länge des Abschnitts ist hier nicht von einer großen morphologischen Bedeutung für einen größeren Betrachtungsabschnitt auszugehen. Bei der Begehung der Strecke zeigt sich allerdings deutlich der Unterschied zwischen dem Rückbauabschnitt und den angrenzenden Abschnitten mit befestigtem Regelprofil. Die Uferstruktur ist deutlich vielschichtiger mit abfallenden Kiesflanken.

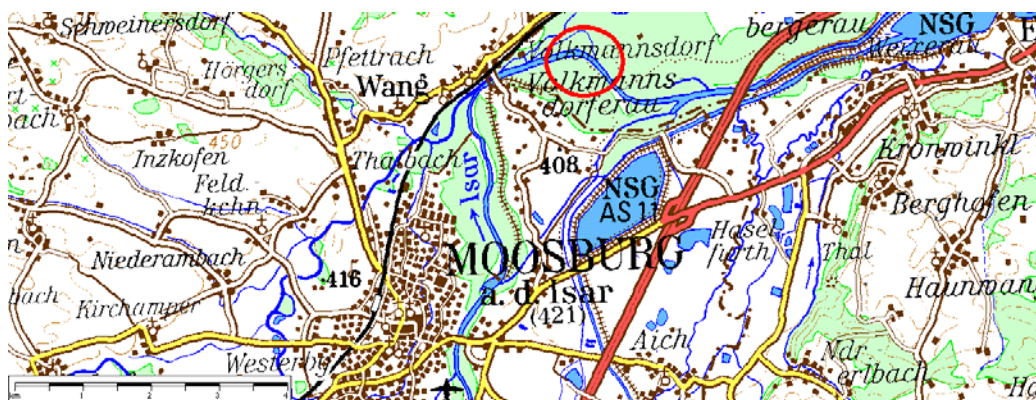


Abb. 7-14: Lage der Rückbaustrecke (TOP 50 – Bayr. Vermessung)

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 7-15: Orthophoto 2006 (Bayrisches Landesamt für Umwelt) – Fließrichtung von links nach rechts

Die Pralluferverschiebung beträgt rund 30 m in 10 Jahren. Die Profilentwicklung in Abb. 7-16 zeigt in den Jahren 1997-2003 und von 2003-2006 jeweils eine Pralluferverschiebung von über 10 m. Diese Entwicklung ist dem Pfingsthochwasser 99 und dem Augusthochwasser 2005 zuzuschreiben, die geringere Breitenzunahme von rund 5 m im Zeitraum 1999-2003 dagegen den drei Abflussspitzen im Bereich von 200 – 400 m³/s (Abb. 7-17).

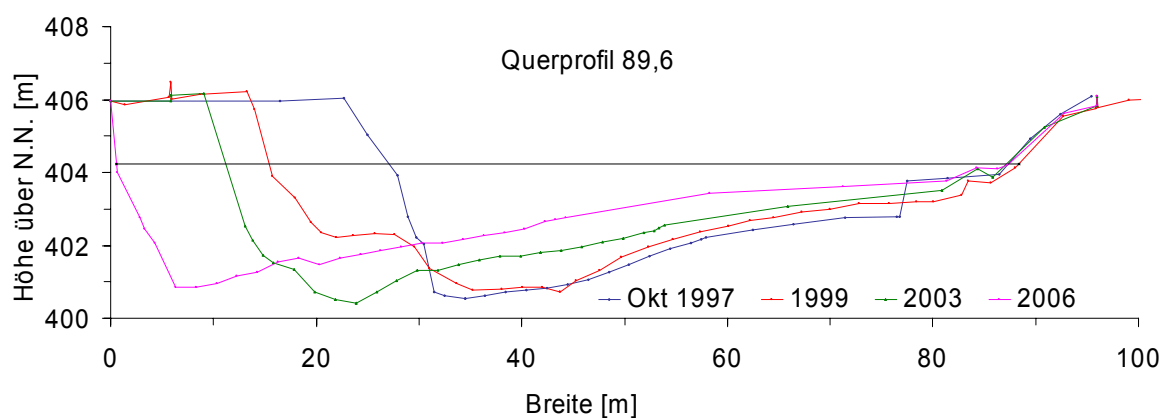


Abb. 7-16: Querprofilentwicklung Fkm 89,6 im Scheitelpunkt der Kurve.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

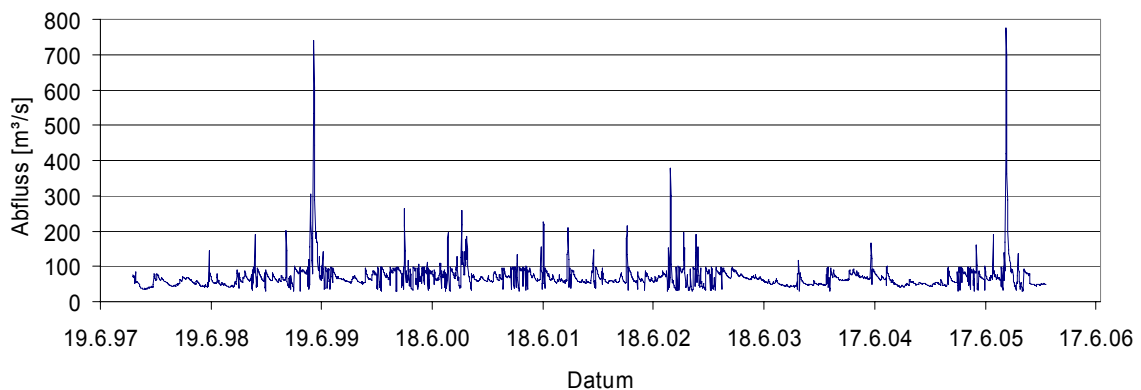


Abb. 7-17: angenommene Tagesmittelwerte für den betrachteten Abschnitt

7.6 Wertach

7.6.1 Beschreibung der Strecke

Im Rahmen der Maßnahme „Wertach Vital“, einem Projekt der Stadt Augsburg und des Wasserwirtschaftsamtes Donauwörth, wird der Wertachabschnitt von der Staustufe Innigen Fkm 13,5 bis zur Mündung in den Lech saniert. Mit diesem Projekt sollen nicht nur die Hochwassersicherheit verbessert, sondern auch der Lebensraum Flusslandschaft und Auwald und dessen Erlebbarkeit aufgewertet werden. Ähnlich wie bei den meisten voralpinen, regulierten Flüssen besteht auch bei der Wertach das Problem der fehlenden Durchgängigkeit sowohl in ökologischer Hinsicht als auch bezüglich des Geschiebehaushaltes. Gerade unterhalb der Staustufe Innigen sind massive Sohleintiefungen zu verzeichnen. Dieser Abschnitt wurde erstens stark begradigt und zweitens ist die Geschiebedurchgängigkeit aufgrund der Staustufe unterbunden. Um eine weitere Sohleintiefung zu verhindern, sind von der Staustufe bis Augsburg drei Sanierungsabschnitte geplant bzw. teilweise schon umgesetzt. Im hier betrachteten Abschnitt (Abb. 7-18) wurde nach der Fertigstellung zweier Rampen bei Fkm 13,0 und Fkm 11,8 im Frühjahr 2002 auf einer Länge von einem Kilometer die starre Uferverbauung (Wasserbausteine) samt Gehölzsaum und sonstigem Bewuchs entfernt. Beim Augusthochwasser 2002 (≈ 10 jährliches Ereignis; Spitze $\sim 303 \text{ m}^3/\text{s}$) kam es zu ersten massiven Uferabbrüchen und Materialumlagerungen. Querprofile, die kurz vor und nach diesem Ereignis aufgenommen wurden, dokumentieren die Auswirkungen der Hochwasserwelle auf die Sohl- und Uferentwicklung. Grob nahm durch dieses Hochwasser die Breite um 10 m zu, und die Sohle erhöhte sich um bis zu 0,8 m. Im August 2005 (Spitze $\sim 318 \text{ m}^3/\text{s}$) kam es zu einem weiteren Hochwasserereignis ähnlicher Größenordnung. Auch hier belegen Profilaufnahmen die Entwicklung des Flussabschnittes. Die Breite blieb nahezu unverändert. Im Bereich der Sohle kam es teils zu geringen Erosionen von wenigen Zentimetern. Der Bewuchs, der zwischen den beiden Hochwasserereignissen 2002 und 2005 aufkam, hielt größtenteils der Belastung des Augusthochwassers 2005 stand und ist vermutlich die Ursache für die gleich gebliebene Gewässerbreite.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 7-18: Wertach von der Staustufe bis zur Inninger Brücke (nicht genordet, Quelle: Bayerisches Landesvermessungsamt)

In Abb. 7-26 ist die Entwicklung der mittleren Sohlagen und der Breiten für den Zustand vor dem Augusthochwasser 2002, nach dem Hochwasser 2002 und nach dem Hochwasser 2005 dargestellt. Oberstrom der Rampe 13,0 kam es zu weiteren Sohlerosionen. In der Aufweitungsstrecke zwischen den Rampen 11,8 und 13,0 nahm die Gewässerbreite durch das Hochwasser 2002 um rund 10 m zu. Es kam zu Sohlaufhöhungen von bis zu 80 cm. Das aus der Aufweitung freigesetzte Böschungsmaterial führte in dem Abschnitt unterhalb vor der Rampe 10,95 zu Anlandungen. Das Hochwasser 2005 bewirkte dagegen keine oder nur sehr geringe zusätzliche Aufweitungen, obwohl das Ereignis etwas größer als das Hochwasser 2002 war. In der Aufweitungsstrecke und im Abschnitt unterhalb sind aufgrund des fehlenden seitlichen Geschiebeeintrags geringe Sohlerosionen zu erkennen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 7-19: Wertach Fkm 13,0 vor den Baumaßnahmen; Blick in Fließrichtung (Photo: WWA Donauwörth)



Abb. 7-20: Wertach Fkm 13,0 im Frühjahr 2002 nach den Baumaßnahmen; Blick in Fließrichtung (Photo: WWA Donauwörth)

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 7-21: Wertach Fkm 13,0 nach dem Auguthochwasser 2002; Blick in Fließrichtung (Photo vom August 2003)



Abb. 7-22: Wertach vor dem Auguthochwasser 2005; Blick entgegen Fließrichtung (Photo vom Juli 2005)

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 7-23: Wertach Fkm 13,0 während des Augusthochwassers 2005; Blick in Fließrichtung



Abb. 7-24: Wertach Fkm 12,9 nach dem Augusthochwasser 2005; Blick in Fließrichtung (Photo: WWA Donauwörth)

7.6.2 Anwendung des 1D^{2D}-Modells

Im Vorgriff auf die Darstellung des 1D^{2D}-Simulation in Kapitel 8, wird die Anwendung des 1D^{2D}-Modells vorgestellt. Die Entwicklung dieses Abschnitts in den Jahren 2002 bis 2005 soll hier mit dem 1D^{2D}-Modell numerisch nachvollzogen werden, um Erfahrungen bei der Simulation von eigendynamischen Uferaufweitungen nicht nur im physikalischen Modellversuch sondern auch mit Natursituationen zu bekommen. Die für die Berechnung zugrunde gelegten Profilabstände lagen zwischen 50 m und 200 m. Der verwendete mittlere Korndurchmesser lag für alle Profile bei 23 mm. Für die Rampen wurde bei Froudezahlen größer als 1 kritische Fließtiefen angenommen. Ebenfalls sind Sohlerosionen bei den Rampen unterbunden.

- Simulation 1

Wie in Abb. 7-26 ersichtlich, kommt es bei einem Vergleich zwischen den Profilvermessungen und Simulation 1 nach dem HW 2002 zu Breiten- und Sohllagenentwicklungen ähnlicher Größenordnung. Es zeigt sich allerdings, dass die Simulation etwas zu große Sohlaufhöhungen liefert bei einer etwas zu geringen Breitenzunahme, was sich zunächst widerspricht. Eine geringere Breitenzunahme würde für einen geringeren Geschiebeeintrag aus der Seitenerosion sprechen und so eine geringere Sohlaufhöhung erwarten lassen. Ursache für das hier vorliegende gegensätzliche Verhalten könnten die optische vorhandenen Schwebstoffanlandungen und Feinteilschichtungen im oberen Böschungsbereich sein (Abb. 7-25).

Hierdurch würde sich der Geschiebeeintrag aus der Aufweitung reduzieren und es bei gleicher Aufweitung zu geringeren Sohlanlandungen kommen. Während die numerische Abschätzung des Aufweitungsverhaltens nach dem HW 2002 als gut zu bezeichnen ist, wird das Aufweitungsverhalten beim HW 2005 im numerischen Modell falsch abgebildet. Hier kommt es zu weiteren Aufweitungen, wobei die Aufweitungen in den einzelnen Querschnitten gut die Hälfte der Aufweitungen durch das HW 2002 betragen. Der zusätzliche Geschiebeeintrag aus der Aufweitung lässt auch 2005 ein weiteres Ansteigen der Sohllage sowohl in der Aufweitungsstrecke als auch unterhalb erkennen. Die in der Natur ausbleibende Breitenzunahme beim HW 2005 ist sowohl mit dem numerischen Modell als auch mit den bisherigen Erfahrungen an den physikalischen Modellversuchen nicht erklärbar. Eine plausible Begründung kann der zwischen 2002 und 2005 aufgekommene Bewuchs sein. Waren die Böschungen beim HW 2002 noch völlig frei von Bewuchs, zeigen die Photoaufnahmen (Abb. 7-22 und Abb. 7-24) vor und nach dem Hochwasser 2005 deutlichen Böschungsbewuchs, welcher also auch dem Hochwasser standhielt.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



Abb. 7-25: Böschungssituation; Feinteilschichtung und Kies

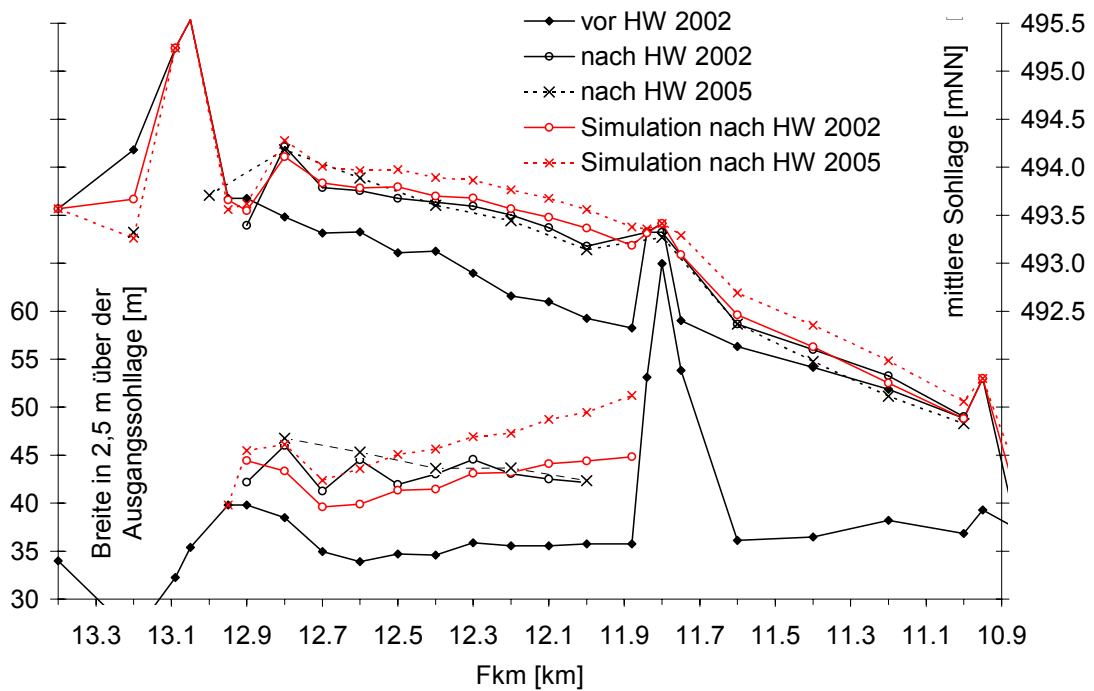


Abb. 7-26: Breiten- und Sohlagenentwicklung der Simulation 1

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

- Simulation 2

Aufgrund der Ergebnisse und Erfahrungen aus der Simulation 1 wurden die Vorländer um 1,5 m bis 2 m abgesenkt (vgl. Abb. 7-29). Hierdurch soll verhindert werden, dass die in der Böschung vorhandenen Feinsedimentablagerungen in der Geschiebebilanz auftauchen und als seitlicher Geschiebeeintrag bei der Aufweitung agieren. Wie in Abb. 7-27 ersichtlich, stimmen die Sohllagen und Breiten der Simulation 2 besser mit den Naturmessungen überein. Im Vergleich zu Simulation 1 führte der geringere Geschiebeeintrag aus der Seitenerosion gerade im unteren Streckendrittel des Aufweitungsbereiches zu geringeren Sohlaufhöhungen, was gleichzeitig auch die Aufweitung in diesem Bereich verringert. Im oberen Streckenabschnitt sind die Sohllagen zwischen Simulation 1 und 2 fast identisch. Allerdings kommt es bei Simulation 2 zu einer schnelleren und größeren Breiten, da pro Meter Böschungserosion hier weniger Geschiebe aus der Böschung nachrutscht und abtransportiert werden muss.

Vor dem Auguthochwasser 2005 wurden bei der Simulation 2 die Böschungsbereiche mit einem Schwellenwert für die kritische Schubspannung von 33 N/m² belegt, welche die Stabilität des aufgekommenen Bewuchses darstellen soll. Kommt es in diesem Bereich zu einer Überschreitung dieser Schwelle und zu Erosionen, wird der Schwellenwert aufgehoben und die Stabilität der vorhandenen Kiesböschung überprüft. Die Breite bleibt nun in der Simulation wie in der Naturbeobachtung weitgehend stabil. Die Sohllage unterhalb der Aufweitungsstrecke zeigt in Natur und Simulation Erosionen. Bei der Sohllagenentwicklung in der Aufweitungsstrecke ist nun ebenfalls in der Simulation die Trendumkehr von einer stark auflandenen zu einer leicht erodierenden Sohle erkennbar.

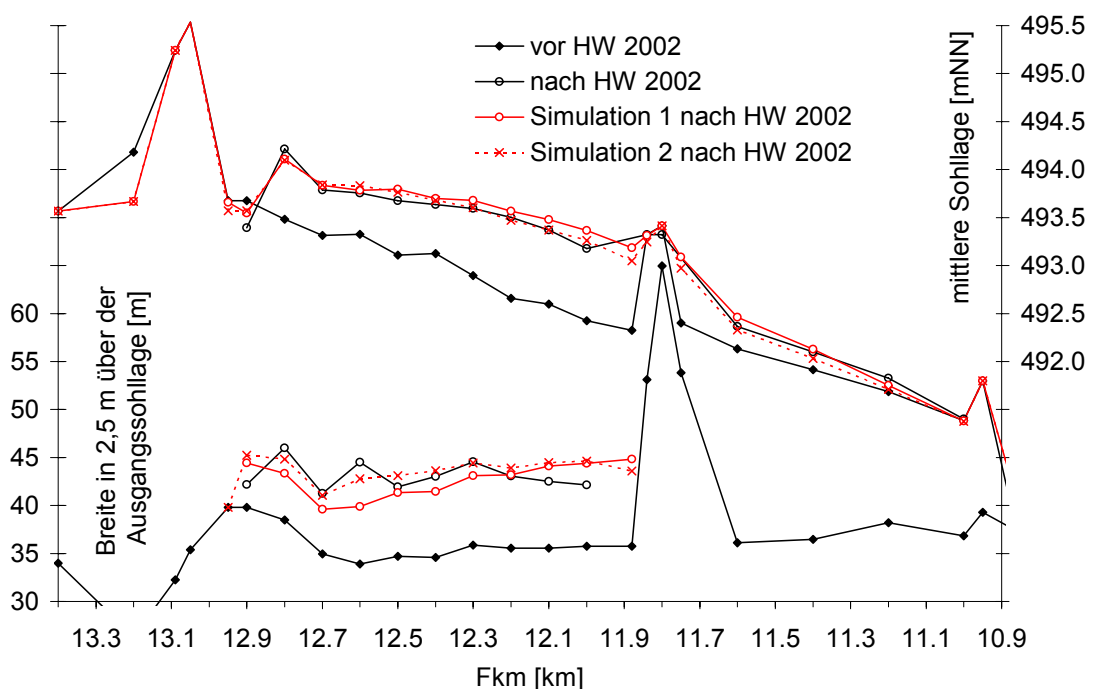


Abb. 7-27: Sohl- und Breitenentwicklung; Vergleich Naturmessung, Simulation 1 und 2

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

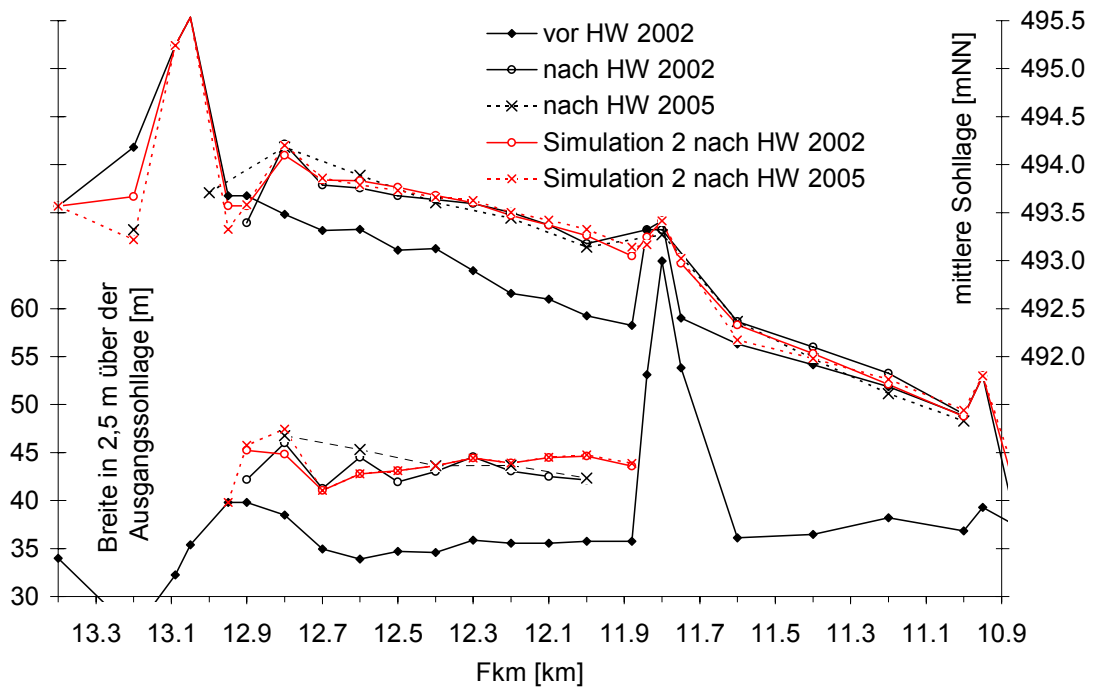


Abb. 7-28: Sohl- und Breitenentwicklung; vor und nach dem HW 2005

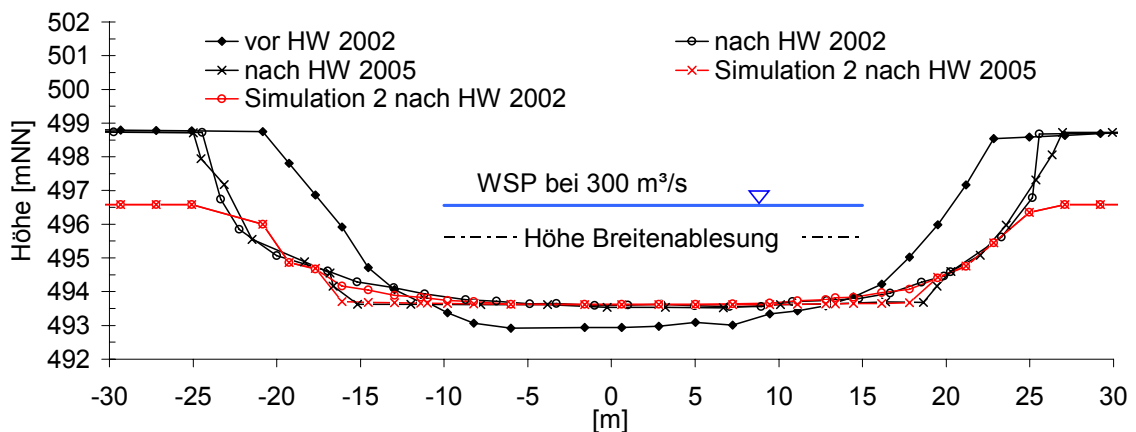


Abb. 7-29: Auswirkungen des Augusthochwasser 2005 am Querprofil Fkm 12,4 (Darstellung 2-fach überhöht)

- Rückschlüsse und Erkenntnisse

Hier zeigt sich deutlich die Wichtigkeit, neben physikalischer und numerischer Modellierung auch Naturbeobachtungen mit einzubeziehen. Der hier vorgestellte Vergleich zwischen numerischer Berechnung und den Ergebnissen der Naturstrecke identifiziert zwei wesentliche Aspekte und Einflussfaktoren, welche in Natur das Aufweitungsverhalten und die Sohlagenentwicklung deutlich beeinflussen, im numerischen Modell bzw. auch bei physikalischen Modellversuchen aber nicht berücksichtigt sind.

Der erste wichtige Faktor ist der inhomogene Böschungsaufbau. In Natura ist gerade im oberen Böschungsbereich teils mit massiven Feinsedimentablagerungen zu rechnen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Werden diese Schichten im physikalischen bzw. numerischen Modell vereinfachend mit den vorhandenen kiesigen Sohlmaterial mitmodelliert, kommt es zu einem erhöhtem seitlichen Geschiebeeintrag, welcher sich in höhere Sohlagen, teils in langsamere und teils aber auch in schnellere Aufweitungsraten auswirkt. In Natura würden diese erodierten Böschungsmaterialien aber nicht in der Geschiebebilanz auftauchen, sondern als Schwebstoff transportiert werden.

Der zweite wichtige Einflussfaktor ist die Stabilisierung der Böschungen mit aufkommendem Bewuchs. In diesem Beispiel hätte man rein von der Modellierungsseite her beim Hochwasser 2002 eine Breitenzunahme von 10 m, beim Hochwasser noch eine Breitenzunahme von rund 5 m erwartet bei gleichzeitiger Sohlhebung. In Natura scheint der aufgekommene Bewuchs eine weitere Aufweitung verhindert zu haben. Somit fehlt der seitliche Geschiebeeintrag während des Hochwassers, wodurch der Sohlhebungstrend stoppt und stellenweise wieder in Erosion übergeht. Sollte sich der Bewuchs weiter festigen können, werden immer größere Hochwasserereignisse benötigt, um wieder eine Seitenerosion auszulösen. Zwischenzeitlich ist jedoch für einen morphologischen Gleichgewichtszustand bzw. die Reduzierung der Schubspannungen lediglich die Option der Gefällereduktion vorhanden, mit welcher der Flussabschnitt aber gleichzeitig auch an Aufweitungskraft verliert.

7.7 Zusammenfassung

Kurz zusammengefasst ergeben sich aus der Felderhebung für die kurvige Situation an der Unteren Isar folgende Aussagen:

- Um einen Eigenentwicklungsbereich wieder einzufangen, kommt ein Rampenbauwerk oder ein entsprechend ausgebildeter Übergang zu einer anschließenden bestehenden Längsversteinung in Frage. Bei einem „stumpfen“ Übergang ist mit einer starken Hinterspülung der folgenden Versteinung zu rechnen, was eine unvorhergesehene Dynamik auslösen kann (siehe Isar – Mühlthal und Isar - Volkmannsdorf). Hier müsste verstärkt mit Nachbesserungsarbeiten gerechnet werden, was existierende Unterhaltungswege voraussetzt.
- Die hier untersuchten gestreckten Rückbauabschnitte zeigten eine übers Profil gleichmäßige Sohlhebung infolge der Aufweitung, welche sich nach Vermindern der Aufweitungstendenzen wieder reduziert (siehe Wertach und Isar – Nantwein).
- Die durchflossene Querschnittsbreite bei gekrümmten Abschnitten nimmt nur geringfügig zu bzw. kann sich unter Umständen auch verringern (siehe Isar – Mühlthal).
- Während die gestreckten Abschnitte eine gleichmäßige Sohlhebung zeigten, kommt es bei den Flusskurven eher zu einer Verschiebung des Profils. Der Talweg hebt sich deutlich weniger als bei den gestreckten Abschnitten. Unter Umständen kommt es aufgrund von einer zunehmenden Krümmung zu verstärkten Profilquerneigungen, was die Kolkssituation im Prallufer verschärft. Dies ist vor allem bei Abschnitten mit geringen Restkiesauflagen von Bedeutung.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

- Aufwachsender Bewuchs reduziert die Breitenentwicklung und begünstigt die weitere Sohlerosion. Bei gestreckten Abschnitten kann mitunter bereits ein 2 – 3 jähriger Grasbewuchs, die Aufweitung verhindern (siehe Wertach). Bei den kurvigen Abschnitten scheint dies im wesentlich geringeren Maße einen Einfluss zu haben. Hier besteht aufgrund der am Prallufer vorherrschenden Kolke die Möglichkeit der Unterspülung und des „Nagens“ am Böschungsfuß, was obere bewachsene Böschungsbereiche nachrutschen lässt. Meist wurden die Uferbereiche von Bäumen freigestellt. In wie weit die Aufweitung durch das Belassen von ufernahen Bäumen verhindert wird, kann schwer abgeschätzt werden. Die Eindrücke an der Iller bzw. der Mühlalabschnitt lassen vermuten, dass zumindest in kurvigen Abschnitten eine Aufweitung von einem bestehenden Baumbewuchs nicht gestoppt wird. Die Entscheidung über eine Uferfreistellung wird eher aufgrund der Verklausungsgefahr und des Treibholzanfalls oder aufgrund von unkalkulierbaren lokalen Strömungseffekten, welche eine starke Laufverlagerung verursachen können (siehe Mühlal), zu entscheiden sein, als aufgrund der Sorge, dass die gewünschte Aufweitung verhindert wird.

8 1D^{2D}-Simulation

8.1 Theorie

Sollen in der Praxis Aufweitungsstrecken von mehreren 100 m Länge realisiert werden, ist dies jedoch nur unter Einbeziehung eines größeren Abschnitts und unter Berücksichtigung des gesamten Geschiebehaushalts möglich. Hier gilt es nicht nur zu klären, welche Maßnahme an welcher Stelle vernünftig ist, sondern auch in welcher zeitlichen Abfolge Maßnahmen getroffen werden sollen und wie diese sich gegenseitig beeinflussen. Hier müssen also viele verschiedene Variationen simuliert und deren morphologische Auswirkungen am Rechner durchgespielt werden, wofür derzeit aufgrund der Streckenlänge, der Parametervielzahl und der angestrebten Vorhersagedauern nur 1D-Modelle zielführend zum Einsatz kommen können. 2D-Modelle können zwar für eine detaillierte Untersuchung der hydraulischen Situation bzw. für die morphologische Simulation von einzelnen begrenzten Aufweitungsstrecken Verwendung finden, nicht aber für die Prognose der morphologischen Entwicklung der Gesamtstrecke bei Berücksichtigung verschiedenster Sanierungsszenarien. Um hier mit Hilfe der numerischen Simulation schnellere Variantenstudien und schnellere Voruntersuchungen auch unter Einbeziehung von eigendynamischen Aufweitungsstrecken zu ermöglichen, wurde versucht, 2D-Aufweitungsquerschnitte in eine 1D-Geschiebesimulation einzuführen, welche je nach Bedarf ein oder ausgeschaltet werden können. Die Abb. 8-1 zeigt das Ablaufschema der Simulation.

Zuerst wird eindimensional der Wasserspiegelverlauf berechnet. Für alle Querschnitte, die neben beweglicher Sohle auch noch bewegliche Böschungen haben sollen, wird mit Hilfe von vereinfachten Flachwassergleichungen bei gegebenem Durchfluss und Wasserstand (aus 1D-Berechnung) die Verteilung der tiefengemittelten Geschwindigkeit über den Querschnitt und daraus auch der Schubspannungsverlauf berechnet. Unter Annahme von verschwindenden tiefengemittelten Geschwindigkeiten in Profilquerrichtung, ergibt sich aus den bei *Schmautz (2003)* aufgeführten Flachwassergleichungen noch folgende Gl. 18 (S = Wasserspiegel, U = tiefengemittelte Geschwindigkeit in Längsrichtung x , ν_t = Wirbelviskosität, ρ = Dichte des Wassers, $\tau_{B,x}$ = Sohlschubspannung, k_{Str} = Stricklerwert, h = Fließtiefe, g = Erdbeschleunigung).

$$hU \frac{\partial U}{\partial x} = -gh \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(h \nu_t \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \nu_t \frac{\partial U}{\partial y} \right) - \frac{1}{\rho} \tau_{B,x} \quad \text{Gl. 18}$$

$$\tau_{B,x} = c_f \rho U^2 \quad \text{und} \quad c_f = \frac{g}{k_{Str}^2 h^{1/3}}$$

Die Wirbelviskosität wird hierbei über den bei *Schmautz (2003)* verwendeten Mischungswegansatz berechnet. Der Term $\frac{\partial}{\partial x} \left(h \nu_t \frac{\partial U}{\partial x} \right)$ wird im Weiteren vernachlässigt. Der kon-

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

vektive Anteil $U \frac{\partial U}{\partial x}$ könnte näherungsweise durch $U \frac{\partial V_m}{\partial x}$ berücksichtigt werden, wobei mit V_m die mittlere Geschwindigkeit der Querschnitte aus der 1D-Berechnung verwendet wird. Bei den folgenden Berechnungen wurde dieser Anteil aber ebenfalls vernachlässigt. Als Diskretisierung werden hier Finite-Differenzen verwendet. Die Fließtiefe h bzw. die Wasserspiegellage wird fest aus der 1D-Berechnung übernommen. Das Wasserspiegelgefälle $\frac{\partial S}{\partial x}$ dagegen wird als Iterationsgröße verwendet, um bei gegebenem Wasserstand den Gesamtabfluss Q bzw. die Kontinuität einzuhalten.

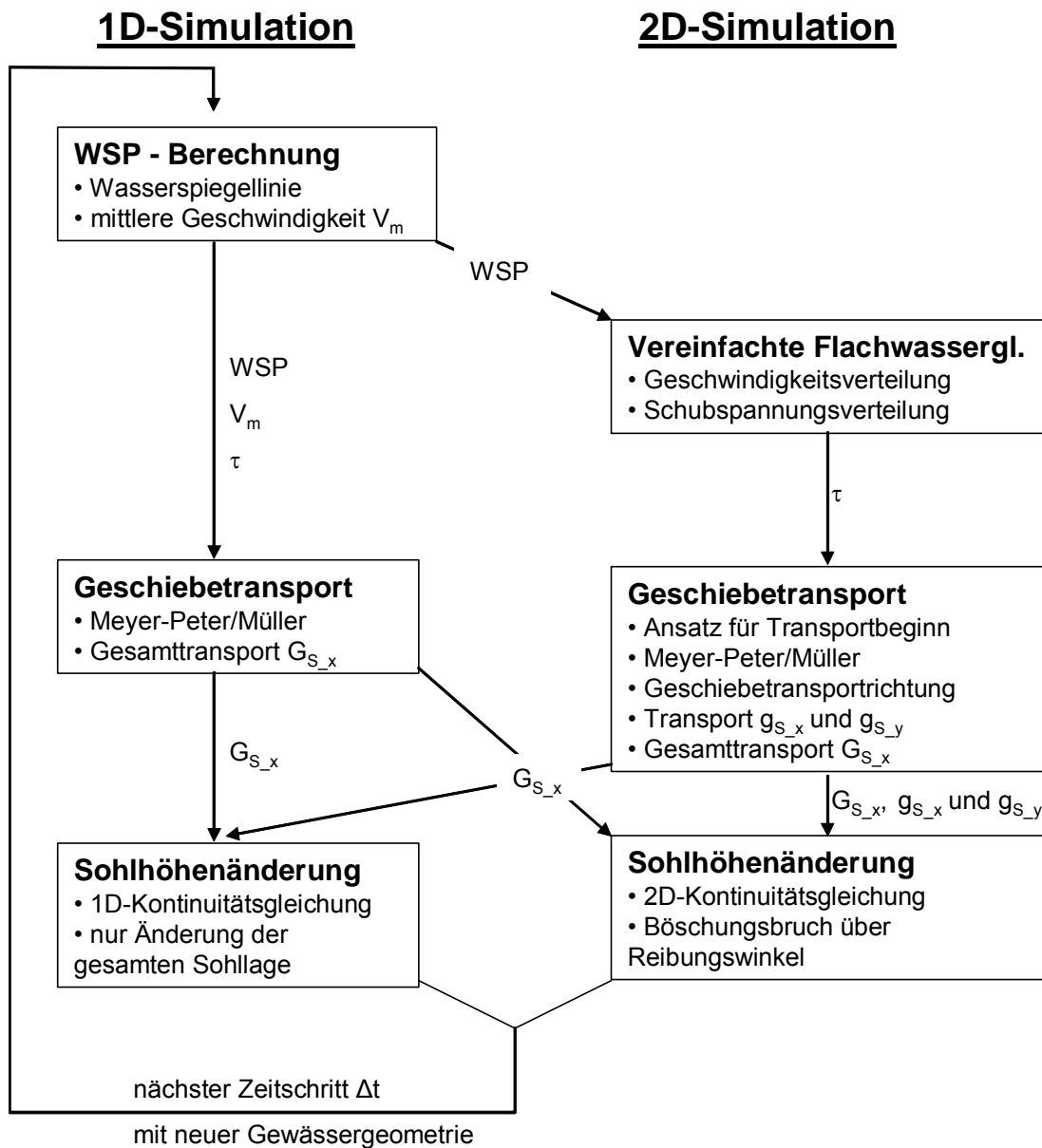


Abb. 8-1: Ablaufskizze der 1D²-Simulation mit 2D-Aufweitungsquerschnitten

Eine zweite Möglichkeit wäre, das Wasserspiegelgefälle aus der 1D-Berechnung zu übernehmen und über die dann variable Fließtiefe h in der 2D-Berechnung die Kontinuität ein-

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

zuhalten. Testrechnungen zeigten allerdings, dass gerade bei stark ungleichförmigen Abflüssen die Fließtiefen zwischen 1D und 2D Berechnung weit auseinanderklaffen. Eine Verbesserung ergab sich unter Berücksichtigung der konvektiven Terme mit Hilfe der Näherung $U \frac{\partial V_m}{\partial x}$. Die erste Möglichkeit über die Anpassung des Wasserspiegelgefälles zeigte aber bessere Ergebnisse und wurde beibehalten.

Nach der hydraulischen Berechnung der einzelnen Querschnitte erfolgt die Berechnung der Geschiebetransportkapazität (Einkorn Ansatz). Für die 1D-Querschnitte wird lediglich die Gesamttransportrate G_{s_x} berechnet. Für die 2D-Querschnitte erfolgt zunächst die Bestimmung des Transportbeginns für die einzelnen Querschnittsknoten unter Berücksichtigung der jeweiligen Böschungsneigung. Anschließend werden die Transportraten ermittelt und in Längs- und Querrichtung g_{s_x} und g_{s_y} aufgeteilt und der Gesamttransport G_{s_x} in Längsrichtung ermittelt. Die hierbei verwendeten Ansätze entsprechen denen des bei *Schmautz (2003)* vorgestellten 2D-Modells. Die Berechnung der Sediment-Kontinuitätsgleichung erfolgt querschnittsweise, wobei jeweils der Gesamttransport G_{s_x} des vorhergegangenen Querschnitts verwendet wird, welcher je nach Querschnittstyp 1D oder 2D bestimmt worden ist. In 1D-Querschnitten ergibt sich eine über die bewegliche Sohlbreite konstante Sohleintiefung oder Anlandung. In den 2D-Querschnitten kann sich jeder Querschnittsknoten separat verformen. Hierzu wird die Sediment-Kontinuitätsgleichung knotenweise gelöst, wobei hierfür der Gesamttransport G_{s_x} des vorangegangenen Querschnitts wieder auf die einzelnen Berechnungsknoten des aktuellen Querschnitts aufgeteilt werden muss (Abb. 8-2). Die Aufteilung von G_{s_x} auf die benötigten Knotengrößen g_{s_x} erfolgt anhand der Transportraten der einzelnen Knoten. Nachgeschaltet wird noch ein einfacher Böschungsbruchalgorithmus auf Basis des Reibungswinkels des Materials.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

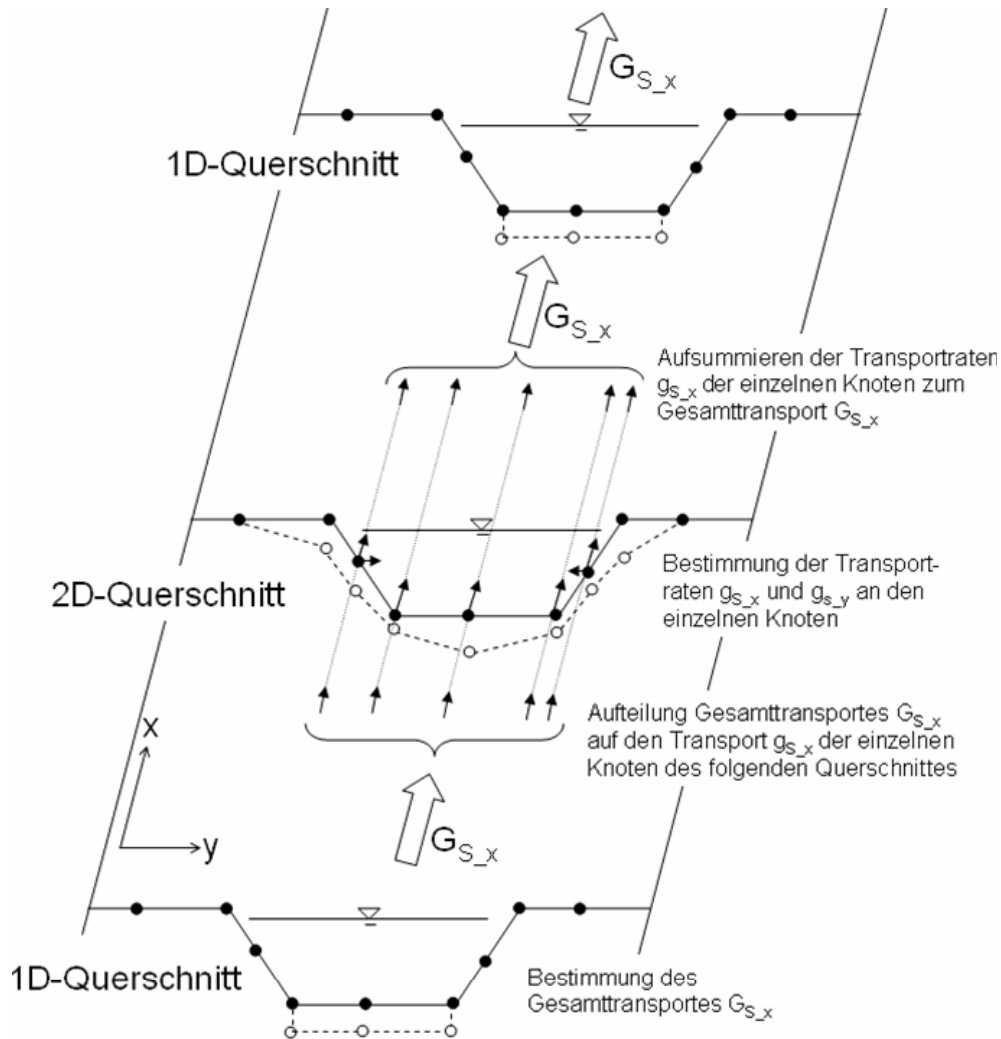


Abb. 8-2: Zusammenspiel von 1D- und 2D-Querschnitten

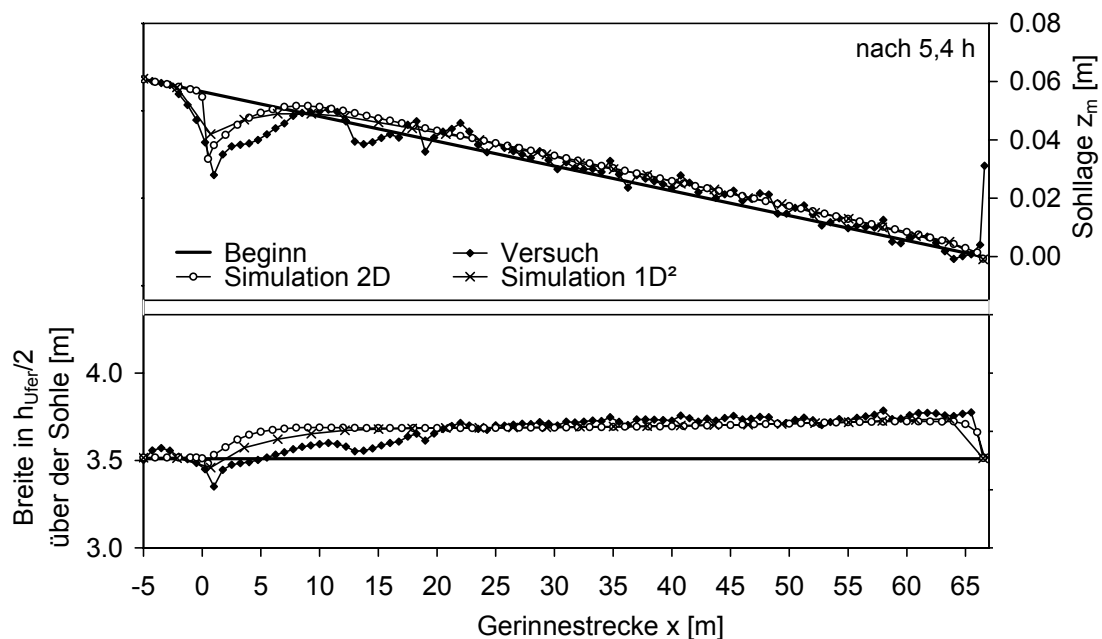
Um bei kurvigen Gewässergeometrien entsprechende Sekundärströmungseffekte überschlägig zu berücksichtigen, wurden zwei Korrekturterme verwendet (Hafner, 2006). Aufgrund der sohnahen zur Gleituferseite gerichteten Sekundärströmung wird hier die angenommene Bewegungsrichtung des Geschiebes in Abhängigkeit der Fließtiefe und des Strömungsradius korrigiert. Der Radius wird hier für jedes Querprofil fix vorgegeben. Mäanderentwicklungen mit einhergehenden Veränderungen in der Anströmrichtung und einer Laufverlängerung können nicht simuliert werden. In den Strömungsgleichungen selbst werden Dispersionsterme verwendet, welche eine Verbesserung in der Simulation der Schubspannungs- und Geschwindigkeitsverteilung in Flusskurven bewirken (Hafner und Schindler; 2006). Jeder Querschnitt wird allerdings in der 1D^{2D}-Simulation einzeln betrachtet. Dies bedeutet, dass die Geschwindigkeitsverteilung in einem vorangegangenen Querprofil nicht in die Berechnung des folgenden Querprofils einfließt.

8.2 Vergleich mit physikalischen Modellversuchen

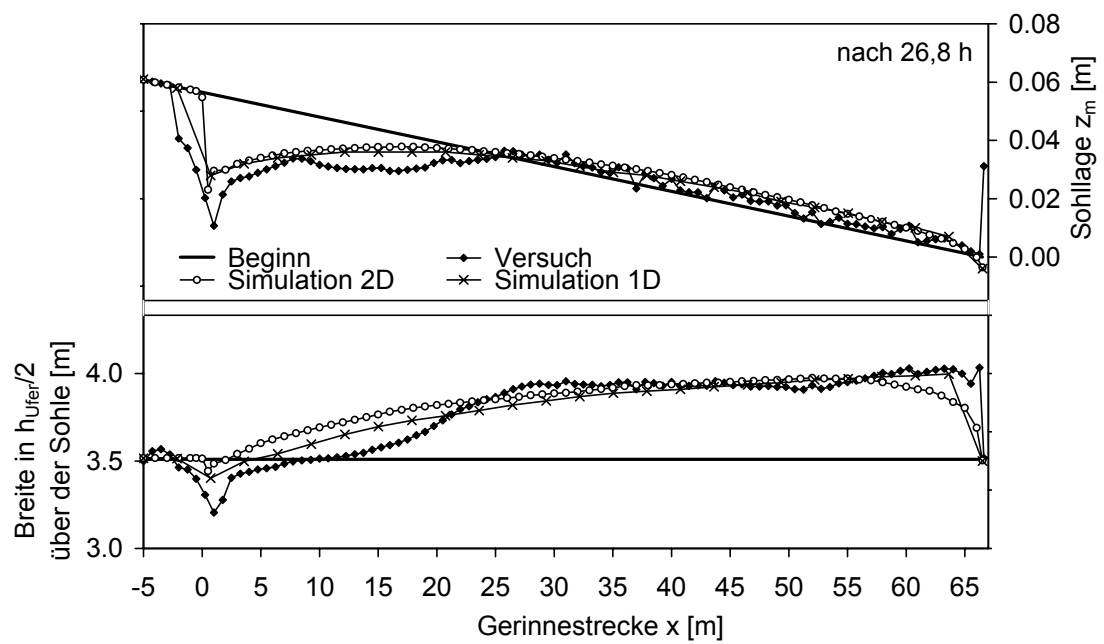
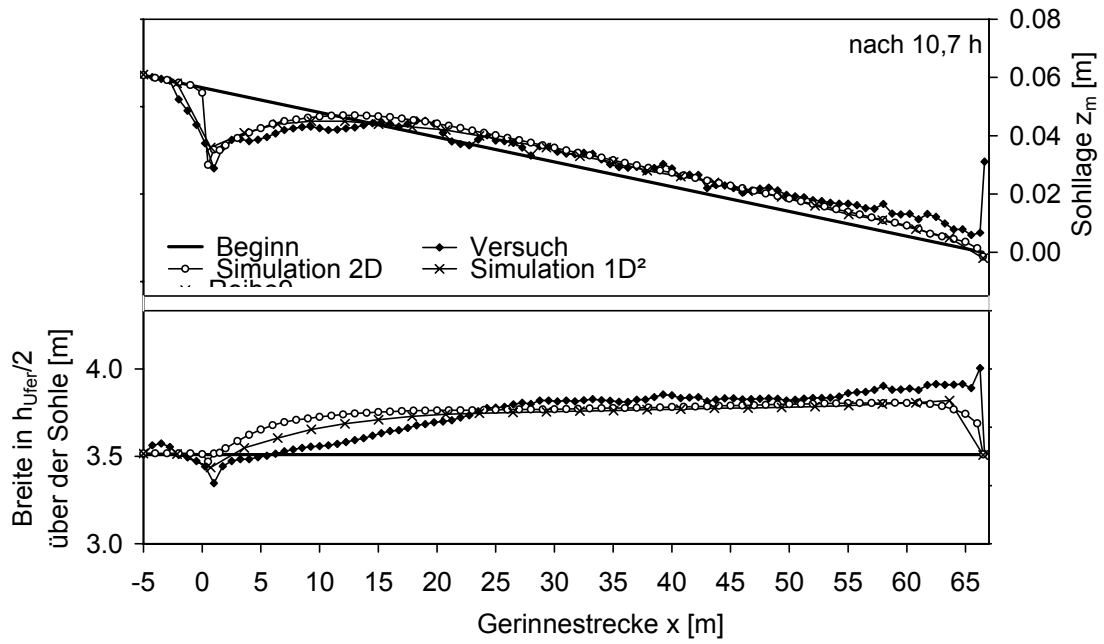
- Modellversuch „Isar“

Schmautz (2003) verifizierte sein weiterentwickeltes 2D-Modell mit physikalischen Messergebnissen der VAO. Der in seiner Arbeit verwendete Modellversuch „Isar“ wurde hier zu Testzwecken ebenfalls mit dem hier vorgestellten 1D²-Modell simuliert. Die 1D²-Ergebnisse sind zusammen mit den physikalischen Messungen und den 2D-Ergebnissen aus *Schmautz (2003)* in den Abb. 8-3 und Abb. 8-4 verglichen. Die Parametereinstellungen wurden aus den 2D-Einstellungen übernommen. Für die 1D²-Simulation wurden hier 26 Querschnitte verwendet. Die angegebenen Breiten sind in der halben Profilhöhe des Ausgangszustandes über der jeweils aktuellen mittleren Sohlage abgegriffen. Für weitere Details zu diesem Modellversuch wird auf *Schmautz (2003)* verwiesen.

Die Rechenzeit betrug in der 1D²-Simulation rund eine Minute. Die Rechenzeit des Voll-2D-Modells lag im Bereich mehrerer Stunden. Die Resultate des hier vorgestellten 1D²-Verfahrens zeigen gute Übereinstimmungen mit den Messungen.



AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



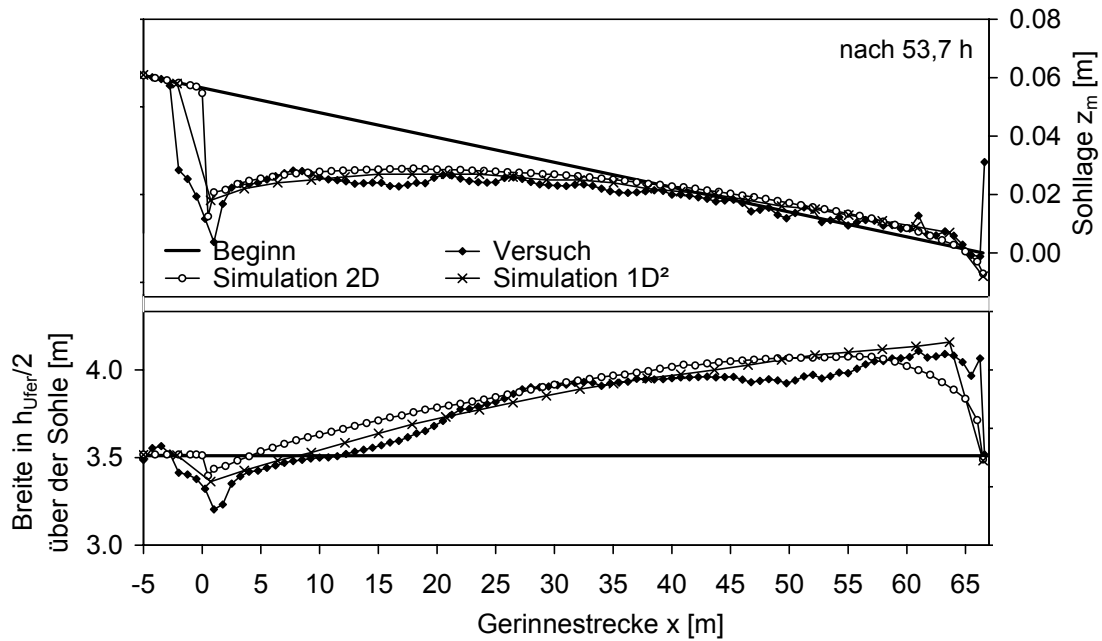


Abb. 8-3: Vergleich des physikalischen Modellversuch „Isar“ mit der 1D²- und 2D-Simulation

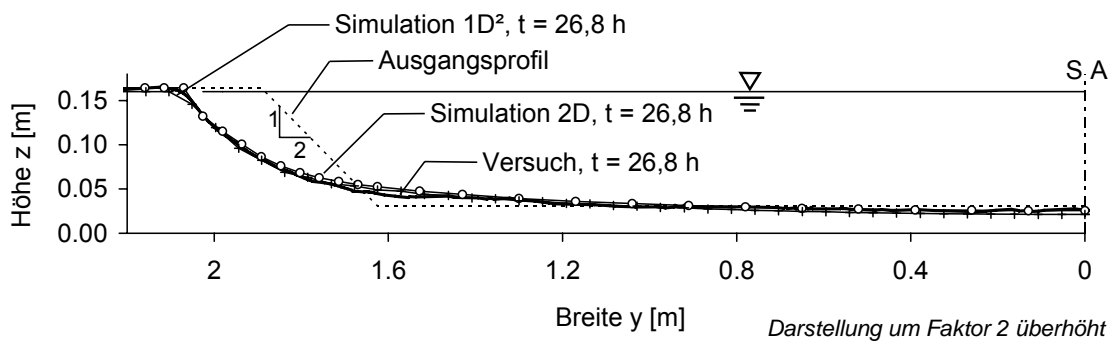


Abb. 8-4: Querschnitt x=30m; Modellversuch, 1D²- und 2D-Simulation

- Modellversuch M1:15 – Versuchsreihe 7 VAO

Dieser Modellversuch wurde nicht in *Schmutz (2003)* veröffentlicht und wird daher etwas genauer beschrieben. Die Versuchsparameter sind in der Tab. 4 aufgeführt. Für Details zu diesem Modellversuch wird auf den entsprechenden Versuchsbericht (*Strobl, Aufleger, Niedermayr; 2004*) verwiesen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Tab. 4: Versuchsparameter der Versuchsreihe 7 - VAO

| | Modell | Natur |
|-------------------------------------|-----------|-----------------------|
| Versuchsreihe / Maßstab | 7 / M1:15 | |
| Länge | 90 m | 1350 m |
| Sohlgefälle | 0,085 % | 0,085 % |
| Ausgangssohlbreite | 4,33 m | 65 m |
| Böschungsneigung im Ausgangszustand | 1:2 | 1:2 |
| Höhe der Ufer | 17,8 cm | 2,67 m |
| Unterwasserstand | 17,7 cm | 2,66 m |
| Abfluss | 499 l/s | 435 m ³ /s |
| Dauer | 10,32 h | 40 d |
| d _m | 1,2 mm | 18 mm |
| Versuchsdauer | 10,33 h | 40 d |



Abb. 8-5: Einlaufbereich des Modellversuchs – Blick in Fließrichtung – zu Beginn und nach 40 Tagen

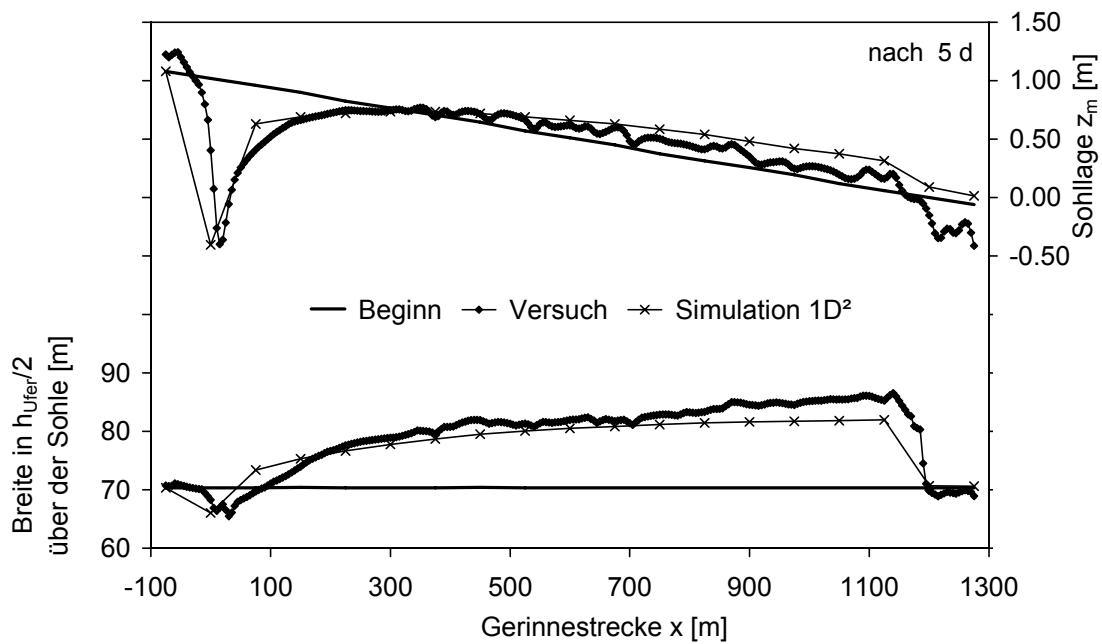
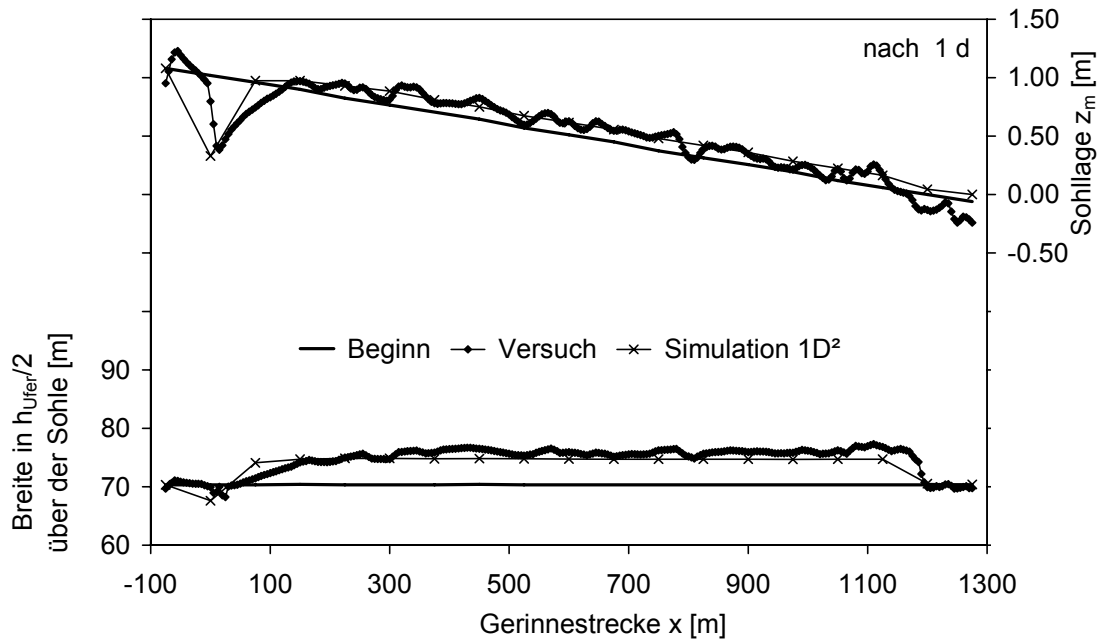
Die 1D^{2D}-Simulationsergebnisse zeigen gute Übereinstimmungen sowohl in Bezug auf die Entwicklungsgeschwindigkeit als auch auf den Endzustand nach 40 Naturtagen. Die Entwicklung der mittleren Sohlagen und der Breiten sind für verschiedene Zeitpunkte in der Abb. 8-6 umgerechnet in Naturgrößen dargestellt. In der Abb. 8-7 sind dagegen Querprofile verschiedener Längspositionen nach 40 Tagen verglichen. Bei Vergleich der Abb. 8-6 und Abb. 8-7 fallen vor allem die Abweichungen bis $x = 300$ m auf. Hier macht sich im physikalischen Modell vermutlich die besondere Strömungssituation des Einlaufs bemerkbar, welche im numerischen Modell so nicht nachgebildet wird. In Abb. 8-5 sind im Einlaufbereich an der linken und rechten Berandung ausgeprägte Tiefenrinnen erkennbar (siehe auch Querprofil $x = 0$ m in Abb. 8-7). Diese kommen vermutlich durch besondere Turbulenzerscheinungen und Anströmbedingungen am Modelleinlauf zustande, welche

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

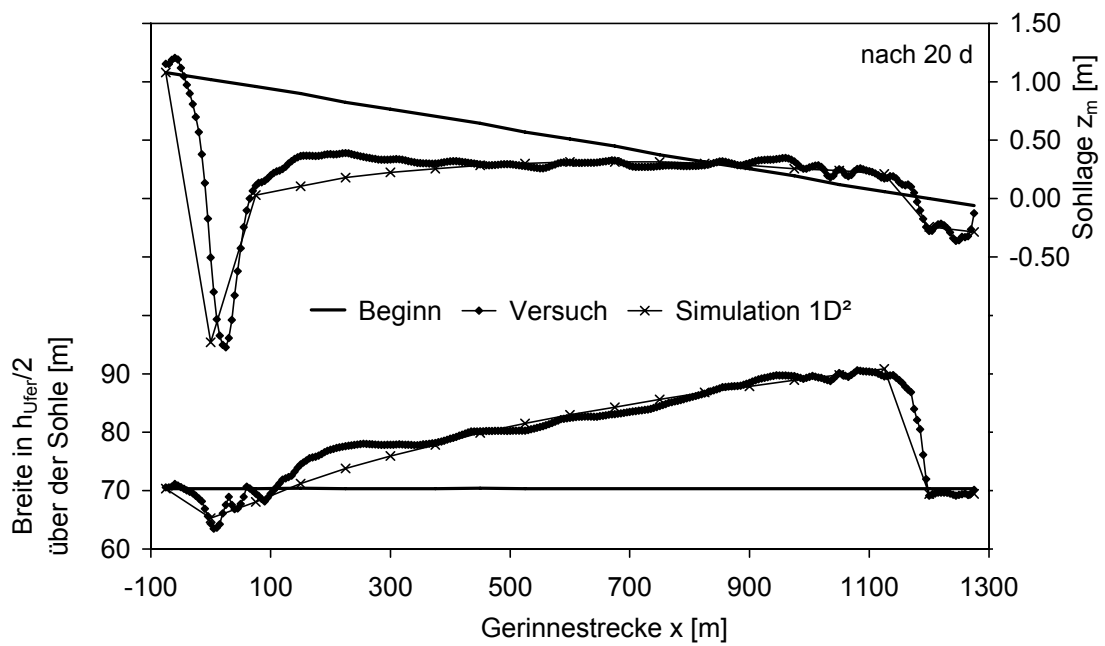
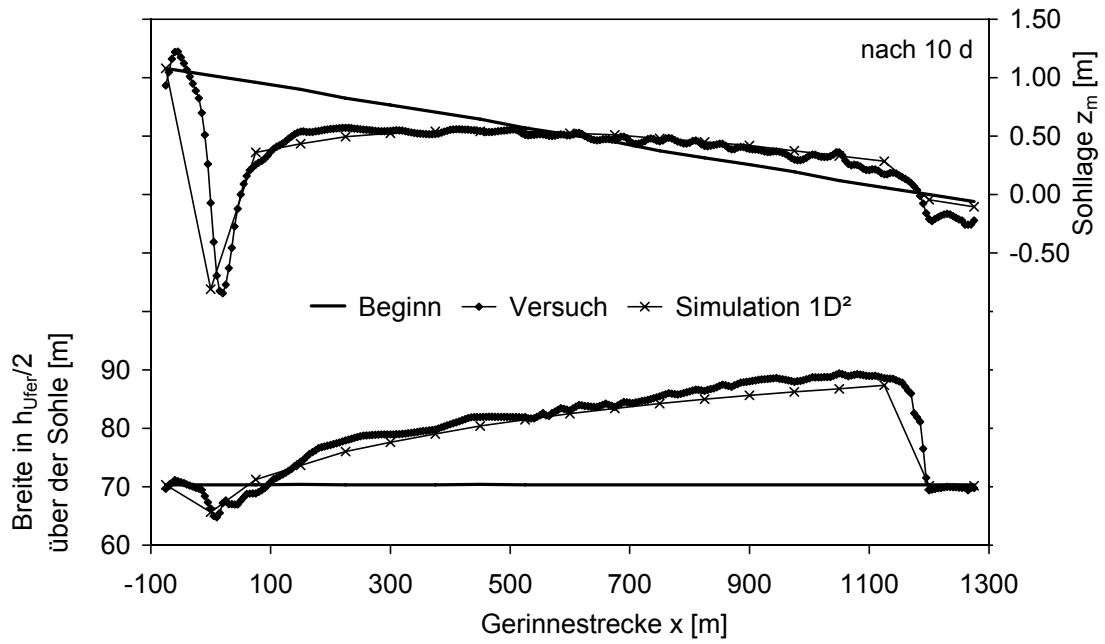
eine erhöhte Sohlbeanspruchung verursachen. Im numerischen Modell konnten die tiefen Kolke und Sohlerosionen in diesem Profil nur nachvollzogen werden, in dem bei Querschnitt $x = 0$ m die kritische Sohlschubspannung künstlich herabgesetzt wurde. Ansonsten mussten keinerlei Kalibrierungen vorgenommen werden. Alle Einstellungen bezüglich der verwendeten Transportfunktion, der Rauheiten und anderen Parameter wurden unverändert übernommen.

Betrachtet man die Querprofilbildung bei $x = 0$ m in Abb. 8-7, erkennt man im physikalischen Modell zwei Tiefenrinnen am rechten und linken Profilbereich bei einer gleichzeitigen Bank in Gewässermitte. Diese Erscheinung ist vermutlich auf den Modelleinlauf im physikalischen Modell zurückzuführen, welcher anscheinend zu einer leichten Konzentration des Abflusses an beiden Randbereichen führt und somit auch in den angrenzenden Profilen weiter unterstrom zu einem erhöhten Böschungsangriff führt. Bei Profil $x = 75$ m sind z.B. im physikalischen Modell größere Aufweitungen als in der Simulation zu erkennen. Ebenso ist die Sohle gerade im oberen Modellbereich etwas ungleichmäßiger („welliger“) als in den Querschnitten weiter Unterstrom. Dies könnte auf turbulenzgetriebene Sekundärströmungen zurückzuführen sein, welche verstärkt am Einlauf auftreten. Aus diesem Gedankengang wurde eine weitere Simulation durchgeführt und die dimensionslose Diffusivität e^* , welche als Multiplikator die Größe der Wirbelviskosität bestimmt, in den ersten Profilen nach dem Einlauf auf einen Wert von 5 anstelle von 0,6 erhöht. In der Literatur wird diese Größe oft als Kalibrierkonstante verwendet, um Strömungsbereiche mit erhöhten Sekundärströmungseffekten und Turbulenzen im 2D-Modellen nachzubilden. In Folge dieser Erhöhung kommt es im Böschungsbereich zu höheren Geschwindigkeiten und zu einer Reduzierung im Hauptgerinne. Die Strömung wird jetzt verstärkt von der Böschung gebremst. Wie vermutet, kommt es jetzt im Einlaufbereich zu einer größeren Verbreiterung bei gleichzeitiger geringerer Sohlerosion (vgl. Abb. 8-8). In der Querprofilentwicklung zeigt die Simulation nun ähnlich flache Böschungen als das physikalische Modell (vgl. Abb. 8-9).

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

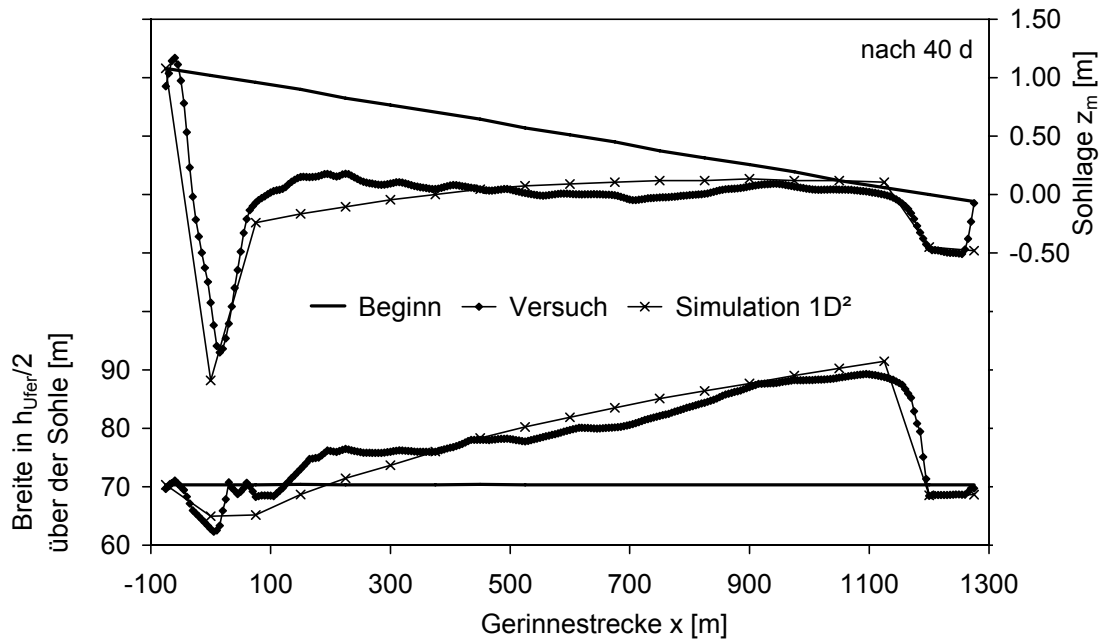
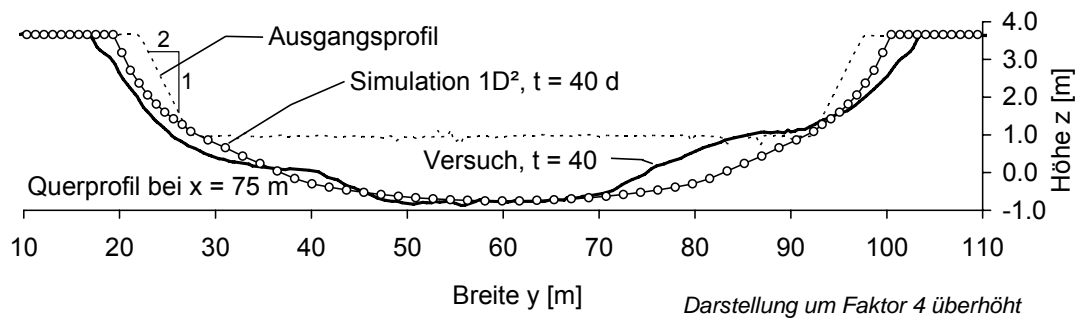
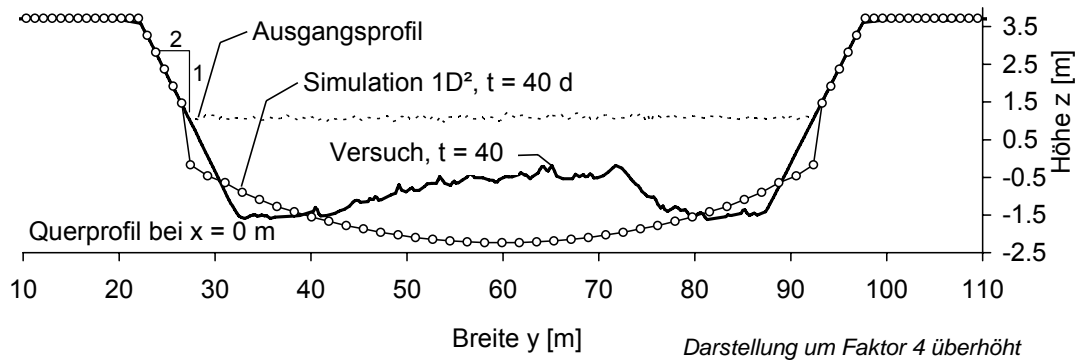


Abb. 8-6: Entwicklung der Sohlagen und der Breiten im phy. Modell und der Simulation



AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

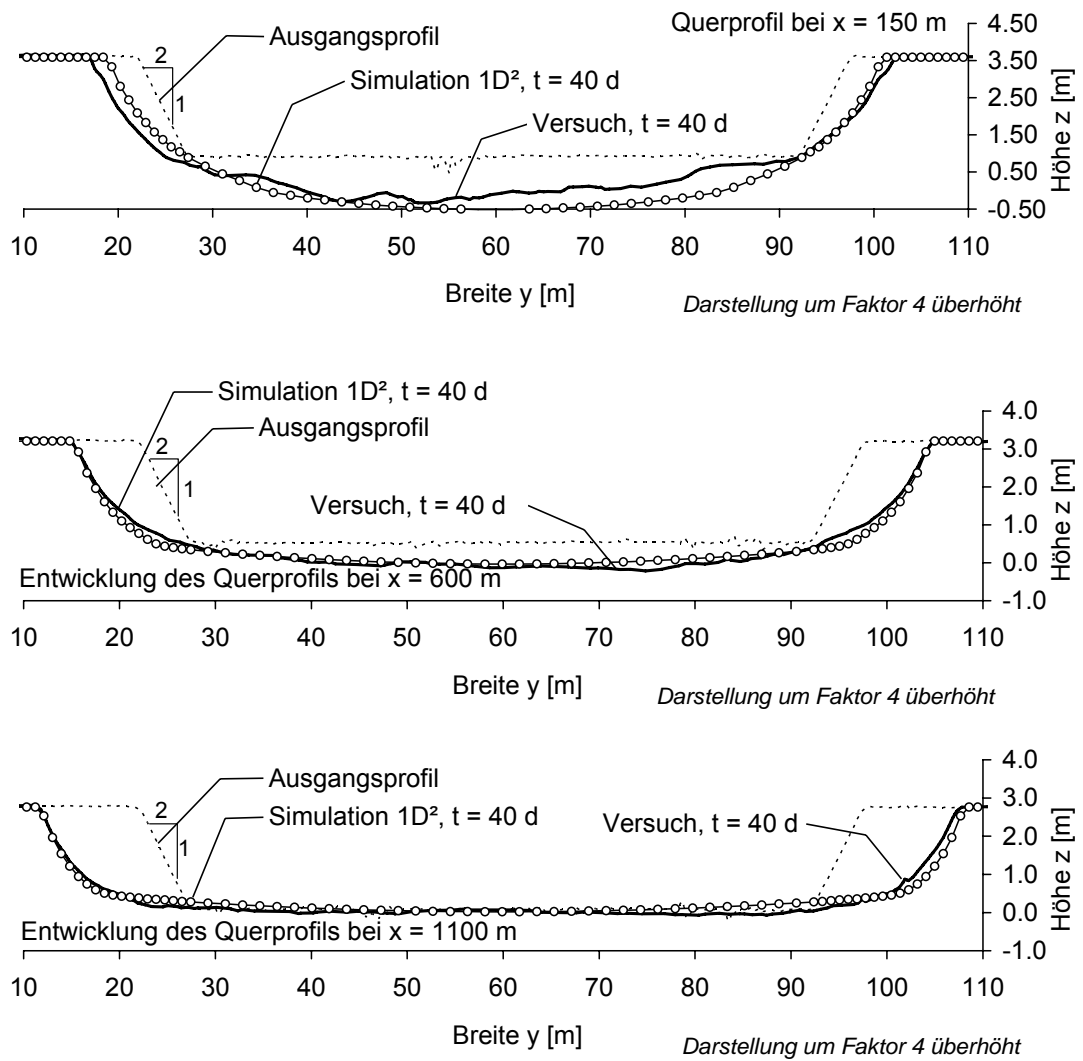


Abb. 8-7: Querprofilentwicklung nach 40 Tagen (Naturzeit) im phy. Modell und der Simulation

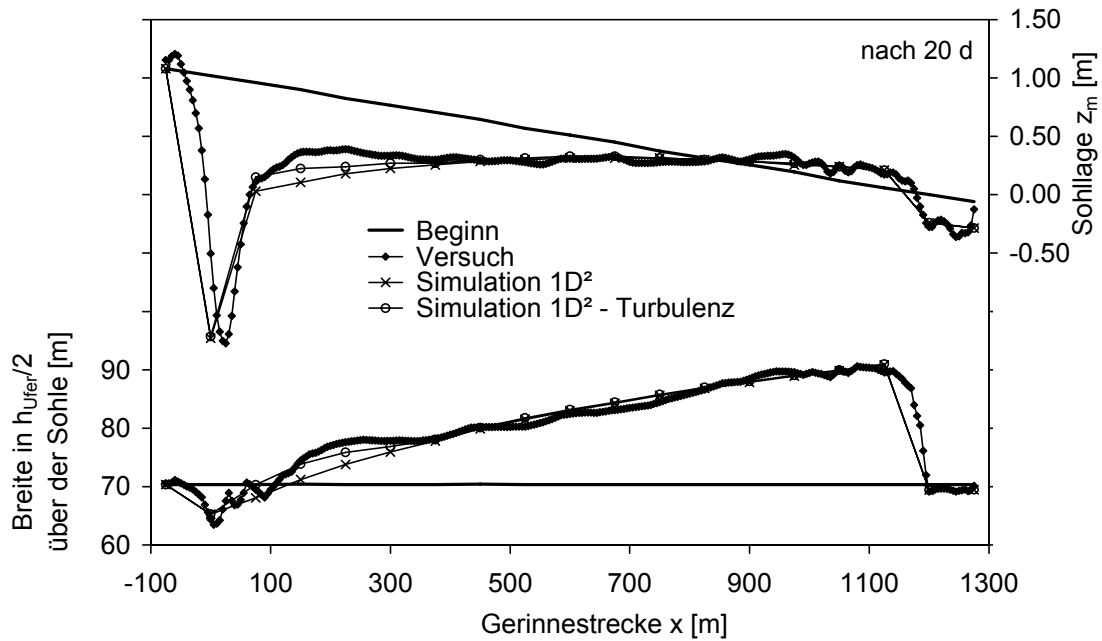


Abb. 8-8: Auswirkungen bei verstärkter Turbulenz im Einlaufbereich

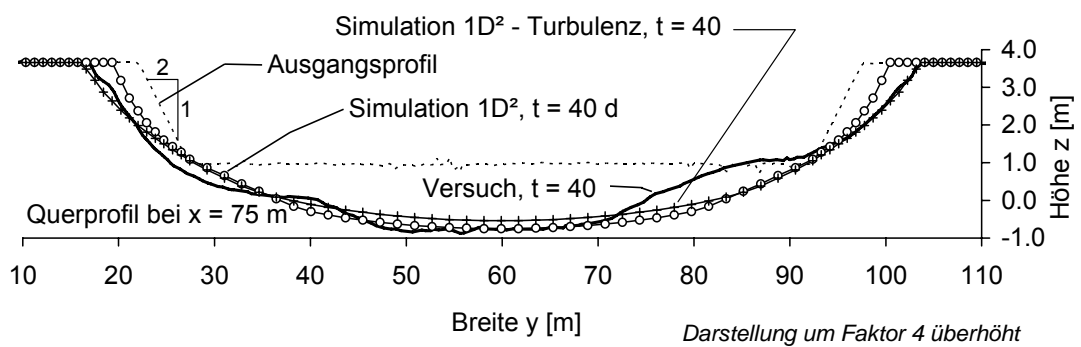


Abb. 8-9: Auswirkungen verstärkter Turbulenz auf die Querprofilbildung

8.3 Kurve KV1

Ziel dieses 2002 durchgeführten Modellversuchs war die Abschätzung der morphologischen Entwicklung an rückgebauten Ufern in gekrümmten Fließstrecken. Der Versuch ist den Verhältnissen der Unteren Isar nachempfunden. Der Maßstab betrug M 1:20. Die Ausgangsgeometrie und ein Photo während der Versuchsdurchführung sind in Abb. 8-10 dargestellt. Details zu diesem Modellversuch sind im entsprechendem Versuchsbericht (Strobl, Aufleger, Niedermayr; 2004) aufgeführt. Die im Folgenden angegebenen Breiten sind in einer Höhenlage von 3 cm unter dem Vorlandniveau abgegriffen. Die mittlere Sohlage wird zwischen diesen beiden Punkten gemittelt.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

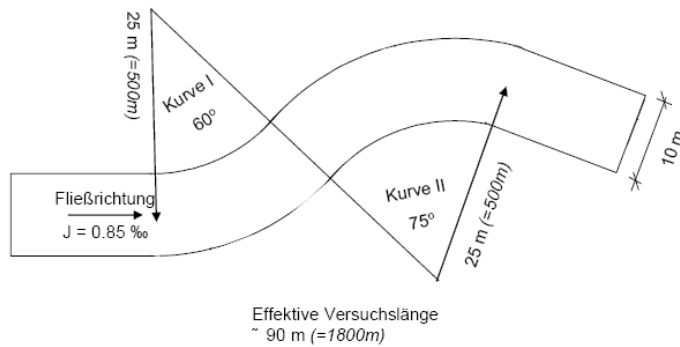
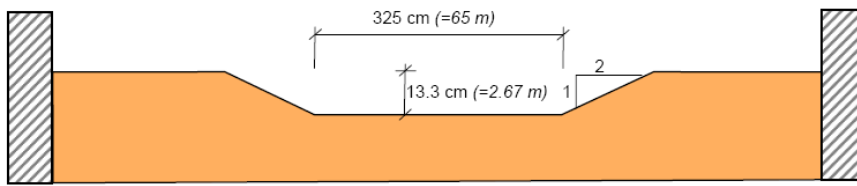


Abb. 8-10: Geometrie des Modellversuchs KV1 und Photo während des Versuchsbetriebs
 Die Abb. 8-11 zeigt die Breitenentwicklung nach 20 Naturtagen für die Messung und die beiden Simulationsvarianten. Die typischen Prallufer–Furt–Prallufer Entwicklung wird auch in der tiefengemittelte 2D-Simulation nicht zufrieden stellend abgebildet, wenn hier keine Sekundärströmungskorrekturen verwendet werden. Mit Sekundärströmungskorrekturen

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

werden allerdings zufrieden stellende Übereinstimmungen zw. Messung und Simulation erreicht (Hafner, 2006). Die 1D^{2D}-Simulation zeigt im Vergleich zur reinen 2D-Simulation sogar die bessere Abschätzung der Breitenzunahme. Auffällig ist allerdings, dass die maximalen Breiten in der Messung und der 2D-Simulation jeweils kurz nach der Kurve bzw. im Kurvenauslauf aufgrund des hier erhöhten Wasserspiegellängsgefälles an der Kurvenaußenseite auftreten (vgl. Abb. 8-15). Dieser Effekt wird in der 1D^{2D}-Simulation nicht mit abgebildet. Hier kommt es sofort nach der Kurve zu einem Einbruch der Breitenentwicklung. Beim Vergleich der mittleren Profilhöhenlage in Abb. 8-12 zeigt die 1D^{2D}-Simulation ebenfalls in der Tendenz die etwas besseren Übereinstimmungen. Hingegen kommt es bei der Talwegentwicklung (Abb. 8-13) in der 1D²-Simulation zu einer ungenügenden Kurvenkolkentwicklung. Diesen Effekt kann offenbar das 2D-Modell selbst ohne Sekundärströmungskorrekturen besser abbilden. In der Abb. 8-14 ist ein Querprofil an der Längsposition x = 69 m dargestellt. Die Messung zeigt die größten Pralluferverschiebungen, die 2D-Simulation (ohne Sek.-Korrekturen) dagegen die geringsten. Auffällig ist der große Geschiebehügel an der Kurveninnenseite, welcher die Strömung zusätzlich an die Außenseite drängt. Die Ablagerungserscheinungen treten nur in wesentlich geringerem Ausmaß in der 1D^{2D}-Simulation und der 2D-Simulation (ohne Sek.-Korrekturen) auf.

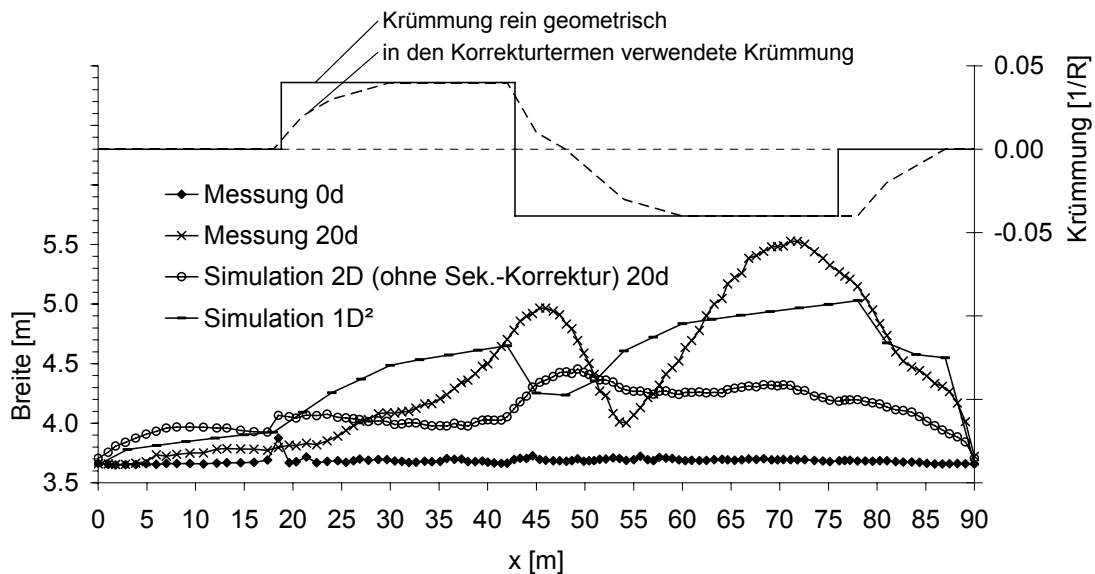


Abb. 8-11: Breitenentwicklung; Vergleich der Messergebnisse mit den Simulationen

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

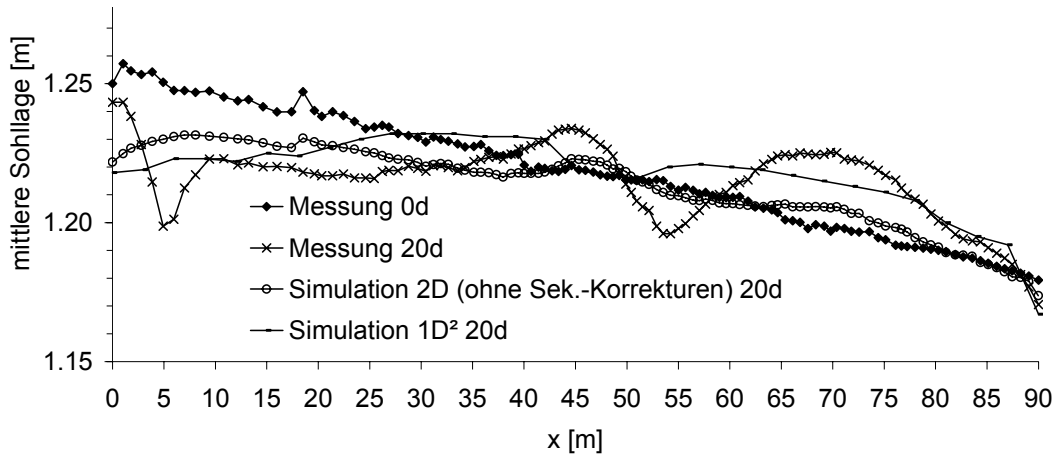


Abb. 8-12: Sohlagenentwicklung

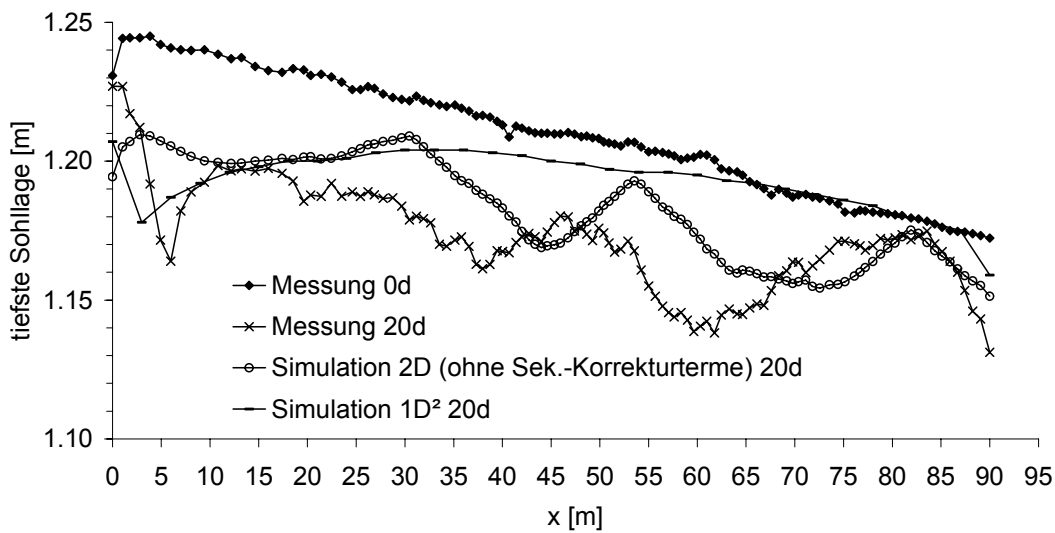


Abb. 8-13: Talweg

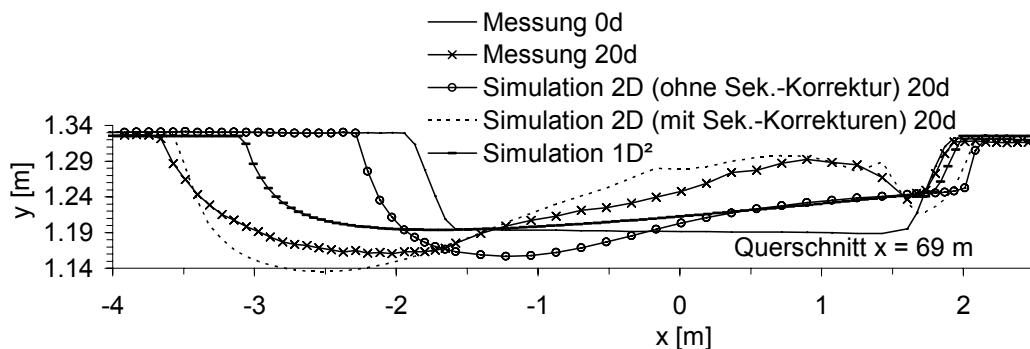


Abb. 8-14: Querprofilvergleich für x = 69 m

Diese Gleituferablagerungen kommen durch zwei Prozesse zustande, welche in Abb. 8-15 dargestellt sind. Am Kurveneingang (QS 2) kommt es zunächst zu einer Verlagerung der größten Sohlbeanspruchung an die Kurveninnenseite. Der Ort der maximalen Sohlbelastung wandert in Fließrichtung gesehen langsam an die Pralluferseite mit einem Maxi-

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

mum am Kurvenausgang. Dort kommt es zum größten Uferangriff (QS 5 und QS 6). Die Transportraten an der Kurveninnenseite nehmen in Fließrichtung ab (Vgl. QS 3 -> QS 4). Durch diese Übersättigung kommt es dort zu Ablagerungen aus dem Längstransport (a) des Geschiebes. Diese Ablagerungen haben zunächst nichts mit der Sekundärströmung zu tun und können auch in einem 2D-Modell ohne weitere Sekundärströmungskorrekturen beobachtet werden. Die Sekundärströmungen sorgen hingegen dafür, dass es auch zu einem Materialquertransport zur Gleituferseite hin kommt (b). Dieser Quertransport wird auch in dem 1D^{2D}-Modell berücksichtigt, nicht aber die Ablagerungserscheinungen aus dem Längstransport, da die Querverteilung des in den einzelnen Profilen ankommenden Geschiebes aufgrund der dort lokalen Transportraten zugegeben wird. Bei den hier dargestellten Ergebnissen des 2D-Modells dagegen kommen die Ablagerungen an der Gleituferseite aufgrund des Längstransportes zustande und nicht aus dem sekundärströmungsgetriebenen Quertransport. Betrachtet man aus diesem Hintergrund heraus nochmals die Querprofilardarstellung in Abb. 8-14, sind in beiden Simulationen die Gleituferablagerungen zu gering im Vergleich zur Messung. Beide Simulationen produzieren allerdings Gleituferablagerungen, jedoch aufgrund verschiedener Prozesse. In der 1D^{2D}-Simulation ist die Ursache dafür der Quertransport aus der Sekundärströmung, in der 2D-Simulation (ohne Sek.-Korrekturen) dagegen kommen diese Ablagerungen aus dem übersättigten Längstransport zustande. Nur eine Überlagerung beider Effekte in der 2D-Simulation mit Sekundärströmungskorrekturen führt zu ähnlich großen Ablagerungen wie in der Messung (siehe auch *Hafner, 2006*).

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

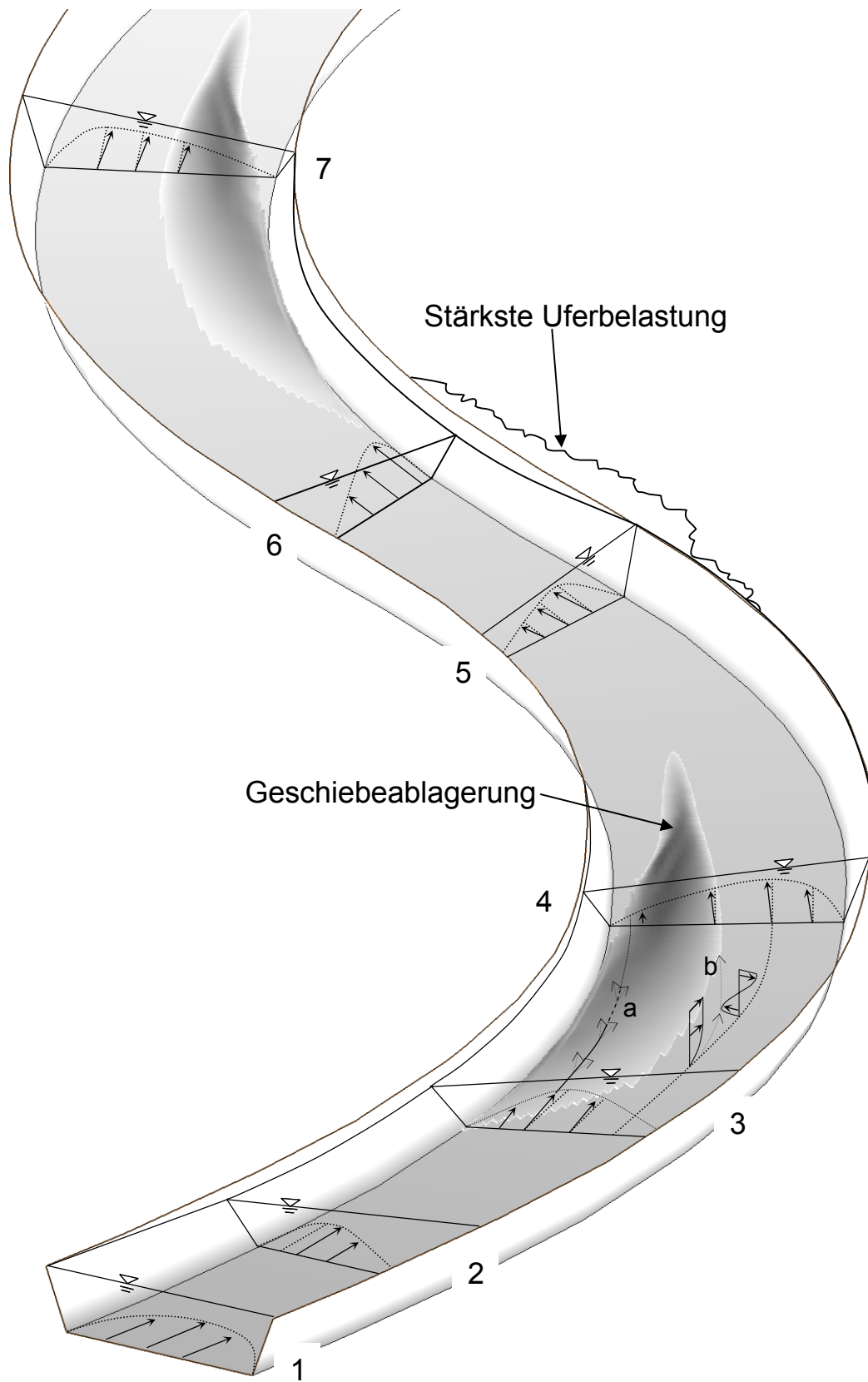


Abb. 8-15: Schemazeichnung: Prozesse in der Kurve

8.4 Fazit

Das hier vorgestellte 1D^{2D}-Verfahren überzeugt vor allem durch seine Unkompliziertheit im Pre- und Postprocessing.

Die Rechenzeiten sind im Vergleich zu einer 2D-Berechnung minimal, was besonders den Einsatz in der Praxis interessant macht.

Die morphologischen Prozesse in gestreckten Flussabschnitten werden gut abgebildet. Die Vergleiche mit den Modellversuchen in den Kapiteln 8.2 bestätigen dies.

Die Simulation von kurvigen Flussabschnitten ist dagegen mit starken Einschränkungen zu sehen. Die Ergebnisse besonders in der Breitenentwicklung stimmen jedoch in der Tendenz besser mit den Messungen überein als 2D-Simulationsergebnisse ohne weitere Sekundärströmungskorrekturen.

Die Qualität der 1D²-Ergebnisse hängt stark davon ab, ob die Annahme der Verteilung des in jedem Querschnitt ankommenden Geschiebes mit der tatsächlichen Verteilung übereinstimmt. Dies ist jedoch nur in geraden Strecken ohne ausgeprägte morphologische Strukturen wie alternierende Bänke der Fall.

Die Anwendung des 1D^{2D}-Programms ist somit für die folgenden Untersuchungen an der Unteren Isar aufgrund der dort herrschenden kurvigen Geometrien nur eingeschränkt möglich. Dennoch wird auf dieses Tool zurückgegriffen, da es erstens eine Betrachtung des gesamten Untersuchungsraumes (10 km) ermöglicht bei gleichzeitiger Variationsmöglichkeit und Untersuchung verschiedenster Szenarien. Zweitens ist vom Rechenaufwand eine Betrachtung von morphologischen Zeiträumen von mehr als 20 Jahren möglich.

Im 2D-Modell dagegen wären nur einzelne Abschnitte simulierbar, bei deutlich kürzeren Zeiträumen und geringeren Möglichkeiten bei der Simulation verschiedener Szenarien.

9 Anwendung des 1D^{2D}-Verfahrens

9.1 Modellgeometrie

Als Geometriedaten für das 1D-Modell wurden die Profilvermessungen, welche jährlich im Auftrag vom WWA Deggendorf durchgeführt werden, für das Hauptgerinne verwendet. Die Geometrie der Vorländer bis zu den Deichen wurde aus dem 2D-Modell der RMD Wasserstraßen GmbH ergänzt. Dies beruht auf Befliegungsdaten von 1996/97. Die Abb. 9-1 zeigt einen Ausschnitt des 2D-Netztes der RMD und die Lage der herausgeschnittenen Querschnitte für das 1D-Modell. Das 1D-Modell startet bei Fkm 8,8 und endet bei Fkm 0,8.

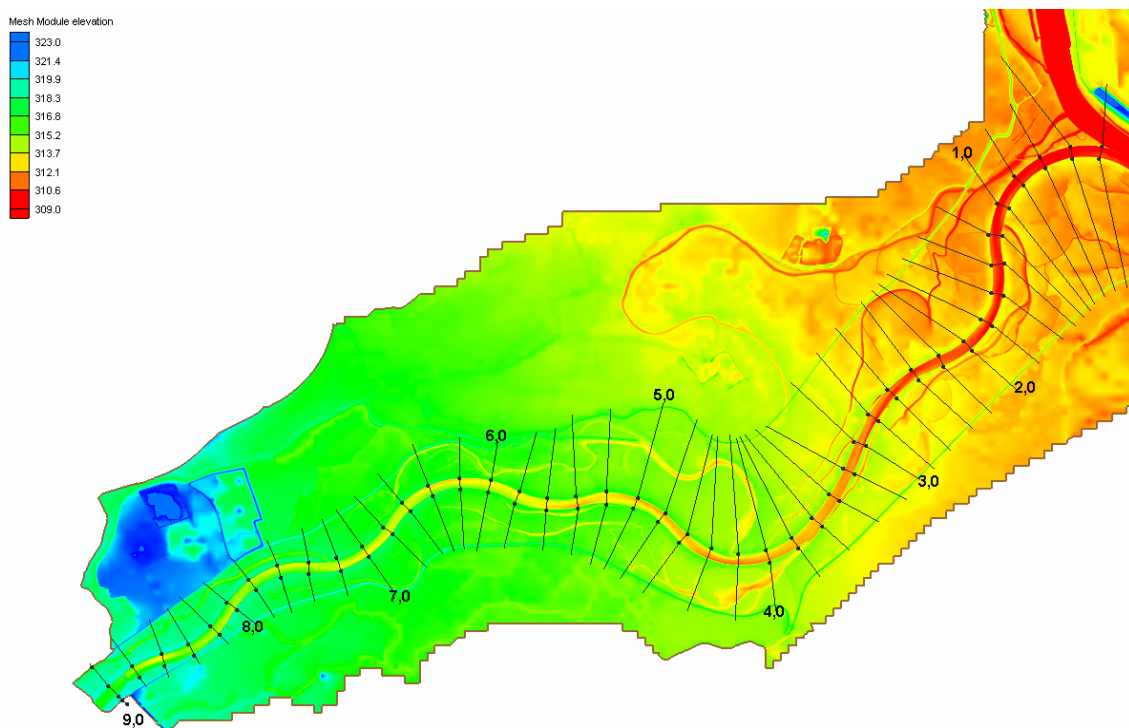


Abb. 9-1: verwendeter Modellausschnitt aus dem 2D-Modell der RMD mit Lage der verwendeten 1D-Querschnitte

Der verwendete Profilabstand im 1D-Modell ist 200 m. Die Punktabstände in den einzelnen Querprofilen betragen auf dem Vorland maximal 20 m und wurden im Hauptgerinne bzw. im Uferbereich, wo entsprechende Böschungs- und Sohlerosionen zu erwarten sind, auf 1 bis 1,5 m verdichtet.

9.2 Hydraulische Kalibrierung

Prinzipiell muss hier gesagt werden, dass die hydraulische Situation der Unteren Isar mit einem 1D-Modell nur näherungsweise erfasst werden kann. Dies betrifft vor allem die Abflusskapazität der Vorländer und das unterschiedliche Anspringen von Seitenarmen. E-

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

benfalls problematisch ist die verwendete Unterwasserstandsrandbedingung für Fkm 0,8. Hier wurde mangels besserer Kenntnis Normal-Wasserverhältnisse angenommen. Dieses Vorgehen entspricht dem Vorgehen in *HPI (2006)*. Je nach zeitlichem Zusammenspiel von Isar und Donauhochwasser kommt es hier teils zu deutlichen Rückstauinflüssen im gesamten unteren Streckenabschnitt. Für eine umfassendere hydraulische Modellierung müsste hier der gesamte Bereich inklusive dem Donauabschnitt Oberstrom und Unterstrom der Isarmündung in der morphologischen Berechnung mitmodelliert und das unterschiedliche hydrologische Zusammenspiel von Donau und Isar berücksichtigt werden. Dies war aus praktischen und zeitlichen Gründen hier weder möglich noch vorgesehen.

Da Vorlandrinnen teils auf Höhe der Hauptgerinnesohle liegen, muss dort, um eine vorzeitige Abflussführung zu verhindern, bis zu einem bestimmten Abfluss die Vorlandabflusskapazität herunter gesetzt werden. Dies geschieht, indem für die Vorländer ein abflussabhängiger Stricklerwert verwendet wird. Bis zu Abflüssen von 450 m³/s wird auf den Vorländern ein Stricklerwert von 0,1 m^{1/3}/s verwendet. Dieser wird dann linear bis zu einem Gesamtabfluss von 770 m³/s auf den für jeden Querschnitt separat vorgegebenen Stricklerwert (siehe Tab. 5 k_{st_v}) angehoben und bleibt für größere Abflüsse dann konstant.

Tab. 5: Querschnittsparameter

| Fkm | dm | Radius | kst_s | kst_v |
|-----|-------|--------|-------|-------|
| 8.8 | 0.022 | -700 | 36 | 12 |
| 8.6 | 0.020 | -6563 | 36 | 12 |
| 8.4 | 0.023 | 820 | 36 | 12 |
| 8.2 | 0.023 | 991 | 36 | 12 |
| 8.0 | 0.023 | -1717 | 36 | 12 |
| 7.8 | 0.023 | -627 | 36 | 12 |
| 7.6 | 0.023 | -606 | 36 | 12 |
| 7.4 | 0.023 | -16445 | 36 | 12 |
| 7.2 | 0.023 | 750 | 36 | 12 |
| 7.0 | 0.023 | 784 | 36 | 8 |
| 6.8 | 0.022 | 1942 | 36 | 7 |
| 6.6 | 0.022 | -882 | 36 | 8 |
| 6.4 | 0.022 | -603 | 36 | 8 |
| 6.2 | 0.022 | -596 | 36 | 8 |
| 6.0 | 0.022 | -888 | 36 | 8 |
| 5.8 | 0.021 | 2413 | 36 | 10 |
| 5.6 | 0.021 | 843 | 36 | 9 |
| 5.4 | 0.021 | 3333 | 36 | 7 |
| 5.2 | 0.021 | -855 | 36 | 8 |
| 5.0 | 0.021 | -638 | 36 | 7 |
| 4.8 | 0.021 | -1009 | 36 | 6 |
| 4.6 | 0.020 | 1490 | 36 | 5 |
| 4.4 | 0.020 | 683 | 36 | 6 |
| 4.2 | 0.021 | 613 | 36 | 6 |
| 4.0 | 0.021 | 621 | 36 | 6 |
| 3.8 | 0.022 | 714 | 36 | 8 |
| 3.6 | 0.021 | 1008 | 36 | 8 |
| 3.4 | 0.020 | 1468 | 36 | 9 |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

| | | | | |
|-----|-------|-------|----|----|
| 3.2 | 0.022 | 2710 | 36 | 10 |
| 3.0 | 0.022 | -2655 | 36 | 11 |
| 2.8 | 0.022 | -1056 | 36 | 10 |
| 2.6 | 0.021 | -936 | 36 | 7 |
| 2.4 | 0.021 | -1213 | 36 | 7 |
| 2.2 | 0.020 | 3565 | 36 | 7 |
| 2.0 | 0.020 | 713 | 36 | 7 |
| 1.8 | 0.020 | 610 | 36 | 8 |
| 1.6 | 0.020 | 687 | 36 | 7 |
| 1.4 | 0.020 | 3417 | 36 | 7 |
| 1.2 | 0.020 | -832 | 36 | 10 |
| 1.0 | 0.021 | -612 | 36 | 10 |
| 0.8 | 0.020 | -599 | 36 | 7 |

Im 1D-Modell werden die Sohlagen 2000 verwendet. Das Hauptgerinne hat einen einheitlichen Stricklerwert von $36 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Die errechneten Wasserstände und die Abflussaufteilung wurden, um Anhaltswerte für eine Kalibrierung zu erlangen, mit Simulationsergebnissen zweier 2D-Modelle verglichen.

Zum einen konnten hierfür Berechnungsergebnisse der Ingenieurgesellschaft HPI (HPI, 2004) verwendet werden, welche sich auf die Sohlage 1999 beziehen.

Zum anderen wurde ein Netzausschnitt auf Basis der Sohle 2000 aus dem 2D-Donaumodell der RMD Wasserstraßen GmbH, welcher dem Lehrstuhl zur Verfügung gestellt wurde, verwendet. Für die Abflüsse 175, 350, 450, 525, 760, 1000 und $1300 \text{ m}^3/\text{s}$ ließen sich so Anhaltswerte für die Kalibrierung des 1D-Modells ermitteln. Für die untere Randbedingung bei Fkm 0,8 wurden Normalflussverhältnisse (Gefälle = 0,085%) verwendet.

In der Tab. 6 sind die Mittelwerte der absoluten Abweichungen zwischen den 1D und den 2D-Referenzwerten aufgeführt. Bessere Übereinstimmungen könnten erreicht werden, wenn die Rauheiten des Hauptgerinnes für jeden Querschnitt separat kalibriert werden. Auf diese Möglichkeit wurde hier bewusst verzichtet, da die unterschiedlichen Querprofilrauheiten (k_{st} -Werte) quadratisch in den Widerstandwert für die Schubspannungsermittlung einfließen und sich so die später zu ermittelnden Aufweitungsgeschwindigkeiten der einzelnen Querschnitte schlechter vergleichen lassen.

Tab. 6: Mittelwert der absoluten WSP-Abweichungen zw. 1D und 2D-Referenzwerten

| Abfluss [m ³ /s] | 2D (RMD-Netz) [m] | 2D (HPI) [m] |
|--------------------------------|----------------------|-----------------|
| 175 | 0,03 | 0,10 |
| 350 | 0,08 | 0,10 |
| 450 | 0,08 | 0,07 |
| 525 | 0,12 | 0,05 |
| 760 | 0,12 | 0,11 |
| 1000 | 0,10 | - |
| 1300 | 0,13 | - |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Die Abb. 9-2 bis Abb. 9-7 zeigen die berechneten Wasserspiegellagen für die unterschiedlichen Modelle und die im Hauptgerinne verbleibenden Abflussanteile.

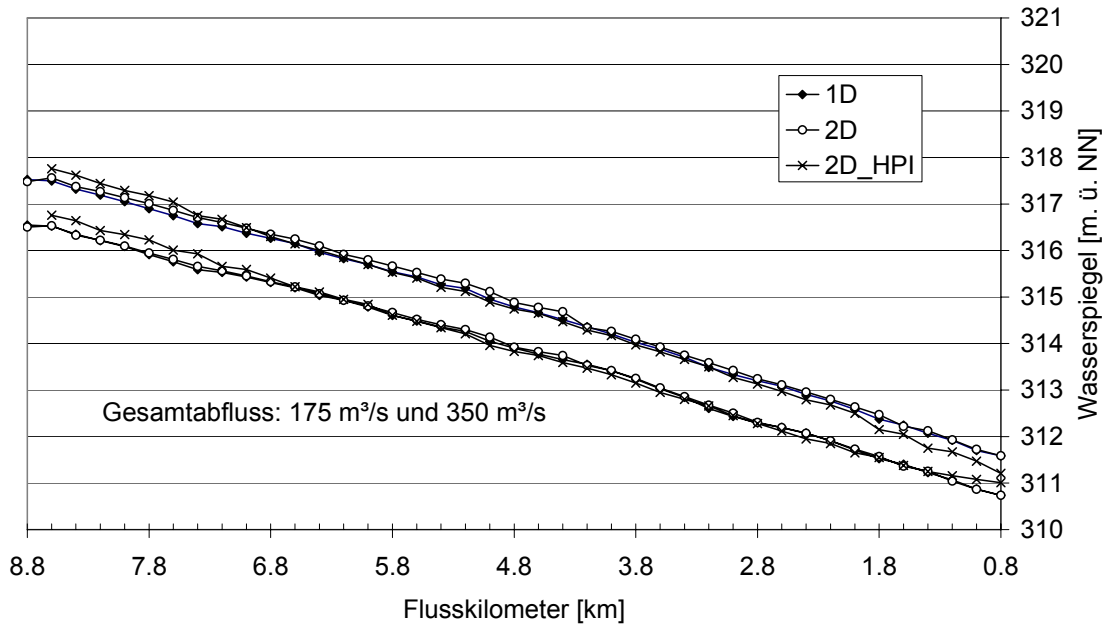


Abb. 9-2: WSP-Vergleich für 175 m³/s und 350 m³/s

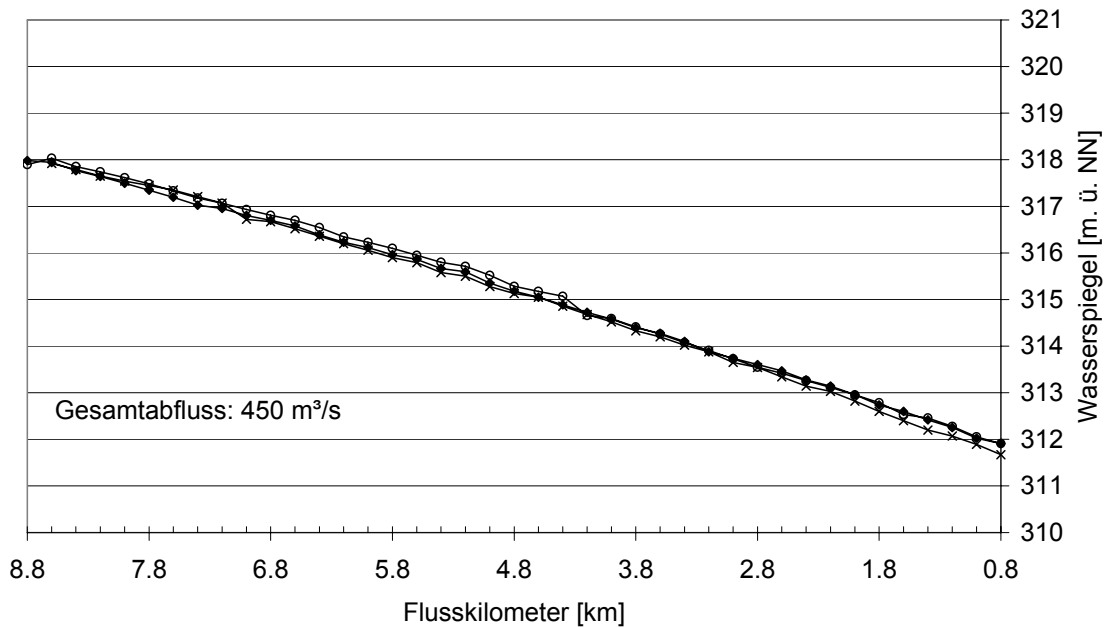


Abb. 9-3: WSP-Vergleich für 450 m³/s

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

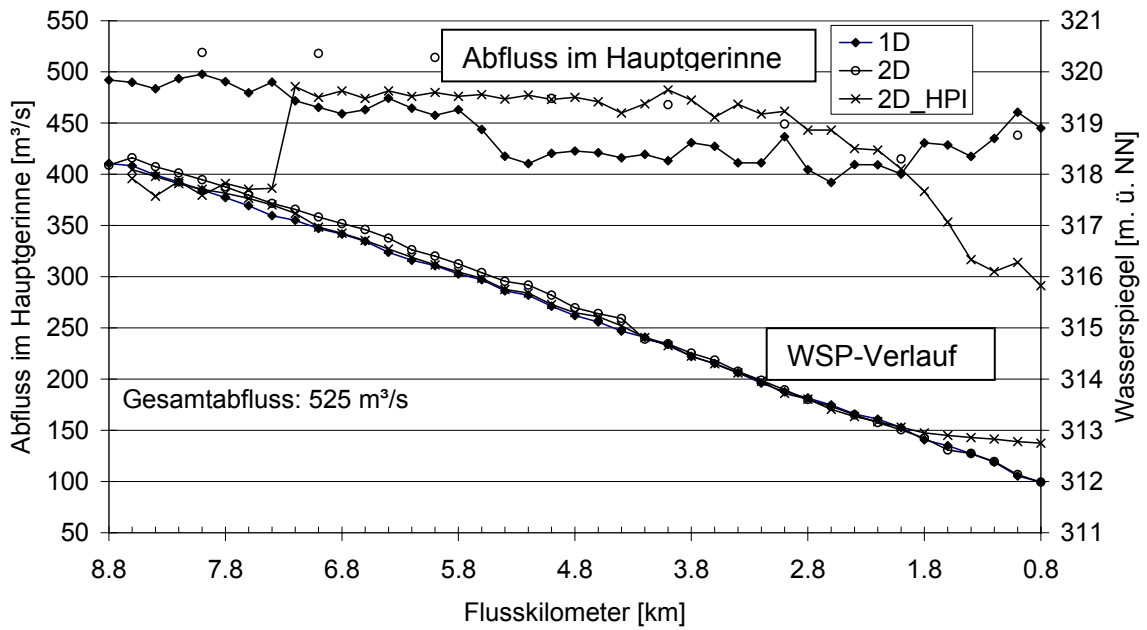


Abb. 9-4: WSP-Vergleich und verbleibender Abfluss im Hauptgerinne für einen Gesamtabfluss von 525 m³/s

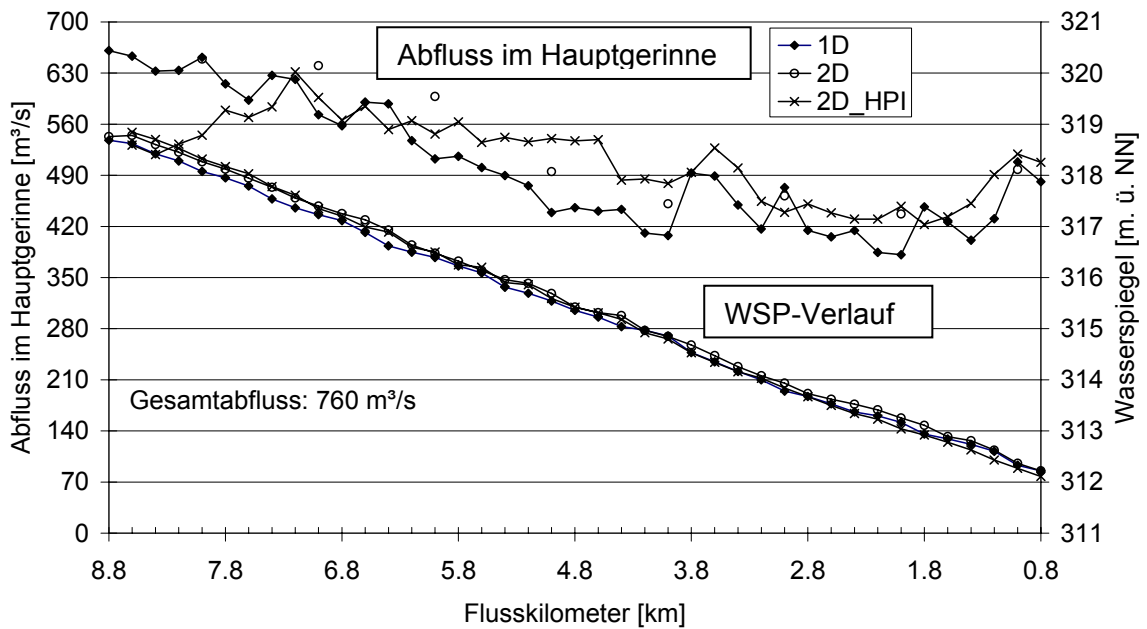


Abb. 9-5: WSP-Vergleich und verbleibender Abfluss im Hauptgerinne für einen Gesamtabfluss von 760 m³/s

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

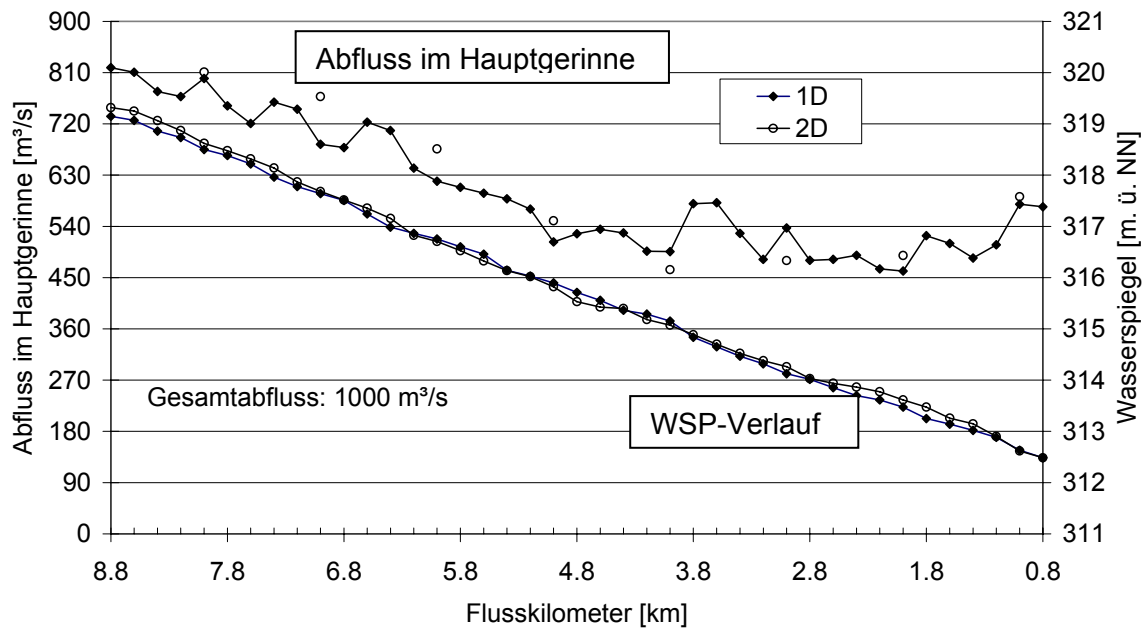


Abb. 9-6: WSP-Vergleich und verbleibender Abfluss im Hauptgerinne für einen Gesamtabfluss von 1000 m³/s

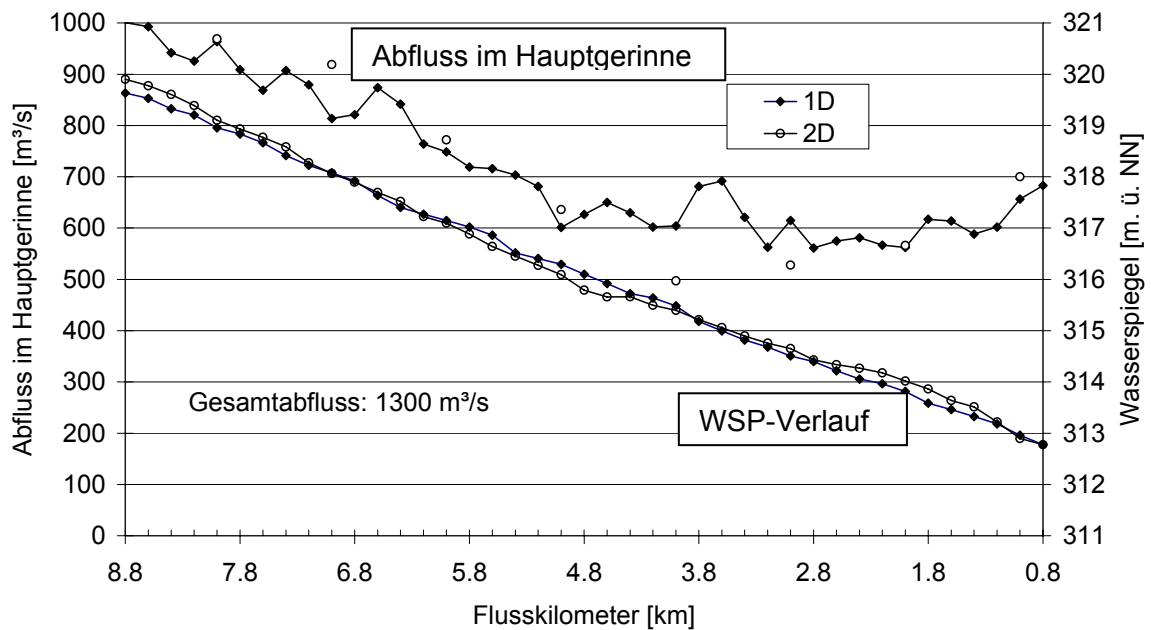


Abb. 9-7: WSP-Vergleich und verbleibender Abfluss im Hauptgerinne für einen Gesamtabfluss von 1300 m³/s

9.3 Morphologische Kalibrierung

9.3.1 Vorgehen und betrachteter Zeitraum

Betrachtet wird hier der Zeitraum von Sept. 2000 bis Sept. 2005. Dazwischen wurden drei Querprofilvermessungen jeweils im Oktober durchgeführt (siehe Abb. 9-9). Die Geschie-

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

bezugabe fand jeweils in den Monaten November / Dezember statt. Hierzu wurden das Material in Form von 3 Längsdepots zugegeben (Fkm 8,4 linkes Ufer; Fkm 8,3 rechtes Ufer; Fkm 7,8 linkes Ufer) (Schraner, 2006). Die Geschiebezugabe im numerischen Modell erfolgt an vier Querschnitten an jeweils einem Tag im November bzw. Dezember. Die Verteilung der Zugabe ist in Tab. 7 ersichtlich. Das Material wird im numerischen Modell über den gesamten Querschnitt verteilt zugegeben und nicht in Form von Mieten. Die Tab. 7 zeigt die mittleren Korndurchmesser einiger Materialproben der Geschiebezugabe. Im numerischen Modell entspricht der Korndurchmesser der Geschiebezugabe demjenigen des jeweiligen Querschnitts. Die Abb. 9-8 aus den Untersuchung von Bechteler (2003) zeigt die Verteilung der mittleren Korndurchmesser entlang des Untersuchungsgebiets für verschiedene Bodenproben getrennt nach Unter- und Deckschicht. Als realistischer mittlere Korndurchmesser wurde hier 20 mm vorgeschlagen.

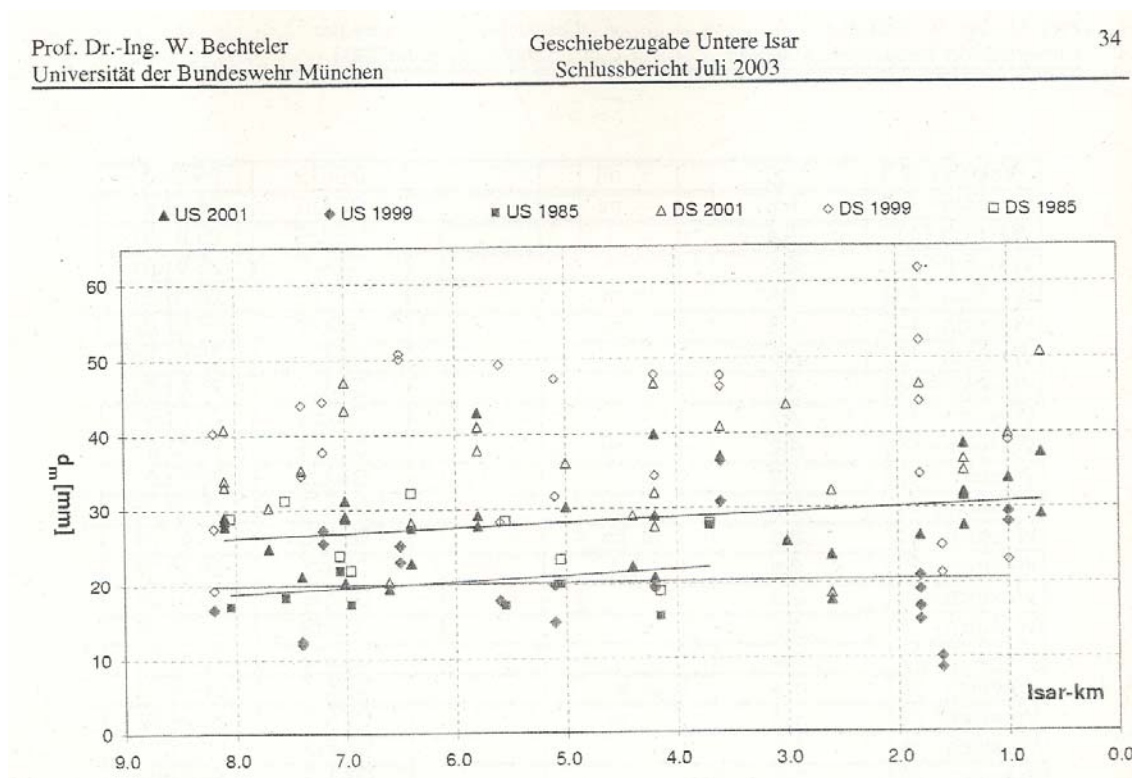


Abb. 9-8: Längsverteilung der mittleren Korndurchmesser verschiedener Bodenproben (aus Bechteler, 2003)

Tab. 7: Verteilung der Geschiebezugabe im numerischen Modell

| | | | | |
|--------------------|------|------|------|------|
| Flusskilometer | 8,6 | 8,4 | 8,2 | 8,0 |
| Prozentuale Zugabe | 10 % | 30 % | 30 % | 30 % |

Tab. 8: mittlere Korndurchmesser der Geschiebezugaben

| | | | |
|--------------|-----------------------|-------|-------|
| Zugabejahr | 1999 | 2001 | 2002 |
| Probennummer | Nr.15 / Nr.16 / Nr.17 | Nr. 2 | Nr. 7 |
| d_m [mm] | 43 / 41 / 34 | 30 | 25 |

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

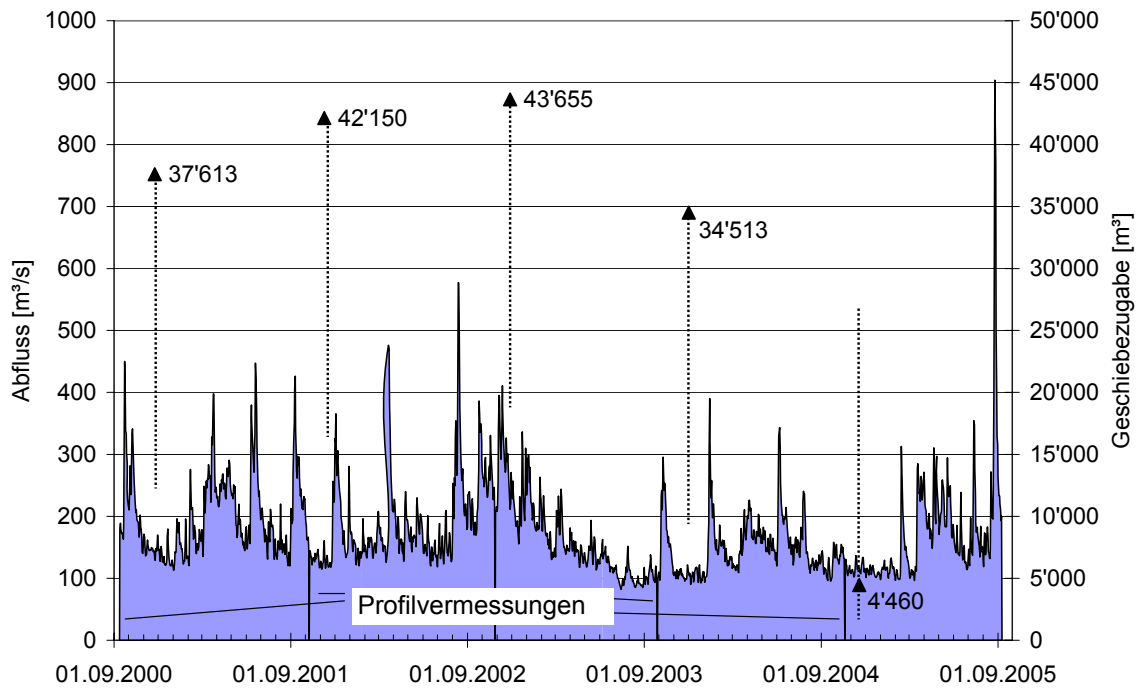


Abb. 9-9: Abflussganglinie (Tagesmittelwerte) und Geschiebezugabemengen

In Abb. 9-10 sind die Überschreitungsdauerlinien zwischen den Profilvermessungen dargestellt. Geht man von einem Grenzabfluss für den Geschiebetrieb von 175 m³/s aus, stechen vor allem die Abflusszeiträume Okt. 2002 – Okt. 2004 heraus. Der Grenzabfluss wurde im Vergleich zu den anderen Abflussjahren gerade mal an 60 bzw. 100 Tagen überschritten bei gleichzeitigen niedrigeren Maximalabflüssen.

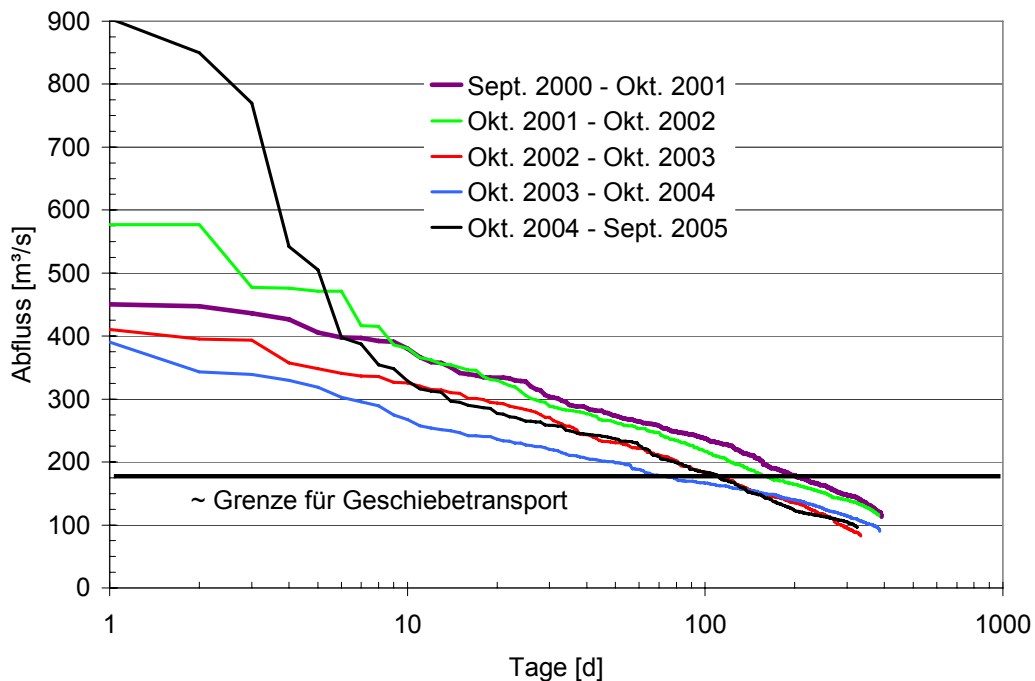


Abb. 9-10: Überschreitungsdauerlinien der einzelnen Abflusszeiträume

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Die Abb. 9-11 zeigt für die einzelnen Abflusszeiträume die berechneten Geschiebesummenlinien. Der Berechnung der Summenlinien liegen folgende Annahmen und Parameter zugrunde. Diese Parameter wurden so kalibriert, dass die aus der Profilvermessung und der Geschiebezugabe resultierenden Gesamtsummen von rund 200.000 m³ erreicht werden.

| | |
|------------------|------------------------|
| Sohlbreite | 60 m |
| Böschungsneigung | 1:2 (Trapezprofil) |
| Gefälle | 0,085 % |
| k _{st} | 36 m ^{1/3} /s |
| k1 | 5,35 |
| k2 | 1,0 |
| d _m | 20 mm |

Die Hauptgerinneabflüsse bleiben zwischen 450 m³/s und 720 m³/s konstant bei 450 m³/s und steigen erst bei größeren Abflüssen wieder an.

Es zeigt sich, dass gerade die Jahre 2000 – 2001 und 2001 – 2002, bei welchen die geschiebeführenden Abflüsse an mehr als 150 Tagen überschritten waren (siehe Abb. 9-10), deutlich größere Geschiebefrachten (siehe Abb. 9-11) ausgetragen werden. Auch das Augusthochwasser 2005 reicht nicht an diese Frachten heran. Sieht man von Effekten wie dem Aufreißen einer Deckschicht bei hohen Abflüssen ab, so macht vor allem die Anzahl der Abflusstage im Bereich 200 m³/s bis 400 m³/s die Fülle der Geschiebefracht aus.

Betrachtet man in Abb. 9-13 die Geschiebesummenlinien bezogen auf die vorhergegangene Profilvermessung, zeigt sich, dass im Jahr 2000-2001 über doppelt so viel Volumen ausgetragen wird als in den anderen Jahren. In diesem Jahr wurde der Grenzabfluss für den Geschiebetrieb von rund 175 m³/s häufiger als in den anderen Jahren überschritten. Des Weiteren war das Zugabematerial 2001 und 2002 deutlich feiner als 1999 (siehe Tab. 8).

In der Tab. 9 sind die jährlich berechneten Geschiebesummen aus Abb. 9-11 mit denen aus der Volumenbilanz der Profilvermessungen (siehe Abb. 9-12 und Abb. 9-13) inklusive der Geschiebezugabevolumen verglichen. Während die Gesamtsumme von 200.000 m³ in folge der Kalibrierung übereinstimmt, kommt es bei einem Vergleich der jährlich berechneten Austragssummen teils zu Über- und Unterschätzungen von bis zu 45 %. Würde man den in der Berechnung verwendeten Korndurchmesser von 20 mm jährlich kalibrieren, so ließen sich die gemessenen jährlichen Austragsraten bei einer Variation der Korndurchmesser zwischen 19 mm und 21,2 mm exakt einhalten. Dies zeigt deutlich die Sensibilität der Geschieberechnung. In Anbetracht der stark schwankenden Korndurchmesser der Bodenproben (Abb. 9-8 und Tab. 8) scheint eine morphologische Kalibrierung kurzer Zeiträume nicht sinnvoll. Vielmehr wurde hier deshalb versucht für die morphologische Kalibrierung den Zeitraum Sept. 2000 bis Sept. 2005 im Gesamten zu betrachten und ebenfalls die Zwischenergebnisse mit den Profilvermessungen Okt. 2001, Okt 2002 und Okt. 2003 zu vergleichen. Das Modellgebiet erstreckt sich von Fkm 8,8 bis

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Fkm 0,8. Die Abb. 9-9 zeigt die zugrunde liegende Abflussganglinie (Basis Tagesmittelwerte) und die Geschiebezugabemengen.

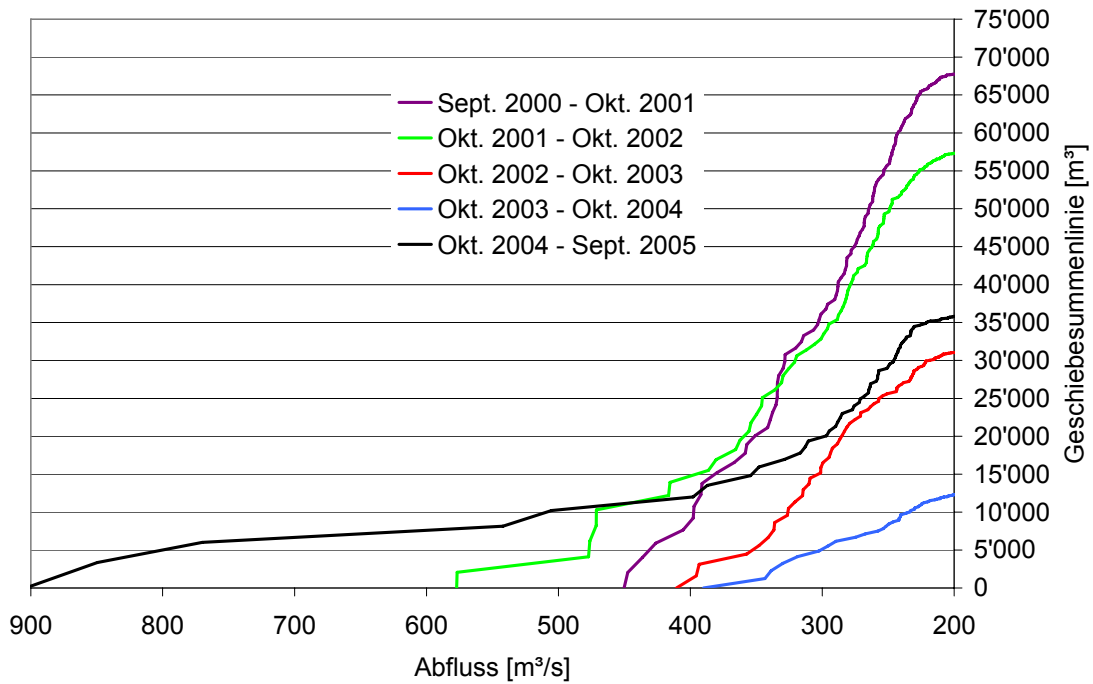


Abb. 9-11: berechnete Geschiebesummenlinien für die einzelnen Abflusszeiträume

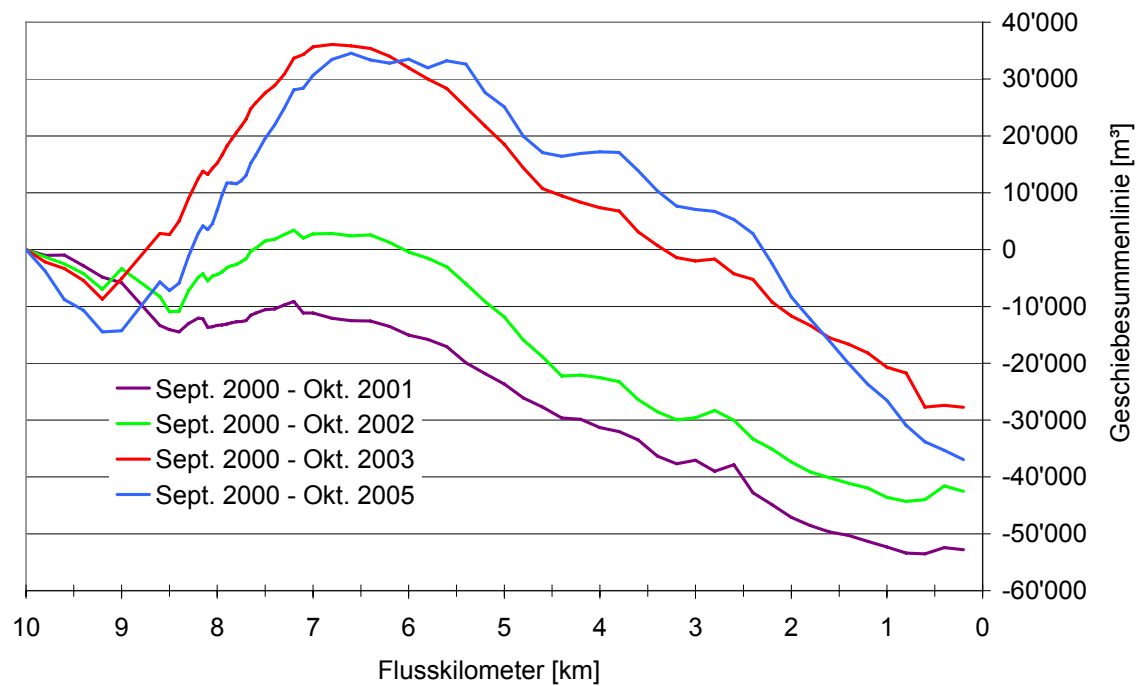


Abb. 9-12: Geschiebesummenlinien bezogen auf die Profilvermessung Sept. 2000

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

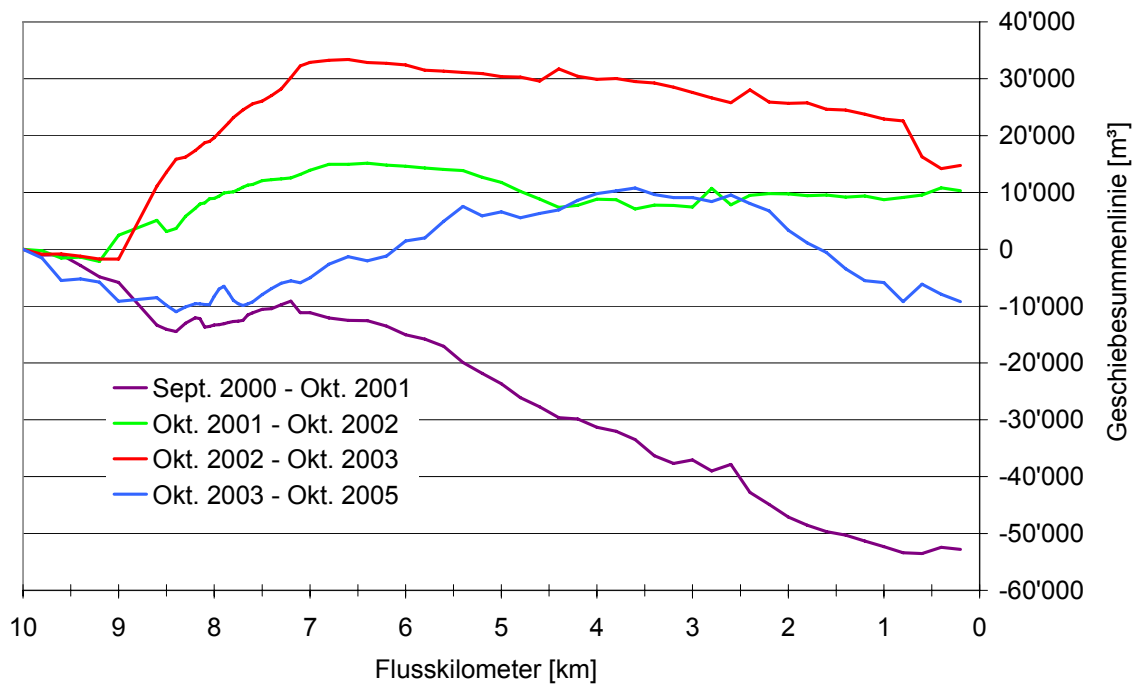


Abb. 9-13: Geschiebesummenlinien bezogen auf die jeweils vorherige Profilvermessung

Tab. 9: Geschiebebilanz – Vergleich der berechneten Summenlinien und der Volumenbilanz aus der Querprofilvermessung und der Geschiebezugabemengen

| Zeitraum | (1) G-Zugabe | (2) G-Austrag | Gesamtaustrag | |
|------------------------|--------------|---------------|------------------|----------------|
| | | | Summe: (1) - (2) | berech. G-Sum. |
| Sept. 2000 - Okt. 2001 | 37613 | -52822 | 90435 | 67814 |
| Okt. 2001 - Okt. 2002 | 42150 | 10319 | 31831 | 57442 |
| Okt. 2002 - Okt. 2003 | 43655 | 14742 | 28913 | 31084 |
| Okt. 2003 - Sept. 2005 | 38973 | -9198 | 48171 | 48287 |
| | | Gesamtsumme | 199350 | 204626 |

9.3.2 Ergebnisse der Kalibrierung

Im Folgenden werden die Ergebnisse dreier 1D²-Simulationsläufe vorgestellt. Ausgehend von den Erkenntnissen der Simulation Nr. 1 wurde bei der Simulation 1a Änderungen bezüglich der Geschiebezugabezeitpunkte in den Jahren 2003 – 2005 vorgenommen. Zusätzlich wurde der Zeitpunkt der Profilvermessung im Jahr 2002 von September auf Ende Oktober verschoben.

Bei Simulation Nr. 2a wurde zusätzlich noch die Abflusssituation im Vorland verändert. Zum einen wurden die Stricklerwerte im Vorland erhöht. Zum anderen erfolgt der Anstieg der Stricklerwerte von 0,1 m^{1/3}/s auf den jeweiligen Wert des Querschnitts nicht zwischen den Abflüssen von 450 m³/s und 760 m³/s sondern zwischen 450 m³/s und 550 m³/s. Insgesamt werden die Vorländer bei Simulation Nr. 2a so stärker beaufschlagt als bei Nr. 1 und Nr. 1a.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Verglichen wird in den folgenden Diagrammen zum einen die Veränderung der mittleren Sohllagen und zum anderen die Geschiebesummenlinien bezogen sowohl auf das Ausgangsjahr der Berechnung als auch auf die jeweilige vorangegangene Profilvermessung.

In den Diagrammen sind teils einzelne Simulationsergebnisse weggelassen, falls diese sich nicht stark von den anderen unterscheiden.

Des Weiteren werden für die Profilvermessung zwei verschiedenen Summenlinien angegeben. Die bei Fkm 10,0 beginnende Summenlinie stammt aus den vom WWA übermittelten Veränderungen der Querschnittsflächen. Die erst bei Fkm 8,6 beginnende Summenlinie wurde neu erstellt und beginnt mit der Summation erst nach der Rampe. Die linken und rechten Querschnittspunkte zur Flächenberechnung sind hierbei um 0,5 m weiter nach innen eingerückt. Hierdurch soll der Sensibilität bei der Berechnung der Volumensummenlinien Rechnung getragen werden. Vor allem der Geschiebeeintrag aus Fkm 10,0 über die Rampe ist nur sehr unsicher abschätzbar. In der numerischen Berechnung wird von keinerlei Geschiebeeintrag von Oberstrom ausgegangen.

Die berechnete Summenlinie im Zeitraum 2000 – 2001 liegt etwas über der oberen roten Summenlinie (Abb. 9-14). Die prinzipielle Tendenz der zuerst anlandenden Sohle und im unteren Bereich erodierenden Sohle ist auch im Modell gut erkennbar.

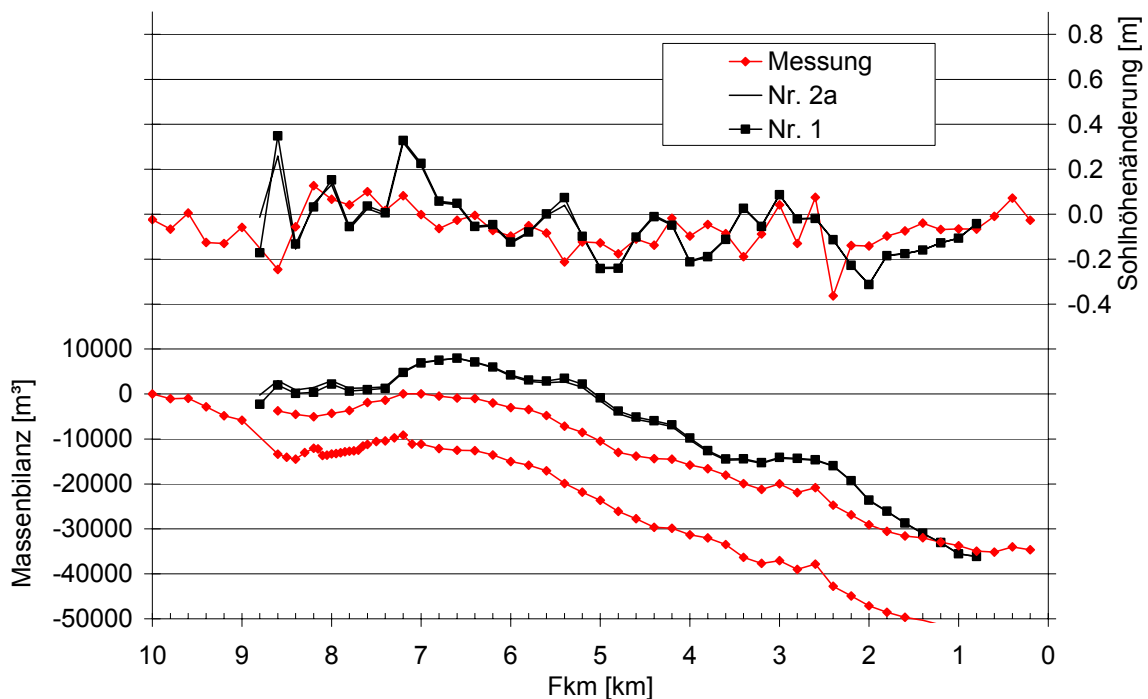


Abb. 9-14: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2000 – 2001; Messung und Simulationen Nr. 2a und Nr. 1

Der Vergleich der Simulationen von 2000 – 2002 zeigt eine gute Übereinstimmung der Volumensummenlinien (Abb. 9-15). Es macht sich vor allem der Zeitpunkt der angenommenen Profilvermessung bemerkbar. Im Zeitraum September – Oktober 2002 fanden noch vermehrt Abflüsse über 200 m³/s statt. Hieraus resultiert ein um rund 10000 m³ ge-

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

ringerer Austrag (Nr. 1) gegenüber der Verschiebung der Profilvermessung von September auf Oktober (Nr. 1a und Nr. 2a).

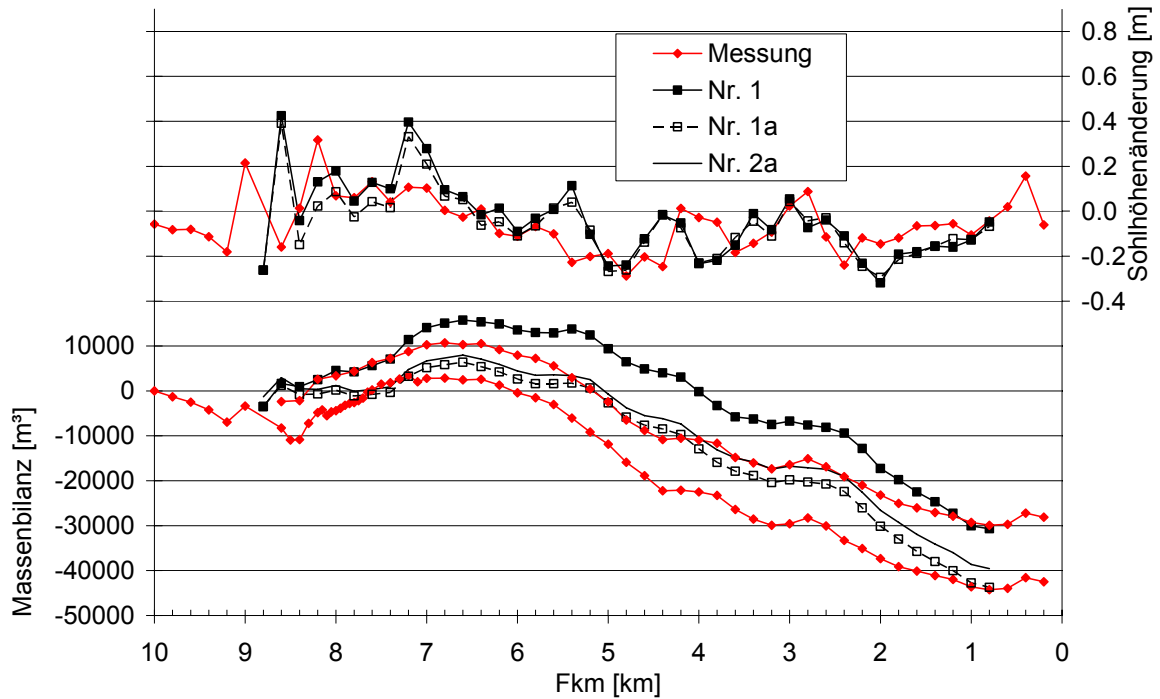


Abb. 9-15: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2000 – 2002; Messung und Simulationen Nr. 1, Nr. 1a und Nr. 2a.

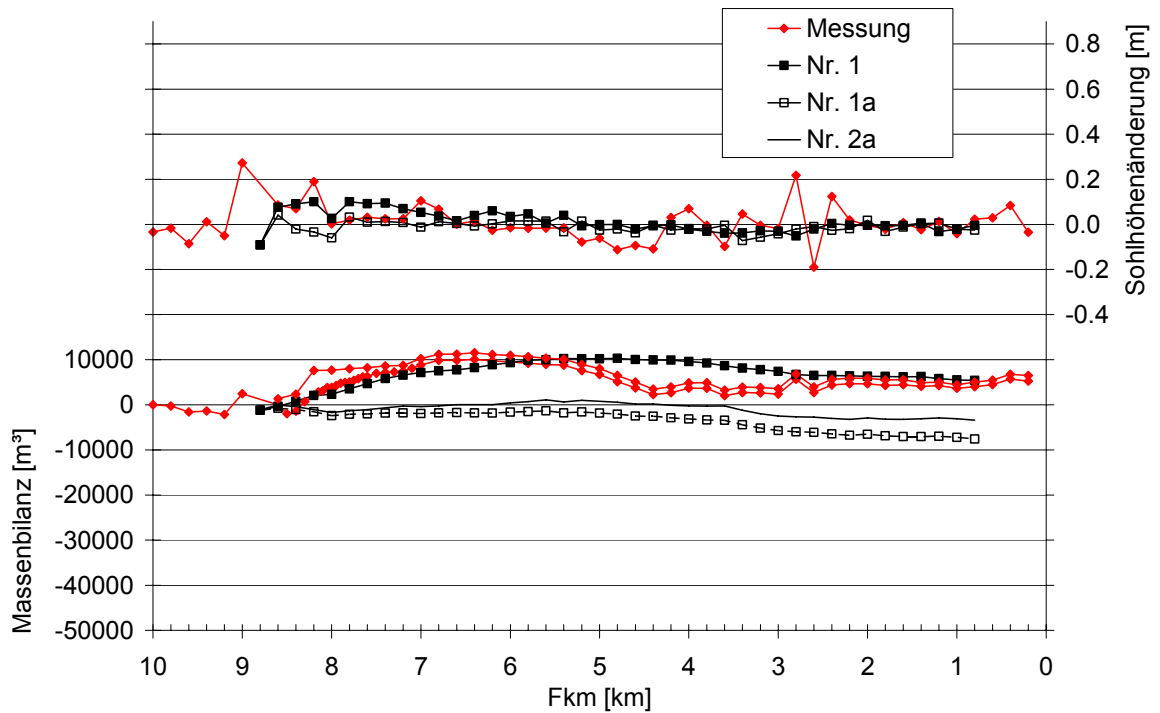


Abb. 9-16: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2001 – 2002; Messung und Simulationen Nr. 1, Nr. 1a und Nr. 2a.

Der Zeitraum 2000 – 2003 zeigt gute Übereinstimmungen bezüglich der generellen Sohl-lagenentwicklung und der Summenlinien (Abb. 9-17). Beim Vergleich mit der vorange-

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

gangenen Profilvermessung im Jahr 2002 macht sich hier wiederum der angenommene Zeitpunkt der Profilvermessung im Jahr 2002 bemerkbar (Abb. 9-18).

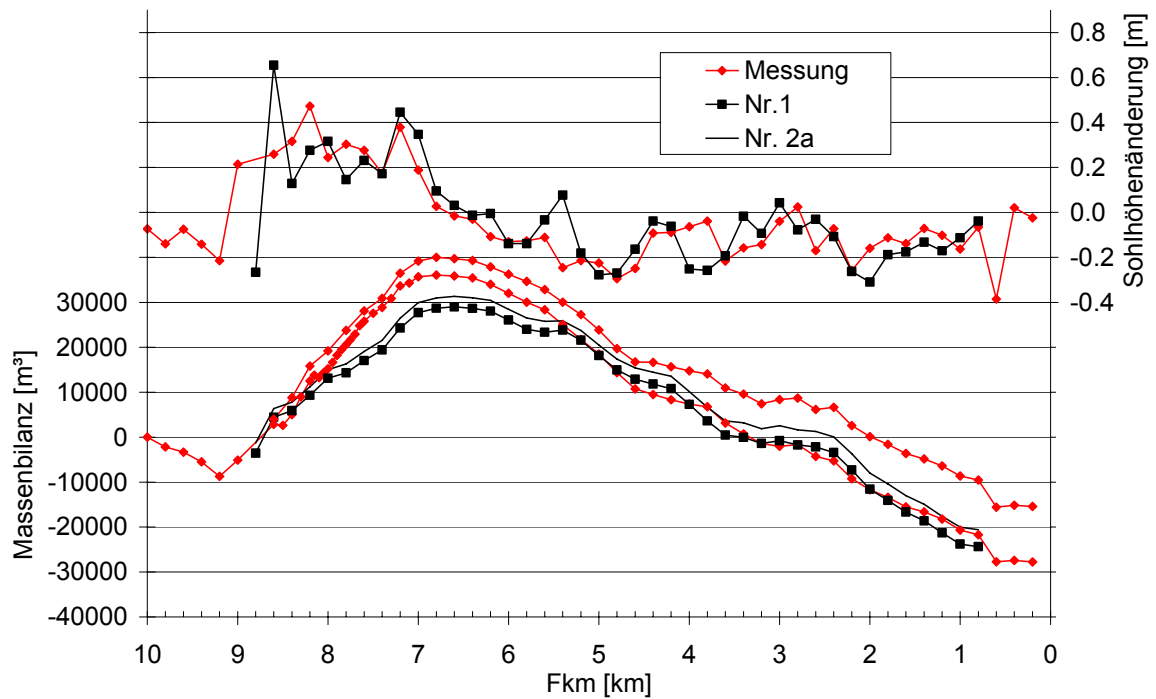


Abb. 9-17: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2000 – 2003; Messung und Simulationen Nr. 1 und Nr. 2a.

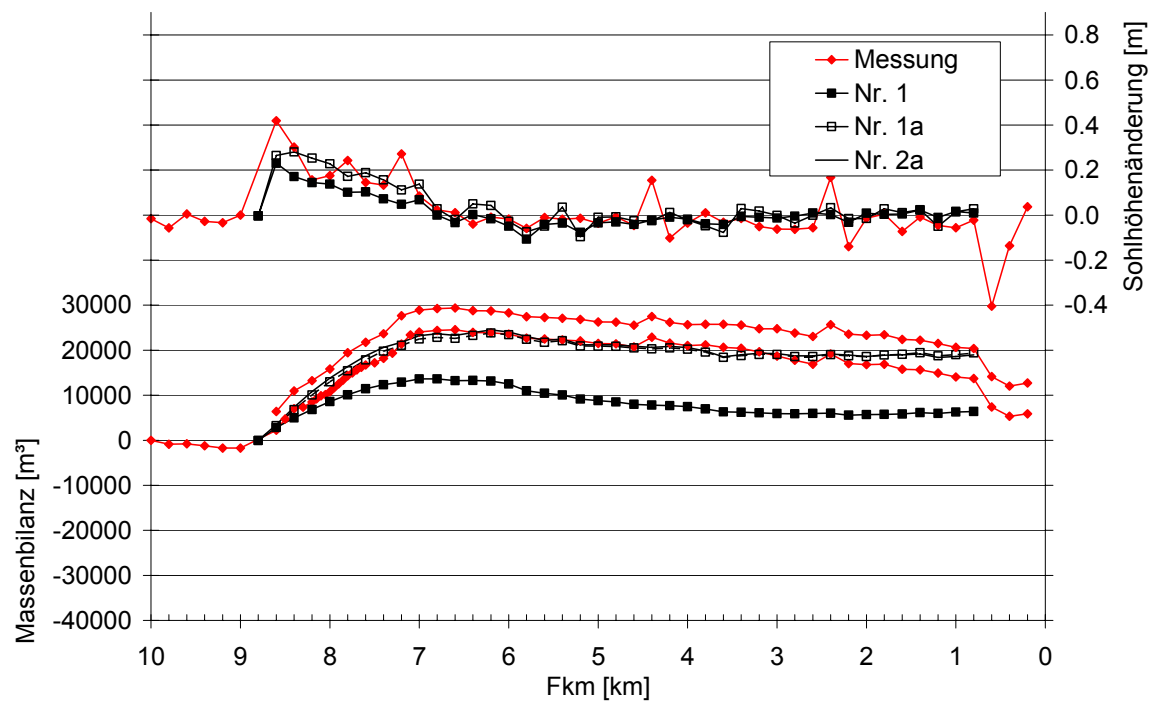


Abb. 9-18: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2002 – 2003; Messung und Simulationen Nr. 1, Nr. 1a und Nr. 2a.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Im Zeitraum 2003 – 2005 fanden verhältnismäßig wenige Tage mit Abflüssen über 175 m³/s statt. Es sticht vor allem das Augushochwasser mit seiner Spitze von über 900 m³/s heraus. Hier zeigt sich nun deutlich ein Unterschied zwischen den verschiedenen Simulationsvarianten (Abb. 9-19). Bei Simulation 2a werden die Vorländer stärker beaufschlagt. Im Vergleich zu 1 und 1a kommt es daher zu etwas weniger Geschiebeaustrag. Weiter zeigt sich deutlich ein Unterschied zwischen dem Zeitpunkt der Geschiebezugabe bzw. der angenommenen Aktivierung der Geschiebedepots im oberen Streckenabschnitt. Von der in diesem Zeitraum zugegebenen Menge von 39.000 m³ wurde der größte Teil bereits Ende 2003 eingebracht. Es ist davon auszugehen, dass bis zum Hochwasser 2005 nur ein Teil des Materials aus den Mieten aktiviert wurde, da der Zeitraum bis zum Hochwasser relativ trocken war. Im numerischen Modell wird dagegen das Material gleichmäßig über die Sohle verteilt zugegeben. Dies führt zu einer Sohlhebung im gesamten Querschnitt. Die Aktivierung dieses Material findet vermutlich schon bei deutlich kleineren Abflüssen statt. Das Zugabematerial ist daher bei Simulation 1 bereits deutlich stärker nach Unterstrom verteilt. Wird dagegen in der Simulation die Geschiebeaktivierung künstlich unterbunden und die Zugabe erst im Hochwasser 2005 durchgeführt (Simulation 1a und 2a), stimmt die Charakteristik der Summenlinie zwischen Berechnung und Messung besser überein (Abb. 9-19).

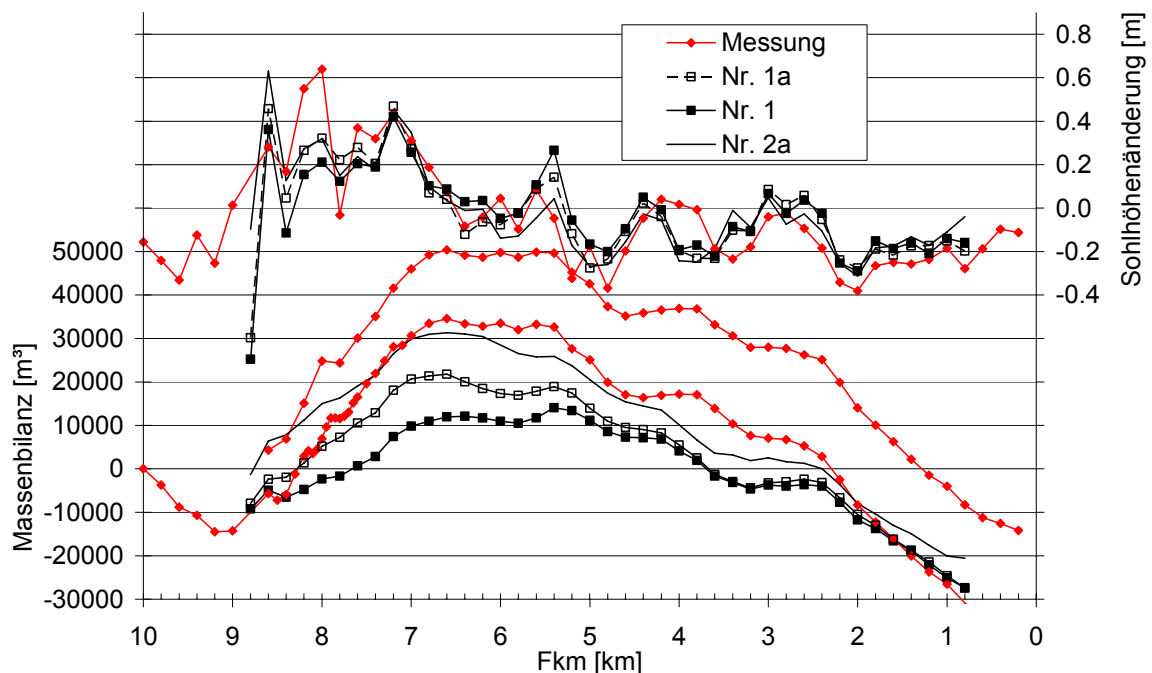


Abb. 9-19: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2000 – 2005; Messung und Simulationen Nr. 1, Nr. 1a und Nr. 2a.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

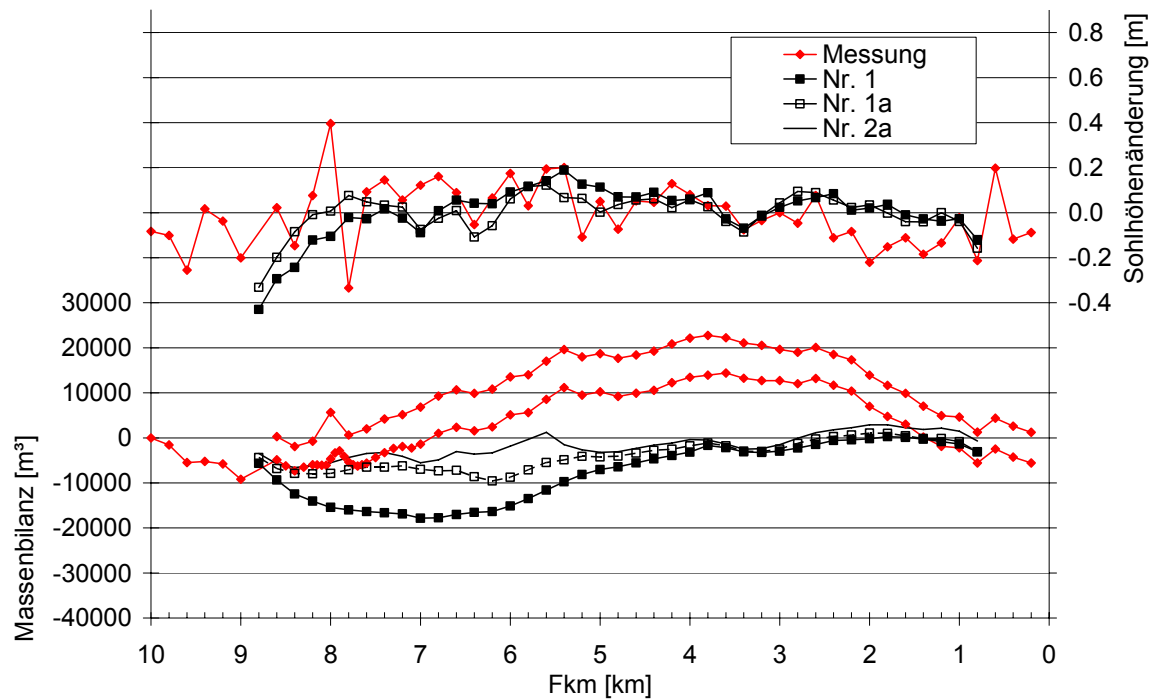


Abb. 9-20: Sohlhöhenänderung und Volumenbilanz 2003 – 2005; Messung und Simulationen Nr. 1, Nr. 1a und Nr. 2a.

In der Abb. 9-21 sind für den Rechenlauf 1a die Geschiebesummenlinien bezogen auf den Abfluss aufgetragen. Hierbei wurde die Gesamtstrecke kilometerweise unterteilt und die jeweils transportierten Geschiebemengen in diesen Abschnitten aufsummiert. Es zeigt sich, dass nahezu von oben nach unten die transportierten Mengen zunehmen. Die größte Steigung der Summenlinien liegt im Bereich zwischen 200 und 450 m³/s. Der Abfluss bis zum bordvollen Zustand ist somit für Geschiebesituation als besonders maßgebend einzustufen. Eine Stabilisierung mit V-Rampen sollte in diesem Abflussbereich eingreifen, die Abflüsse darunter und darüber aber möglichst unbeeinflusst lassen. Die Abb. 9-22 zeigt die transportierten Summen bezogen auf verschiedene Abflussstufen (ebenfalls kilometerweise unterteilt). Es zeigt sich, dass im oberen Streckenabschnitt aufgrund der schmälere Vorländer die Abflüsse > 500 m³/s mehr Geschiebe transportieren als im unteren Bereich. Ebenfalls spielt hier der Rückstau aus der Donau eine Rolle, welcher im Modell allerdings nicht berücksichtigt ist. Findet der Abfluss dagegen nur im Hauptgerinne statt < 450 m³/s, wird im unteren Streckenabschnitt mehr Material bewegt.

Bei Abflüssen < 450 m³/s kommt es im unteren Bereich zu einem größeren Materialaustrag als von oben eingetragen wird. Die Sohle erodiert im unteren Abschnitt. Bei Abflüssen > 450 m³/s dagegen, kommt von oben mehr Material als im unteren Bereich transportiert werden kann und es kommt dort zu Ablagerungen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

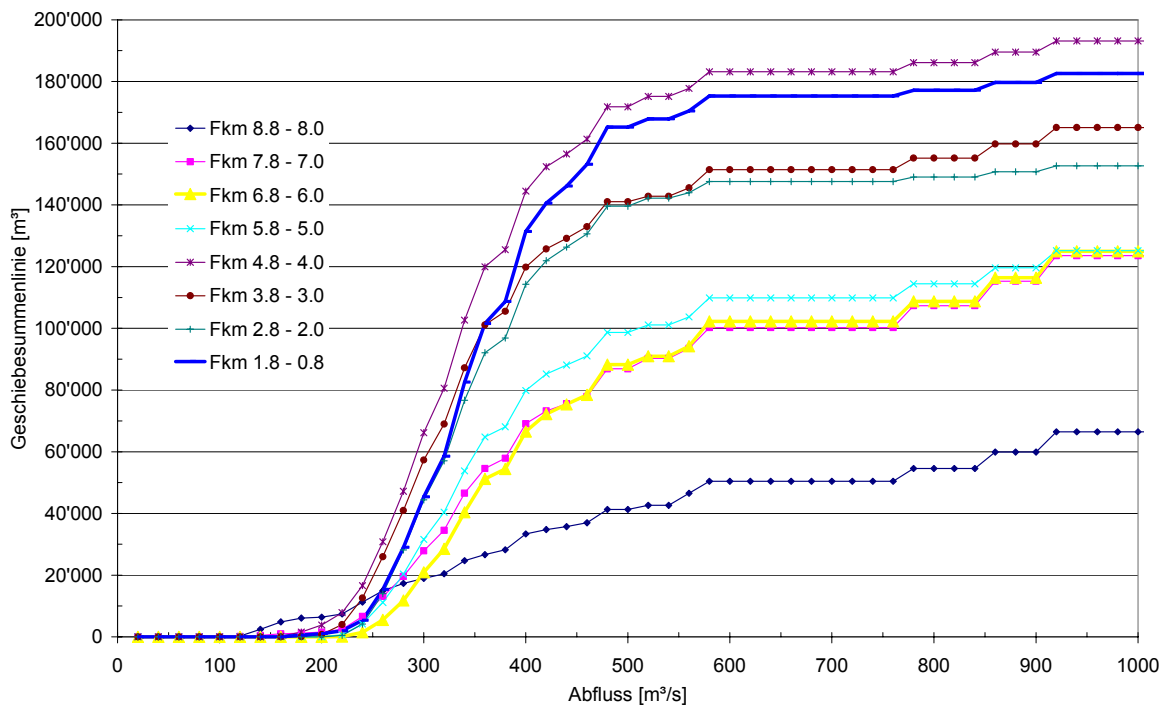


Abb. 9-21: Geschiebesummenlinie (aufsummiert über den Abfluss) für Simulation Nr. 1a unterteilt für die verschiedene Flussabschnitte

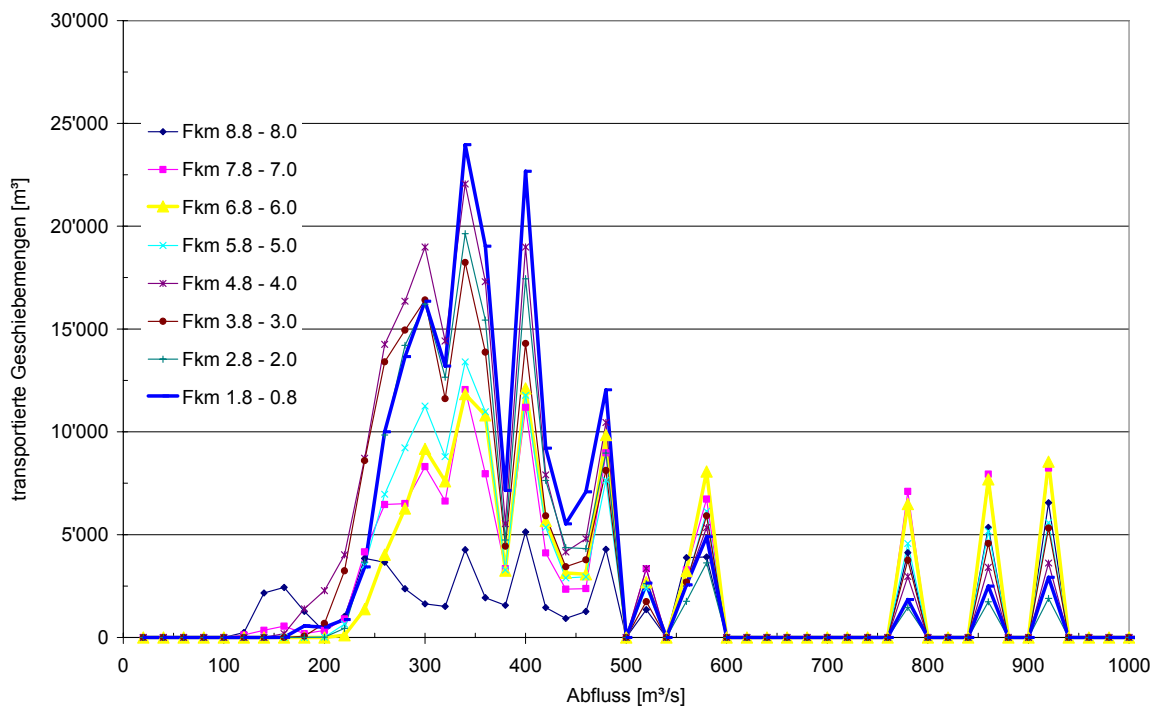


Abb. 9-22: Transportierte, abflussabhängige Geschiebemengen für Simulation Nr. 1a unterteilt für die verschiedenen Flussabschnitte

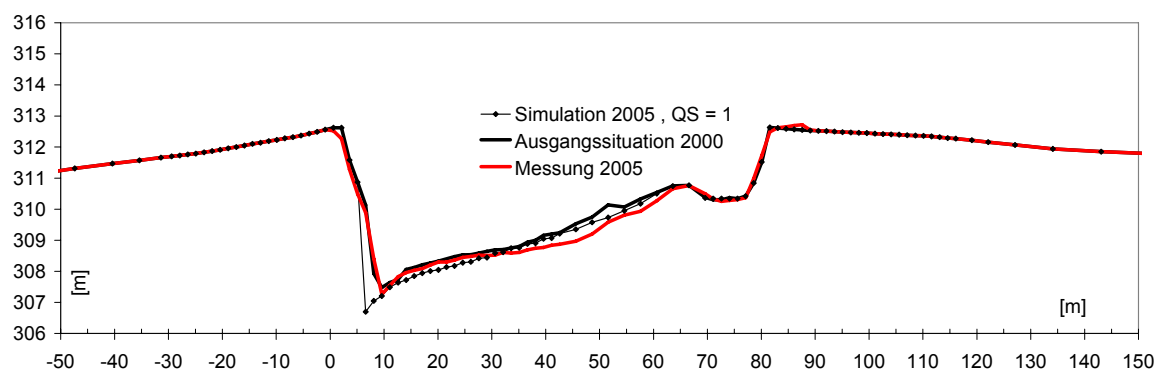
AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Zusammenfassung:

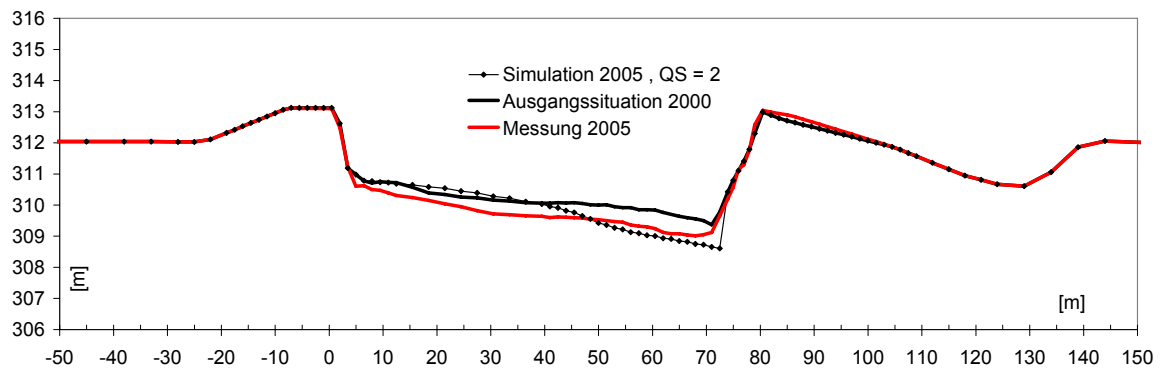
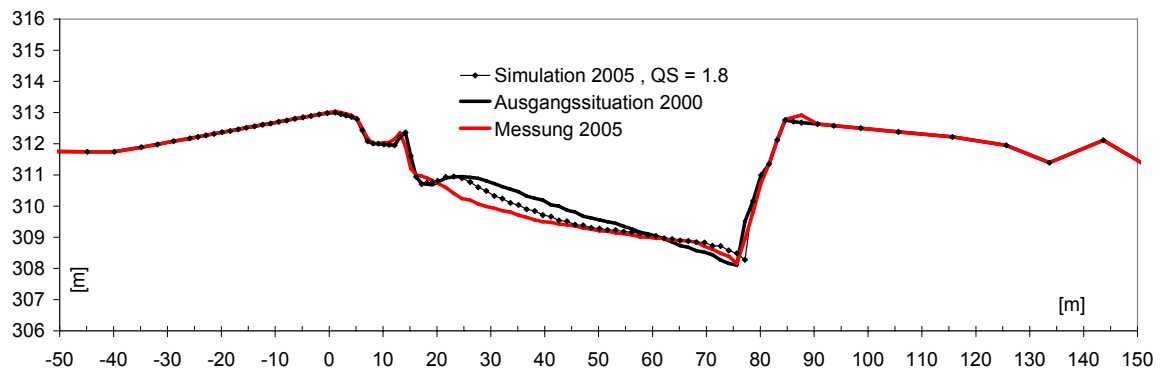
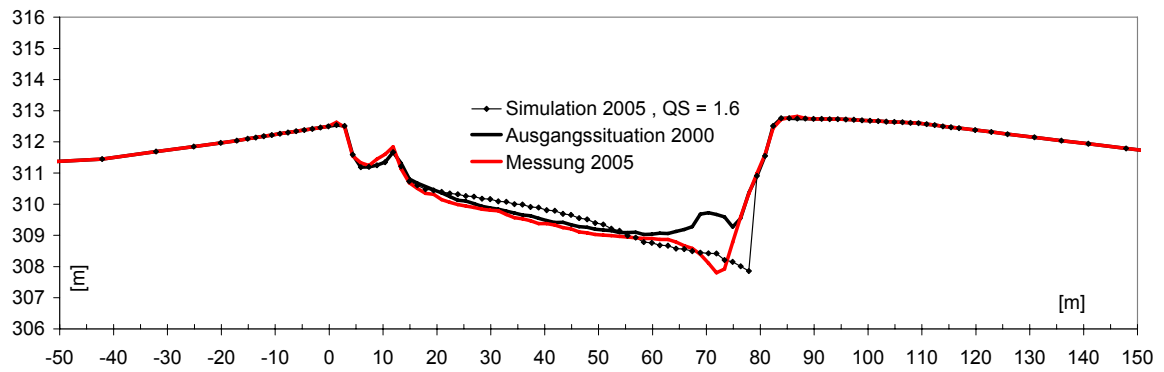
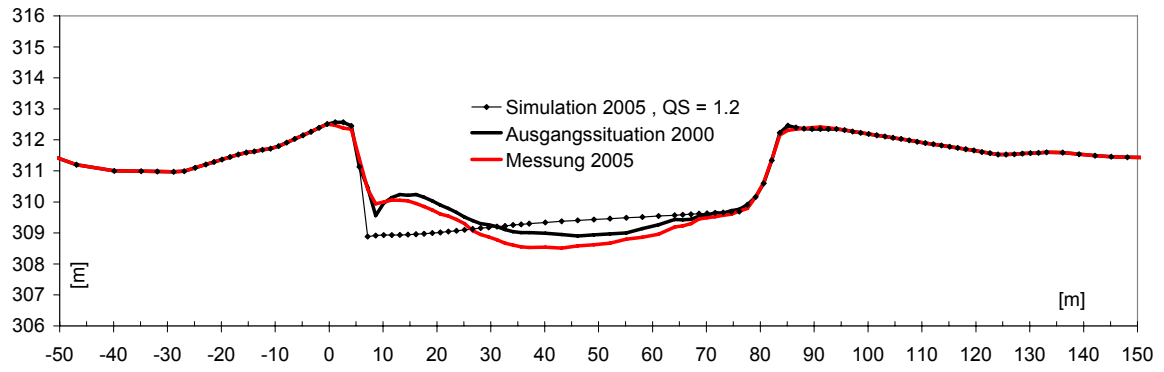
Prinzipiell stimmt der Gesamtgeschiebeaustrag (Volumenänderung aus der Profilvermessung plus Geschiebezugabe) von gut 190.000 m³ mit dem im Modell simulierten Austrag zusammen. Durchschnittlich wurden 38.000 m³ jährlich ausgetragen bzw. durch das Untersuchungsgebiet durchtransportiert. Die Tendenz der Anlandung im oberen Abschnitt und der Erosion im unteren Abschnitt wird vom Modell wiedergegeben. Die jährlichen Abweichungen zwischen Berechnung und Volumenbilanz sind im Anbetracht dieser Größenordnung und der vorhandenen Krongrößenvariationen sowohl in der Materialzugabe als auch in den verfügbaren Bodenproben tolerierbar. Für das bewusst einfach gehaltene numerische Modell (1 Korn-Modell , 1D²-Strömung, ...) sind die Kalibrierungsergebnisse somit ausreichend. Es kann aufgrund der Vereinfachungen nur grobe Abschätzungen liefern. Alle weiteren Rechnungen wurden mit den Einstellungen der Simulation 1a durchgeführt.

9.3.3 Querschnittsentwicklung

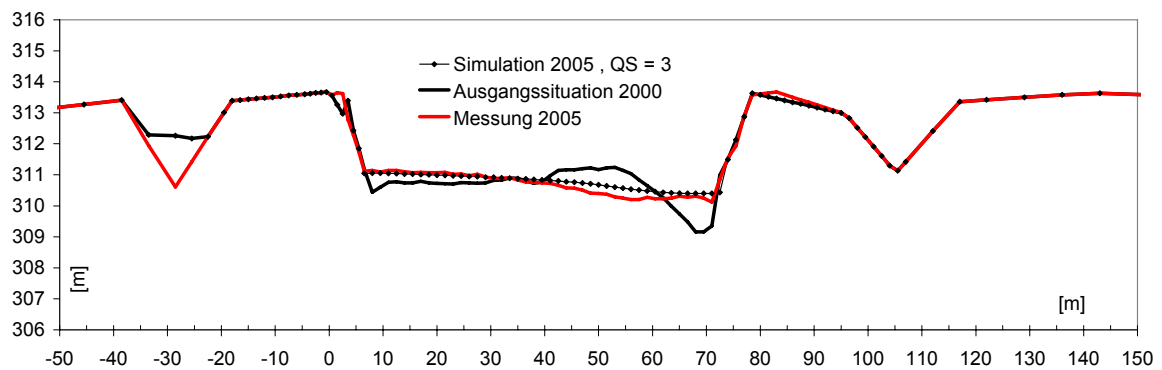
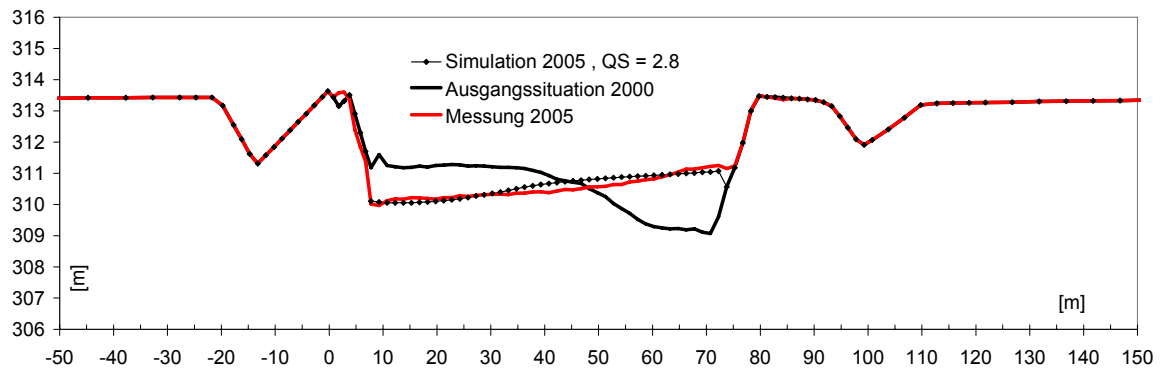
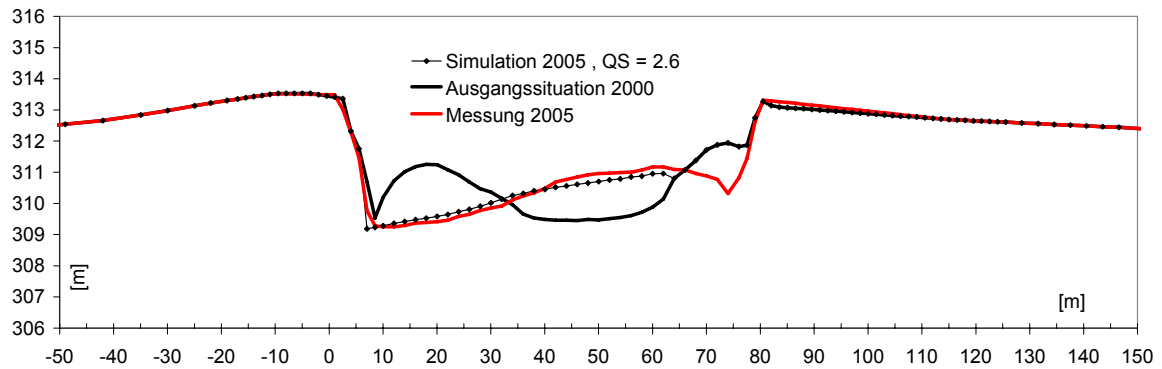
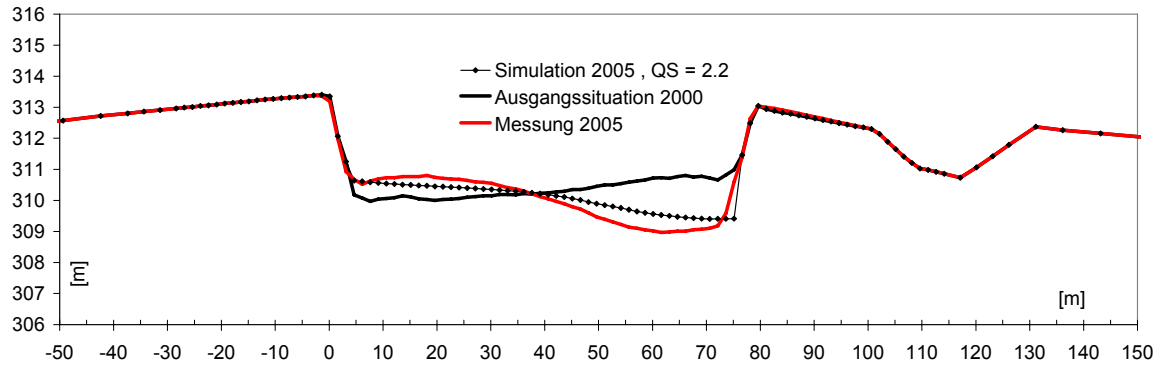
In den unter Kapitel 9.3.2 vorgestellten Rechenergebnissen können sich die Querprofile nicht nur in der Höhenlage, sondern auch in ihrer Profilform verändern. Neben den getroffenen Annahmen für den mittleren Korndurchmesser, der Rauheiten und der Transportformel sind hierfür auch Parametereinstellungen für die Korrekturen bezüglich der Sekundärströmung fest zu legen. Es wird für jeden Querschnitt eine Radiusinformation (siehe Tab. 5) vorgegeben, welche aus Kartenmaterialien herausgelesen wurde. Der Radius bleibt während der Simulation konstant. Über den Radius werden letztendlich Korrekturen bezüglich der Transportrichtung im Querschnitt durchgeführt, woraus sich letztendlich die Querneigung der Sohle in Flusskurven ergibt. Folgende Abbildungen zeigen den Vergleich zwischen der Simulation Nr. 1 und den Querprofilvermessungen für den Zeitraum Sept. 2000 bis Sept. 2005. Die Kilometrierung des entsprechenden Profils ist in den Diagrammen angegeben. Die Lage der Profile kann der Abb. 9-1 entnommen werden. Es ist jeweils nur der Hauptgerinnebereich dargestellt.



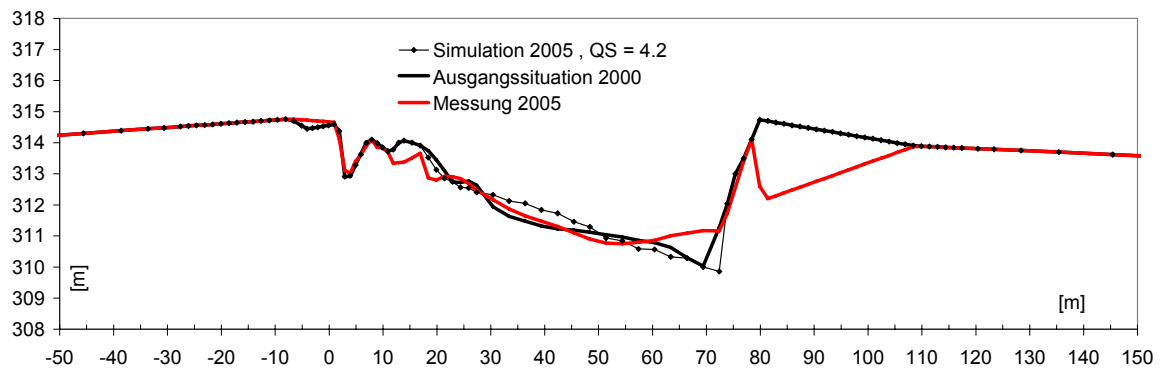
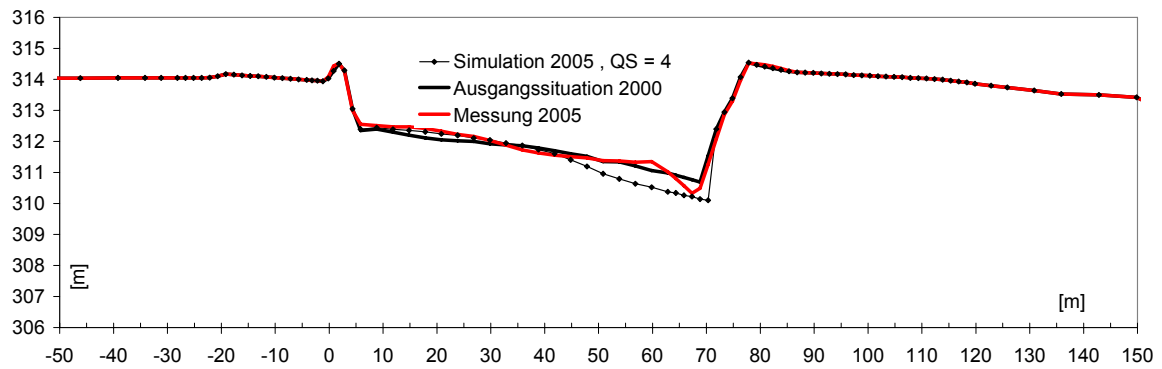
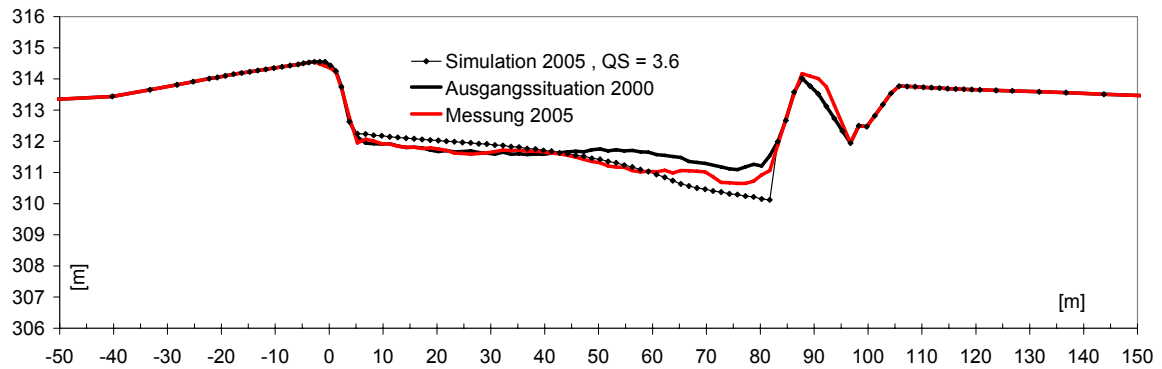
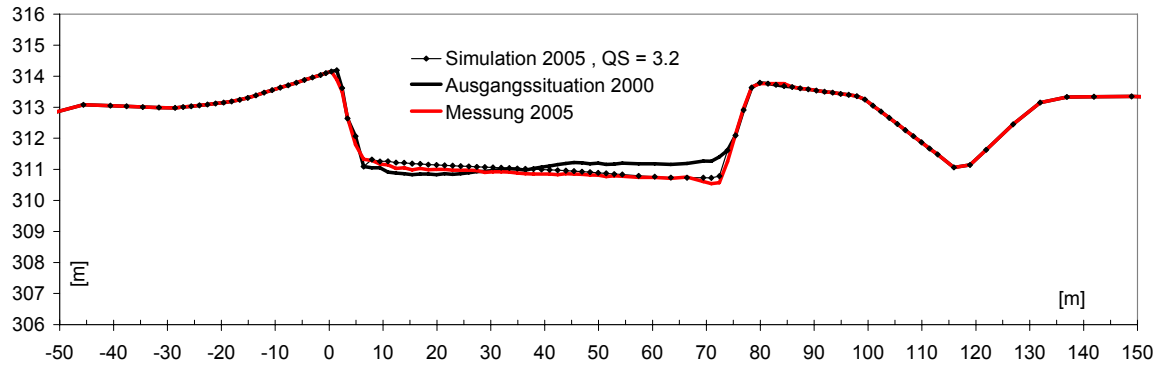
AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



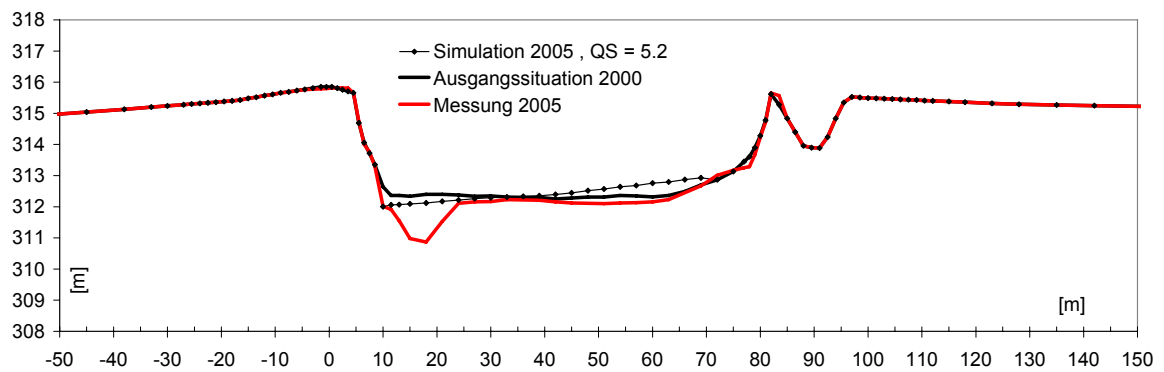
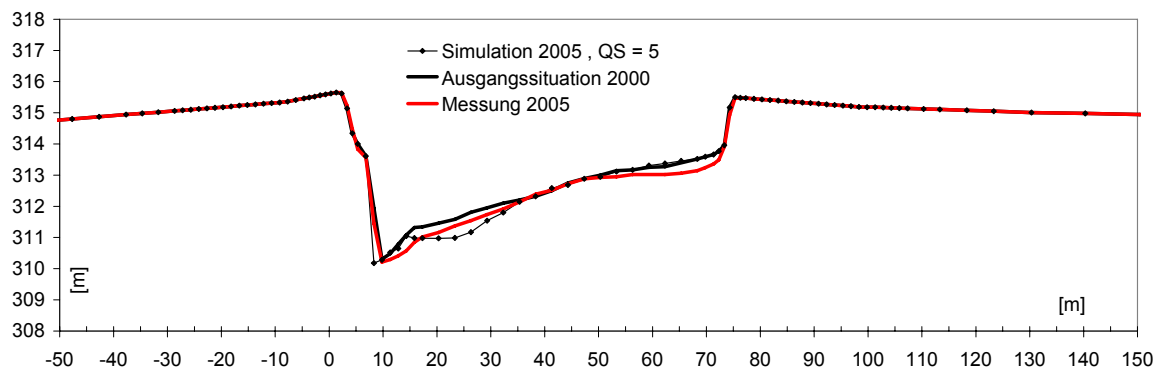
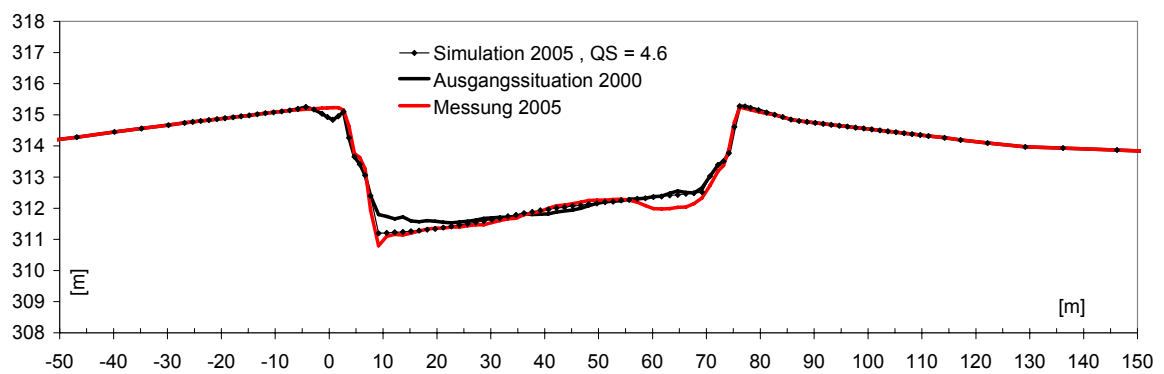
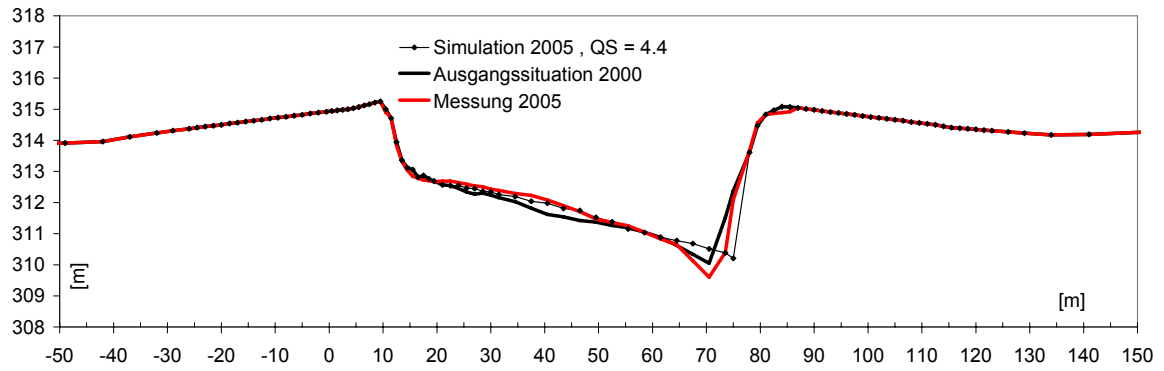
AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



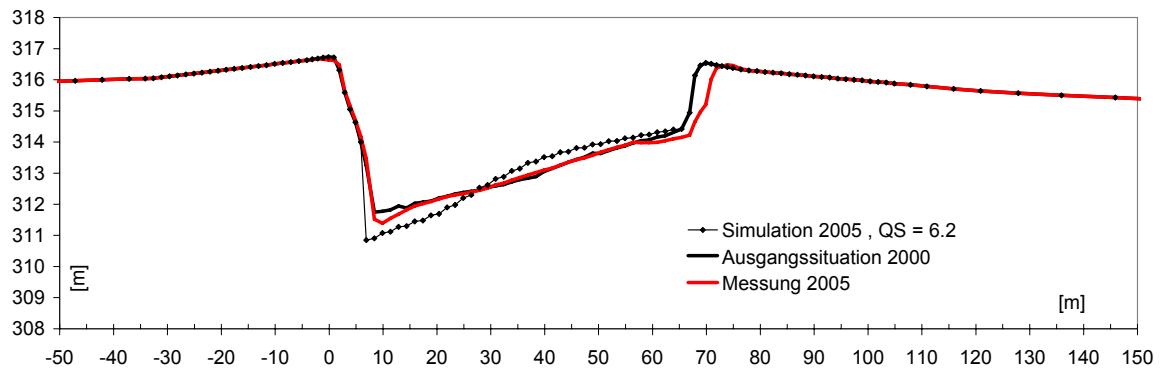
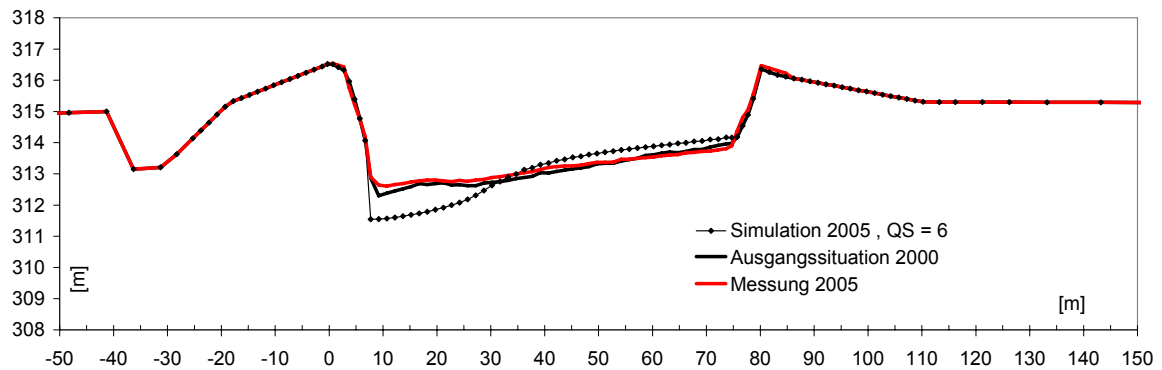
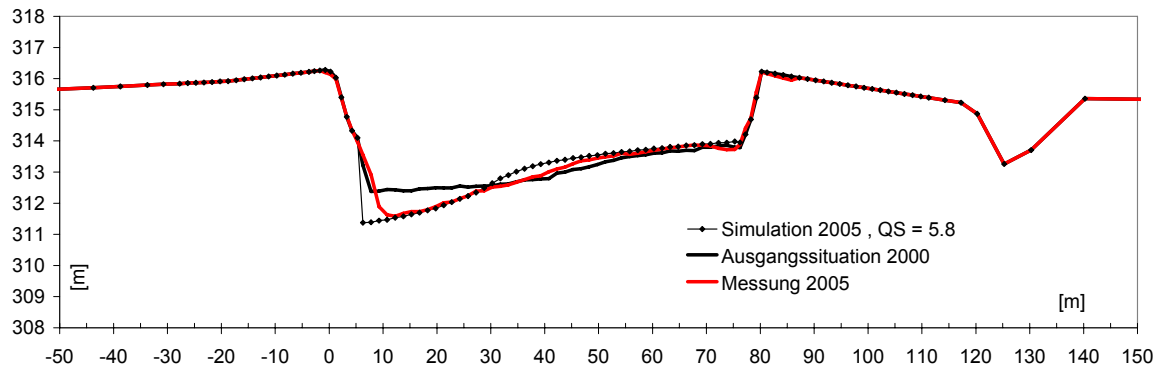
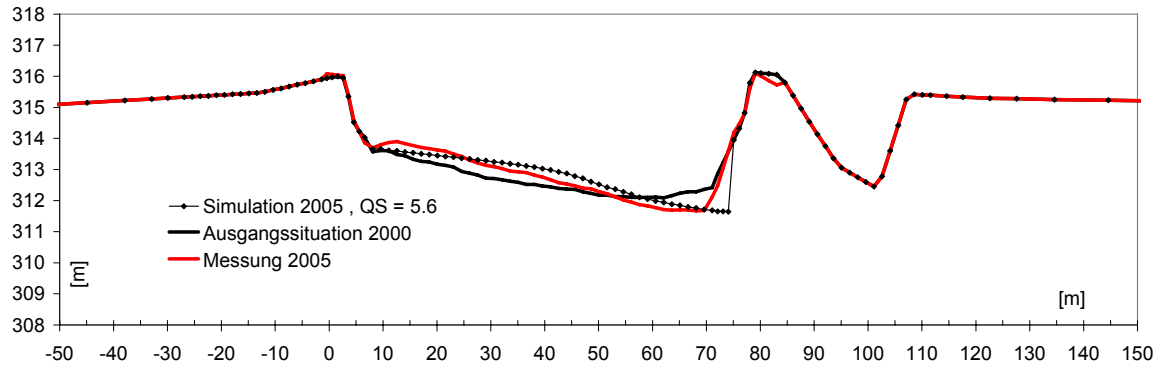
AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



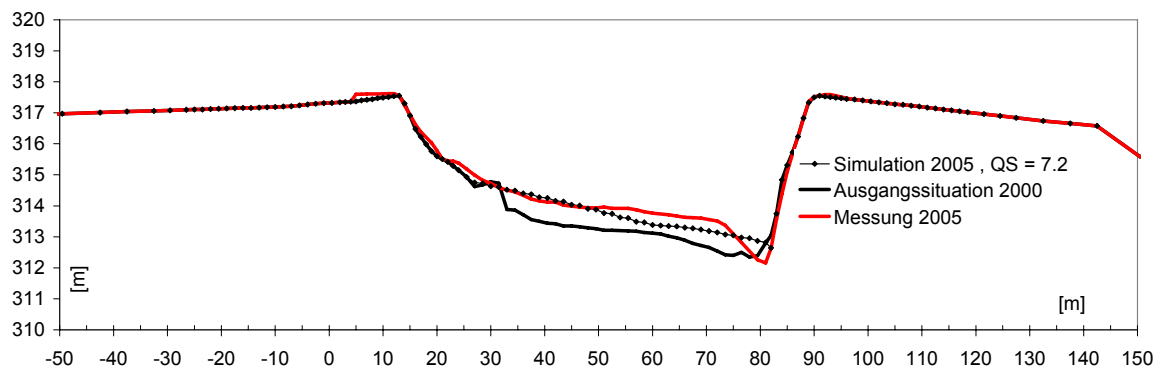
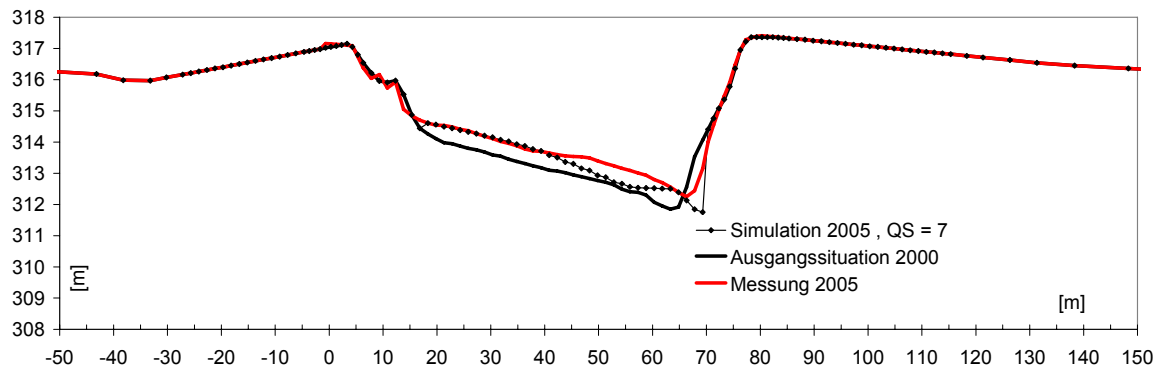
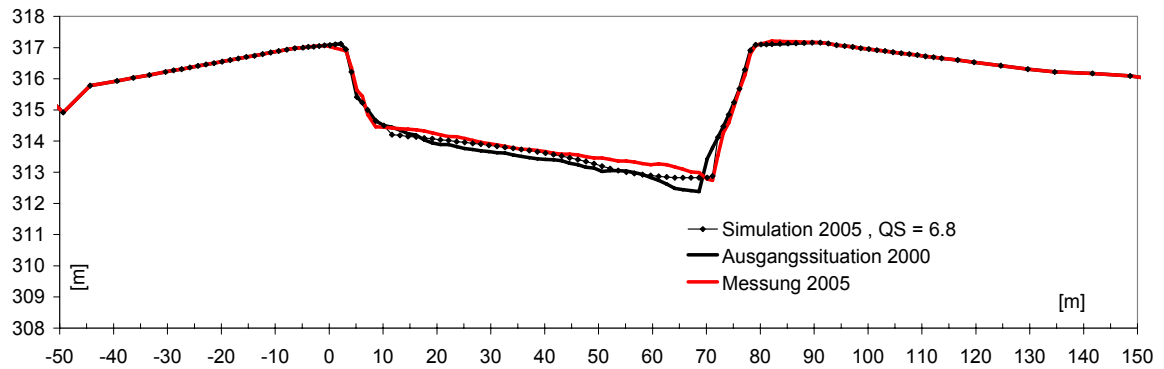
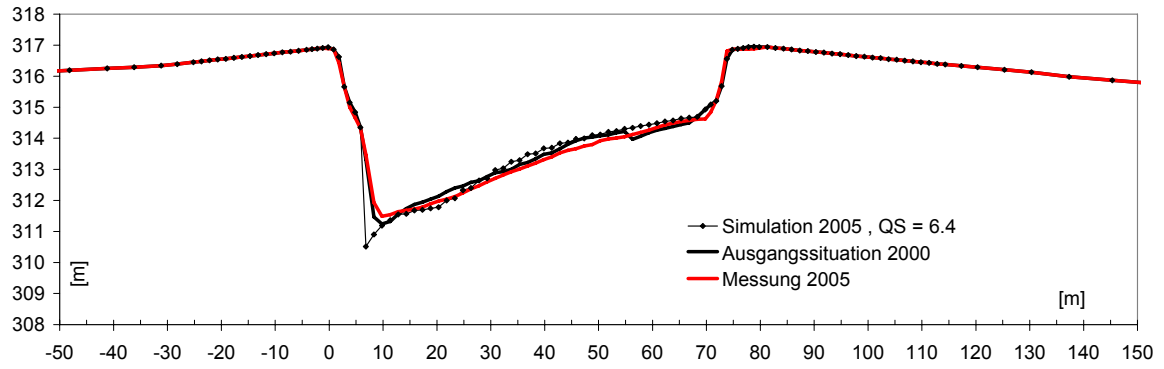
AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



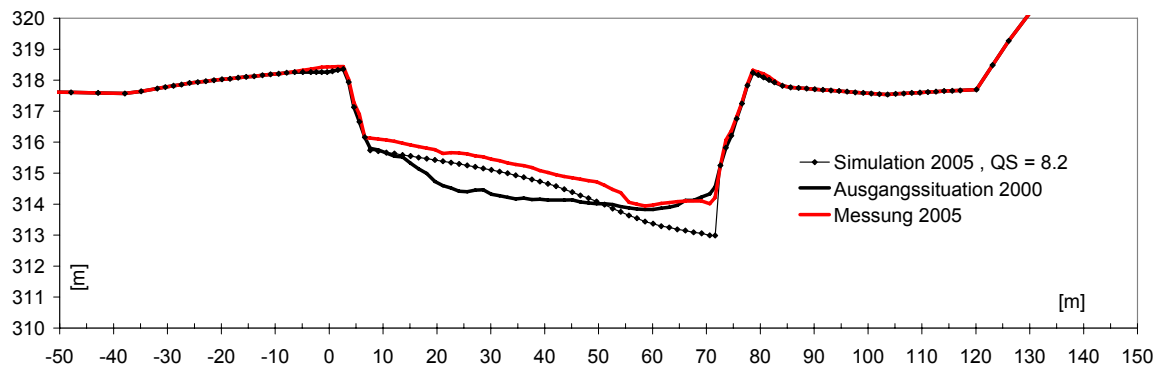
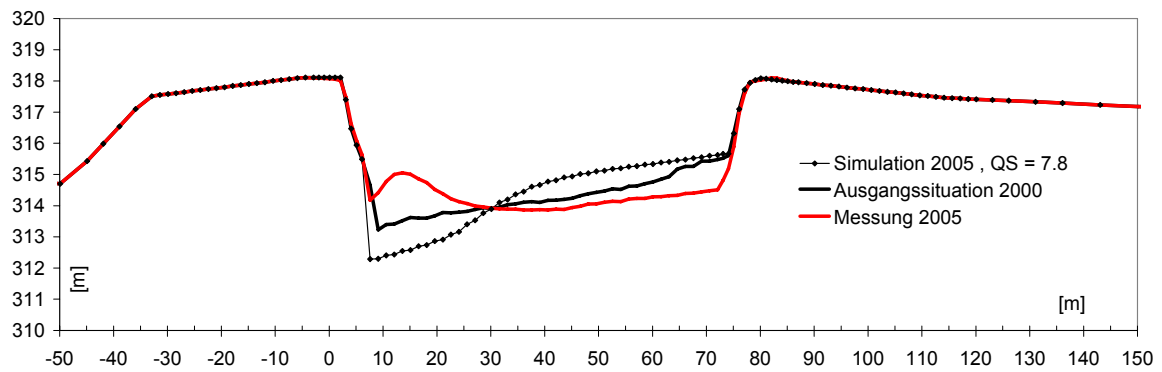
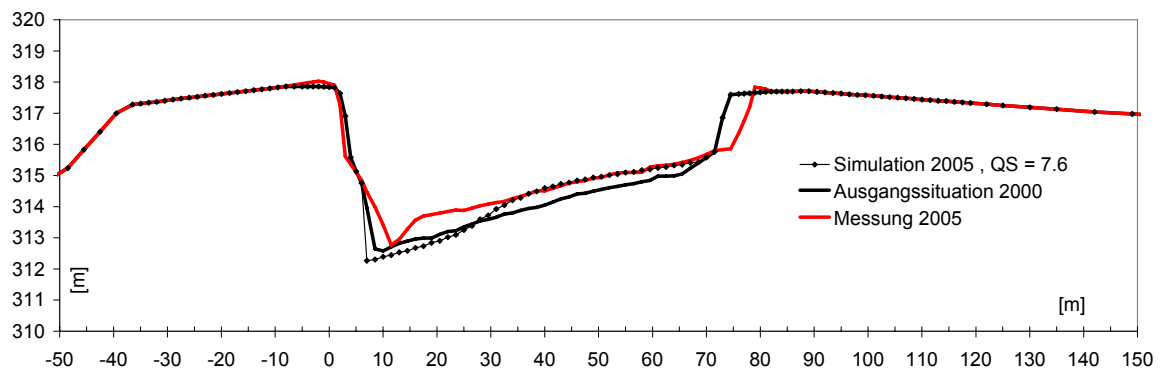
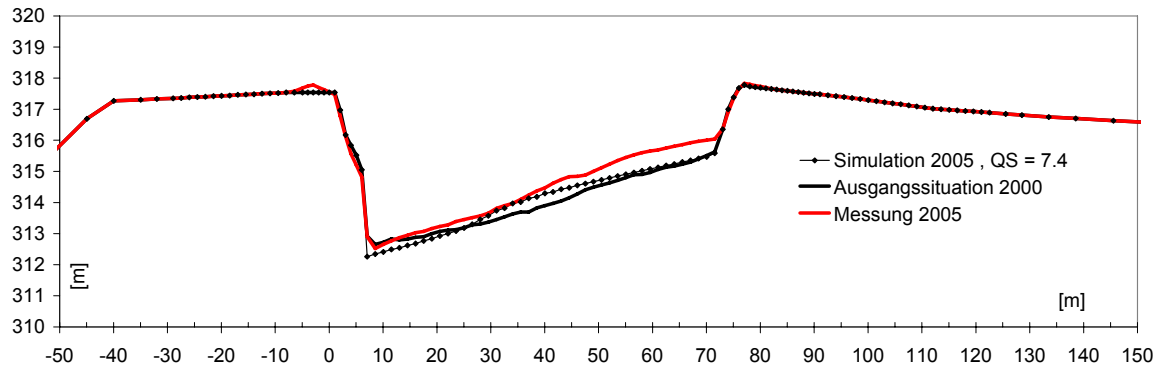
AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

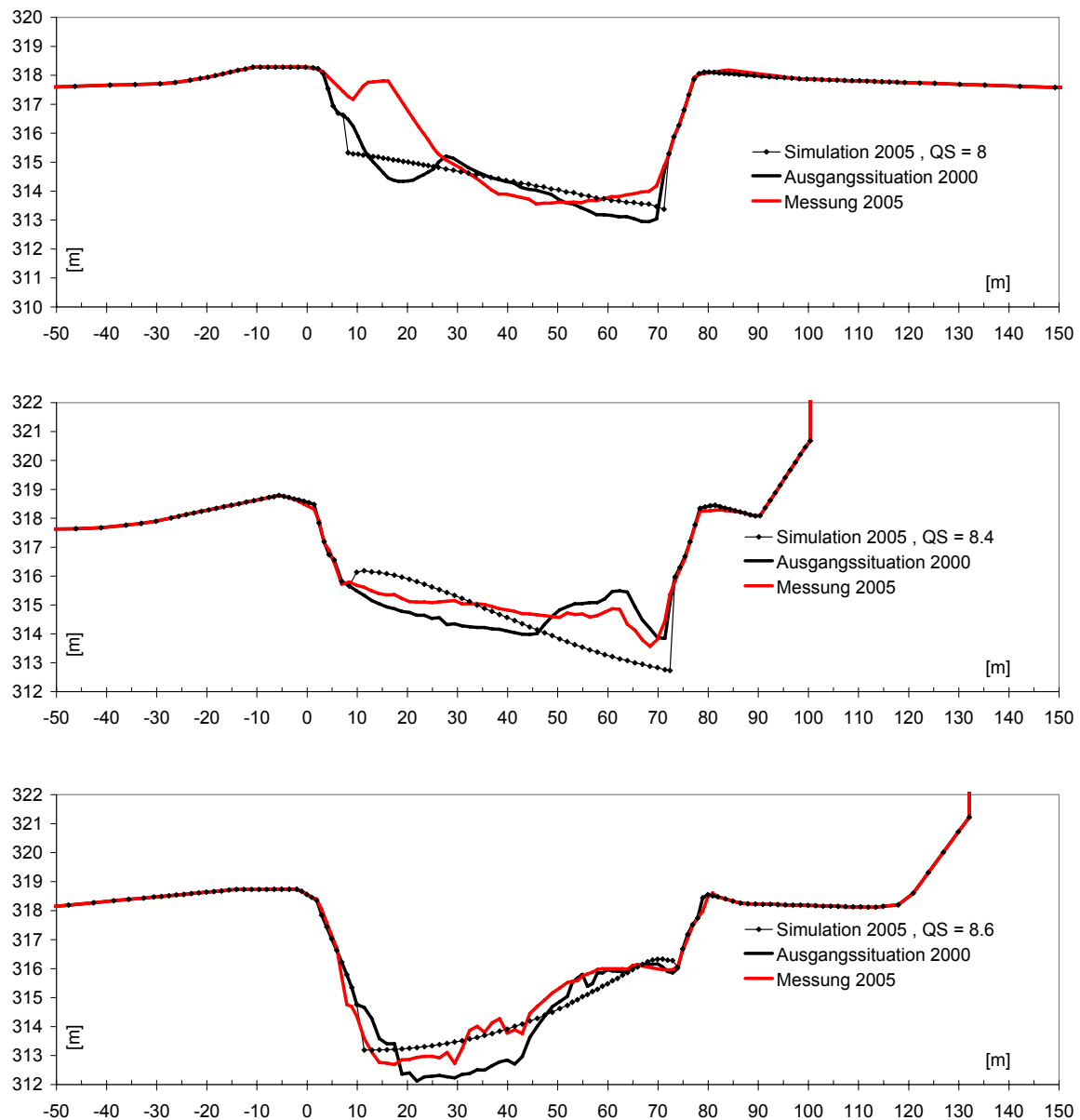


Abb. 9-23: Vergleich der Querprofilentwicklung zwischen der Profilvermessung und der Simulation Nr. 1

9.4 Weitergehende 1D^{2D} Simulationen

Für die weitergehenden Untersuchungen wurde eine repräsentative hydrologische Belastung gewählt. In Abb. 9-24 ist die mittlere Unterschreitungsdauerlinie für die Jahre 1926 – 2005 und den für die Kalibrierung verwendeten Zeitraum von 2000 – 2005 dargestellt. Der Zeitraum 2000 – 2005 entspricht somit in etwa der mittleren, jährlichen Belastung. Des Weiteren enthält er besonders feuchte Jahre, trockene Jahre und ebenfalls mit den Augsthochwasser 2005 eine außerordentliche Belastungsspitze. In den folgenden Simulationen wird die Ganglinie 2000 – 2005 alle fünf Jahre wiederholt und hintereinander geschaltet.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

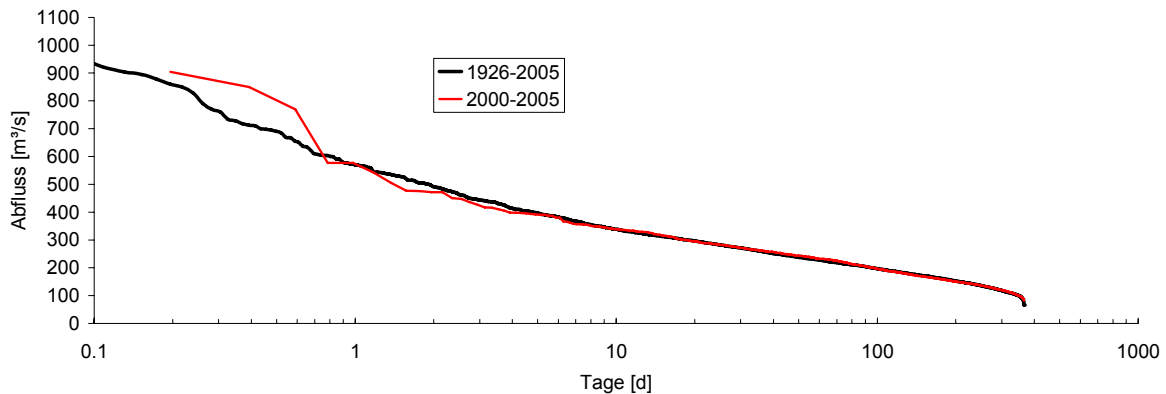


Abb. 9-24: Unterschreitungsdauerlinien für den Zeitraum 1926 – 2005 und 2000 - 2005

In den folgenden Abbildungen (Abb. 9-25; Abb. 9-26; Abb. 9-27) sind die mittleren Sohllagen der Simulationsergebnisse nach fünf, zehn und 20 Jahren zusätzlich zu den gemessenen Sohllagen von 2000 und 2005 aufgetragen. Die Simulation startet mit der Sohllage 2000.

Die Simulation 1a zeigt die Simulation entsprechend der Kalibrierung. Die mittlere jährliche Kieszugabe von rund 32.000 m³ führt zu einer Stabilisierung bzw. einer Anhebung der mittleren Sohllagen im Dezimeterbereich.

Die Simulation 1c ist eine Abwandlung der Simulation 1a. In dieser Simulation wurde auf die Korrekturen der Sekundärströmung verzichtet. Es kommt daher zu nahezu horizontalen, ausgeglichenen Querprofilen. Hierdurch fällt im gesamten Abschnitt die Transportkapazität geringer aus, da gerade die Abflusskonzentration bei geringeren Durchflüssen in den Kurvenkolkbereichen wegfällt. Dementsprechend kommt es auch zu stärkeren Anlandungen von bis zu 1m als bei Simulation Nr. 1a.

Die Simulationen 2 wurden ohne Geschiebezugabe durchgeführt. Es kommt zu deutlichen Eintiefungen von bis zu 2 m in 20 Jahren. Gerade bei kontinuierlichen Eintiefungen kommt es in Natura zur Deckschichtbildung. Entsprechend den Untersuchungen zur *Geschiebezugabe* (Bechteler und Elsner, 2003) ist bei dem vorhandenen Material eine Deckschichtbildung möglich. Für die mittleren Korndurchmesser der Deckschicht werden Mittelwerte von 26,3 mm bis 39,3 mm angegeben. Nach Günter (ATV-DVWK, 2003) kann für das Aufbrechen einer Deckschicht folgende Abschätzung verwendet werden.

$$\theta_{Dcr} = \theta_{cr} \left(\frac{d_{mDs}}{d_m} \right)^{0,67} \approx \theta_{cr} \left(\frac{30 \text{ mm}}{20 \text{ mm}} \right)^{0,67} \approx 1,3 \cdot \theta_{cr}$$

In der Simulation 2c musste eine Schwelle von 1,3 mal θ_{cr} überschritten werden, um einen Transport auszulösen. Ist dieser Wert überschritten, wird die Transportrate wieder mit dem Korndurchmesser der Unterschicht durchgeführt (Hier sei angemerkt, dass das verwendete Modell ein 1-Korn-Modell ist und keinen fraktionierten Transport berücksichtigt. Das gewählte Vorgehen ist somit eine Notlösung, um dennoch die Auswirkungen einer Deckschichtbildung abzuschätzen). Die Sohlerosionen nach 20 Jahren betragen max. 1m.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Die Simulationen 4a und 4c entsprechen den Simulationen 1a und 1c, wobei anstelle von 0 m³ Geschiebeeintrag ein mittlerer Eintrag von 5000 m³/a angesetzt wurde (Es ist davon auszugehen, dass in die betrachtete Strecke ein gewisser Resteintrag von oberstrom stattfindet). Die maximalen Eintiefungen reduzieren sich nach 20 Jahren auf rund 1m bzw. 0.5 m.

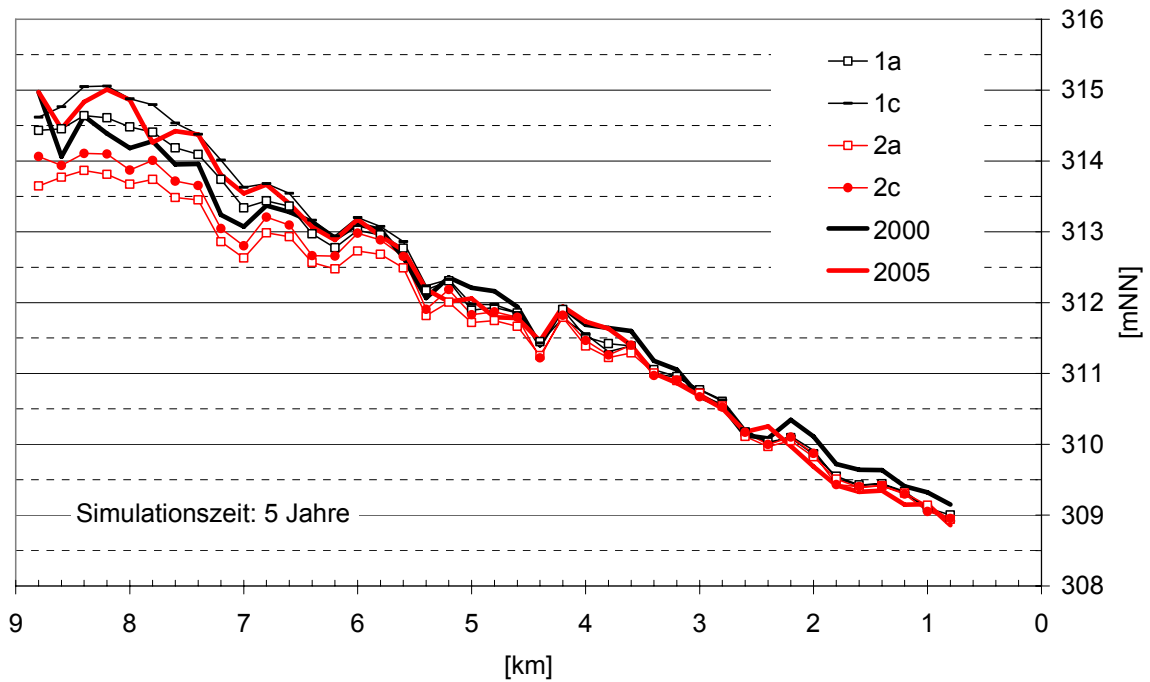


Abb. 9-25: Sohllagen nach einer Simulationszeit von fünf Jahren; gemessene Sohllagen 2000 und 2005

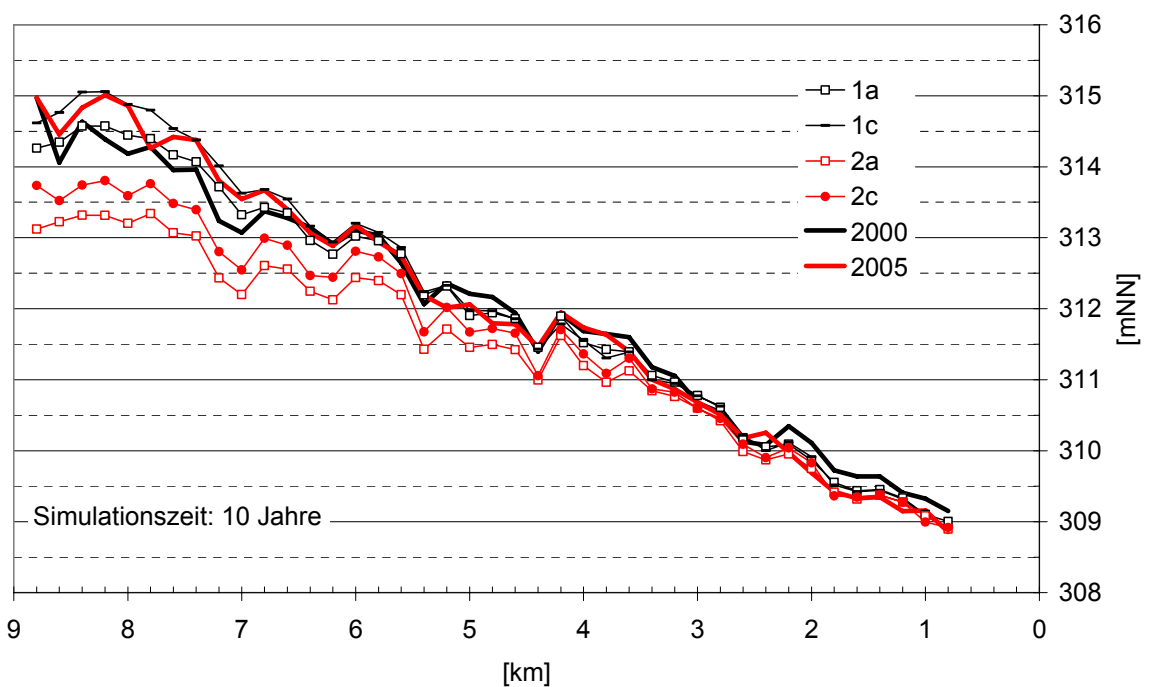


Abb. 9-26: Sohllagen nach einer Simulationszeit von zehn Jahren; gemessene Sohllagen 2000 und 2005

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

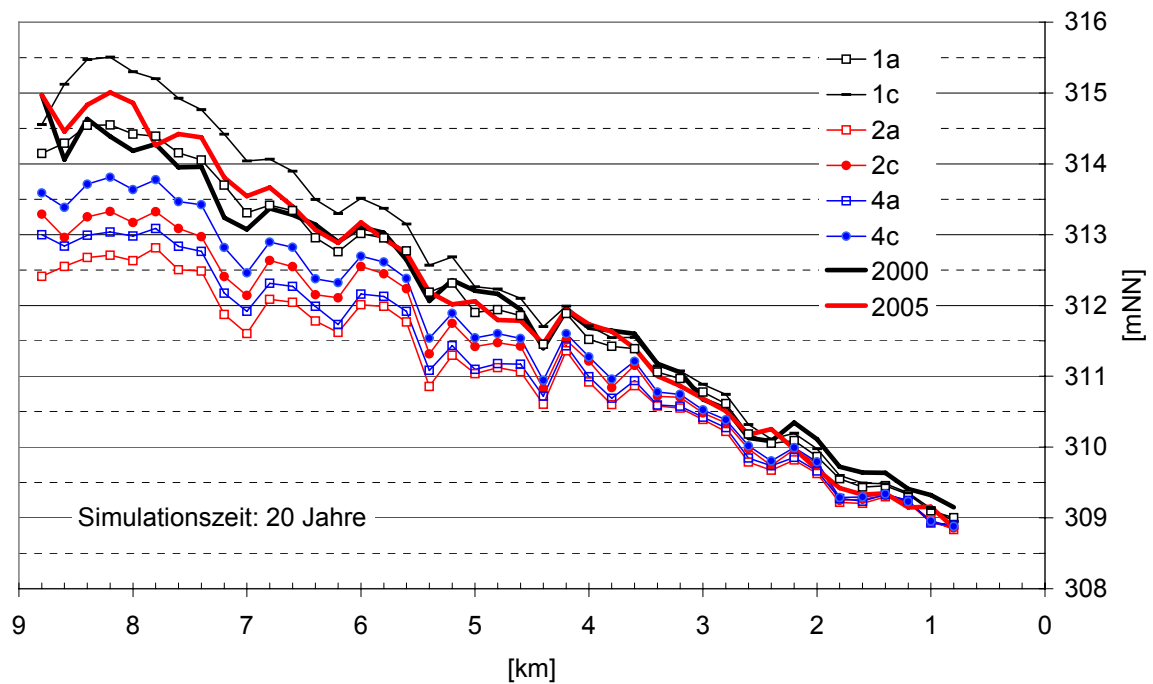


Abb. 9-27: Sohlagen nach einer Simulationszeit von 20 Jahren; gemessene Sohlagen 2000 und 2005

Zusammenfassung:

In Tab. 10 sind die Volumenveränderungen der verschiedenen Rechnungen zusammengestellt. Betrachtet werden hier immer Fünfjahreszeiträume, da sich die verwendete Ganglinie alle 5 Jahre wiederholt. Mit den verschiedenen Rechenläufen sollen hier Tendenzen aufgezeigt werden.

Eine Geschiebebezugabe wie bisher, führt auf jeden Fall zu einer Stabilisierung und kann Anlandungen bis zu 1m verursachen. Dagegen sind ohne Geschiebebezugaben Eintiefungen von mehr als 1m zu erwarten. Angemerkt sei hier, dass sich mit zunehmender Eintiefung, die Abflussaufteilung ändert und es zu einer immer stärker werdenden Beaufschlagung des Hauptgerinnes kommt und die Eintiefung zusätzlich verstärkt. Die Abflussaufteilung im 1D-Modell ist über abflussabhängige Stricklerwerte auf die jetzige Sohlage kalibriert, welche mit zunehmender Sohlveränderung nicht mehr zutreffend sind.

Festzuhalten bleibt, dass mit einer deutlichen Reduzierung der Geschiebebezugabe weitere stabilisierende Maßnahmen zur Sohlstützung getroffen werden müssen.

Tab. 10: fünfjähriger Volumenaustrag [m³]

| Sim. | Ges.- Eintrag in 5 Jahren | 0a - 5a | 5a - 10a | 10a - 15a | 15a - 20a |
|------|------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 1a | 162.391 m³ | - 187.137 m³ | - 167.610 m³ | - 167.987 m³ | - 167.353 m³ |
| 1c | | - 132.920 m³ | - 96.374 m³ | - 108.514 m³ | - 122.807 m³ |
| 2a | 0 m³ | - 183.109 m³ | - 134.825 m³ | - 105.571 m³ | - 84.737m³ |
| 2c | | - 117.646 m³ | - 82.423 m³ | - 69.102 m³ | - 59.773 m³ |
| 4a | 25.000 m³ | - 183.524 m³ | - 138.459 m³ | - 111.962 m³ | - 92.794 m³ |
| 4c | | - 117.647 m³ | - 83.667 m³ | - 72.599 m³ | - 64.707 m³ |

9.5 Überlegungen zu den nötigen Aufstaucharakteristiken der V-Rampen

Die Gewässersohle soll auf einer vorgegebenen Länge geschützt werden. Ein Geschiebezustrom findet in diese Strecke nicht statt. Bei vergleichsweise niedrigen Abflüssen wird auf der gesamten Strecke auch bei freiem Fließen (Normalwasserfließtiefe) kein Geschiebetransport stattfinden, da die Sohlschubspannung kleiner als die kritische Schubspannung des vorhandenen Sohlmaterials ist. Bei zunehmendem Abfluss steigt die Belastung auf die Sohle an. Sobald in einer freien Fließstrecke die kritische Schubspannung erreicht wird, wird zur Gewährleistung einer stabilen Sohllage ein bestimmter Aufstau am unteren Streckenende nötig. Mit dem hierdurch entstehenden Rückstau kann verhindert werden, dass im oberstromigen Streckenabschnitt die kritische Sohlschubspannung überschritten wird (siehe Abb. 9-28). Unabhängig vom jeweiligen Rampentyp (konventionell oder V-Rampe) lässt sich somit für jede Gewässerstrecke eine Aufstaukurve h_{stabil} (abhängig von Q) abschätzen, die nötig ist, um eine vorgegebene Streckenlänge zu schützen.

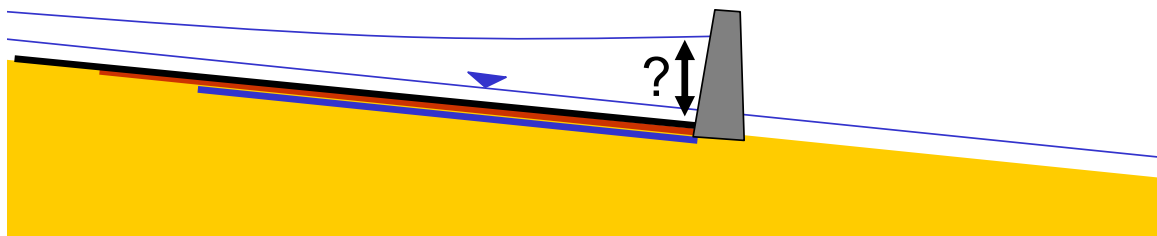


Abb. 9-28: Erzeugen eines Rückstaus als Sohlschutz für eine bestimmte Streckenlänge

Mit einem einfachen 1D Wasserspiegellagen-Programm wurde für eine idealisierte Isargeometrie (Trapez mit Sohlbreite 65 m; Böschungsneigung von 1:1,5; $k_{\text{st}} = 36 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) die h_{stabil} – Kurven für verschiedene Streckenlängen berechnet und zusammen mit der Normalwassertiefe in Abb. 9-29 dargestellt. Die roten Linien beziehen sich hierbei auf ein

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Gefälle von 0,07 %, die schwarzen auf ein Gefälle von 0,08 %. Je nach verwendeter kritischer Schubspannung (hier 14 N/m^2 oder 16 N/m^2) ist die Sohle ab einem Abfluss von knapp $200 - 250 \text{ m}^3/\text{s}$ vollständig in Bewegung. *Westrich (2001)* gibt für den Beginn des Geschiebetriebes eine krit. Sohlschubspannung von $12 - 14 \text{ N/m}^2$ an. Für kleinere Abflüsse ist kein Aufstau durch ein Querbauwerk erforderlich. Ab diesen kritischen Abflüssen wird mit Hilfe eines durch ein Querbauwerk erzeugten Aufstaus die Schubspannung im oberstromigen Streckenabschnitt reduziert. Je nach gewünschter Länge nach oberstrom ergeben sich verschiedene „nötige Aufstaubeziehungen“. In Abb. 9-29 sind für die Längen 600 m und 1000 m die nötigen Aufstaubeziehungen dargestellt (rote Linien für $\tau_{\text{krit}} = 16 \text{ N/m}^2$; schwarze Linien für $\tau_{\text{krit}} = 14 \text{ N/m}^2$). Nicht berücksichtigt in diesem Diagramm ist der einsetzende Vorlandabfluss ab ca. $450 \text{ m}^3/\text{s}$. Um einen Vergleich mit tatsächlichen WSP-Verhältnissen zu haben, ist in dem Diagramm repräsentativ die Fließtiefe für den Querschnitt Fkm 4,6 dargestellt, wie er sich aus den 1D-Berechnungen in Kapitel 9 ergibt. Durch den Vorlandabfluss sind die Fließtiefen ab $450 \text{ m}^3/\text{s}$ deutlich geringer als im angenommenen Trapezprofil.

Die dicke blaue Linie zeigt die abgeschätzte W-Q-Beziehung, die durch eine V-Rampe mit einer Öffnungsbreite von 30 m erzeugt wird bei Annahme eines Trapezprofils von 65 m Sohlbreite im Oberwasser.

Die zweite dicke, blaue Linie zeigt dagegen eine abgeschätzte Aufstaubeziehung für eine $1,2 \text{ m}$ hohe konventionelle Rampe. Es zeigt sich, dass mit der V-Rampe gerade bei geringeren Abflüssen der übermäßige unnötige Aufstau reduziert wird, was den Fließgewässercharakter weniger stark beeinflusst.

Die dünne blaue Linie zeigt die Fließtiefe Oberstrom von Fkm 4,6 bei Einbau einer V-Rampe mit Öffnungsbreite von rund 30 m im numerischen Modell. Hier wurde zusätzlich angenommen, dass der Vorlandabfluss aufgrund des Aufstaus schon bei $300 \text{ m}^3/\text{s}$, also in etwa bei der gleichen Fließtiefe wie bei der Simulation ohne Rampenaufstau (vgl. $450 \text{ m}^3/\text{s}$) beginnt. Entsprechend den Überlegungen aus Kapitel 9.3.2 ist für die Gesamtmenge an transportiertem Material vor allem der Abflussbereich bis $200 - 400 \text{ m}^3/\text{s}$ wichtig. Bei kleineren Abflüssen ist kein Aufstau nötig, bei größeren Abflüssen ist eine Stabilisierung aufgrund der Seltenheit der Abflüsse und der Hochwassersicherheit nicht anzustreben. Die gewählte V-Rampenformgebung wird diesen Anforderungen besser gerecht als herkömmliche breitkronige Rampenstrukturen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

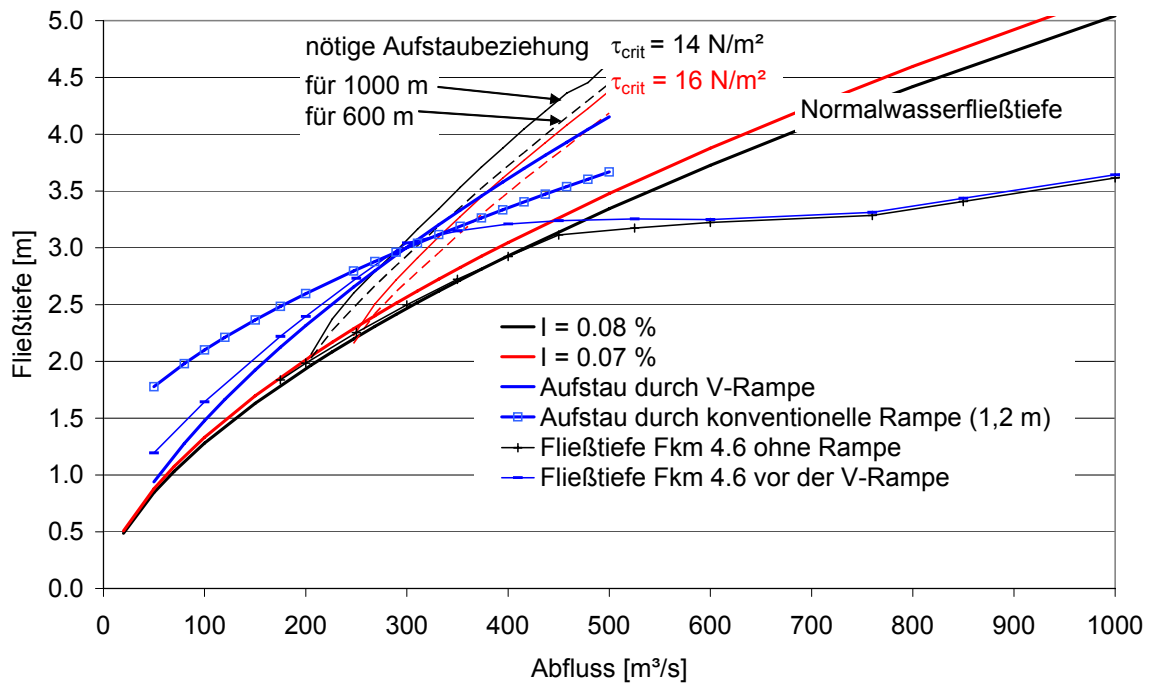


Abb. 9-29: W-Q-Beziehungen

Mit diesen ersten Abschätzungen wurde für die weiteren Betrachtungen eine V-Rampengeometrie von rund 30 m Öffnungsbreite verwendet. Der Abstand der Rampen sollte ohne weitere Maßnahmen und weitgehender Unterbindung des Geschiebetriebs rund 1 km betragen. Entsprechend dem Sohlstufenkonzept (Knauss, 1986) wären auch hier rund 7 Rampen nötig. Zusätzlich ist allerdings ein Restgeschiebetrieb anzusetzen und des Weiteren sollen zusätzlich zu den Rampen noch Uferrückbaumaßnahmen und Aufweitungen vorgenommen werden. Deshalb wird bei den weiteren Untersuchungen der Rampenabstand vergrößert. Es werden lediglich drei Rampen vorgesehen ca. bei Fkm 1; Fkm 4 und Fkm 6.

9.6 Variantenüberlegungen

9.6.1 V-Rampen bei Fkm 1,0 ; Fkm 4,0 und Fkm 6,0

Bei diesen Rechenläufen wurden drei V-Rampen mit jeweils 30 m Öffnungsweite eingebaut. In der Abb. 9-30 sind die Wasserspiegelverhältnisse an den drei Standorten aufgetragen. Die dicken Linien stammen hierbei aus der 1D-Berechnung mit Vorlandabfluss. Die gestrichelten Linien sind Handabschätzungen mit Normalwasserverhältnissen und den kritischen Fließtiefen in einem Trapezprofil ohne Vorländer.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

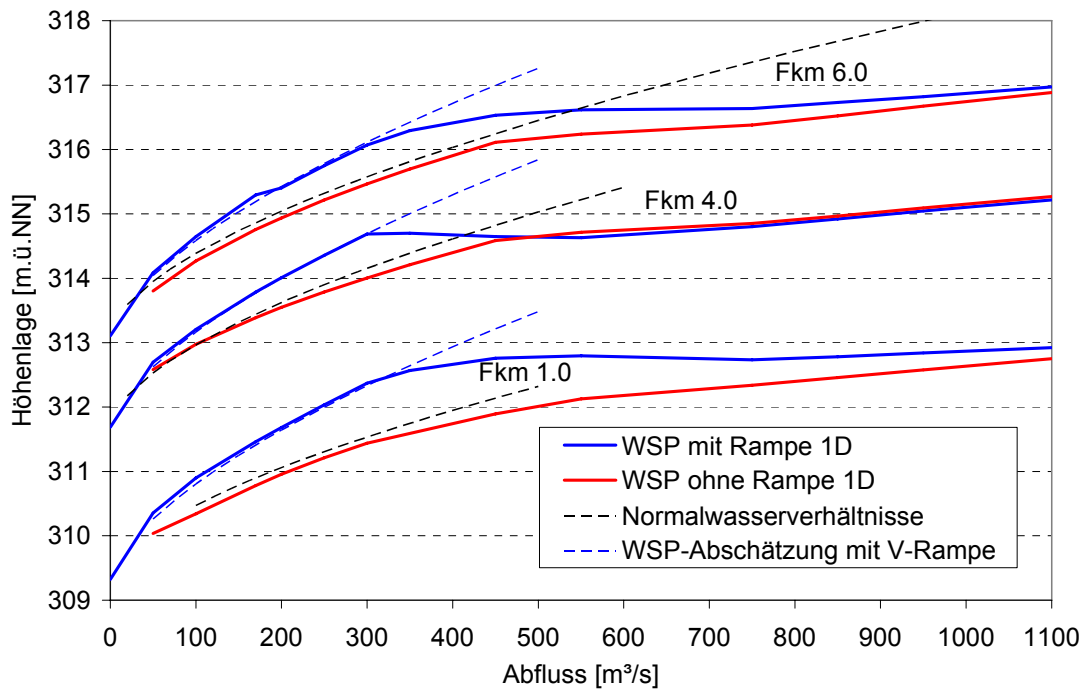


Abb. 9-30: Wasserspiegelverhältnisse an den drei Rampenstandorten

In den Abb. 9-31 bis Abb. 9-34 sind die Wasserspiegellagen mit und ohne V-Rampen dargestellt. Zusätzlich ist für Abflüssen größer als 350 m³/s der Abflussanteil im Sohlbereich des Hauptgerinnes dargestellt. Mit zunehmendem Abfluss geht der Einfluss der V-Rampe zurück.

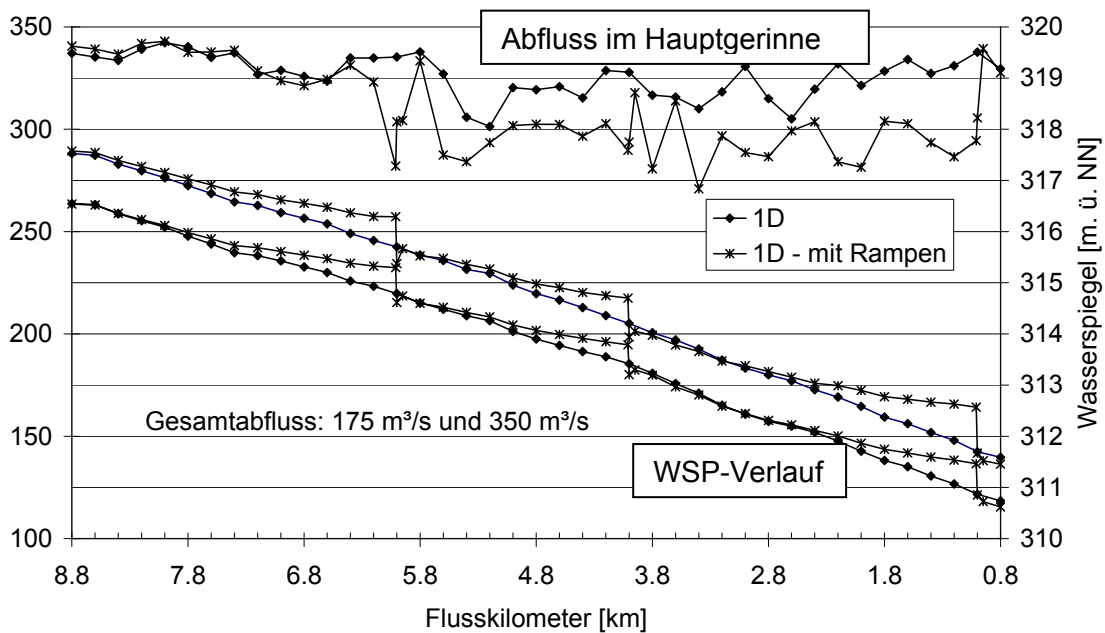


Abb. 9-31: Wasserspiegelverhältnisse und Aufstau an den drei V-Rampen; Abflussanteil im Hauptgerinne bei einem Gesamtabfluss von 350 m³/s; Situation mit und ohne V-Rampe

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

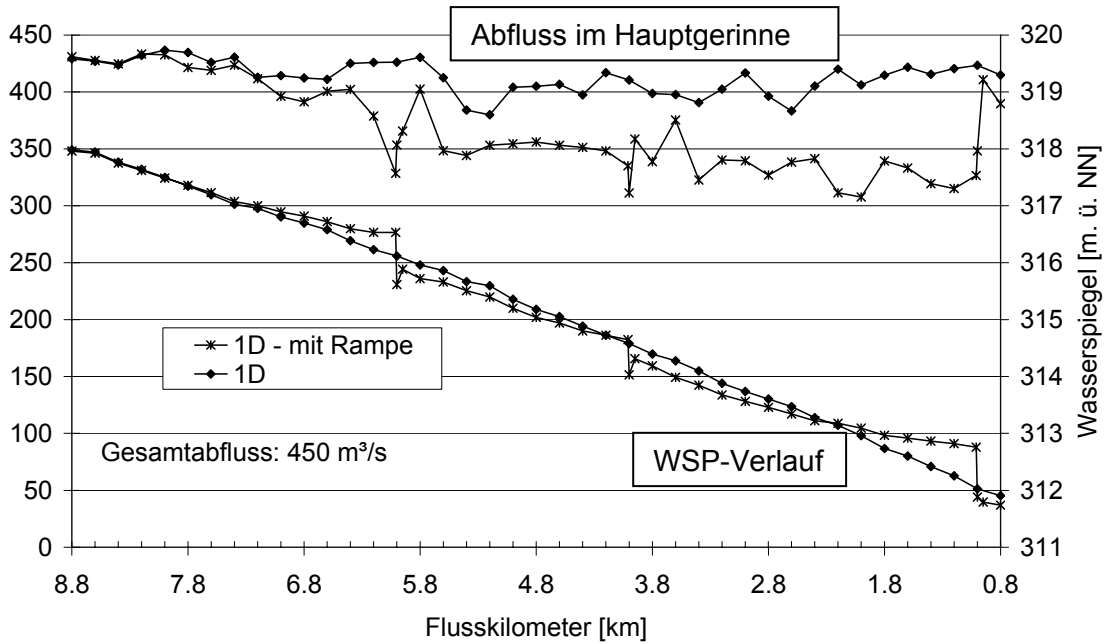


Abb. 9-32: Wasserspiegelverhältnisse und Aufstau an den drei V-Rampen; Abflussanteil im Hauptgerinne bei einem Gesamtabfluss von $450 \text{ m}^3/\text{s}$; Situation mit und ohne V-Rampe

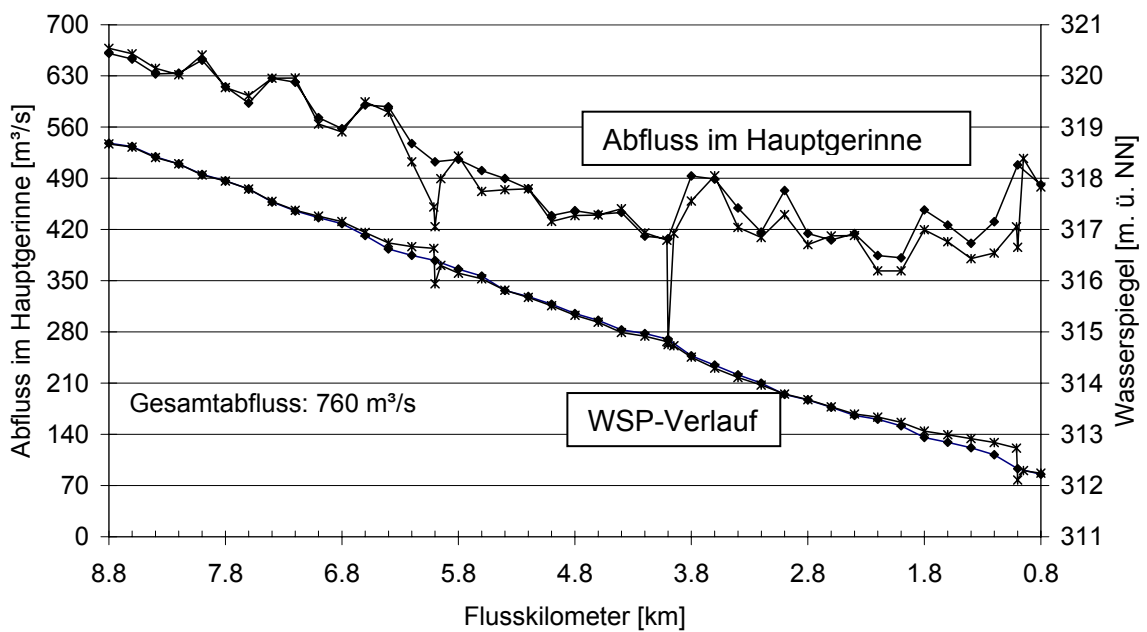


Abb. 9-33: Wasserspiegelverhältnisse und Aufstau an den drei V-Rampen; Abflussanteil im Hauptgerinne bei einem Gesamtabfluss von $760 \text{ m}^3/\text{s}$; Situation mit und ohne V-Rampe

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

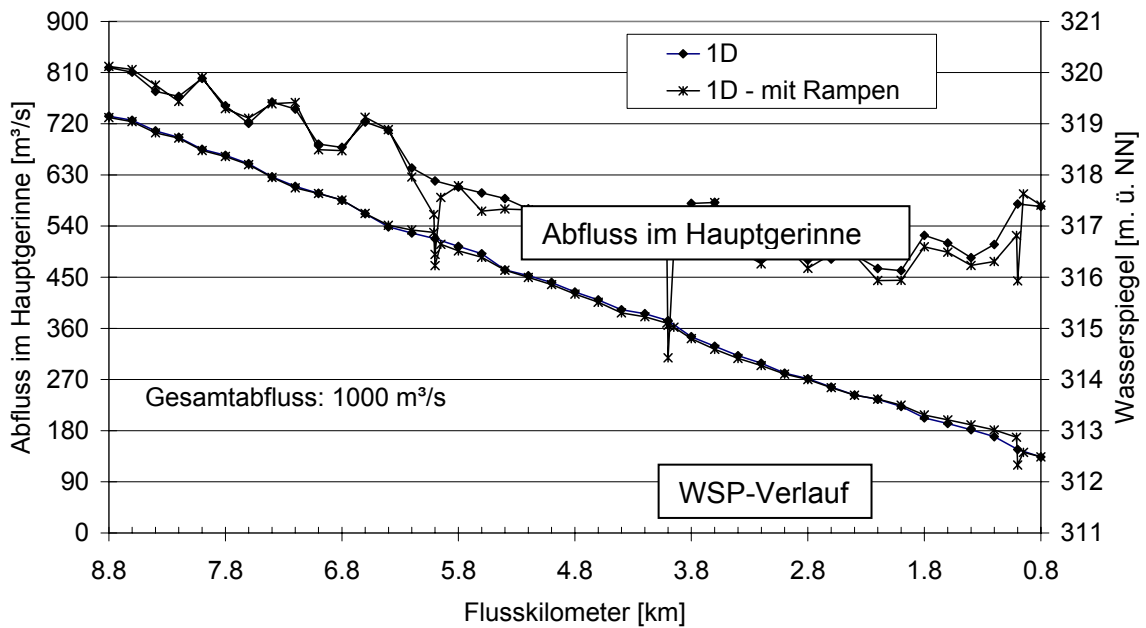


Abb. 9-34: Wasserspiegelverhältnisse und Aufstau an den drei V-Rampen; Abflussanteil im Hauptgerinne bei einem Gesamtabfluss von 1000 m³/s; Situation mit und ohne V-Rampe

In der Abb. 9-35 sind neben den Profilaufnahmen 2000 und 2005 die Ergebnisse dreier Rechenläufe mit jeweils drei V-Rampen dargestellt. Zur Vergleichbarkeit ist weiterhin der Rechenlauf 2a (ohne Rampen und ohne Gs-Eintrag) aufgeführt.

Bei Rechenläufen der Serie 9 wurden die Ufer weiterhin festgehalten. Es fand kein Geschiebeeintrag statt.

Nr. 9b : Alle drei Abschnitte zwischen den V-Rampen sind beweglich.

Nr. 9bb: Es sind lediglich der mittlere und der unteren Abschnitt beweglich Aus dem oberen Bereich kann kein Material mobilisiert werden.

Nr. 9cc: Nur der unterste Abschnitt ist mit beweglicher Sohle ausgestattet.

Man erkennt deutlich, dass an allen drei Standorten die Rückstauwirkung der V-Rampen nicht die gesamte Strecke bis zur nächsten Rampe abdeckt, und es bei fehlendem Geschiebeeintrag aus oberen Streckenabschnitten jeweils am Abschnittsanfang zu Erosionen kommt. Die V-Rampengeometrie wurde in den vorherigen Kapiteln so abgeschätzt und gewählt, dass ihre sohlstabilisierende Wirkung ca. 1 km nach oberstrom reicht. Die Berechnungen bestätigen dies. Zusätzlich zu den V-Rampen werden in weiteren Berechnungen Uferrückbaumaßnahmen als weitere sohlstabilisierende Maßnahmen durchgeführt.

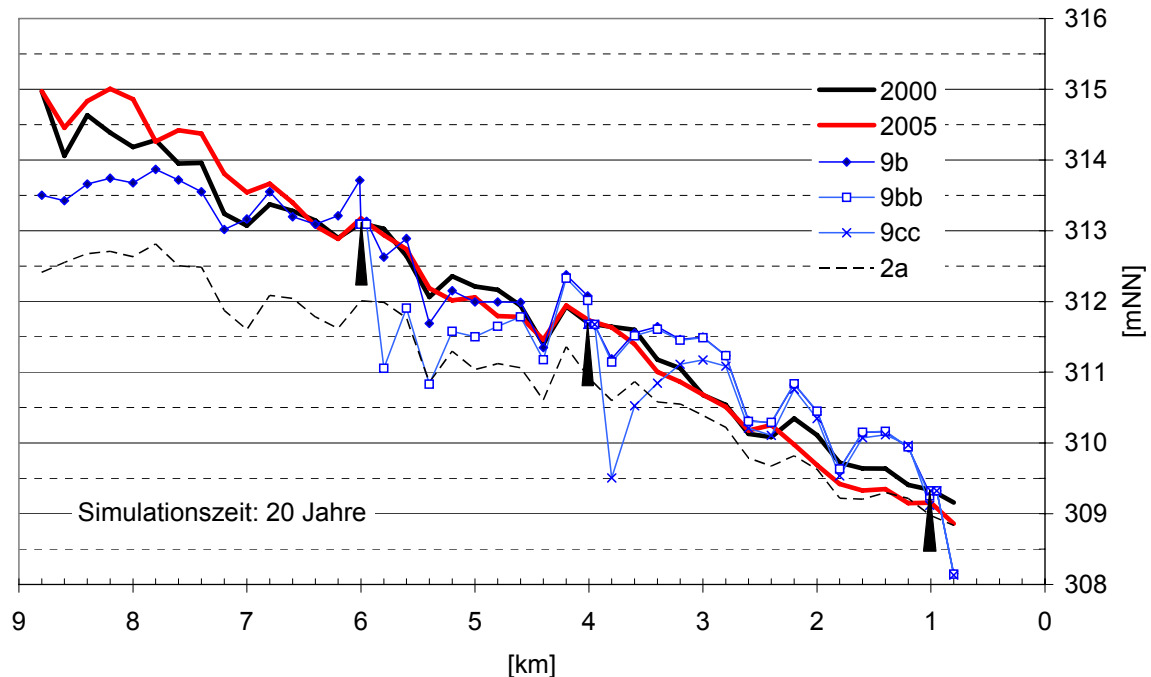


Abb. 9-35: simulierte Sohlagenentwicklung bei festen Ufern und 3 V-Rampen; Die Profilvermessung 2000 und 2005 ist mit dargestellt.

9.6.2 Abschätzung der Aufweitungsraten (Querschnittsbetrachtung)

Für eine erste Abschätzung der Aufweitungsgeschwindigkeiten bei erfolgten Uferrückbau wurden ein Strecke mit konstant 0.00085 [-] Gefälle angesetzt. Das Startprofil der Simulation war ein Trapezquerschnitt mit einer Sohlbreite von 65 m und einer Böschungsneigung von 1:2. Die übrigen Einstellungen wurden entsprechend den vorausgegangenen Berechnungen gewählt ($k_{st} = 36 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$; $d_m = 20 \text{ mm}$). Verglichen wurden hier zum einen das Aufweitungsverhalten einer geraden Strecke und einer Strecke mit einem Radius von 500 m, welcher den Größenordnungen der Unteren Isar entspricht. Der Radius und das Gefälle bezogen sich hierbei auf die Gewässermite in der Ausgangssituation.

Als hydraulische Belastung wurde ein konstanter Abfluss von 450 m³/s bzw. 300 m³/s angesetzt (Abb. 9-36), eine mittlere jährliche Überschreitungsdauerlinie in fünfjähriger Wiederholung (Abb. 9-37) und zuletzt der Zeitraum Herbst 2000 bis Herbst 2005 (Abb. 9-38).

In Abb. 9-36 ist ersichtlich, dass gerade Abschnitte eine langsamere Breitenentwicklung durchmachen als die Flusskurven. Die Breitenentwicklung kommt für 450 m³/s bei rund 110 m zum stehen. Die Geschiebetransportkapazität ist in diesem Zustand allerdings nicht null. Es findet also weiterhin Transport in der Sohle statt, nicht aber im Böschungsbereich. In den Kurven strebt die Aufweitung gegen 130 m Gewässerbite und kommt erst zur Ruhe, wenn die Transportkapazität im Querschnitt null wird. Dies kommt daher, dass aufgrund der Sekundärströmung ein kleiner Prozentsatz an Material quer verlagert wird und es so bei Längstransport automatisch zu Querschnittsumformungen kommt, im Gegensatz zu den geraden Strecken. Das unterschiedliche schnelle Aufweitungsverhalten

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

von geraden und kurvigen Strecken und die Unterschiede in der Transportkapazität, führen zu Wechseln in Anlandungs- und Erosionsbereichen. Die Aufweitungsraten für einen Abfluss von 300 m³/s nehmen stark ab. Die Aufweitungen bei der geraden Strecke sind vernachlässigbar, in den Kurven betragen sie nur noch rund 10 m.

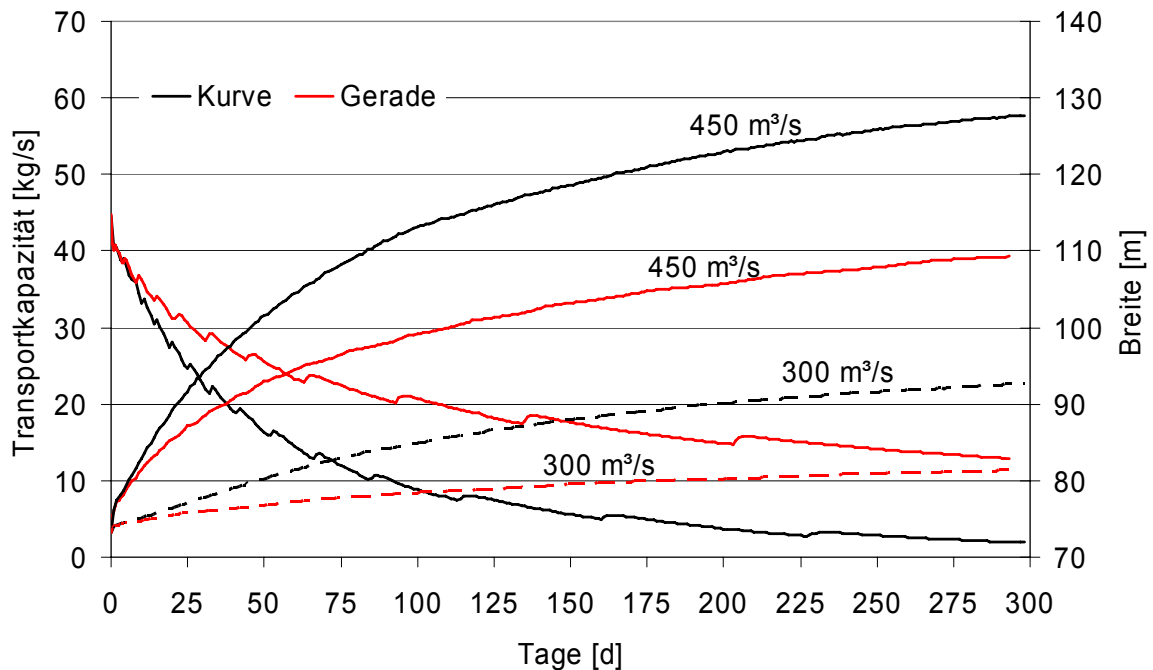


Abb. 9-36: abgeschätztes Aufweitungsverhalten für einen konst. Abfluss von 450 m³/s bzw. 300 m³/s; Abnahme der Transportkapazität für den Abfluss von 450 m³/s

Betrachtet man die Abb. 9-37 und die Abb. 9-38, zeigt sich für gerade Abschnitte eine mittlere Breitenzunahme in fünf Jahren von knapp 20 m und in kurvigen Strecken von rund 30 m. Die geraden Abschnitte brauchen für das Einsetzen der Aufweitung höhere Abflüsse als die kurvigen Strecken. In den kurvigen Strecken kommt es hierbei hauptsächlich zu Erosionen im Pralluferbereich (siehe Abb. 9-39). Wie die Modellversuche „Weiche Ufer“ in Oberrach allerdings gezeigt haben, kommt es in den Gleitufeln in natürlichen Strecken aufgrund von unterschiedlichen Transportkapazitäten (siehe Abb. 9-36) zu deutlich stärkeren Anlandungen und dadurch zu einer weiteren Verstärkung der Pralluferverschiebung, wobei die durchflossene Gewässerbite allerdings nicht weiter zunehmen dürfte.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

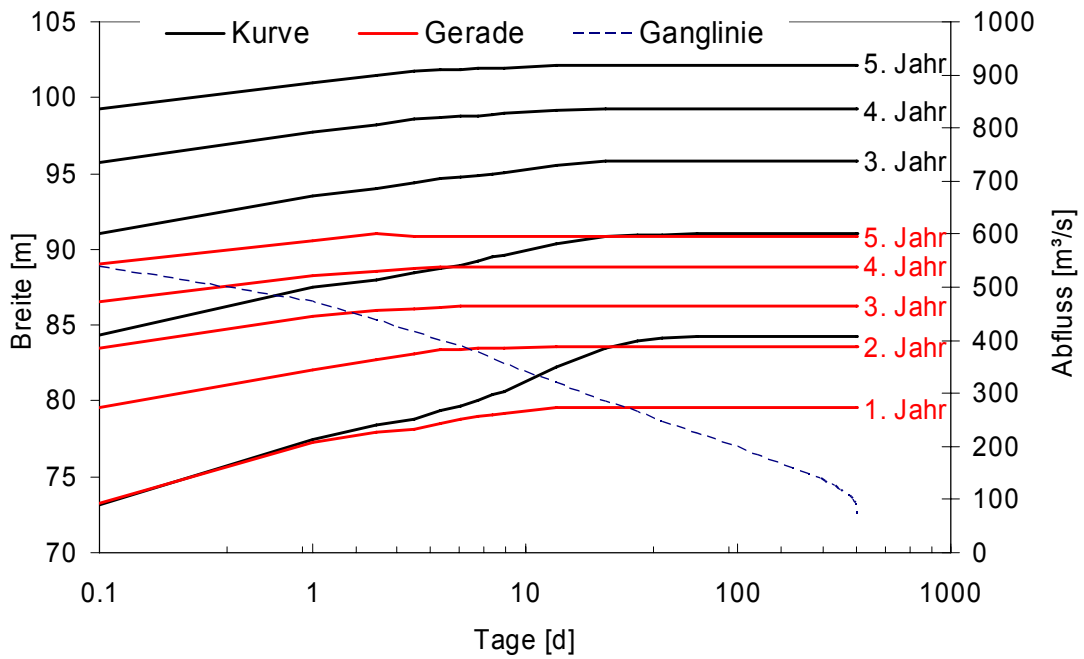


Abb. 9-37: abgeschätztes Aufweitungsverhalten für eine mittlere Überschreitungsdauerlinie in fünfmaliger Folge

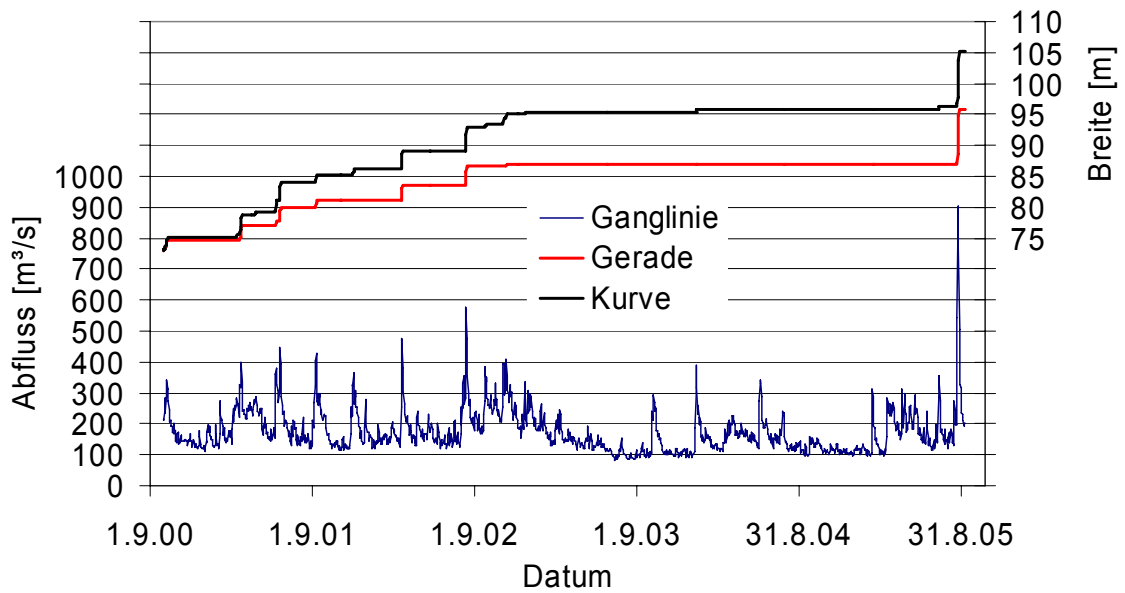


Abb. 9-38: abgeschätzte mittlere Breitenentwicklung für den Herbst 2000 – Herbst 2005

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

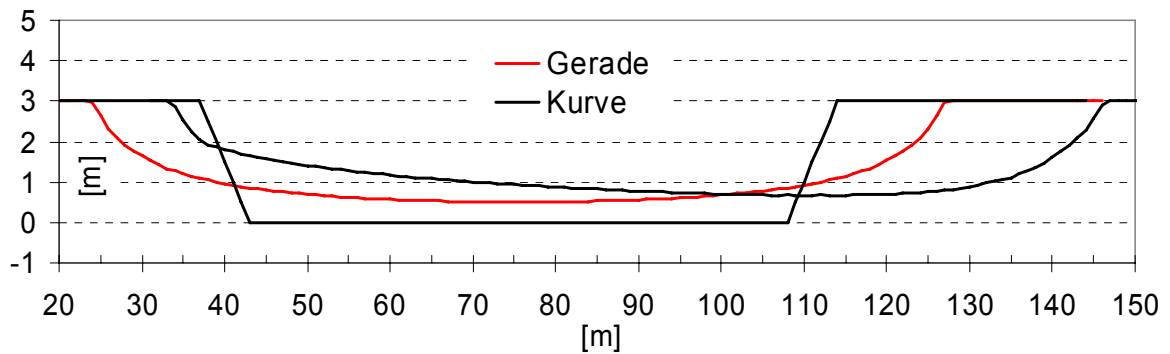


Abb. 9-39: Abschätzung der Querschnittsgeometrie im Ausgangszustand und nach fünf Jahren im Herbst 2005 (Ganglinie siehe Abb. 9-38) unter Annahme von gesättigtem Geschiebeeintrag

Der Einfluss des Gefälles ist in Abb. 9-40 näher dargestellt. Eine Reduzierung des Gefälles von 0,085% auf 0,075% reduziert die Aufweitung deutlich. Nach 300 Simulationstagen sind die Breiten um rund 10 m – 15 m geringer. Geht man von einem derzeitigen Gefälle von rund 0,075% aus und berücksichtigt in der Überlegung gewisse Selbststabilisierungsmechanismen wie Bewuchs, so ergibt sich als erste Breitenabschätzung eine Breite von rund 85 m in der Geraden bis 100 m in der Kurve.

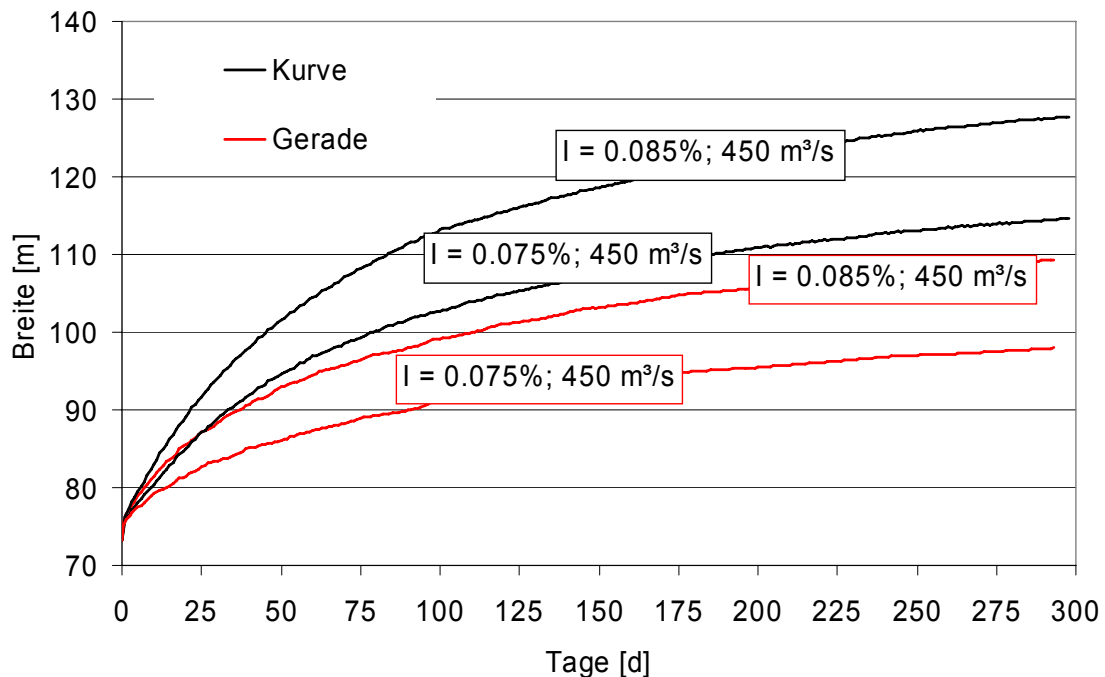


Abb. 9-40: Aufweitungsgeschwindigkeiten für 450 m³/s; Variation des Gefälles

9.6.3 Aufweitungen

Zusätzlich zu den drei V-Rampen wurden in das 1D^{2D}-Modell noch drei Uferrückbaustrecken eingebaut, da wie in Kapitel 9.6.1 gezeigt, die gewählten Rampenabstände und Rampengeometrien nicht ausreichen, um die Abschnitte zwischen den Rampen auf voller

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Länge zu stabilisieren. Die Längen der Strecken ohne Uferbefestigung wurden zu 1,2 bis 1,5 km gewählt. Dies entspricht in etwa jeweils einer S-Kurvenfolge. Wegen der Gefahr von unkontrollierten Laufverlagerungen wurden hier keine längeren zusammenhängenden Rückbaustrecken angenommen. Ebenfalls sei hier angemerkt, dass bei der vorherrschenden Vorlandgeometrie, welche tiefe Rinnenstrukturen auf Höhe der Gewässersohle aufweist, eine rasche Verlagerung nicht ausgeschlossen werden kann. Bestimmte Vorlandbereiche werden von Feinsedimentablagerungen dominiert, was sehr unterschiedliches Widerstandverhalten hervorruft und eine tatsächliche Prognose mit den hier verwendeten Werkzeugen unmöglich macht. Bei den hier vorgestellten Rechnungen handelt es sich folglich um Hilfestellungen, welche in eine erste Konzeptfindung einfließen können, und nicht um eine exakte Berechnung.

In der Übersicht (Abb. 9-41) sind neben den vorhandenen Leitungen (Brauchwasserentnahme, Einleitungen), die Strecke des Offenen Deckwerks, die drei V-Rampenstandorte und die Aufweitungsbereiche skizziert.

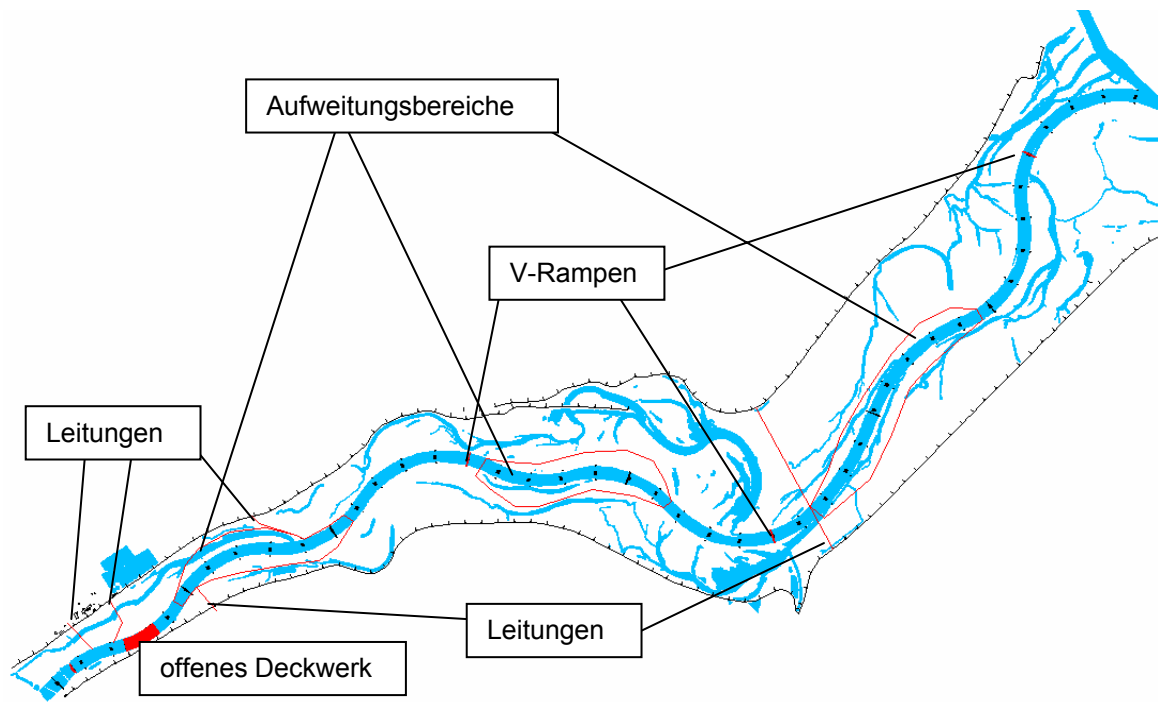


Abb. 9-41: Übersicht; Leitungen, Aufweitungsbereiche, V-Rampenstandorte, Bereich des offenes Deckwerk

Um mögliche Breiten und Sohlagenentwicklungen abschätzen zu können, wurden hier fünf verschiedene Simulationen durchgeführt.

Nr. 11a und 11a_g: drei V-Rampen und drei Aufweitungsbereiche

Nr. 12a, 13a und 12a_g: nur die Aufweitungsbereiche, keine V-Rampen

Der Unterschied zwischen 12a und 13a liegt in der maximal zugelassenen einseitigen Uferverschiebung. Bei 12a betrug

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

sie 40m bei 13a 60m. Diese Grenze wird als feste Brandung angenommen. Stößt die Seitenerosion an diese Grenze, fehlt der seitliche Materialeintrag und das Querprofil beginnt hier verstärkt einen Kurvenkolk auszubilden.

Das Postfix _g bezeichnet bei den Rechenläufen eine Einstellung ohne Sekundärströmungskorrekturen in den Krümmungen.

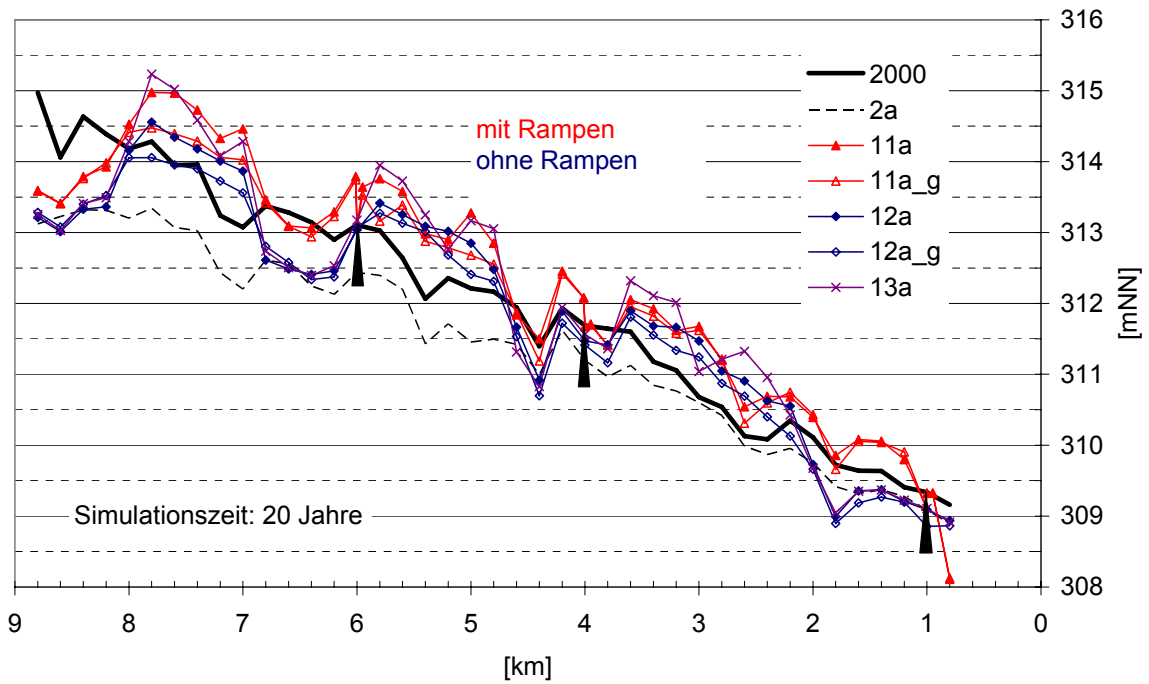


Abb. 9-42: Abschätzung der mittleren Sohllagenentwicklung

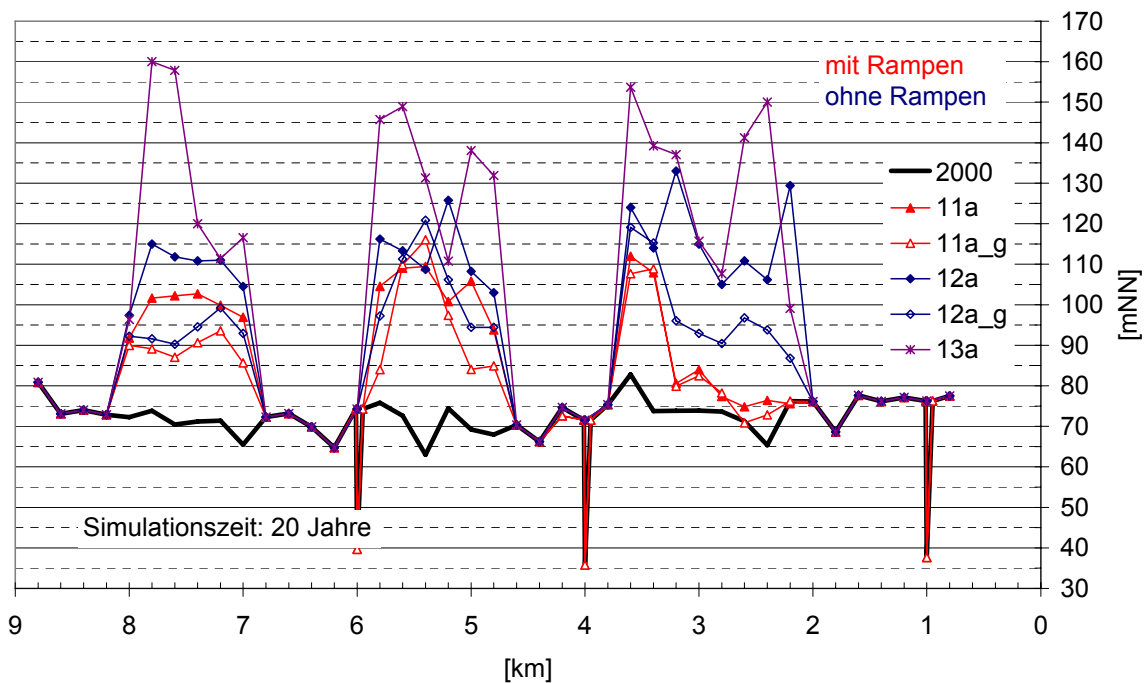


Abb. 9-43: Abschätzung der Breitenentwicklung

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Prinzipiell ist hier festzuhalten, dass eine alleinige abschnittsweise Aufweitung nicht ausreicht, um Sohlerosionen auch in den Streckenabschnitten ohne Aufweitung zu verhindern. Aufgrund der verschiedenen Breiten kommt es zu einem Sohlhöhenversatz zwischen den Aufweitungsstrecken und den weiterhin befestigten Abschnitten, welcher rund 1 m betragen könnte.

Neben den Aufweitungen sind innerhalb der Strecke weitere Sohlenfixpunkte notwendig. Werden wie bei den Rechenläufen 11a und 11a_g (rote Linien) hierfür noch Rampen eingesetzt, werden hierdurch die Transportfrachten und Sohlerosionen in den weiterhin befestigten Abschnitten reduziert.

Bei der Breitenentwicklung lässt sich in diesem Zeitraum im Mittel eine Zunahme von rund 75 m auf 100 m bis 130 m feststellen. Der Einsatz der Rampen reduziert prinzipiell die Aufweitungen um rund 10 m bis 15 m. Ebenfalls zeigt sich ein deutlicher Unterschied der ermittelten Breiten von rund 10 m bis 15 m in Abhängigkeit der Simulationsart (mit und ohne Sekundärströmungskorrektur). Die angegebenen Breiten stellen eine Art Gesamtbreite dar. Gerade in den Kurvenbereichen kommt es an der Kurveninnenseite zu Materialablagerungen, welche die durchflossene Querschnittsfläche reduzieren. Als grober Schätzwert wird eine Gewässerbreite von rund 100 m angesehen.

Die Sohlhebungen von bis zu 1 m dürften in Natur allerdings geringer ausfallen, da gerade das aus der Seitenerosion anfallende Material in der Simulation als reines Geschiebmaterial angenommen wird. Tatsächlich dürfte hier ein großer Teil Feinsande sein, was zu einer Überschätzung des Geschiebeeintrags aus der Seitenerosion in der Simulation führt.

Bei den dargestellten Breiten kommt es immer wieder zu Sprüngen (vgl. QS Fkm 7.8 bis 7.2). Hier verlagert sich der Fluss in die bestehenden Altarme (siehe Querprofil darstellungen in Abb. 9-46). Es kommt schlagartig zu größeren Breiten.

Die hier ermittelten Breiten sind grobe Schätzwerte. Betrachtet man die Veränderung des Breiten / Fließtiefenverhältnisses, so liegt man im Ausgangszustand bei < 30 und somit noch im Bereich einer ebenen Sohle, wohingegen nach erfolgten Uferrückbau unter natürlichen Voraussetzungen Bankstrukturen zu erwarten sind (Abb. 9-44). Größere verzweigte Strukturen sind aufgrund des fehlenden Geschiebeeintrags auf lange Zeit nicht zu erwarten. Es kann auch bei größeren Verlagerungen von einem dominanten Einzelgerinne ausgegangen werden (vgl. Marti, *Bezzola*, 2004 und Felderhebung in Kapitel 7).

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

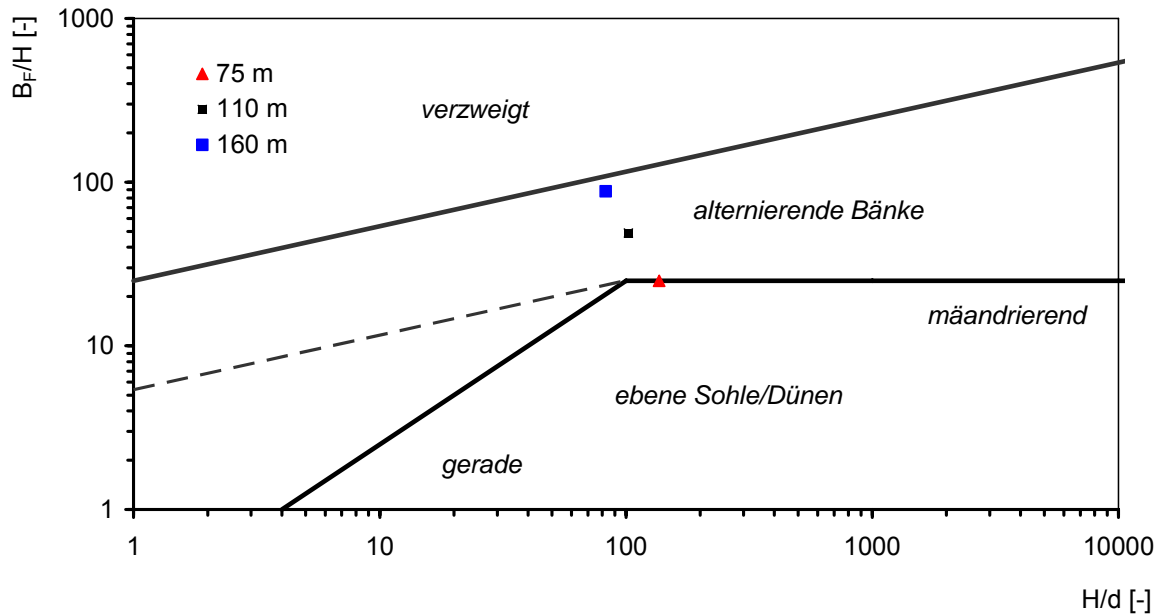


Abb. 9-44: Abgrenzung der Gewässermorphologie nach da Silva

Die folgenden Darstellungen zeigen die Entwicklung einiger Querprofile. Die jeweilige Querschnittskilometrierung ist im Diagramm angegeben. Die Lage der Profile kann in Übersicht Abb. 9-1 entnommen werden.

Es kommt hier immer wieder zu Verlagerungen in angrenzende Altarmrinnen. Die simulierten Profilgeometrien sind allerdings gerade in den Kurvenbereichen kritisch zu betrachten. Hier fehlen die typischen Gleituferablagerungen am Innenufer, welche aufgrund der $1D^2$ -Vereinfachungen offensichtlich nicht nachgebildet werden können. Eine rund 150m breite ebene Sohle, wie z.B. Querprofil Fkm 2,4, ist unrealistisch. Die Verlagerung der linken Uferlinie von rund 70 m ist zwar plausibel, allerdings dürfte sich die Gleituferbereiche stark verlanden und so die Gesamtprofilbreite wieder etwas reduzieren. Besonders die großen Breiten von Simulation 13a sind folglich unplausibel.

Stößt die Aufweitung an eine feste Berandung, verstärkt sich dort der Kurvenkolk (siehe z.B. QS = 5,8 in Abb. 9-46 bzw. Abb. 9-45) und folglich die Abflusskonzentration in diesem Bereich. Zu Ähnlichem könnte es auch kommen, wenn die Pralluferböschung im Vergleich zum Sohlbereich einen erhöhten Widerstand (z.B. aufgrund von aufkommenden Bewuchs) aufweist.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

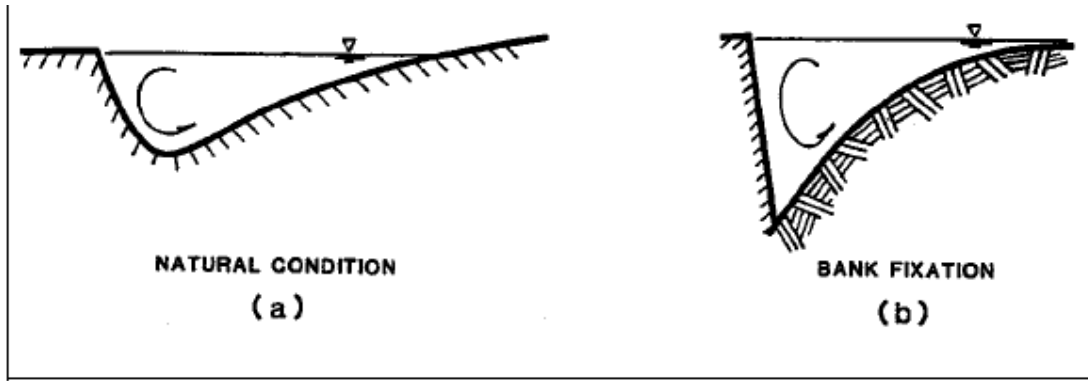
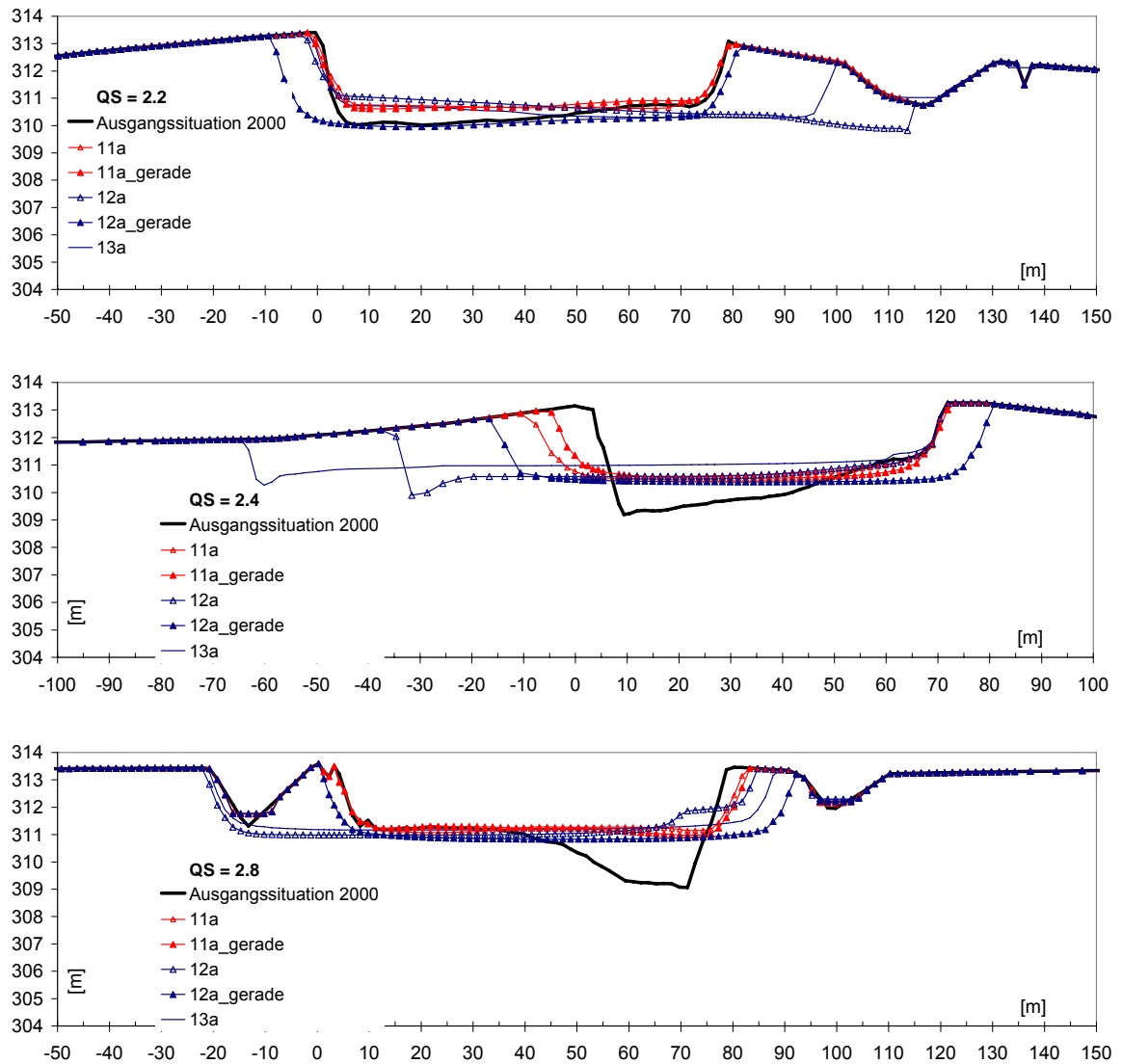
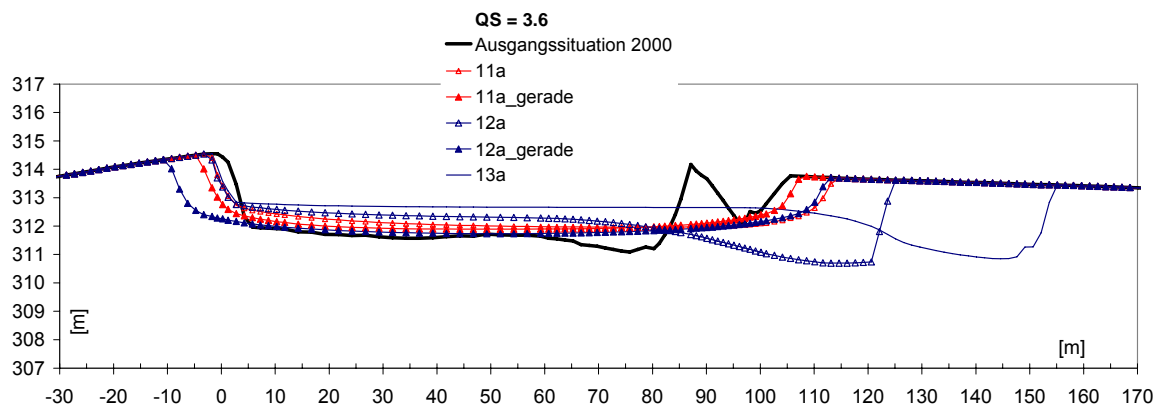
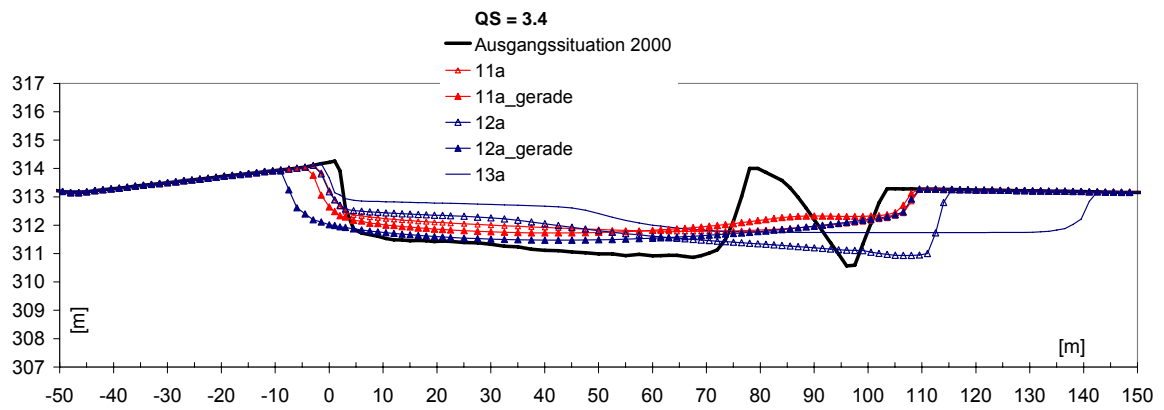
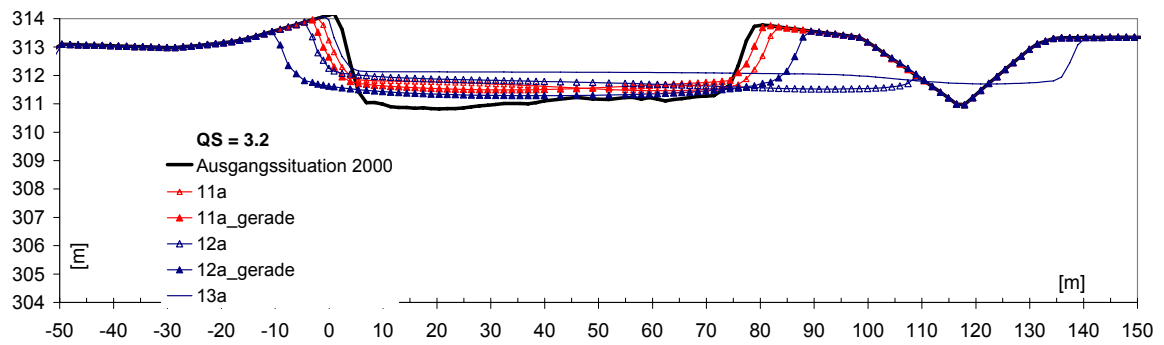
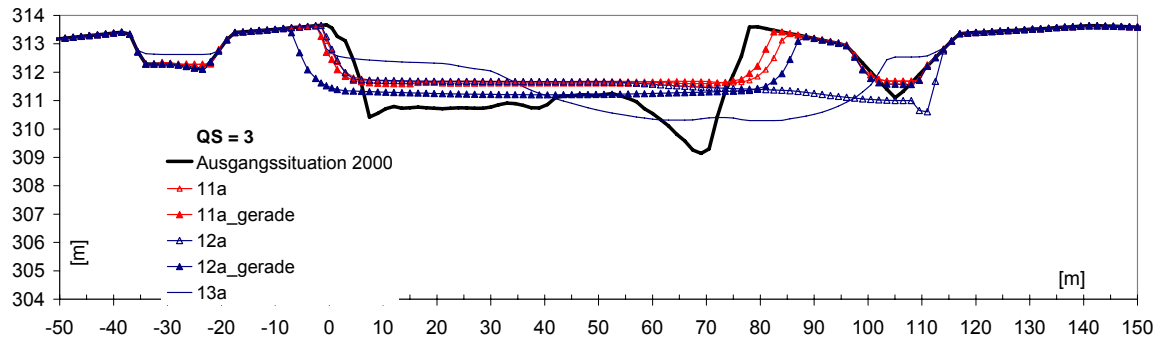


Figure 3.2. Comparison of channel bend cross sections (a) for natural conditions, and (b) for stabilized bend (after Brown).⁽²⁾

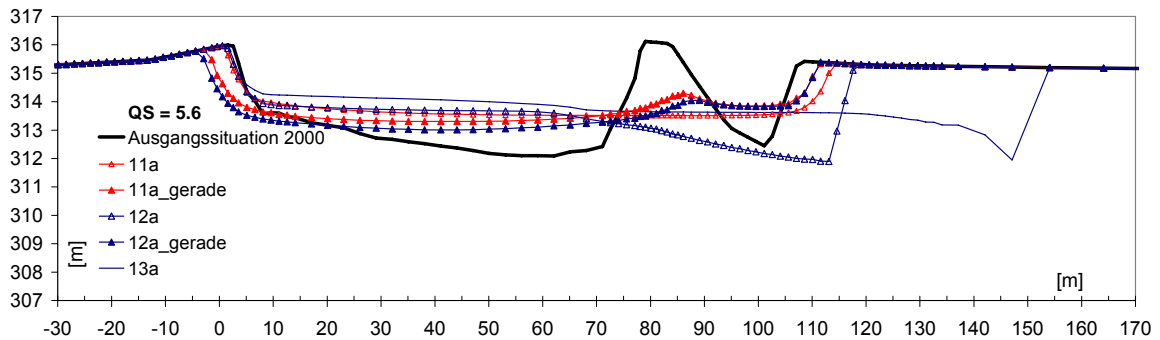
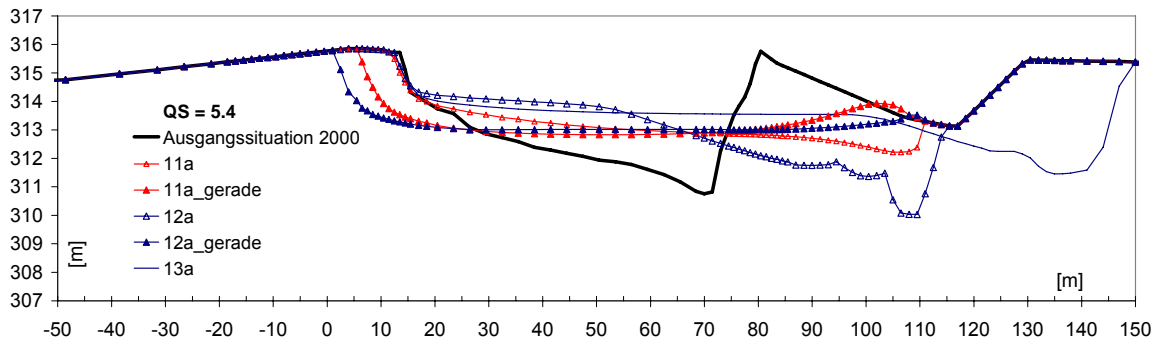
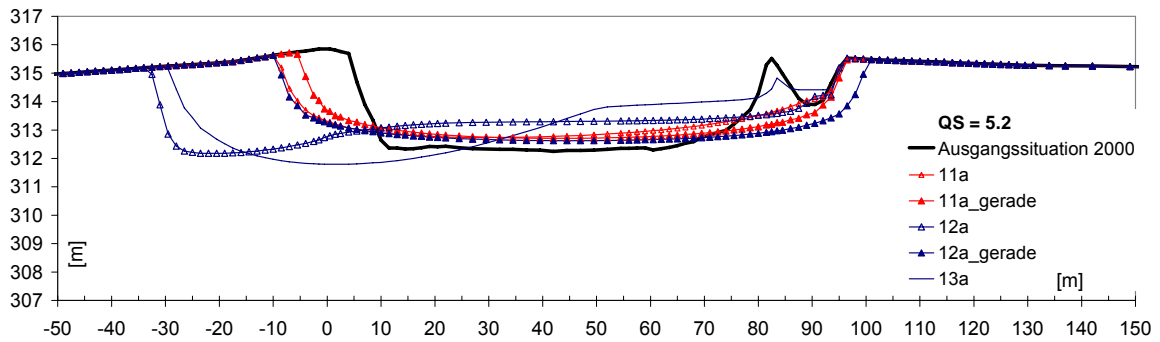
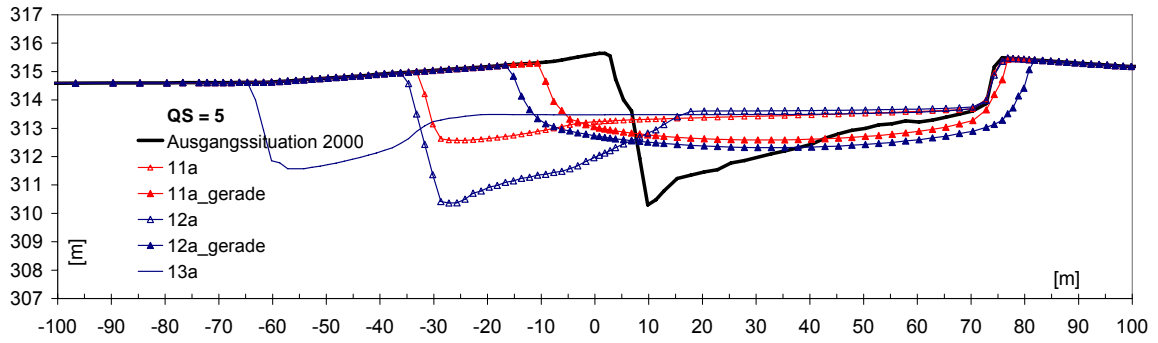
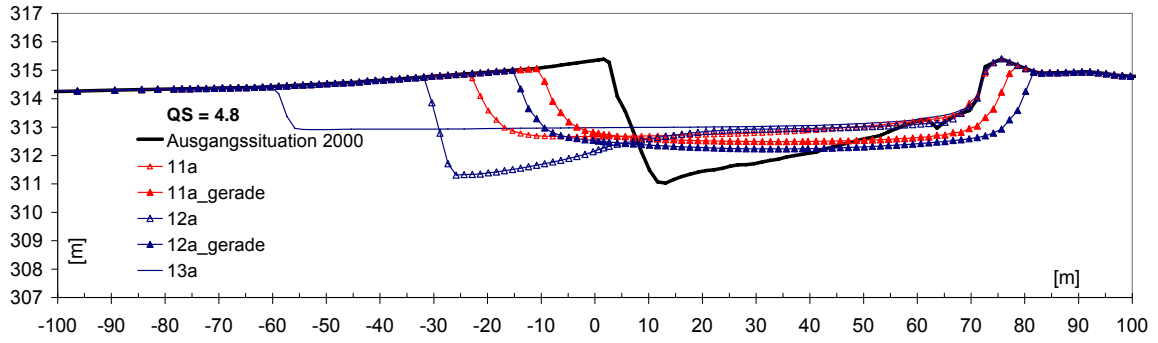
Abb. 9-45: befestigte und unbefestigte Pralluferausbildung; Abbildung aus (HEC 23)



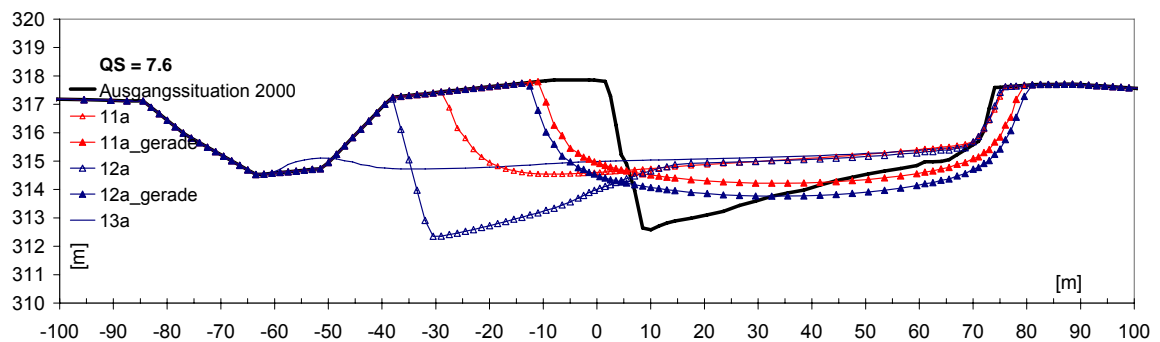
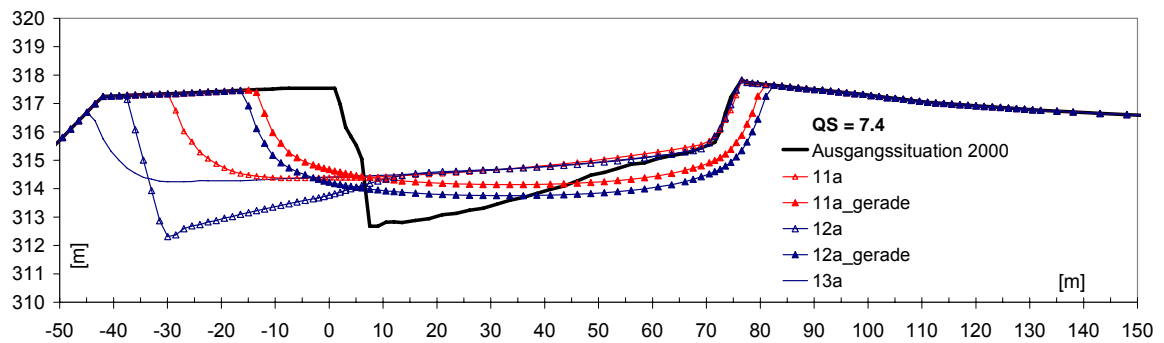
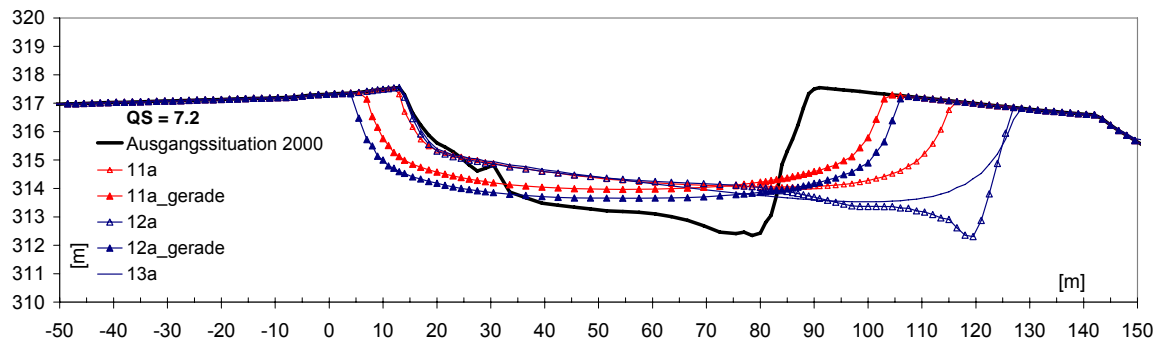
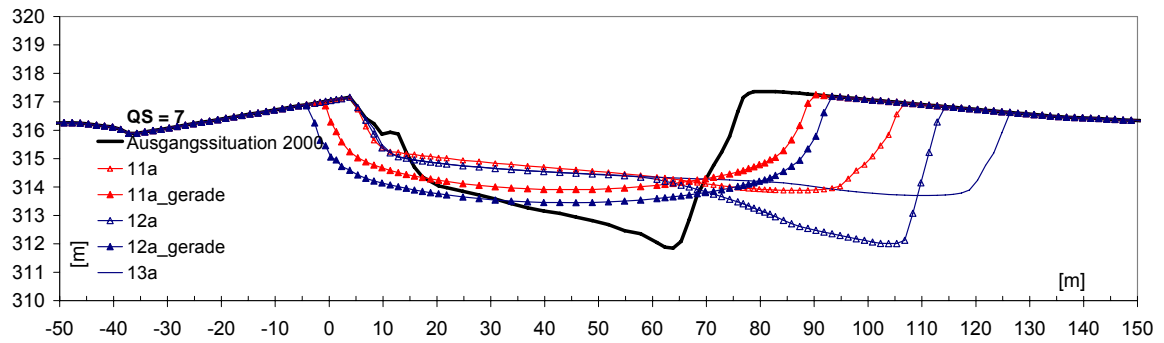
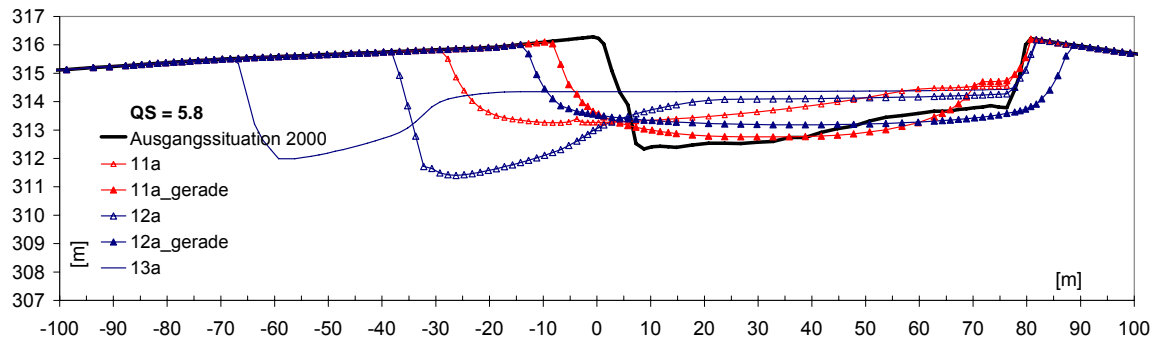
AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR



AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

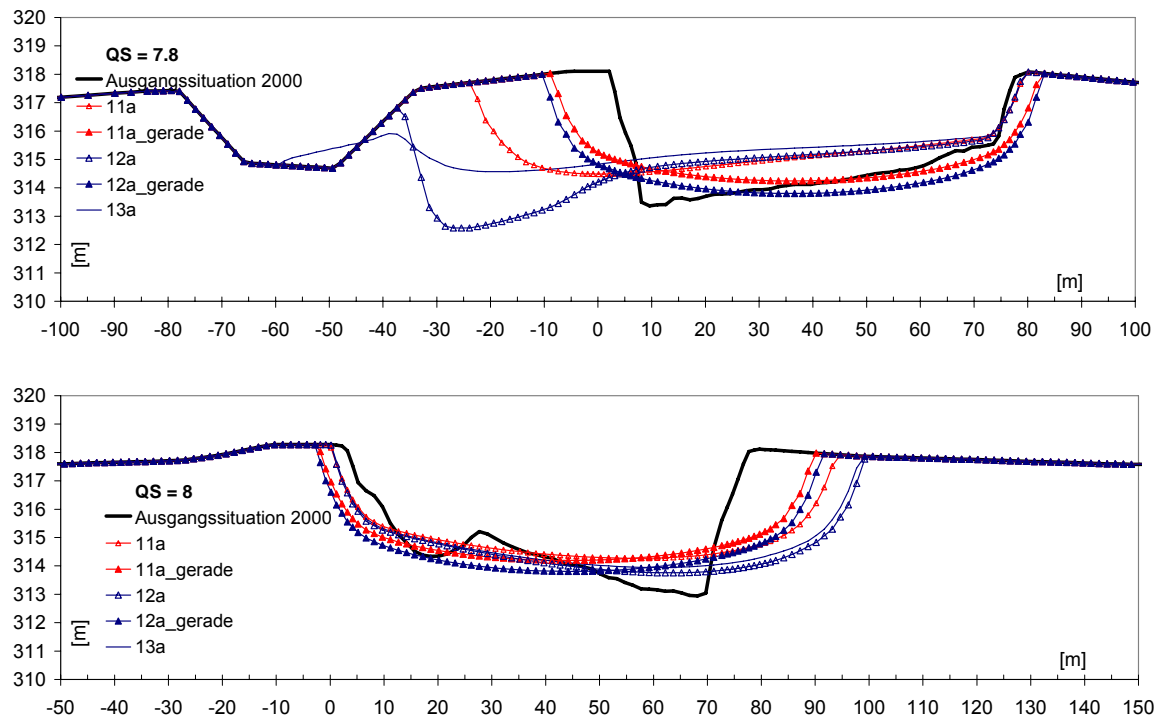


Abb. 9-46: Querprofilentwicklung für verschiedene Simulationsläufe

9.6.4 Zusammenfassung

- Eine Reduzierung der Rampenanzahl auf 3 V-Rampen in Kombination mit dazwischen liegenden eigendynamischen Aufweitungstrecken kommt als eine mögliche Lösung in Betracht.
- Die Aufweitungsgeschwindigkeiten und Endbreiten in Kurven und geraden Flussabschnitten unterscheiden sich deutlich. Als Größenordnung für eine realistische Gewässerbreite werden nach den hier vorgestellten Abschätzungen rund 85 m - 100 m angegeben.
- Die Breitenentwicklung wird durch die V-Rampen beschränkt.
- Bei der Verschiebung der Uferlinien muss in den Kurvenbereichen mit einer Gewässerbreite mit mehr als 100 m gerechnet werden.
- Es ist davon auszugehen, dass aufgrund von durch Seitenerosion neu angeschlossenen Vorlandrinnen das Abflussgeschehen zwischen Vorland-Hauptgerinne deutlich beeinflusst wird. Eine genaue Aussage, in wie weit solche Arme dominant werden, ist aufgrund der Vereinfachungen im 1D-Modell nicht möglich.
- Ein kompletter Uferrückbau auf der gesamten Strecke wurde hier aufgrund der vielen Freiheitsgrade und der Einschränkungen in der Simulation nicht untersucht. Es ist davon auszugehen, dass es zunächst zu Sohlhebungen bzw. Stabilisierung im nahezu gesamten Flussbereich aufgrund des zeitlich begrenzten Materialanfalls

aus der Seitenerosion kommt. Aufgrund der Erfahrungen aus den physikalischen Modellversuchen kann jedoch davon ausgegangen werden, dass ohne Geschiebezufuhr von oberstrom ausgehend von der letzten Rampe bei Fkm 8.8 sich langfristig ein Erosionskeil nach unterstrom fortsetzt und eine weitere Sohlerosion zu erwarten ist, allerdings in geringerem Ausmaß als ohne Uferrückbau. Bei fehlendem Geschiebeeintrag ist eine Stabilisierung alleine mit eigendynamische Seitenerosion nicht möglich. Dass eine alleinige Aufweitungslösung nicht zielführend ist, wurde auch im *Arbeitsbericht (2002)* der Arbeitsgruppe Isarmündung vermerkt.

10 2D-Simulationen zweier Detailstrecken

10.1 Vorgehen

In Kapitel 9 wurde die Untere Isar als Gesamtstrecke betrachtet. Aufgrund der Streckenlänge und des Simulationsaufwands wurde hierfür auf ein vereinfachtes 1D^{2D}-Simulationstool zurückgegriffen. Hierdurch konnte zwar die Gesamtstrecke betrachtet werden, allerdings schränken die gemachten Vereinfachungen die Güte der Simulationsergebnisse stark ein.

In diesem Kapitel wird daher der umgekehrte Weg beschritten, und ein aufwendigeres 2D-Simulationsprogramm mit Sekundärströmungskorrekturen verwendet. Allerdings erfolgt die Anwendung nur auf einen kurzen Abschnitt. Der Gedanke dieser Versuche ähnelt den im Jahre 2003 durchgeführten Modellversuchen an der VAO (*Strobl, Aufleger, Niedermayr; 2004*). Konnten bei diesem physikalischen Versuchsprogramm nur 2 Versuchsläufe mit gekrümmtem Grundriss aufgrund des großen Aufwands durchgeführt werden, so sollen hier in der Numerik weitere Parameterkonstellationen untersucht werden. Ähnlich den physikalischen Modellversuchen wurde hier eine idealisierte Geometrie verwendet. Das Trapezprofil für den Ausgangszustand hat eine Sohlbreite von 65 m, eine Böschungshöhe von 3,6 m (Neigung 1:2) und ein konstantes Gefälle von 0,075%. Der Abfluss betrug konstant 450 m³/s. Exemplarisch wurden die Kurvenfolge von Fkm 8,1 bis 6,0 (Abb. 10-1) und als etwas gestreckter Abschnitt, der Bereich von Fkm 3,8 – 2,1 (Abb. 10-11) ausgewählt. Als Rauheit wurde ein k_s -Wert von 0,13 m ($K_{st} \sim 36 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) verwendet. Der mittlere Korndurchmesser betrug 20 mm.

10.2 Kurvenfolge Fkm 8,1 bis 6,0

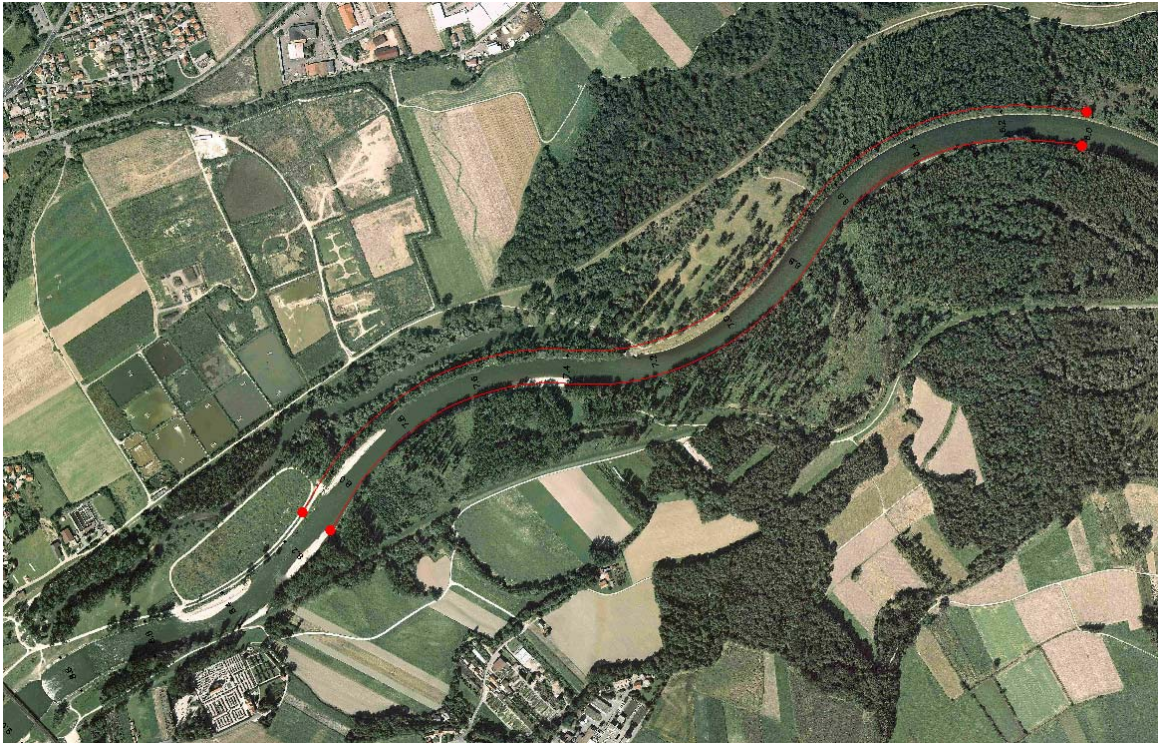


Abb. 10-1: Lage des idealisierten Rechengebiets Fkm 8,1 – 6,0 (Orthophoto: Landesvermessungsamt Bayern)

Die folgende Tabelle gibt eine Übersicht der durchgeführten Simulationsläufe und deren Parameter. Die verschiedenen Simulationen sollen folgende Fragen beantworten:

- Genügt ein alleiniger Uferrückbau ohne zusätzlichen Aufstau?
- Wie beeinflusst ein Geschiebeeintrag das Aufweitungsverhalten und die Entwicklung eines Streckenabschnittes? Der Geschiebeeintrag kann hier entweder durch Geschiebezugabe gezielt durchgeführt werden oder aber der betrachtete Abschnitt liegt weiter unterstrom, so dass in den nächsten Jahren / Jahrzehnten aus den oberstrom liegenden Abschnitten noch genug Geschiebe mobilisiert werden kann und hier eingetragen wird.
- Wie beeinflusst ein angepasster Rückstau (V-Rampe) das Aufweitungsverhalten?
- Wie sehen die Varianten im Vergleich zu den Nulllösungen (kein Uferrückbau mit und ohne Rampe) aus?

Hierbei wird betont, dass auch ein Voll-2D-Modell nicht alle Effekte der Kurvenströmung und Mäanderentwicklung abbilden kann. Die Rechenergebnisse sind daher nicht als allein stehende Absolutwerte zu verstehen, sondern es gilt hier Differenzbetrachtungen zwischen den einzelnen Varianten anzustellen und aus der Interpretation Empfehlungen für die Umsetzung zu geben.

Tab. 11: Übersicht Simulationsläufe

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

| Simulation | Geschiebeeintrag [kg/s] | Rückstau am Modellauslauf | Ufersicherung |
|------------|-------------------------|---------------------------|-----------------------------|
| R3 | 0 | nein | komplett entfernt |
| R4 | 27 kg/s [100%] | nein | komplett entfernt |
| R5 | 27 kg/s [100%] | ja | linksseitig flussab Fkm 7,2 |
| R7 | 27 kg/s [100%] | | |
| R8 | 0 | ja | linksseitig flussab Fkm 7,2 |
| R9 | 0 | ja | nicht entfernt |
| R10 | 0 | nein | nicht entfernt |
| R11 | 6,75 kg/s [25%] | nein | Komplett entfernt |
| R12 | 6,75 kg/s [25%] | ja | linksseitig flussab Fkm 7,2 |

10.2.1 Einfluss der Geschiebezugabe auf die Aufweitung (kein Aufstau)

In den Abb. 10-2 und Abb. 10-3 sind Ergebnisse der Rechenläufe R3, R4 und der Nullvariante R10 dargestellt. Bei den Simulationen R3, R4 wurde die Uferverbauung komplett entnommen. Bei R3 wurde der Geschiebeeintrag von oberstrom zu null angenommen, bei R4 beträgt der Geschiebeeintrag 100% der Transportkapazität im Ausgangszustand. Beim Rechenlauf R10 wurde der Uferverbau nicht entfernt, es fand kein Geschiebeeintrag statt.

Die angegebenen Breiten sind 0,5 m unter der Böschungsoberkante ermittelt. Die Profilhöhenlage bezeichnet die mittlere Höhenlage in dem Bereich, der sich ergibt, wenn man von den Böschungspunkten jeweils 15 m nach innen einrückt.

Die Veränderung der Wasserspiegel und der Profilhöhenlagen in Abb. 10-2 zeigt für die Nullvariante R10 eine Profileintiefung am Einlauf von rund 0,8 m. Die Wasserspiegellage nimmt dagegen etwas weniger ab (ca. 0,40 m). Der Uferrückbau R3 verbessert die Situation. Die Profileintiefung und die Wasserspiegellage nehmen weniger ab. Allerdings reicht bei einer Situation ohne nennenswerten Geschiebeeintrag ein alleiniger Uferrückbau nicht aus, um einen Abfall der Sohle und des Wasserspiegels zu verhindern. Im Falle des Geschiebeeintrags R4, kommt es dagegen zu einer deutlichen Erhöhung der Wasserstände und der Sohllagen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

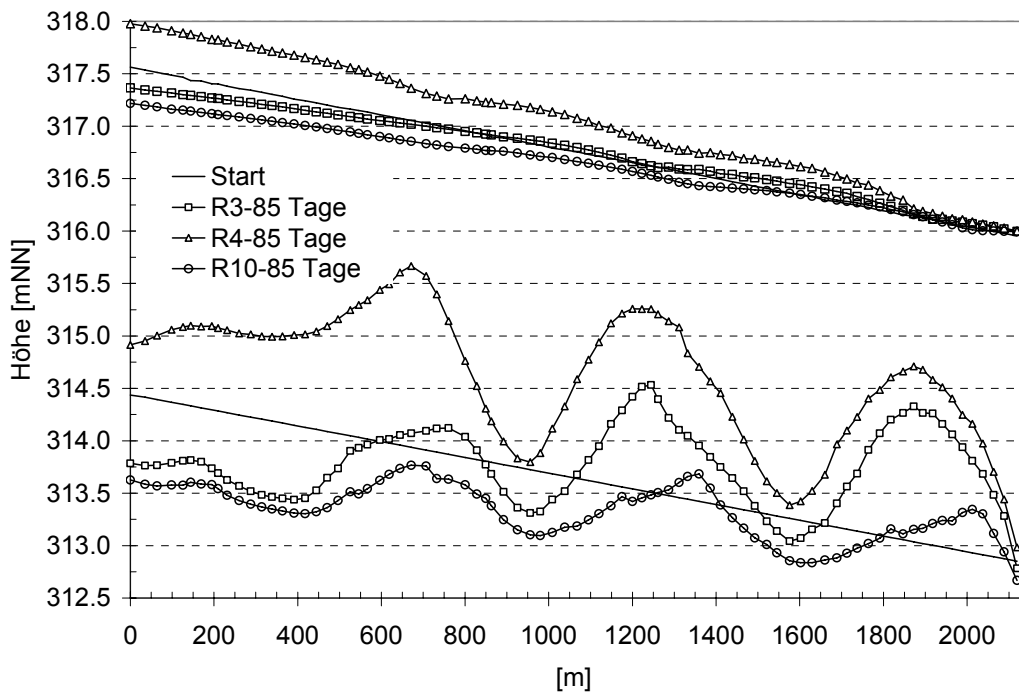


Abb. 10-2: Vergleich der Profilhöhenlage und der Wasserspiegel für die Simulationen R3, R4 und R 10

Vergleicht man die Auswirkungen der Geschiebezugabe auf die Breitenentwicklung (Abb. 10-3), kommt es bei fehlendem Geschiebeeintrag (R3) in der ersten Kurve nur zu einer Breite von ungefähr 95 m. Die Breitenentwicklung wird hier durch die voranschreitende Sohlerosion deutlich gebremst. Die erreichten Breiten nehmen in Fließrichtung zu und erreichen in der dritten Kurve fast die Breiten der Simulation mit Geschiebezugabe.

Für die Umsetzung bedeutet dies, dass die Entwicklung und die Verlagerung des Flusses stark von der Geschiebezufuhr unmittelbar im Zeitraum nach erfolgtem Uferrückbau beeinflusst werden. Für den Abschnitt Fkm 8,1 bis Fkm 6,0 hängt somit die Entwicklung maßgebend von der Weiterführung oder Einstellung der derzeitigen Geschiebezugabe ab.

Bei den kurvigen Strecken etwas weiter unterstrom z.B. Fkm 6,0 bis 4,0 kommt es dagegen auf den Zeitraum des Uferrückbaus und die Reihenfolge der Maßnahmenumsetzung an. Sind die Strecken oberstrom schon Jahre zu vor rückgebaut und mit einer Rampe versehen, darf mit deutlich weniger Geschiebeeintrag gerechnet werden. Die Breitenverlagerungen dürften dann geringer ausfallen.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

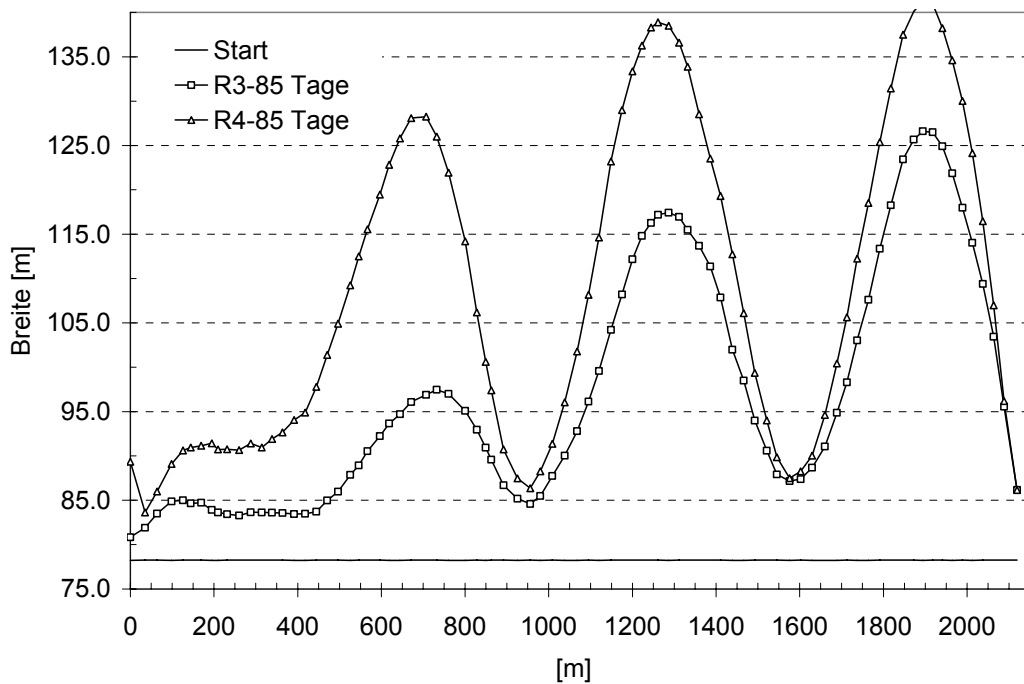


Abb. 10-3: Vergleich der Breiten für die Simulationen R3, R4

Die Abb. 10-4 zeigt die zeitliche Profilentwicklung bis 60 Tage für das Profil $x = 1244$ m der Simulation R4. Die Gesamtbreite nimmt zwar zu, die durchflossene Querschnittsfläche aufgrund der Gleituferverschiebung allerdings nur geringfügig.

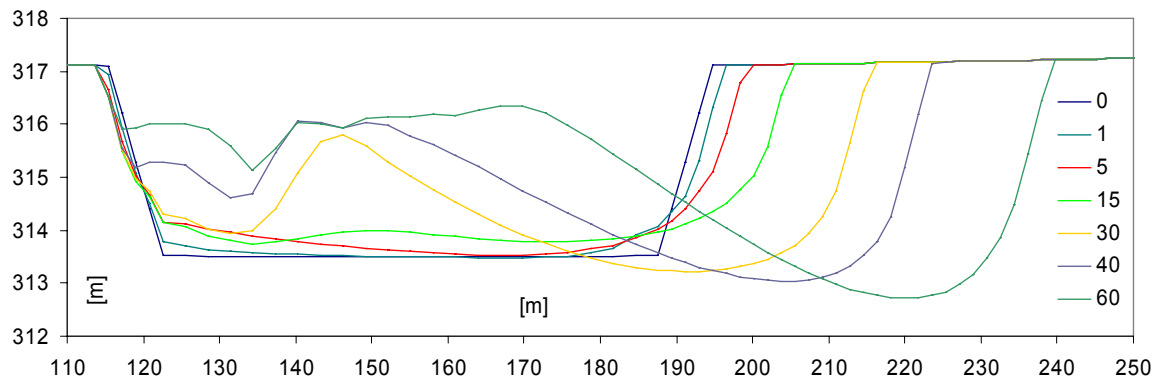


Abb. 10-4: Profilentwicklung Fkm = 1244 m der Simulation R4

In der Abb. 10-5 sind die Querprofilvermessungen 2000 mit denen der Simulation R10 übereinander gelegt. Die Profilquerneigung ausgehend von einer horizontalen Sohle zu Simulationsbeginn wird in der Berechnung gut abgebildet.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

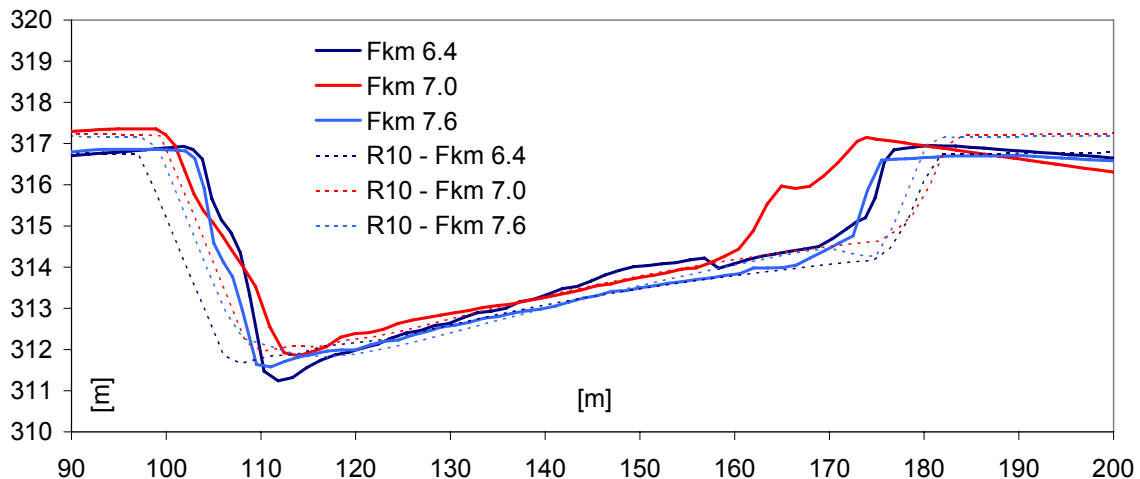


Abb. 10-5: Querprofilausbildung / Querneigung im Profil der Simulation R10 im Vergleich mit den Querprofilvermessungen 2000; Profile in Ausrichtung und Höhenlage verschoben, Darstellung überhöht!

10.2.2 Einfluss eines Rückstaus einer unterstromigen Rampe

Bei diesen Simulationen wurde der Wasserspiegel am unteren Modellrand um 45 cm erhöht. Dies soll eine Situation mit V-Rampe widerspiegeln. Der letzte Pralluferbereich vor dem unterstromigen Modellrand ist ebenfalls befestigt. Dies soll eine gleich bleibende Anströmung auf die V-Rampe sicherstellen. Ebenfalls befindet sich bei Fkm 6,0 ein Altarm in unmittelbarer Nähe zum Hauptgerinne. Die Befestigung dieses Pralluferbereichs soll hier ein Durchbrechen und Umströmen der V-Rampe verhindern. Evtl. könnte in diesem Aufstaubereich durch eine gezielte Absenkung der Uferreihen und einen Einbau einer Überlaufstrecke eine Ausleitung ins Vorland durchgeführt werden.

Durch den Aufstau verringern sich die Sohlerosionen um rund 25 cm. Der Wasserspiegel kann auch am Einlaufrand $x = 0$ m gehalten werden und liegt sonst über den Wasserspiegelniveau der Situation ohne Rampe. Ebenfalls reduziert der Rückstau die Breitenentwicklung um 10 – 20 m im Falle ohne Geschiebezugabe. Die Breitenentwicklung erscheint durch den Rückstau beherrschbar. Der Einfluss eines Geschiebeeintrags ist auch hier deutlich sichtbar. Die Breitenentwicklung wird auch hier stark vom Geschiebeeintrag beeinflusst. Im Falle von gesättigter Geschiebezugabe dürften die Breiten mit der Simulation R3 ohne Rampe längerfristig vergleichbar sein. Die Breitenentwicklung erfolgt allerdings langsamer, da es erst zu einer Hebung der Sohle aufgrund des Rampenrückstaus kommt.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

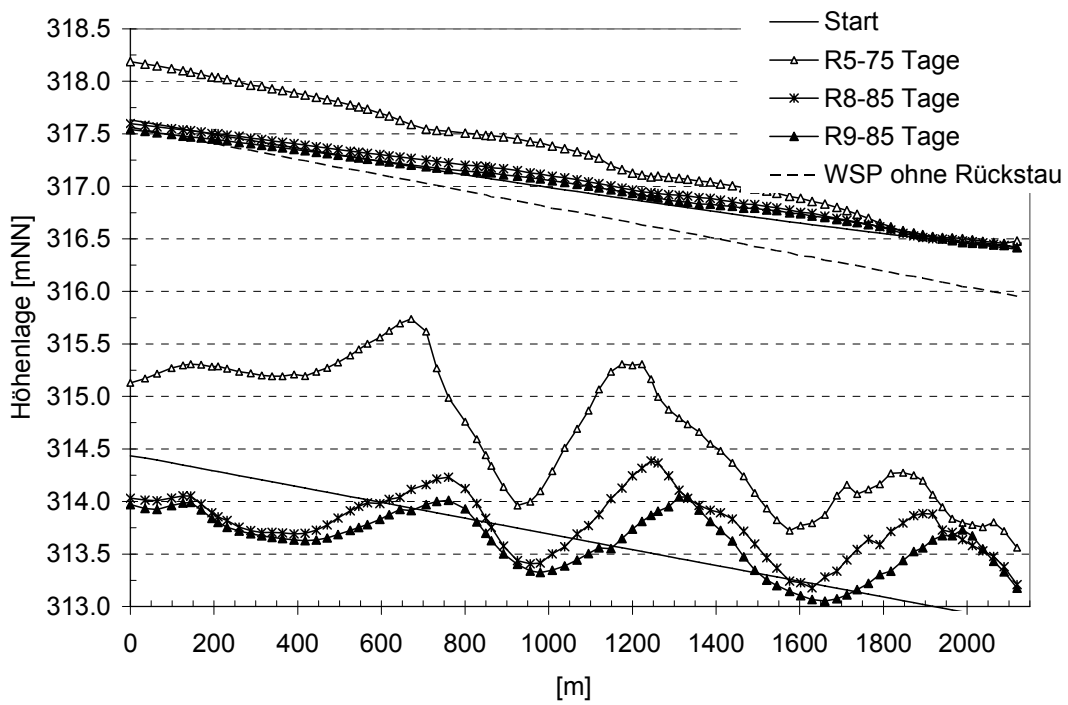


Abb. 10-6: Vergleich der Profilhöhenlage und der Wasserspiegel für die Simulationen R5, R8 und R9

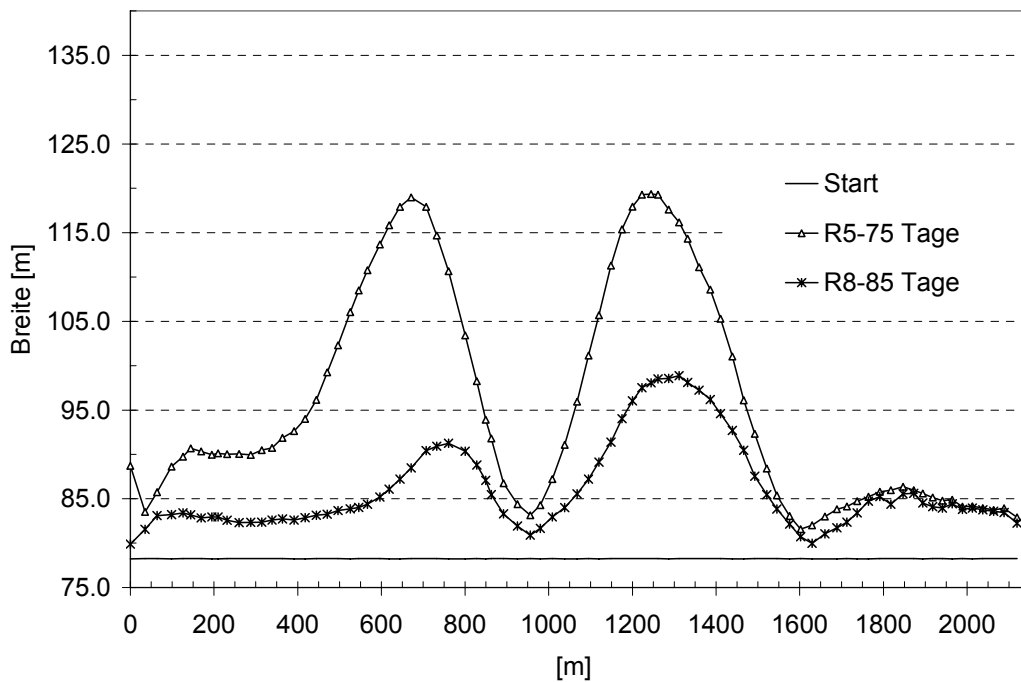


Abb. 10-7: Vergleich der Breiten für die Simulationen R5, R8

10.2.3 Stark reduzierte Geschiebezugabe

Die derzeitige Geschiebezugabe liegt grob im Bereich der Transportkapazität. Aufgrund der langfristigen Materialverfügbarkeit soll in diesen Simulationen untersucht werden, wie sich eine reduzierte und deutlich unter der Transportkapazität liegende Geschiebezugabe auswirkt. Hierzu wurde der Geschiebeeintrag auf ein Viertel der Transportkapazität im Vergleich zur Ausgangssituation reduziert.

Verglichen wurde hier die Situation R11 ohne Rückstau (ohne V-Rampe) und die Situation R12 mit V-Rampe. Die Uferverbauung ist jeweils entfernt.

Im Falle R12 (Aufweitung + V-Rampe) kann die Profilhöhenlage auch im Einlaufbereich gehalten werden (Abb. 10-8). Der Wasserspiegel steigt an und liegt über dem des Ausgangszustandes. Die Breitenentwicklung (Abb. 10-9) ist etwas stärker als bei der vergleichbaren Simulation R8 (ohne Geschiebeeintrag).

Für den Fall ohne V-Rampe (R11) kann man am Einlauf Erosionstendenzen in der Sohle erkennen (Abb. 10-8). Der Wasserspiegel kann jedoch auch im Einlaufbereich weitestgehend gehalten werden. In der Breitenentwicklung (Abb. 10-9) liegt die Simulation R11 erwartungsgemäß zwischen den Simulationen R3 und R4, welche ohne und mit gesättigtem Geschiebeeintrag durchgeführt wurden.

Die Simulationen zeigen Tendenzen. Beim Zeitpunkt 85 Tage war der Geschiebeaustrag immer noch größer als der Eintrag (Abb. 10-10). Die hier aufgezeigten Unterschiede werden sich folglich noch etwas verstärken. Bei der Übertragung auf die Natur ist hier besonders zu berücksichtigen, dass nur ein Teil des anfallenden Böschungsmaterials tatsächlich als Geschiebe angesehen werden kann, und ebenfalls aufkommender Bewuchs die Böschungserosion reduziert. Insgesamt muss bei der Situation R11 (ohne V-Rampen) damit gerechnet werden, dass der Wasserspiegel auf Dauer etwas unter der Ausgangssituation liegt.

Vergleicht man die Geschiebeein- und Austragsraten (Abb. 10-10) zeigt sich bei Simulation R11 ein Geschiebeaustrag, der stellenweise über der Geschiebetransportkapazität des Ausgangszustandes liegt und erst nach ca. 50 Tagen unter 30 kg/s fällt. Für eine sich evtl. anschließende Rückbaustrecke bedeutet dies, dass hier lange Zeit mit einer 100% gesättigten Geschiebezugabe gerechnet werden muss, und die Aufweitungstendenzen in der anschließenden Strecke deutlich verstärkt werden. Im Fall einer anschließenden Strecke mit V-Rampe dürfte ein ähnliches Verhalten, wie bei Simulation R5 aufgezeigt, zu erwarten sein. Im Falle einer anschließenden reinen Aufweitungstrecke ohne V-Rampe dagegen dürfte die Entwicklung mit der Situation R4 in der anschließenden Strecke zu vergleichen sein.

Im Fall der Situation mit V-Rampe (R12) dagegen, kommt es in den ersten Tagen zu einem Geschieberückhalt in der Strecke. Erst nach einer anfänglichen Anlandung vor dem Rampenbereich ist hier wieder die Geschiebedurchgängigkeit hergestellt, allerdings auf niedrigerem Niveau als vor dem Rampenbau. Anschließende Rückbaustrecken dürften sich daher im Falle einer V-Rampe wie R12 und ohne V-Rampe wie R11 verhalten.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

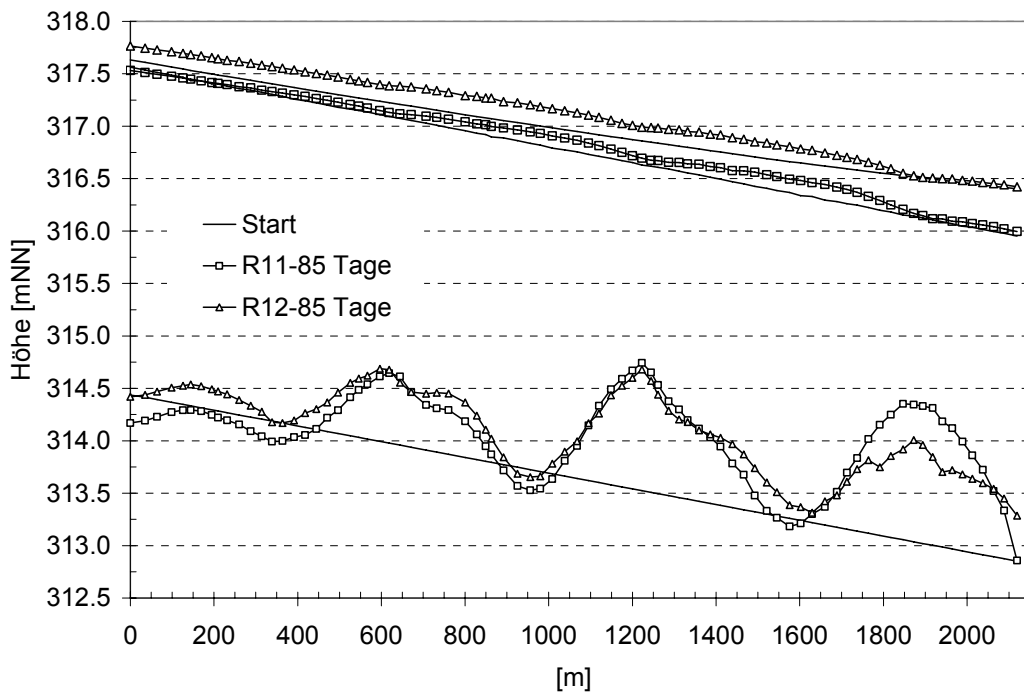


Abb. 10-8: Vergleich der Profilhöhenlage und der Wasserspiegel für die Simulationen R11 und R12

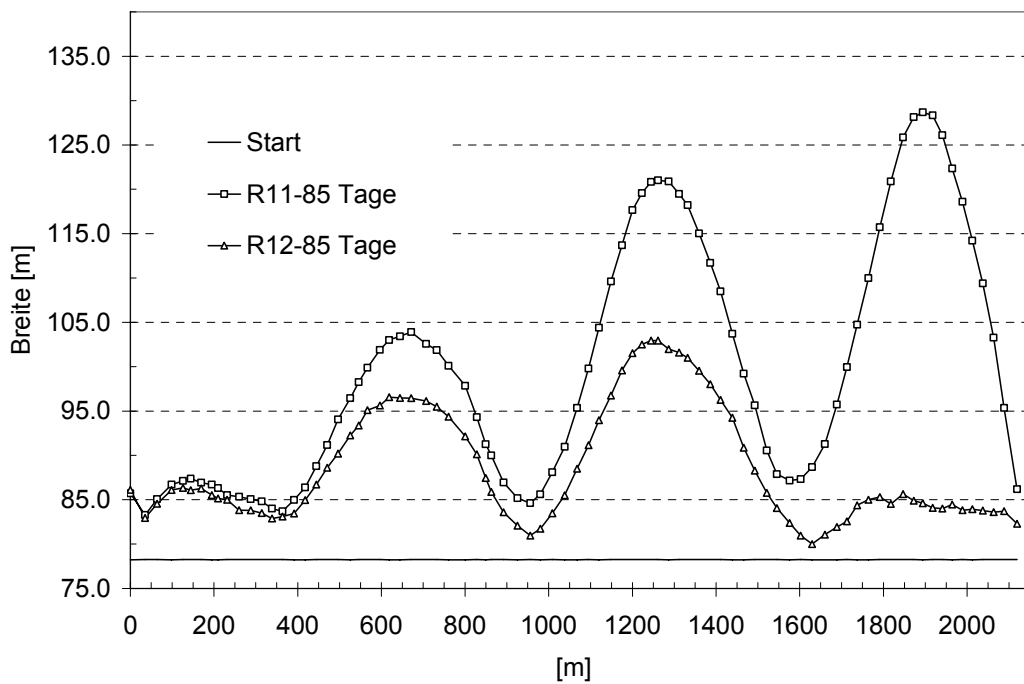


Abb. 10-9: Vergleich der Breiten für die Simulationen R11, R12

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

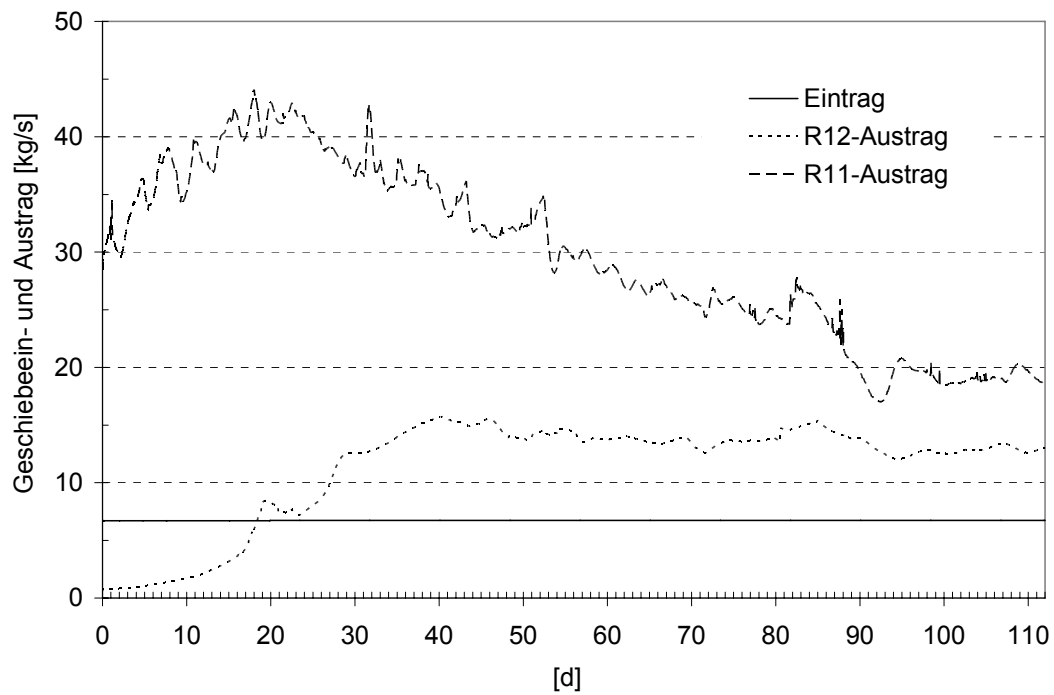


Abb. 10-10: Geschiebeein- und Austrag für R11 und R12

10.3 Gestreckter Abschnitt Fkm 3,8 – 2,1

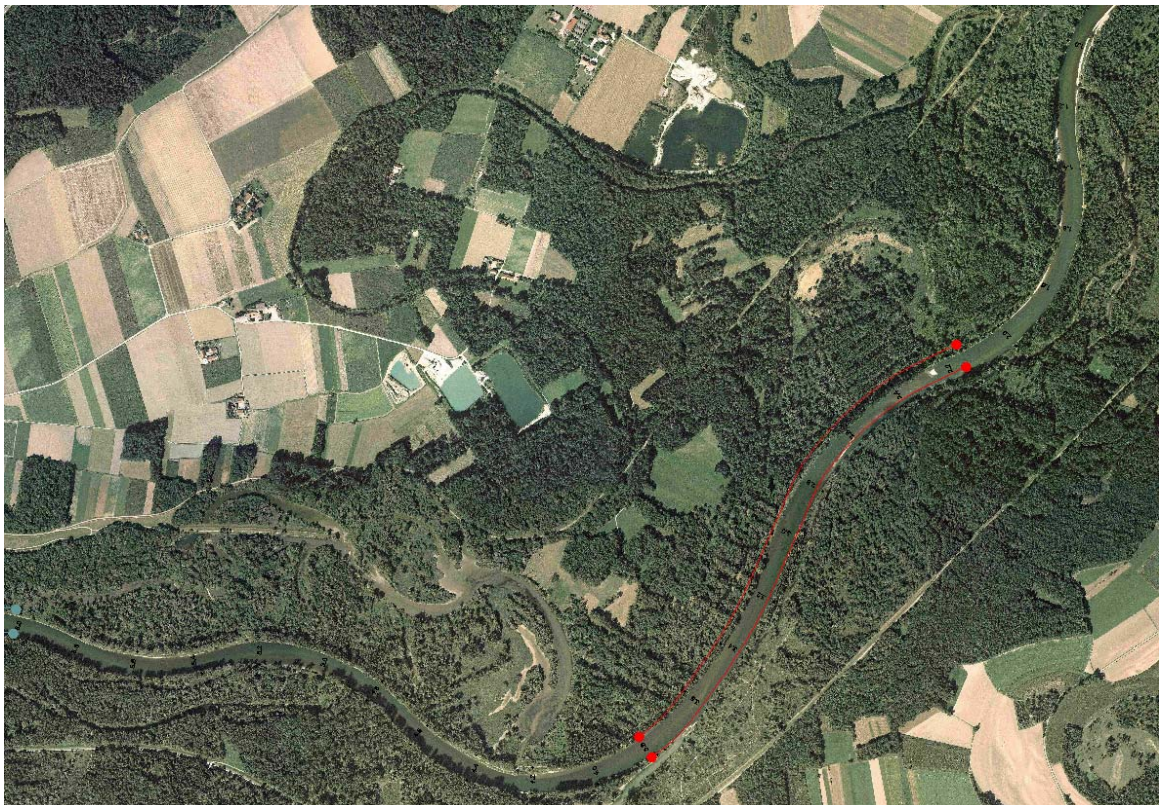


Abb. 10-11: Lage des idealisierten Rechengebiets Fkm 3,8 – 2,1 (Orthophoto: Landesvermessungsamt Bayern)

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Mit diesem Abschnitt wurde idealisiert ein Bereich herausgegriffen, der anders als die übrigen Bereiche, einen stark gestreckten Verlauf besitzt (Abb. 10-11). Entsprechend den Modellversuchen der VAO (*Strobl, Aufleger, Niedermayr, 2004*) kann hier von einer deutlich geringeren Dynamik ausgegangen werden als bei den kurvigen Strecken. Kam es bei den physikalischen Modellversuchen (M 1:20) zu Breiten in den geraden Versuchsläufen von ca. 85 m – 90 m, so zeigt der Versuch KV1 und KV2 Gesamtbreiten (von Böschungskopf zu Böschungskopf) von bis zu 140 m.

Der hier betrachtete Abschnitt besitzt allerdings, anders als die Modellversuche, eine in der Kurve gelegene Anströmung und einen leicht gekrümmten Verlauf. Hier stellt sich die Frage, ob das Aufweitungsverhalten dieser leicht gekrümmten Strecke eher einem geraden Abschnitt entspricht, oder ob die leichte Anregung genügt, dass sich typische Prallufer- und Gleituferstrukturen ausbilden. Der zweite Fall lässt deutlich mehr Dynamik in der Aufweitung und den morphologischen Strukturen erwarten.

Verglichen werden hier zwei Situationen bei erfolgtem Uferrückbau und Normalwasser- verhältnissen im Auslauf. Im Falle S2 wurde ein Geschiebeeintrag von 100% der Transportkapazität im Ausgangszustand angenommen. Bei Situation S1 dagegen fand kein Geschiebeeintrag statt.

Die Abb. 10-12 zeigt die Profilhöhen- und Wasserspiegelentwicklung. Ohne Geschiebeeintrag kommt es zu deutlichen Sohlerosionen und zu einem Abfall des Wasserspiegels. Im Falle der Geschiebezugabe landet die Sohle deutlich auf. Der Wasserspiegel steigt.

Die Breitenentwicklung unterscheidet sich deutlich von den vorherigen gekrümmten Abschnitten. Im Falle ohne Geschiebezugabe kommt es zu Breiten von 85 – 90 m im gestreckten Abschnitt (Abb. 10-13). Die Rechtskurve im Auslauf ist etwas aktiver. Die Breitenentwicklung ist mit den physikalischen Modellversuchen in der Größenordnung vergleichbar. Betrachtet man die links- und rechtseitige Uferverschiebung (Abb. 10-14) getrennt, so kann man für den Fall ohne Geschiebeeintrag bis auf den Auslaufbereich keine eindeutige Prall- und Gleituferausbildung erkennen.

Anders verhält es sich bei Simulation S2. Hier führt der Geschiebeeintrag zu deutlich mehr Dynamik. Die Aufweitungen sind deutlich stärker. Bei der Uferverschiebung (Abb. 10-14) kann man deutlich die Ausbildung eines Prallufers auf der rechten Seite im ersten Abschnitt und eines an der linken Seite im zweiten Abschnitt erkennen.

Die Entwicklung weg von einem gestreckten Abschnitt zu einem kurvigen Verlauf hängt hier somit von der Geschiebezufuhr ab. Hier spielt wieder die Interaktion mit oberstromigen Maßnahmen eine entscheidende Rolle. Wird oberstrom mit V-Rampen gearbeitet, sollte Szenario S1 zutreffender sein. Wird dagegen oberstrom ohne Rampen gearbeitet und erfolgt die Umsetzung nicht Jahrzehnte nach oberstromigen Maßnahmen, dürfte eher mit Szenario S2 zu rechnen sein.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

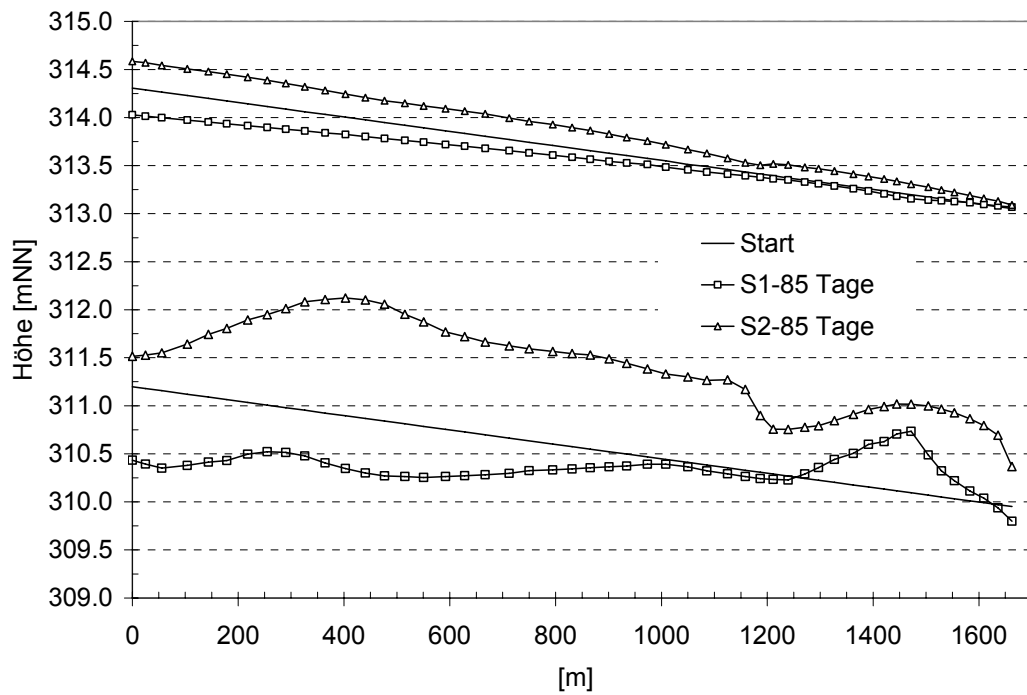


Abb. 10-12: Profilhöhenlage und Wasserspiegel

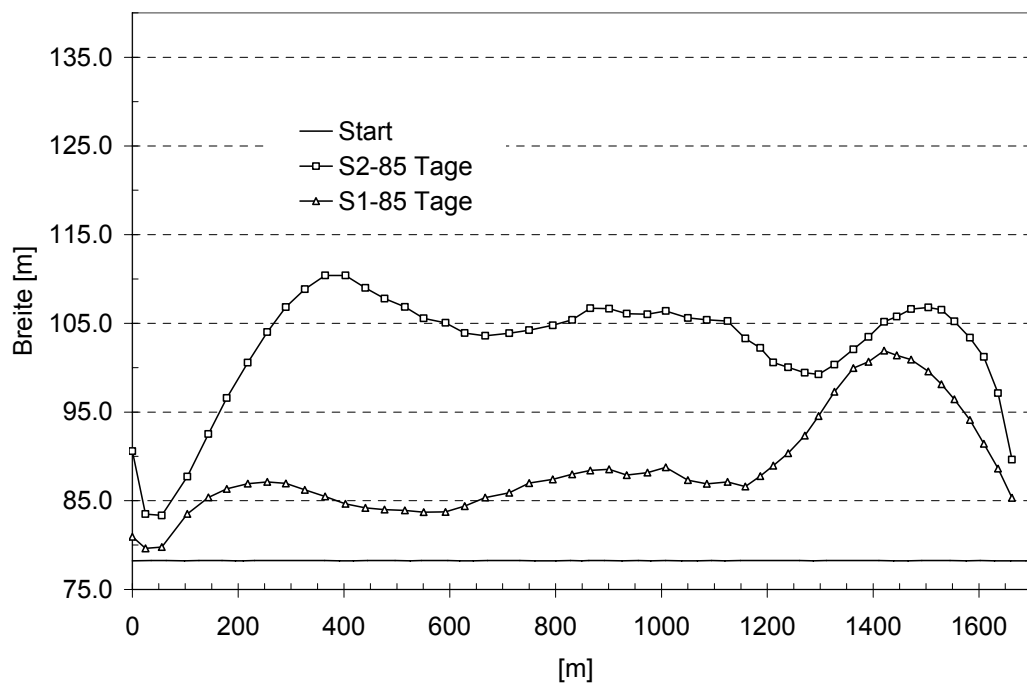


Abb. 10-13: Breitenentwicklung

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

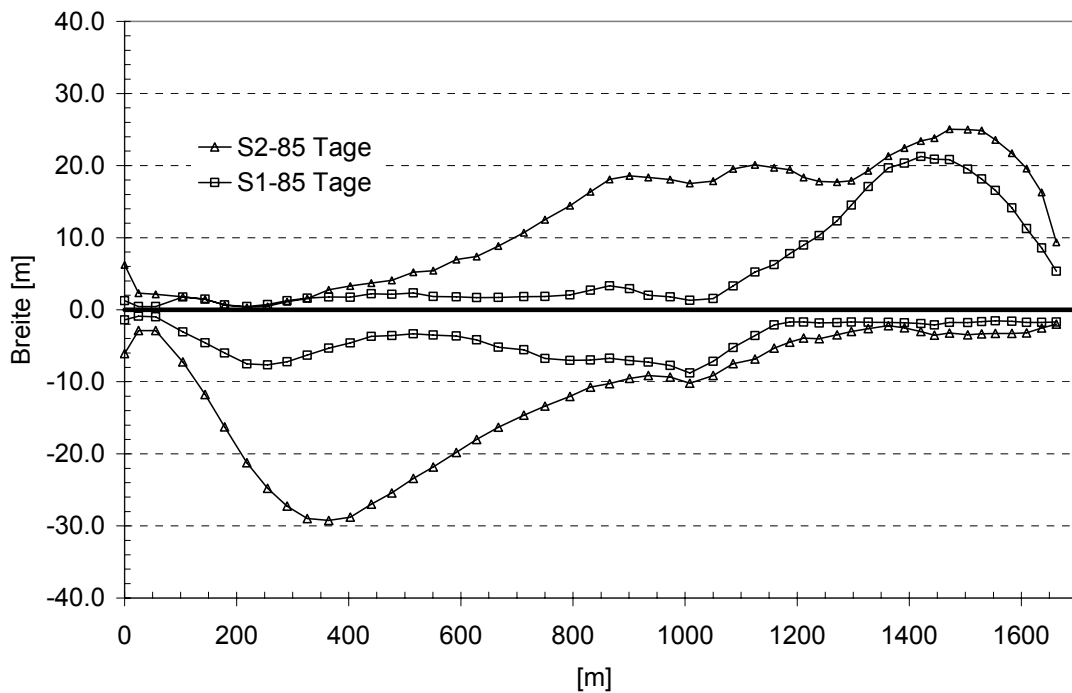


Abb. 10-14: links- und rechtsseitige Uferverschiebung

10.4 Zusammenfassung

Die hier aufgezeigten Simulationen hatten den Sinn, die an der VAO durchgeführten physikalischen Modellversuche zu ergänzen. Den Simulationen liegen durch die gewählte idealisierte Geometrie und den konstanten Abfluss ähnliche Vereinfachungen zugrunde wie den physikalischen Versuchen. Für die Interpretation und Übertragung der Ergebnisse auf die natürliche Situation sind folgende Punkte zu berücksichtigen.

- Die ermittelten Breite und Sohlagen sind aufgrund vieler Vereinfachungen nur grobe Abschätzungen. Die verschiedenen Szenarien sind eher vergleichend zu betrachten und sollen Prozesse und Abhängigkeiten aufzeigen. Sie dürfen aber nicht als Absolutwerte verstanden werden.
- Es wurden nur konstante bordvolle Abflüsse untersucht. Einzelereignisse großer Jährlichkeiten bestimmen zwar wenig die langjährige Gesamtgeschiebebilanzierung, können allerdings schlagartig eine große Breitenveränderung herbeiführen bzw. Altarme anschneiden.
- Es ist in Natura davon auszugehen, dass nur ein Teil des Böschungsmaterials als Geschiebe in der Bilanz angesetzt werden darf. Einen Großteil stellen vermutlich Schwebstoffablagerungen dar. Hieraus ergeben sich in der Tendenz geringere Sohlhebungen. Die Böschungen weisen dagegen verminderte Stabilitäten auf.
- Der Faktor Bewuchs beeinflusst die Breitenentwicklung. Er kann die Breitenentwicklung blockieren und bremsen, was die Sohlerosion verstärkt und den seitli-

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

chen Geschiebeeintrag vermindert. Er kann allerdings auch die Strömung lenken und aufgrund lokaler Turbulenzen zu erhöhten Uferbeanspruchungen führen. Als Beispiel hierfür sei auf die gegensätzlichen Naturbeobachtungen in Kapitel 7 an der Wertach und an der Ausleitungsstrecke Mühlal-Isar verwiesen.

Für die Umsetzung lassen sich folgende Aspekte herausstellen:

- Ein alleiniger Uferrückbau wird langfristig nicht zur gewünschten Sohlstabilisierung führen. Unterstromige Abschnitte werden zwar langjährig noch von oberstromigen Abschnitten mit genügend Geschiebeeintrag versorgt und werden vermutlich auch Sohlhebungen aufweisen und sich verlagern; von der letzten Schwelle ab wird sich allerdings eine Sohlerosion abzeichnen und nach unterstrom fortsetzen. Ursprüngliche großflächige Verlagerungen werden sich im Laufe der Zeit wieder zu einem dominanten Einzelgerinne zusammenziehen.
- Die Laufverlagerung bei einem kompletten Uferrückbau ist nicht kalkulierbar. Eine Sohlstabilisierung wird langfristig eine Geschiebezugabe benötigen. Es wird empfohlen, nur eine abschnittsweise Entfernung der Verbauung anzustreben.
- Die Dynamik und die Aufweitungsraten hängen stark vom Geschiebeeintrag ab. Hier spielt die Reihenfolge der Umsetzung einzelner Abschnitte und die Strategie der derzeitigen Geschiebezugabe eine entscheidende Rolle. Durch die Geschiebezugabe kann bei entsprechendem Monitoring das Aufweitungsverhalten etwas gesteuert werden.
- Die Kombination von Rückbaustrecken, Strecken mit weiterhin befestigten Abschnitten und V-Rampen bietet sich nach den hier gemachten Untersuchungen an.
- Eine stark reduzierte Restgeschiebezugabe ist sinnvoll und hängt allerdings von dem tatsächlichen anfallenden Resteintrag und den Beobachtungen ab. Sie kann vermutlich auch zeitweise ganz ausgesetzt werden.

11 Vordimensionierung der V-Rampen

Im Folgenden erfolgt eine überschlägige Dimensionierung der Geometrie und erforderlichen Steingrößen für die V-Rampen an den potentiellen Standorten bei Fkm 1,0; Fkm 4,0 und Fkm 6,0 der Unteren Isar. In der soilmorphologischen Berechnung wurde für die V-Rampen eine Öffnungsbreite von 30 m mit einer Neigung der Öffnungswandung von 1:m=1:1 angesetzt. Aufgrund der zur Öffnung hin steil geneigten Seitenstrukturen wird das Bauwerk wuchtig wirken. Eine optisch zufrieden stellende Ausführung bei hingegen identischer Aufstaubeziehung (Abb. 11-1) ergibt sich mit einer verringerten Öffnungsbreite von 26 m und einer deutlich flacheren Neigung der Öffnungswandung von 1:m=1:2,5 (Abb. 11-2 - 2-fach überhöhte Darstellung). Im Folgenden wird die Variante II mit 26 m Öffnungsbreite weiter verfolgt.

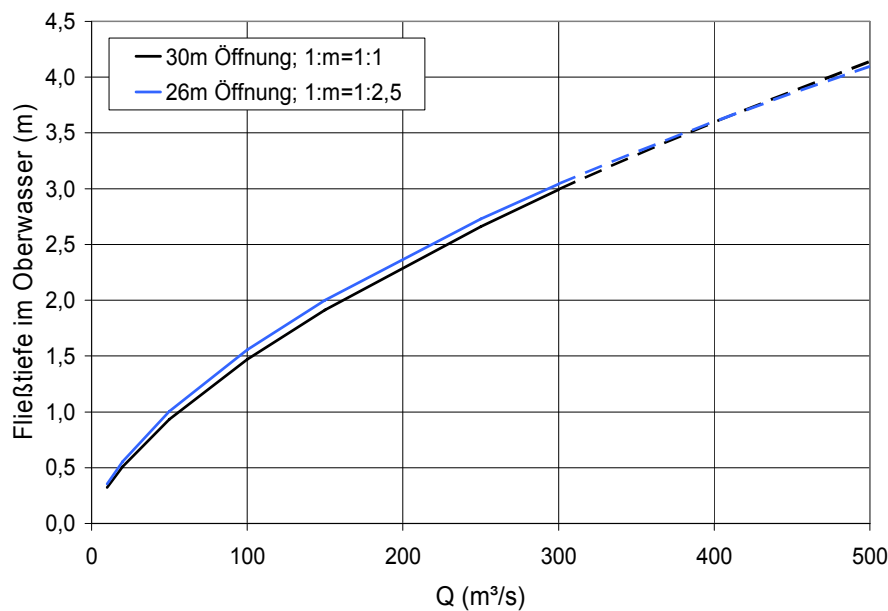


Abb. 11-1: Vergleich der Wasserstand-Abfluss-Beziehung von zwei V-Rampen-Varianten

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

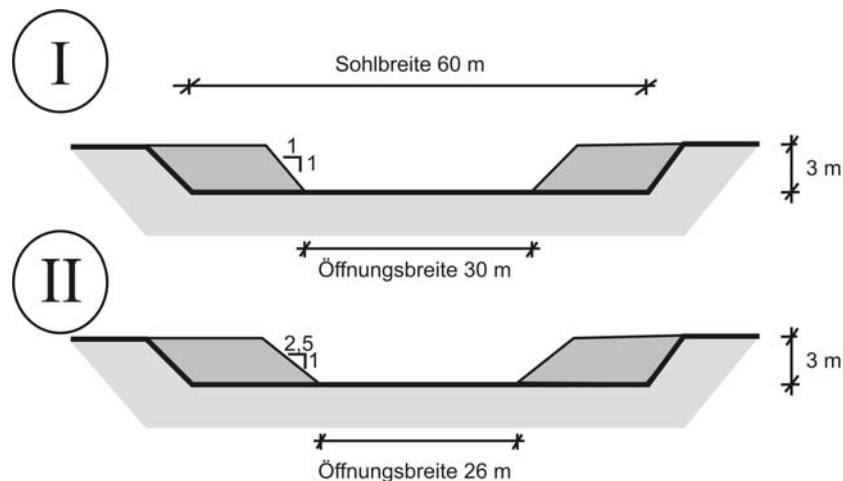


Abb. 11-2: Mögliche V-Rampenvarianten (2-fach überhöhte Darstellung)

Für die Abschätzung der erforderlichen Steingrößen werden zunächst die spezifischen Belastungen der einzelnen Bereiche bestimmt. Iterativ kann zu einem gegebenen Abfluss die zugehörige Energiehöhe und der Aufstau im Oberwasser bei Durchlaufen der Grenzverhältnisse geschätzt werden. Ein möglicher Rückstau durch das Unterwasser und eine dadurch bedingte Verringerung der hydraulischen Belastung wird nicht betrachtet.

Für die in Abb. 11-2 dargestellte Variante II ergibt sich unter Vernachlässigung von Energieverlusten bei $Q=720 \text{ m}^3/\text{s}$ ein Aufstau im Oberwasser auf 4,5 m Fließtiefe. Über die Seitenstrukturen wird dann ein spezifischer Abfluss von $3,95 \text{ m}^3/\text{sm}$ fließen und durch die Öffnung ein Abfluss von $602 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt (Abb. 11-3). Die zugehörige Energiehöhe im Oberwasser liegt 4,75 m über der Gewässersohle.

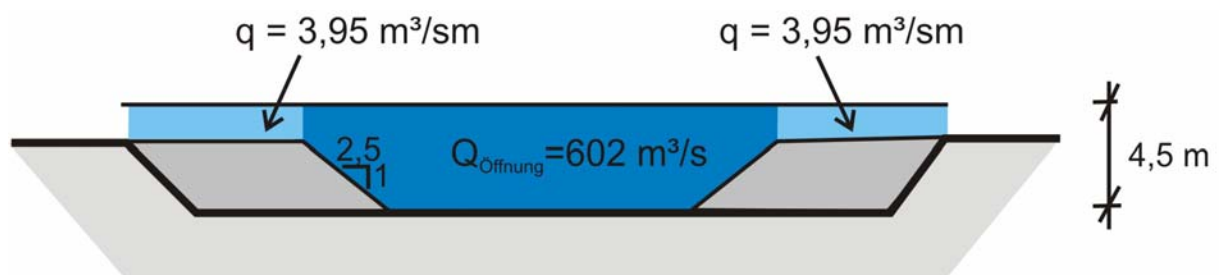


Abb. 11-3: Hydraulische Belastung der V-Rampe bei einem Gesamtabfluss von $720 \text{ m}^3/\text{s}$

11.1 Rücken der Seitenstrukturen

Bei der Bemessung ist zwischen einer möglichst kurzen Bauwerkslänge mit steil ausgeführten Seitenstrukturen und eine Minimierung der erforderlichen Steingröße abzuwägen. Aus optischen Gründen wird eine Neigung $\leq 1:4$ angestrebt.

Zur Berücksichtigung von Unsicherheiten wird bei den Seitenstrukturen ein Aufschlag von 50 % auf die spezifische Belastung erhoben. Der Bemessungsabfluss beträgt somit $q_d = 6 \text{ m}^3/\text{sm}$.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Die Bemessungsformel von Whittager & Jäggi (1986) (Gl. 19) für Blockrampen ergibt bei einer Neigung von 1:5 einen erforderlichen Steindurchmesser $D_{65}=0,93$ m bzw. einen äquivalenten Kugeldurchmesser $d_s = 1,0$ m bei einer Steinmasse von 1,4 t. Bei einer Verringerung der Neigung auf 1:6 kann der Steindurchmesser auf $D_{65}=0,8$ m bzw. $d_s=0,85$ m und die erforderliche Steinmasse auf 0,85 t reduziert werden.

| | |
|---|--------|
| $q_{cr} = 0,257 \sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}} \sqrt{g D_{65}^3} J^{-1,167}$ | Gl. 19 |
|---|--------|

11.2 Öffnung

Für die Sohle im Bereich der Öffnung wird auf der sicheren Seite liegend eine spezifische Belastung von $q_d = \frac{602m^3/s}{26m} = 23m^3/sm$ angenommen. Mit dem Bemessungsansatz von Abt und Johnson (1991) (Gl. 20) ergibt sich bei einem angenommenen Gefälle von $J=1:100$ ein erforderlicher Durchmesser $d_s = 0,47$ m.

| | |
|--|--------|
| $q_{cr} = \frac{1}{1,35} 3,416 \cdot d_s^{1,768} J^{-0,768}$ | Gl. 20 |
|--|--------|

11.3 Öffnungswandung

Bezogen auf die im Rahmen dieser Arbeit betrachtete V-Rampengeometrie ergibt sich beim Bemessungsabfluss $Q = 720$ m³/s eine Grenzfließtiefe im Bereich der Öffnung von $h_{gr} = 3,35$ m. Im Gegensatz zu den oben beschriebenen Modellversuchen werden die Seitenstrukturen leicht überströmt. Der die Öffnungswandung belastende Abflussanteil beträgt gemäß Abb. 6-49 $Q_d^* = 73$ m³/s. Entsprechend Abb. 6-51 wäre eine Steingröße $d_s = 35$ cm ausreichend.

11.4 Ausführung

Prinzipiell könnten für die unterschiedlichen Bereiche die Steingrößen entsprechend der Belastung gewählt werden. Da allerdings die konstruktiven Anschlüsse bei den Übergängen bei Steingrößen stark unterschiedlicher Größe mit Schwierigkeiten verbunden sind, zudem der Einsatz unterschiedlicher Steingrößen im Baubetrieb zu Irrtümern verleiten kann und aufgrund der bislang fehlenden Erfahrung mit V-Rampen, wird empfohlen die Bereiche einheitlich mit dem maximal erforderlichen Steindurchmesser zu errichten. Die Seitenstrukturen und der Sohlbereich sind einlagig aus Steinsatz aufzubauen. Wird der Rücken mit einer Neigung von 1:6 ausgeführt, so wären für den gesamten Bereich Steine

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

mit einem äquivalenten Kugeldurchmesser $d_s = 0,85$ m ausreichend. Der Steinsatz ist bis auf einige Meter unterstrom der Tosmulde auszuführen.

Um ein Auswaschen des Unterbaumaterials zu verhindern, sollte eine Filterschicht unter dem Steinsatz angeordnet werden. Die Größe des Filtermaterials muss der Bedingung

$\frac{d_s}{10} \leq d_{Filter} \leq \frac{d_s}{4}$ genügen. Im konkreten Fall wäre eine Größenordnung von 85 bis 210 mm ausreichend.

Bei der Ausbildung der Tosmuldenstruktur kann man sich an den Untersuchungen der geplanten V-Rampe an der Iller bei Fluss-km 13,8 orientieren. Eine Kombination von zwei erhöhten Riegelstrukturen mit einer dazwischen liegenden, rund 2 m tiefen Tosmulde verbessert die Energieumwandlung im Unterwasser wesentlich.

Im Anschluss an die in Steinsatz ausgeführte Tosmulde muss ein befestigtes Nachbett von 70 bis 100 m Länge eingeplant werden. Die Nachbettsicherung kann mehrlagig aus kleineren Steinen geschüttet werden. Beim Übergang vom Steinsatz zum Steinwurf ist eine Spundwand zur Sicherung des anzuordnen. Beim Übergang des Nachbettschutzes auf die natürliche Gewässersohle hat sich die Verwendung eines offenen Deckwerks in zahlreichen Modellversuchen bewährt. Das offene Deckwerk reagiert flexibel auf Sohlveränderungen und bewirkt eine Erhöhung des Erosionswiderstandes.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

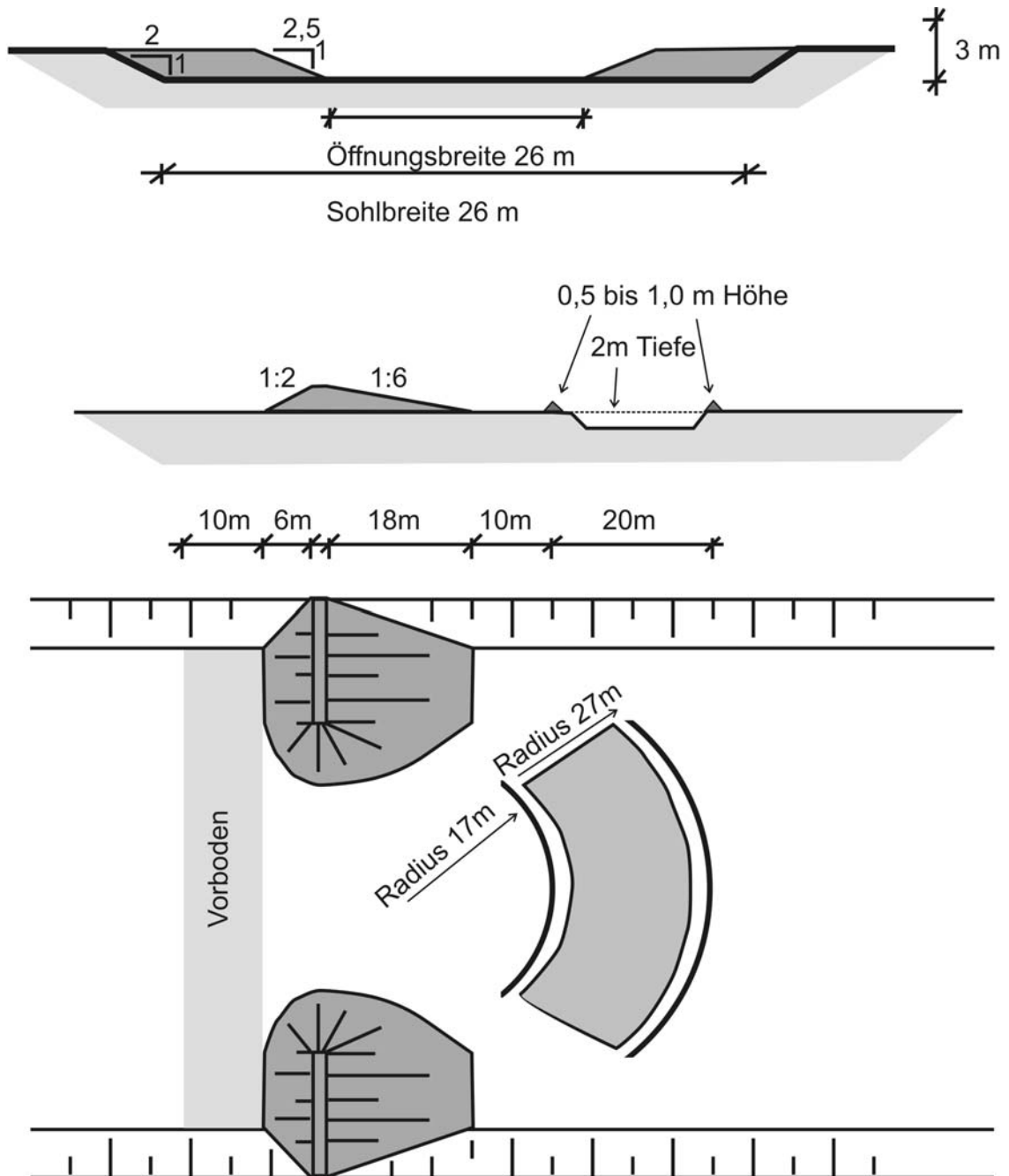


Abb. 11-4: Geometrie der möglichen V-Rampen an den Isarstandorten bei Fluss-km 1,0, 4,0 und 6,0

12 Diskussion

Der erste Block des Vorhabens „weiterführenden Untersuchungen zu V-Rampen“ konnten in der geplanten Weise durchgeführt werden. Kleinere Änderungen waren in Bezug zu den eingesetzten Meßsystemen nötig. So wurden zum Beispiel die geplanten PIV-Messungen aus Zeitgründen nicht weiter ausgedehnt. Dank dem großen Interesse der Wasserwirtschaftsverwaltung Bayern und Baden-Württemberg an den V-Rampen wurden bezüglich der Anwendung einer V-Rampe an der Iller weitere Untersuchungen am Institut durchgeführt. Hieraus ergaben sich für beide Projekte, der Untersuchung zur Illerrampe bei Fkm 13,8, welche lediglich auf diese eine Rampe zugeschnitten war, und die auf einen etwas allgemein gültigeren Anwendungsbereich ausgelegten Untersuchungen des DBU-Projekts, positive Nebeneffekte. So konnten zum Beispiel Modellversuche in einer neu, speziell für die V-Rampenuntersuchungen erstellten Messrinne durchgeführt werden, was alleine aus den Mitteln der DBU-Förderung und der Mittel aus den Illeraufträgen nicht möglich gewesen wäre. Die V-Rampe für die Iller Fkm 13,8 befindet sich in der Genehmigungsplanung. Die Untersuchungen zur V-Rampe werden, obwohl im Zeitplan des DBU-Projektes und den abgeschlossenen Illeruntersuchungen nicht weiter vorgesehen, im Rahmen einer Dissertation weiterbetrieben, um einen allgemeineren Anwendungsbereich abzudecken. Ein ausführlicher Berichtsband zu diesen Ergebnissen soll Mitte 2007 erscheinen.

Die Felderhebungen von bereits durchgeführten Uferrückbaumaßnahmen zeigt eine stark unterschiedliche Datenlage. Gerade bei kürzeren Strecken sind die üblichen Profilabstände von 200 m etwas groß, bei kleineren Gewässern sind teils keine Aufnahmen vorhanden. Meist sind die Maßnahmen noch zu jung, um schon Aussagen über die Endzustände zu formulieren. Ein Monitoring bezüglich ökologischer Verbesserungen und Auswirkungen fand bei keinem Projekt statt. Es können hier also nur subjektive Aussagen zusammengetragen werden. Es wäre sinnvoll, die hier ausgewählten Strecken auch in Zukunft weiter zu beobachten und gerade nach zukünftigen Hochwasserereignissen die Auswertungen fortzuführen. Die Bereitschaft und die Hilfestellung der entsprechenden Behörden sind als sehr gut, zumal an den Ämtern oft das Personal fehlt, entsprechende Auswertungen selbst durchzuführen. Der Aufwand für die Zusammenstellung und Auswertung der verschiedenen Strecken war allerdings vom Arbeitszeitraum her etwas zu knapp kalkuliert. Die Auswertung könnte noch wesentlich erschöpfender erfolgen. Es lassen sich allerdings zwischen den einzelnen Maßnahmen durchaus wertvolle Parallelen erkennen und verschiedene Einflussfaktoren beschreiben, welche bei Rückbaumaßnahmen zu berücksichtigen sind.

Die geplante Strategie, in der zweiten Projekthälfte ein 2D-Simulationsprogramm zu verwenden, wurde abgeändert. Erfahrungen seit dem Eingang des Projektantrags zeigen, dass auch das Zusammenspiel und der Verbund von Uferrückbaustrecken zu untersuchen ist. In diesem Projekt war allerdings nur die 2D-Simulation von einzelnen Teilstrecken vorgesehen, da eine 2D-Modellierung der Gesamtstrecke aus praktischen Gründen

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

nicht möglich ist. Um dennoch eine Gesamtbetrachtung zu ermöglichen und zunächst konzeptioneller arbeiten zu können, wurde ein 1D^{2D}-Simulationstool (siehe kapitel 8) erstellt, welches vereinfachend eigendynamische Aufweitungen berücksichtigt und dennoch von den Rechenzeiten und dem Anwendungsaufwand her eine Gesamtbetrachtung der Strecke ermöglicht. Die Reduktion auf eine 1D^{2D}-Betrachtung bringt allerdings auch eine Reduzierung der Qualität der Simulationsergebnisse vor allem in kurvigen Flussabschnitten mit sich. Die durchgeführten Vergleichsrechnungen mit physikalischen Modellversuchen zeigten hier in den gestreckten Modellversuchen gute Übereinstimmungen. Gerade der Vergleich mit der Doppelkurve zeigt aber deutlich die Einschränkungen des 1D^{2D}-Modells für die hier vorgesehene Aufgabenstellung. Deshalb wurden zwar die Gesamtstrecke verschiedene Szenarien mit dem 1D^{2D}-Modell durchgeführt und verglichen. Die Anwendung der 2D-Simulation erfolgte aber dennoch, wenn auch in reduziertem Maße, an zwei idealisierten Gewässerabschnitten. Mit Hilfe beider Simulationsarten konnte letztendlich Empfehlungen und Hilfestellungen für die Sanierung erarbeitet werden.

Für die Sanierung der Unteren Isar stehen seit ca. 20 Jahren verschiedene Varianten im Raum. Angefangen von der Idee einer Stützkraftstufe, über ein Sohlstufenkonzept (*Knauss, 1986*) wird derzeit mit Geschiebezugabe gearbeitet. Die letzten Untersuchungsschwerpunkte basierten auf Uferrückbaumaßnahmen, wobei sich auch ein alleiniger Uferrückbau als Lösung für eine Sohlstabilisierung als nicht zielführend herausstellte. Die hier durchgeführten Untersuchungen sollen beitragen, den möglichen Uferrückbau und damit einhergehende Dynamisierung der Unteren Isar weiter voranzutreiben, wobei als Konzept eine Kombination von Uferrückbau und V-Rampen vorgeschlagen wurde.

13 Öffentlichkeitsarbeit

Eine Veröffentlichung über die Erkenntnisse der V-Rampen erfolgt Mitte 2007 im Rahmen einer Dissertation. Eine erste Anwendung der V-Rampe ist an der Iller vorgesehen.

Eine Veröffentlichung über die Möglichkeiten der Simulation von Aufweitungsstrecken, Anwendungsfällen und praktischen Beispielen aus der Felderhebung wird Ende 2007 im Rahmen einer Dissertation erfolgen.

Eine kurze Vorstellung des Projekts erfolgte auf der DWA-Bundestagung 2006 in Osnabrück.

14 Fazit

Die Zielsetzung, Planungshilfen für eine ökologisch verträgliche Sanierung der Unteren Isar zu liefern, wurde erreicht. Die Kombination von neuartigen V-Rampen mit Uferrückbaumaßnahmen wird als mögliches Sanierungskonzept vorgeschlagen. Es konnten erste Empfehlungen bezüglich der V-Rampengeometrie und Durchbildung gegeben werden.

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

Ebenfalls wurden morphologische Entwicklungstendenzen und Zusammenhänge in den Aufweitungsabschnitten aufgezeigt.

Bei der Vorgehensweise hat sich vor allem die Kombination von physikalischen Modellversuchen, von Naturbeobachtungen und von numerischen Abschätzungen bewährt. Für die numerischen Betrachtungen der Gesamtstrecke waren vor allem die ursprünglich nicht vorgesehenen Abschätzungen mit Hilfe der 1D²-Simulation hilfreich.

In Hinblick auf eine Umsetzung sind allerdings weitere Detailuntersuchungen nötig, so ist z.B. die Energieumwandlung einer V-Rampe eine Maßanfertigung, welche im Modellversuch zu untersuchen ist. Auch die genauen Auswirkungen der Bauwerke auf die Abflusssituation im Vorland konnten in dieser ersten Konzeptfindungsphase nicht genau untersucht werden und sollte Gegenstand einer möglichen Detailplanung sein.

15 Literaturangaben

Abt S.R., Johnson T.L. (1991): Riprap Design for Overtopping Flow. – Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 117, Nr. 8, S. 959-972, ASCE, New York, August 1991

Arbeitsbericht (2002): Entwurf: „ Sanierung der Unteren Isar – bericht zum Stand der Untersuchungen vorliegender Maßnahmenkonzepte – Dez. 2002; Arbeitsgruppe „Isarmündung“; Regierung von Niederbayern

ATV-DVWK (2003): Feststofftransportmodelle für Fließgewässer - Arbeitsbericht

Aufleger, M. , Niedermayr, A., Strobl, Th. (2003): Widening of gravel bed rivers – Physical model tests in large scale, Proceedings XXX IAHR Congress 2003, Thessaloniki, Griechenland.

Aufleger, M. (2004): V-Rampen - Ein Konzept zur Sohlstabilisierung von Flüssen. 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. Nr. 100. TU München.

Aufleger, M., Hafner, T., Niedermayr, A., Schindler, M., Schmautz, M. (2005): Uferrückbau und eigendynamische Entwicklung von geschiebeführenden Flüssen. In: Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, Heft 1-2.

Bollrich, Gerhard (1988): Technische Hydromechanik II, Verlag Bauwesen

Bechteler, W., Elsner, T. (2003): Schlussbericht – Geschiebezugabe Untere Isar; Institut für Wasserwesen, Universität der Bundeswehr München

Hafner, T. (2006): „Die Modellierung von Kurvenströmungen und Mäanderentwicklung in einem 2D-Tiefngemittelten Modell“; Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle – Workshop; 29. und 30. Sept. 2005 in Wallgau; Berichte des Lehrstuhls

AZ 22728: UFERRÜCKBAU AN DER UNTEREN ISAR

und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München; Bericht 104; Seite 222 - 232

HPI Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft (2006): Erläuterungsbericht; Untersuchungen zur Beurteilung des langfristigen Einfiefungsprozesses an der Unteren Isar; WWA Deggendorf

Hassinger, R. (1991): "Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise". Institut für Wasserbau. Universität Stuttgart. Mitteilungen Heft 74.

HEC (1995): "Flow Transitions in Bridge Backwater Analysis". US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.

HEC 23 (2001): "Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures". Federal Highway Administration, US Department of Transportation

Dornack, S. (2001): "Überströmbare Dämme - Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen". Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen. Heft 20. Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik. Technische Universität Dresden.

Kaatz, Kelly J. und James, Wesley P. (1997): "Analysis of Alternatives for Computing Backwater at Bridges", Journal of Hydraulic Engineering, S. 784 - 792, Vol. 123, No. 9

Knauss, J. (1986): „Sanierung der Unteren Isar; Voruntersuchungen zu einem speziellen Sanierungskonzept für den Bereich unterhalb von Pattling“; Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München

Kohlbauer, F. (2007): „Uferrückbaumaßnahmen in Bayern – Eine Zusammenstellung“; Diplomarbeit am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München

Rinaldi, P. (2003): Über das Verhalten turbulenter Freistrahlen in begrenzten Räumen. Mitteilungen aus Hydraulik und Gewässerkunde, TUM, Nr. 71, 143 Seiten. München.

Schmautz, M. (2003): Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke, Berichte des Lehrstuhl und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Bericht 96

Schranner, A. (2006): „Sanierung der Unteren Isar - Beitrag zum Untersuchungsbericht“; Wasserwirtschaftsamt Deggendorf, März 2006

Strobl, Th; Aufleger, M.; Niedermayr, A. (2004): Modellversuch „Weiche Ufer“ – Bericht 5; Versuchsberichte der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Obernach, TU München (unveröffentlicht!)

Westrich (2001): Hydraulische Untersuchung zur Bestimmung der erosionskritischen Sohlschubspannung an der Unteren Isar; Technischer Bericht; Institut für Wasserbau der TU Stuttgart

Whittaker, J. & Jäggi, M. (1986): "Blockschwellen". Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie. ETH Zürich. Nr. 91.