

# Vergleich verschiedener numerischer Modelle zur hydraulischen Überprüfung der Kanker-Teilüberleitung (GAP)

*Susanne Scherbaum, Michael Weber und Tobias Lang*

## Zusammenfassung

Die Kanker ist ein Wildbach in Garmisch-Partenkirchen. Zum Schutz des Ortsteiles Partenkirchen wird im Hochwasserfall ein Teil des Abflusses aus dem Kanker-Hochwasserrückhaltebecken über die Kanker-Teilüberleitung in die Partnach überführt. Deshalb ist die korrekte Bestimmung der Kapazität der Teilüberleitung wesentlich für den Hochwasserschutz der Kommune. Die Überleitung besteht aus einem ca. 1500 m langen, komplexen und geschlossenen Gerinne, dessen Strömungscharakteristik von einem Gefälleknick und Kurvengängen bestimmt wird. Um trotz fehlender Kalibrierungs- und Validierungsdaten die maximale Leistungsfähigkeit der Teilüberleitung zu ermitteln, wurden unterschiedliche Berechnungsmethoden angewandt, die sich gegenseitig bestätigen sollen.

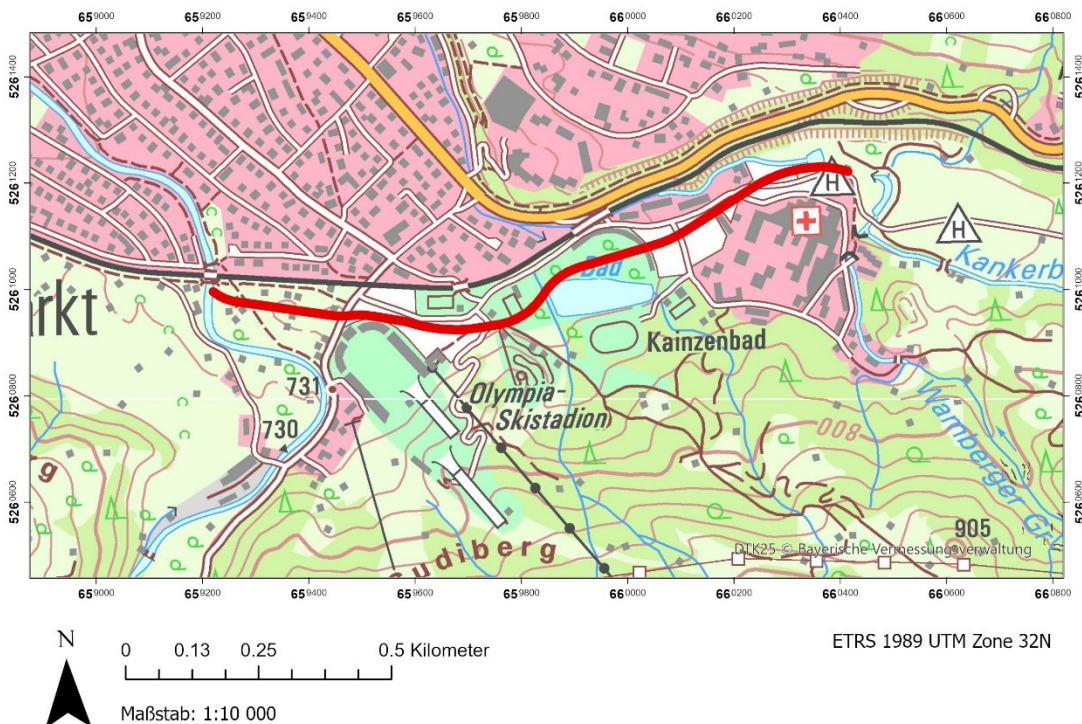
Zur Plausibilisierung bestehender HYDRO\_AS-2D Ergebnisse wurden zunächst Spiegellinien gemäß Naudascher (1987) berechnet. Um die Plausibilität weiter zu prüfen, wurden 2D- und 3D-Simulationen mit dem Programm Telemac durchgeführt. Die Modelle reagieren sehr sensitiv auf die Wahl des Strickler-Beiwerts im Hinblick auf die maximale Abflussbestimmung. Die Rauheit und damit die Wahl des Strickler-Beiwerts werden dabei stark vom Bauzustand und Sedimenttransport in der Teilüberleitung beeinflusst. Im Hochwasserfall ist aufgrund der wildbachtypischen Eigenschaften der Kanker oberstrom der Teilüberleitung deutlicher Sedimenttransport gegeben. Auflandungen und Ablagerungen von Geschiebe und Steinen mit Kantenlängen von bis zu 30 cm wurden innerhalb und im Auslaufbereich der Teilüberleitung immer wieder festgestellt. Da bisher noch kein Geschieberückhalt existiert, wurde die Kapazität sowohl mit als auch ohne die Auswirkungen des Geschiebetransports auf die Rauheit bestimmt.

Die Spiegellinienberechnungen gemäß Naudascher (1987) konnten die Ergebnisse der numerischen Modelle plausibilisieren, wobei sich die Modelle aufgrund ihrer ähnlichen Ergebnisse gegenseitig bestätigten. Die 3D-Simulationen repräsentieren das komplexe Abflussgeschehen qualitativ am besten. Besonders der Wechselsprung, der im Bereich einer Kurve stattfindet, kann mit den 3D-Ergebnissen anschaulich dargestellt werden. Innerhalb der Kurven ist eine ungleiche laterale Verteilung der Froude-Zahl zu beobachten, die teilweise den Wert für Grenzverhältnisse überschreitet und auf einen Fließwechsel hindeutet. Die 3D-Effekte führten insgesamt zu einer Verzögerung des Wechselsprungs. Dennoch limitieren die 3D-Ergebnisse die maximale Abflusskapazität nicht. Als abflusslimitierend wurde für alle Modelle ein Querschnitt im Bereich nach dem Wechselsprung identifiziert und nicht, wie anfangs erwartet, der kleinste Querschnitt.

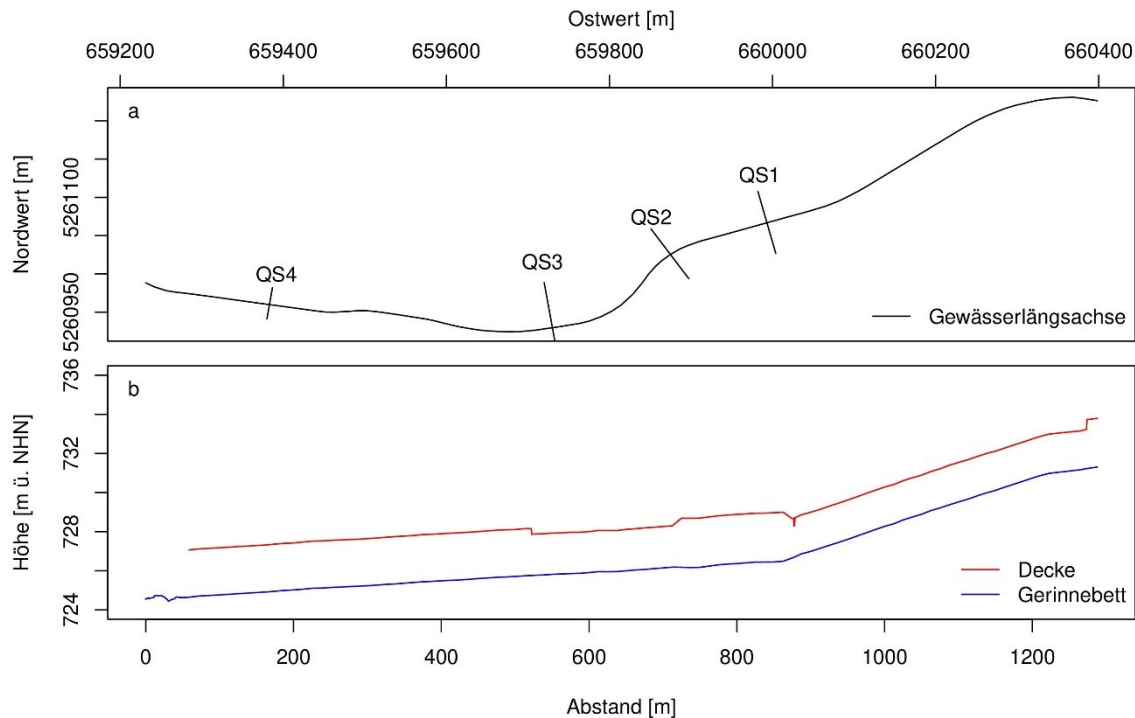
Die geringfügigen quantitativen Unterschiede der Ergebnisse aus den unterschiedlichen Modellen konnten auf abweichende Berechnungsansätze der Programme zurückgeführt werden. Bisher ist kein Hochwasserereignis eingetreten. Um detaillierter zu prüfen, welches Modell die Realität am besten wiedergibt, sind Validierungsdaten aus Feldmessungen (Hochwasser) nötig. Die Bestimmung der Abflusskapazität basierend auf vier unterschiedlichen Methoden lässt dennoch eine verlässliche Angabe zu.

## 1 Einleitung

Die Kanker ist ein Wildbach in Garmisch-Partenkirchen. Zum Schutz des Ortsteiles Partenkirchen wird im Hochwasserfall ein Teil des Abflusses aus dem Kanker-Hochwasserrückhaltebecken (HRB) über die Kanker-Teilüberleitung in die Partnach überführt (siehe Abb. 1). Deshalb ist die korrekte Bestimmung der Kapazität der Teilüberleitung wesentlich für den Hochwasserschutz der Kommune. Aufgrund fehlender Abflussdaten (Hochwasserereignisse) können bestehende 2D-Simulationsergebnisse nicht kalibriert werden. Die Überleitung besteht aus einem ca. 1500 m langen, komplexen und geschlossenen Gerinne, dessen Strömungscharakteristik von einem Gefälleknick (bei ca. 860 m, siehe Abb. 2 b und Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz Kanker + Partnach, HPI & SKI, 2003a) und Kurvengängen (siehe Abb. 2 a und Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz Kanker + Partnach, HPI & SKI, 2003b) bestimmt wird. Mit bestehenden 2D-Simulationen kann dies nur eingeschränkt dargestellt werden. Sowohl der Wechselsprung nach dem Gefälleknick (Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz Kanker + Partnach, HPI & SKI, 2003a) als auch der Kurvengang des Gerinnes erfordern eine 3-dimensionale Betrachtung des Abflussgeschehens, um ausschließen zu können, dass vertikale Strömungsprozesse die Kapazität maßgeblich beeinflussen. Aufgrund des geschlossenen Gerinnesystems soll der Abfluss stets im Freispiegel erfolgen. Herausfordernd dafür ist, dass sich innerhalb des Gerinnesystems sowohl die Breite als auch die lichte Höhe ändert. Dabei ist als besonders kritisch ein Unterzug zu betrachten, der die Querschnittsfläche abrupt bei ca. 880 m um ca. 19% reduziert (siehe Abb. 2 b). Außerdem erfolgt bei ca. 720 m eine Reduktion der Deckenhöhe, die die Querschnittsfläche um 16% mindert (siehe Abb. 2 b). Um trotz fehlender Kalibrierungsdaten belastbare Ergebnisse bezüglich der maximalen Leistungsfähigkeit der Teilüberleitung zu ermitteln, wurden unterschiedliche Berechnungsmethoden angewandt, die sich gegenseitig bestätigen sollen. Dazu wurden die Ergebnisse sowohl Mithilfe eines Längsschnitts entlang der Gerinneachse, als auch an vier repräsentativen Querschnitten (Querschnitt = QS, siehe Abb. 2 a) miteinander verglichen.



**Abb. 1** Lage der Kanker-Teilüberleitung in Rot.



**Abb. 2** (a) Lage der Gewässerlängsachse und der Querschnitte QS1, QS2, QS3 und QS4; (b) Längsschnitt in Gerinneachse inkl. Decke und Sohle der Teilüberleitung.

## 2 Material und Methoden

Zur Bestimmung der maximalen Abflusskapazität wurden zwei verschiedene Berechnungsprogramme (HYDRO\_AS-2D und Telemac) sowie 2- als auch 3-dimensionale Betrachtungsmethoden miteinander verglichen. Die Ergebnisse wurden zusätzlich mit 1-dimensionalen Spiegellinienberechnungen (Naudascher 1987) plausibilisiert.

### 2.1 Modellierungs- und Berechnungsgrundlagen

Die Spiegellinienberechnungen beruhen auf der Annahme, dass sich ab einer bestimmten Randbedingung (definiert mit einer Energiehöhe  $H_1$  aus einer Fließtiefe und einer Fließgeschwindigkeit) nach einer bestimmten Distanz  $\Delta x$  Normalfließverhältnisse einstellen, die in der Energiehöhe  $H_2$  impliziert sind. Um zu prüfen, ob sich im relevanten Gerinneabschnitt tatsächlich Normalfließverhältnisse entwickeln, wird diese Distanz  $\Delta x$  iterativ ermittelt:

$$(H_1 - H_2) + I_s * \Delta x = \frac{Q^2}{k_{st}^2 * A_{av}^2 * R_{hyd,av}^{\frac{4}{3}}} * \Delta x \quad [1]$$

$H_1$  und  $H_2$  sind die Energiehöhen der Randbedingungen,  $I_s$  das Sohlgefälle,  $Q$  der Abfluss,  $k_{st}$ , der Strickler-Beiwert,  $A_{av}$  die gemittelte benetzte Fläche,  $R_{hyd,av}$  der gemittelte benetzte hydraulische Radius aus den beiden Randbedingungen.

Um die Ergebnisse aus den HYDRO\_AS-2D Berechnungen zu prüfen, wurden 2D- und 3D-Simulationen mit dem Programm Telemac durchgeführt. Während HYDRO\_AS-2D auf der Finiten-Volumen-Methode basiert, verwenden Telemac2d und Telemac3d die Finte-Elemente-Methode (Hydrotec 2020, Mattic 2016). Für die jeweiligen Programme wurden die Netzanforderungen angepasst. Für die Telemac-Modelle bedeutete dies eine Neuerstellung der Modelle, da in Telemac der Flussschlauch mit Dreieckselementen, statt wie in HYDRO\_AS-2D mit Viereckselementen

modelliert wird. Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, gehen in die Telemac-Netzherstellung die X-, Y-, Z-Koordinaten der HYDRO\_AS-2D Modellknoten unverändert ein. Ein weiterer Unterschied zwischen dem HYDRO\_AS-2D- und dem Telemacnetz ist die Modellierung der Wände der Teilüberleitung. Im HYDRO\_AS-2D Netz müssen die Wände leicht gekippt dargestellt werden, sodass sich ein Trapezprofil ergibt. Bei Telemac hingegen bleibt das Rechteckprofil erhalten. Telemac3d ermittelt für eine zuvor bestimmte Anzahl an Schichten (in diesem Fall 6) innerhalb der Wassersäule jeweils die vertikale Komponente der Geschwindigkeit. Die Anzahl der Schichten wurde so gewählt, dass die Courant-Zahl auch in vertikaler Richtung eingehalten werden kann. Die Auswertung der Modellergebnisse erfolgte über einen Längsschnitt in der Gerinnelängsachse und vier Querschnitten (siehe Abb. 2 a). Für die 3D-Simulationen wurden zusätzlich zwei weitere Längsschnitte an der linken und rechten Seite der Überleitung betrachtet. Dies ermöglicht die Analyse von Wasserspiegelverkipnungen.

## 2.2 Randbedingungen

Bei der Modellerstellung ist die Wahl des Strickler-Beiwerts zur Abbildung der Rauheit ein maßgebender Aspekt. Die Modelle reagieren sehr sensitiv auf die Wahl der Rauheit im Hinblick auf die maximale Abflussbestimmung. Der Strickler-Beiwert ist aufgrund fehlender Abflussdaten nur schätzungsweise bestimmbar und wird dabei deutlich von der baulichen Ausführung und vom Sedimenttransport in der Teilüberleitung beeinflusst. Im Hochwasserfall ist aufgrund der wildbachtypischen Eigenschaften der Kanker oberhalb des HRB bzw. der der Teilüberleitung deutlicher Sedimenttransport gegeben. Auflandungen und Ablagerungen von Geschiebe und Steinen mit Kantenlängen von bis zu 30 cm wurden innerhalb und im Auslaufbereich der Teilüberleitung festgestellt. Da bisher noch kein Geschieberückhalt existiert, wurde die Kapazität sowohl mit als auch ohne die Auswirkungen des Geschiebetransports auf die Rauheit bestimmt. Auch wenn das Geschiebe auf der glatten Betonsohle keine direkte Sohlstruktur bilden kann, wird davon ausgegangen, dass der Geschiebetransport zu deutlichen Turbulenzen und folglich Energieverlusten (siehe Einfluss der effektive Sohlrauheit in der Colebrook-White-Funktion (Colebrook 1939)) führt, was in einer Reduktion des Strickler-Beiwerts dargestellt werden kann. Somit wird in den Berechnungen ohne Geschiebetransport mit einer Rauheit von 70 bzw.  $75 \frac{\text{m}^{\frac{1}{3}}}{\text{s}}$ , mit Geschiebetransport von 50 bzw.  $55 \frac{\text{m}^{\frac{1}{3}}}{\text{s}}$ , gerechnet. Die Wände wurden jedoch in jedem Fall mit einer Rauheit von  $70 \frac{\text{m}^{\frac{1}{3}}}{\text{s}}$  belegt.

Der Zulauf der Teil-Überleitung wird über ein Schütz reguliert. Demnach erfolgt die Abflusszugabe unter Druck. Weder mit HYDRO\_AS-2D noch mit Telemac kann diese Art von Druckabfluss sinnvoll dargestellt werden. Jedoch zeigen die Spiegellinienberechnungen, dass der Schussstrahl bei ausreichender Belüftung unproblematisch im Freispiegel über das Gerinne abgeführt werden kann. Nach kurzer Zeit stellen sich Normalfließverhältnisse ein. Demnach kann die Einlaufsituation bei den 2D- und 3D- Berechnungen vernachlässigt werden. In den numerischen Berechnungen erfolgt die Wasserzugabe im Freispiegel. Sobald sich die Normalfließverhältnisse einstellen, entsprechen die numerischen Ergebnisse wieder der Randbedingung.

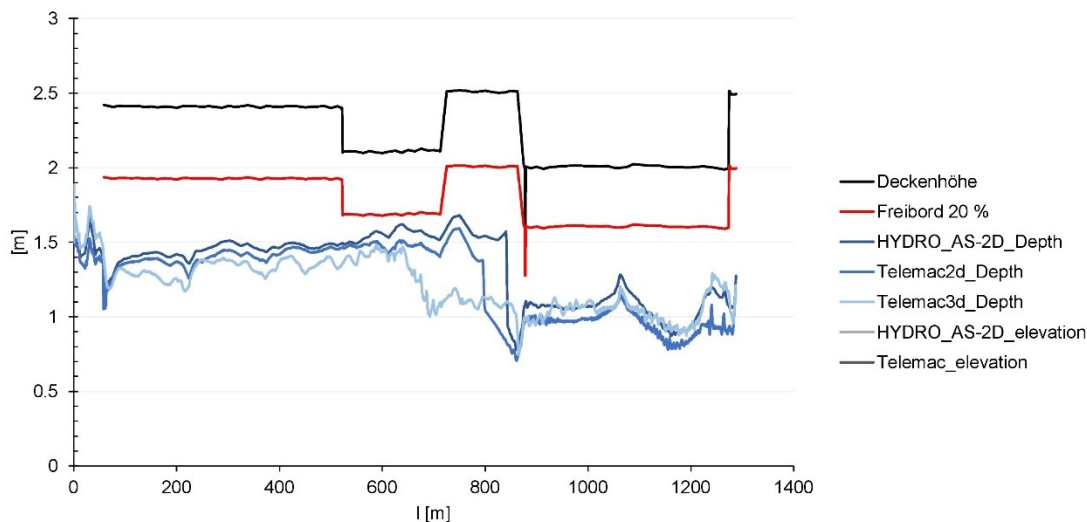
Um zu überprüfen, ob ein simultanes Hochwasser in der Partnach zu einem Rückstau in der Teilüberleitung führt, wurde als Auslauftrandbedingung der Wasserstand eines 100-jährlichen Hochwasserereignisses der Partnach gewählt.

### 2.3 Grenzbedingung des Freispiegelabflusses

Der Regelbetrieb der Teilüberleitung soll im Freispiegelabfluss erfolgen. Aufgrund des Luftertrags während des Wechselsprungs am Gefälleknick wird davon ausgegangen, dass die Gemischwasserfließtiefe aus Luft und Wasser größer ist, als die berechnete Reinwasserfließtiefe. Außerdem können kleinste Geometrieänderungen oder schwankende Zulaufbedingungen ein Zuschlagen des Stollens verursachen. Demnach wird eine maximale Teilfüllung von 80% (Vischer und Huber, 1993, zitiert nach Aigner und Bollrich 2015) und somit einen Freibord von 20% als Grenzbedingung für Freispiegelabfluss angesetzt.

## 3 Ergebnisse

Die hydrodynamischen Modellierungen mit HYDRO\_AS-2D ergaben, dass mit den Rauheitsbeiwerten von 50 bzw.  $55 \frac{m^{\frac{1}{3}}}{s}$ , unter der Einhaltung eines 20%igen Freibords über den gesamten Längsschnitt ein Abfluss von  $19 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeführt werden kann. Dabei liegt der minimale Freibord bei der Beaufschlagung von  $19 \text{ m}^3/\text{s}$  in Telemac2d mit 28% und bei Telemac3d mit 29% deutlich höher (Abb. 3, Tab. 1). Abb. 3 zeigt, dass der grundsätzliche Verlauf der Fließtiefen im Längsschnitt von HYDRO\_AS-2D und Telemac sehr ähnlich dargestellt wird. Die größten Unterschiede treten zwischen 880 m und ca. 600 m Überleitungslänge auf. In diesem Bereich befindet sich ein Gefälleknick (siehe Abb. 2 b) sowie eine Links- und eine Rechtskurve (siehe Abb. 12 a), was zu einer komplexen Gerinneströmung mit Fließwechsel führt. Gleichzeitig ist zwischen 500 und 700 m die Deckenhöhe reduziert.



**Abb. 3** Längsschnitt der Fließtiefen, des Freibords und der Deckenhöhe in der Teilüberleitung bei  $Q = 19 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $k_{st} = 50$  bzw.  $55 \text{ m}^{\frac{1}{3}}/\text{s}$ .

Bei der Modellierung unter Verwendung der höheren Strickler-Beiwerte ( $k_{st} = 70$  bzw.  $75 \frac{m^{\frac{1}{3}}}{s}$ ) ergibt sich in den HYDRO\_AS-2D Simulationen eine maximale Kapazität von  $23 \text{ m}^3/\text{s}$ , bei dem über den gesamten Längsschnitt der Freibord von 20% eingehalten wird (Tab. 1). Auch hier ist der minimale Freibord in den Telemac Simulationen größer als in HYDRO\_AS-2D. In den Telemac Simulationen kann auch bei  $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$  überall der Freibord von  $\geq 20\%$  eingehalten werden, wohingegen er mit 19% bei der HYDRO\_AS-2D Simulation knapp unterschritten wird. Eine Übersicht der Freibordanalyse für die Abflüsse  $19 - 25 \text{ m}^3/\text{s}$  in  $2 \text{ m}^3/\text{s}$ -Schritten ist Tab. 1 dargestellt.

**Tab. 1** Freibordanalyse für die Abflüsse 19 – 25 m<sup>3</sup>/s in 2 m<sup>3</sup>/s-Schritten.

$k_{st}$ [m <sup>1/3</sup> /s]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Min. Freibord Telemac2d [%]	Min. Freibord Telemac3d [%]	Min. Freibord HYDRO_AS-2D [%]
55 bzw. 50	19	28	29	23
55 bzw. 50	21	23	23	18
75 bzw. 70	23	26	26	23
75 bzw. 70	25	22	24	19

### 3.1 Betrachtung bis zum Gefälleknick

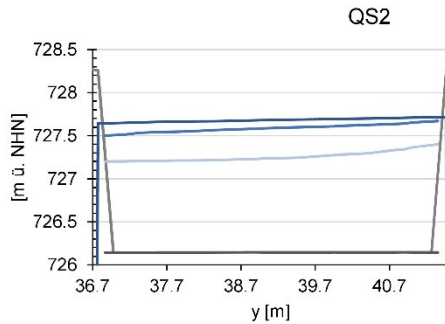
Bis zum Gefälleknick bei ca. 880 m herrschen für beide Konfigurationen schießende Fließverhältnisse vor. Dies wird durch die Berechnungen nach Naudascher (1987) bestätigt. Es ist davon auszugehen, dass sich bis spätestens nach 200 m in der Überleitung die Normalfließverhältnisse einstellen. In diesem Bereich wird mit allen Modellen der Freibord eingehalten. Ein markanter Unterzug befindet sich am Ende des steilen Gerinneabschnitts (siehe Abb. 2), wobei die Querschnittsfläche des Gerinnes abrupt um 19% von 7,2 auf 5,8 m<sup>2</sup> reduziert wird. Da in diesem Gerinneabschnitt jedoch schießende Fließverhältnisse vorherrschen, kann der Abfluss an dieser Stelle problemfrei abgeführt werden. Obwohl dieser Querschnitt der kleinste der Teilüberleitung ist, stellt er nicht den abflusslimitierenden Querschnitt dar.

### 3.2 Betrachtung unterhalb des Gefälleknicks

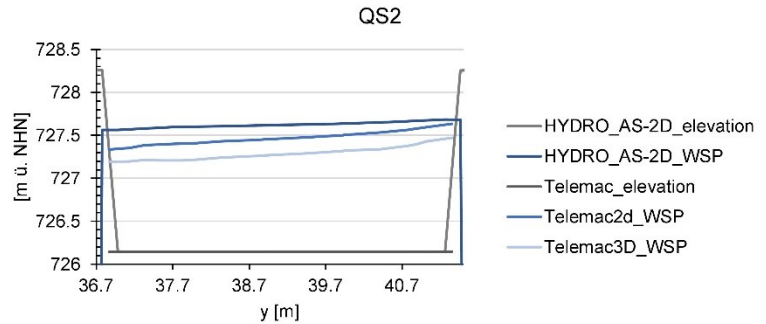
Da das Sohlgefälle in diesem Bereich größer/gleich dem Grenzgefälle ist, findet ein Fließwechsel in Form eines Wechselsprungs statt. Die Fließtiefe  $h_2$  nach dem Wechselsprung muss der Normalfließtiefe in dem folgenden Bereich entsprechen (vgl. Bernoulli und Fließformel in Freimann 2012), sodass sich die Fließtiefe nach der Aufweitung zunächst an  $h_1$  vor dem Wechselsprung annähert. Je nach Abfluss und Strickler-Beiwert kann die Entfernung zwischen Aufweitung und  $h_1$  variieren. Je größer die Fließgeschwindigkeiten (je höher  $k_{st}$ , je höher Q), desto weiter entfernt sich der Wechselsprung. Da die Froudezahl von  $h_1$  relativ gering ist (zwischen 1,8 und 2,1), wird lediglich ein welliger Wechselsprung erwartet (Naudascher 1987), der wenig Makroturbulenzen erzeugt.

Im Fall der rauen Konfiguration herrschen strömende Verhältnisse während des Passierens der reduzierten Deckenhöhe (Deckenhöhe = 2,1 m) vor. Bei den großen Abflüssen der glatten Konfiguration stellen sich keine eindeutigen strömenden Verhältnisse ein. Dies steht im Gegensatz zu den Spiegellinienberechnungen. Allerdings ist bei diesen zu beachten, dass der Kurvengang und daraus resultierende Energieverluste nicht berücksichtigt werden, was ursächlich für diese Diskrepanz sein kann. Die Fließverhältnisse befinden sich hier im kritischen Zustand, weshalb ein ständiger Wechsel zwischen Schießen und Strömen stattfinden kann. Das wiederum führt zu einer unruhigen Wasseroberfläche. In Abb. 4 sind die Wasserspiegellagen im Querschnitt 2, bei ca. 700 m innerhalb einer Linkskurve, der rauen Konfiguration der HYDRO\_AS-2D, Telemac2d und Telemac3d Ergebnisse dargestellt. Adäquat sind die Ergebnisse der glatten Konfiguration in Abb. 5 visualisiert. Die Orientierung des Querschnitts ist von orographisch links nach rechts. Auffallend ist, dass die Verkippung der Wasserspiegel im Kurvengang in den HYDRO\_AS-2D Simulationen am geringsten ausfällt. Außerdem ist in allen Fällen die Wasserspiegellage der Telemac3d-Simulationen geringer als die 2d-Ergebnisse.





**Abb. 4** QS2 Wasserspiegel-lagen im Vergleich bei  $Q = 19 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $k_{st} = 50$  bzw.  $55 \text{ m}^{(1/3)}/\text{s}$ .



**Abb. 5** QS2 Wasserspiegellagen im Vergleich bei  $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$   $k_{st} = 70$  bzw.  $75 \text{ m}^{(1/3)}/\text{s}$ .

Dennoch lässt sich der geringste Freibord in allen Fällen nach dem Gefälleknick und gleichzeitiger reduzierter Deckenhöhe verorten. Somit entspricht dieser Bereich dem limitierenden Querschnitt zur Bestimmung des Maximal-Abflusses. Für die raue Konfiguration können gemäß Spiegellinienberechnungen an dieser Stelle unter Einhaltung von 20% Freibord (Aigner und Bollrich 2015) maximal  $18 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeführt werden. Dies bestätigt die Ergebnisse aus der numerischen Modellierung, die hier  $19 \text{ m}^3/\text{s}$  berechnet. Für die glatte Konfiguration erhöht sich der Maximal-Abfluss auf  $25 \text{ m}^3/\text{s}$  gemäß Spiegellinien-Berechnungen, wobei potentielle Makroturbulenzen nicht berücksichtigt sind. Die numerischen Ergebnisse liefern einen maximalen Abfluss von  $23 \text{ m}^3/\text{s}$ . Es ist allerdings anzumerken, dass die numerisch berechneten, maximalen Abflüsse immer das Modell mit dem geringsten Abfluss darstellen. Die Telemac-Modelle tendieren zu größeren möglichen Abflüssen. Ab 540 m Überleitungslänge steigt die Deckenhöhe auf 2,4 m, womit in allen Fällen das Wasser ohne Risiko des Zuschlagens abfließen kann.

### 3.3 Auslaufsituation

Der Abfluss der Teilüberleitung wird auf den letzten Metern über ein naturnahes Gerinne in den Mündungsbereich abgeführt. Die naturnahe Sohle ist mit einer Rauheit von  $25 \frac{\text{m}^{1/3}}{\text{s}}$  im Planungszustand definiert. Aufgrund der hohen Sohlrauheit stellen sich spätestens bis zum Mündungsbereich Normalfließverhältnisse ein (Berechnungen gemäß Naudascher 1987). Um die Energiedifferenz zwischen den Fließzuständen innerhalb der Teilüberleitung im Mündungsbereich überwinden zu können, ist ein Wechselsprung nötig. In den Ergebnissen konnten im HQ100-Fall der Partnach und bei Vollbeaufschlagung der Teilüberleitung keine Rückstauereffekte beobachtet werden.

## 4 Diskussion

Die Ergebnisse sind insgesamt in sich stimmig. Dennoch fallen Unterschiede sowohl zwischen den Programmen, als auch zwischen den Dimensionen auf.

### 4.1 HYDRO\_AS-2D vs. Telemac2d

Die mit HYDRO\_AS-2D und mit Telemac2d simulierten Fließtiefen (exemplarisch in Abb. 3) zeigen geringe Unterschiede über den Verlauf der Teilüberleitung. Auffallend ist, dass die HYDRO\_AS-2D Fließtiefen generell etwas höher sind als die von Telemac2d. Außerdem sind die Unterschiede im Bereich des Gefällewechsels und damit im Bereich des Fließwechsels am größten. Des Weiteren differieren die Ergebnisse bei der raueren Variante ( $k_{st} = 50$  bzw.  $55$ )

stärker als bei der glatteren ( $k_{st} = 70$  bzw. 75). Da in Telemac2d Sekundärströmungen mitberücksichtigt werden und somit das Wasser „turbulenter“ ist, wäre davon auszugehen, dass die dadurch verursachten Energieverluste zu einer größeren (im schießenden Fließzustand) / kleineren (im strömenden Fließzustand) Fließtiefe in Telemac2d führen. Die Ergebnisse bestätigen diese Theorie. Außerdem bestehen Unterschiede in den mathematischen Formulierungen der jeweiligen Modellplattformen. So hat der Rauheitsbeiwert in HYDRO\_AS-2D eine größere Wirkung als in Telemac (Hydrotec 2020, Mattic 2016). Deshalb ergibt sich in HYDRO\_AS-2D bei gleichem Rauheitsbeiwert ein größerer Energieverlust als in Telemac2d, was im schießenden Fließzustand zu einer Erhöhung der Fließtiefe führt. Die nachfolgenden Formeln verdeutlichen dies.

Bestimmung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda$  nach Manning-Strickler in HYDRO\_AS-2D:

$$\lambda = 6.34 \frac{2gn^2}{D^{1/3}} \quad [2]$$

$n$  ist der Manning-Reibungskoeffizient als Kehrwert des Strickler-Beiwertes,  $g$  ist die Erdbeschleunigung,  $D$  ist der hydraulische Durchmesser.

Bestimmung des Widerstandsbeiwertes  $\lambda$  bei Telemac2d:

$$\lambda = \frac{2g}{h^{1/3}k_{st}^2} \quad [3]$$

$g$  ist die Erdbeschleunigung,  $h$  die Fließtiefe,  $k_{st}$  der Strickler-Beiwert.

Der größere Widerstandsbeiwert in HYDRO\_AS kann auch ursächlich für den früher einsetzenden Wechselsprung (im Vergleich zu Telemac2d) sein.

## 4.2 2D vs. 3D

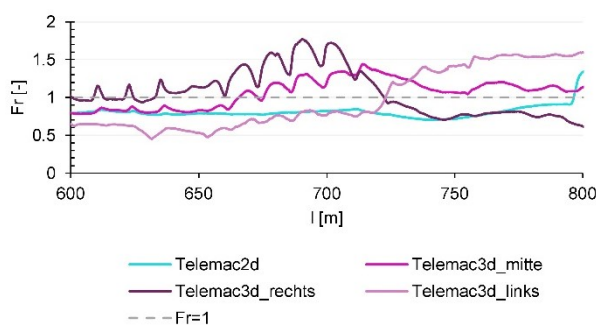
Beim Vergleich von 2D- und 3D-Modellergebnissen ist zu beachten, dass im 2D-Modell alle Prozesse in der Z-Richtung nur gemittelt abgebildet werden. So können beispielsweise keine vertikalen Strömungen dargestellt werden. Ein 3D-Modell kann komplexere Strömungssituationen wiedergeben, was sich wiederum auf die modellierte Fließtiefenverteilung auswirkt.

Wie in Abb. 3 zu sehen ist, sind die Fließtiefen von Telemac3d im oberen Bereich ( $I_s = 0,0125$ ) der Teilüberleitung höher als die von Telemac2d. Im unteren Bereich ( $I_s = 0,00235$ ) der Teilüberleitung, in der auch die kritische Stelle hinsichtlich des Freibords liegt, verhält es sich umgekehrt. Unter der Annahme, dass mithilfe der vertikalen Geschwindigkeitskomponente der 3D-Simulationen komplexere Strömungsprozesse und somit Turbulenzen dargestellt werden, was zu einem erhöhten Energieverlust führt, lässt sich diese Diskrepanz unter Berücksichtigung der vorherrschenden Strömungsverhältnisse erklären. Im oberen Bereich der Teilüberleitung ist der Abfluss schießend, im unteren Bereich strömend. Bei schießendem Abfluss steigt die Fließtiefe, bei strömendem Abfluss sinkt die Fließtiefe, wenn Energieverlust auftritt (siehe Bernoulli in Freimann 2012).

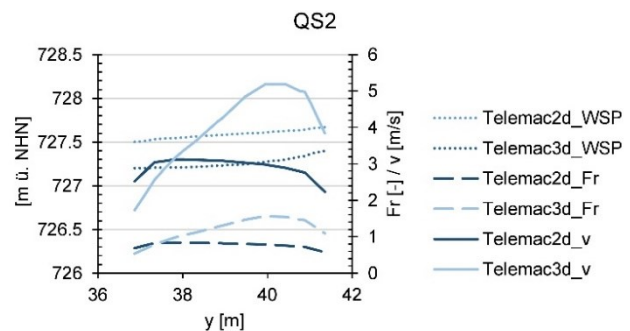
In der Kanker-Teilüberleitung geben die 3D-Ergebnisse die zu erwartenden Geschwindigkeitsverteilungen innerhalb der Kurven wieder (Naudascher 1987), die in Abb. 7 dargestellt sind. Die Ablagerungen in der Innenkurve, die bei der Ortsbegehung vorgefunden wurden, bestätigen, dass eine ungleiche Geschwindigkeitsverteilung entlang des Querschnitts stattfindet. Dort stellt sich eine starke Verkippung des Wasserspiegels ein, die in den 3D-Ergebnissen wiedergegeben



wird (siehe Abb. 7). Ob der mittige Längsschnitt dennoch die gemittelten 3D-Ergebnisse des Querschnitts wiedergibt, wurde mithilfe 2 zusätzlicher Längsschnitte, die jeweils links und rechts von der Gerinneachse versetzt sind, geprüft. In der Abb. 6 ist die Froudezahl entlang der drei Längsschnitte im Bereich der Linkskurve des Querschnitts 2 dargestellt. Auffallend ist, dass die Werte der Innen- und Außenkurve tatsächlich differieren und der mittlere Längsschnitt einen plausiblen Mittelwert repräsentiert. Im Bereich des Fließwechsels am Gefälleknick bei ca. 700 m Überleitungslänge differieren die Telemac2d-Ergebnisse von den Telemac3d-Ergebnissen (siehe Abb. 6). Dieses Phänomen kann damit erklärt werden, dass gemäß Abb. 6 ein Fließwechsel zwischen Außen- und Innenkurve stattfindet, was auf die Sekundärströmungen und die ungleiche Geschwindigkeitsverteilung zurückzuführen ist. Die Prozesse sind ausschlaggebend für die unruhige Fließtiefe in diesem Bereich. Unterstrom der Kurve gleichen sich die 2D- und 3D-Ergebnisse wieder aneinander an.



**Abb. 6** Froude-Zahl entlang Längsschnitt ( $Q = 19 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $k_{st} = 50$  bzw.  $55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ).



**Abb. 7** Wasserspiegel (WSP), Geschwindigkeit (v) und Froude-Zahl (Fr) an Querschnitt 2 (Linkskurve) in 2D und 3D bei  $Q = 19 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $k_{st} = 50$  bzw.  $55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

## 5 Schlussfolgerung

Sämtliche, mit den Modellplattformen HYDRO\_AS-2D und Telemac durchgeführten Rechnungen konnten mittels Spiegellinienberechnungen nach Naudascher (1987) an vier repräsentativen Querschnitten plausibilisiert werden. Zusätzlich plausibilisieren sich die Modelle aufgrund ihrer ähnlichen Ergebnisse gegenseitig. Die geringfügigen quantitativen Unterschiede der Ergebnisse aus den unterschiedlichen Modellen konnten auf abweichende Berechnungsansätze der Programme zurückgeführt werden. Die 3D-Simulationen repräsentieren das komplexe Abflussgeschehen jedoch qualitativ am besten. Welches der Modelle die Realität am besten abbildet, kann nur mit Validierungsdaten aus Feldmessungen (Hochwasserereignissen) beurteilt werden. Auch wenn die vorliegenden Abflussdaten nicht ausreichen, um das hydraulische Modell zu kalibrieren und zu validieren, können sie der Plausibilisierung dienen. Besonders in Hinblick auf eine Kalibrierung der Abflussmessung in der Teilüberleitung kann eine Simulation mit den vorliegenden Daten wichtige Erkenntnisse liefern. Sobald eine sichere Datenerfassung in der Teilüberleitung möglich ist, sollte ein Hochwasserereignis mit Beaufschlagung der Teilüberleitung genutzt werden, um dieses Ereignis in den bestehenden Modellen nachzurechnen. So ließen sich die Ergebnisse dieses Projekts validieren.

## Literatur

- Aigner, D. & Bollrich G. (2015). Handbuch der Hydraulik für Wasserbau und Wasserwirtschaft. Berlin: Beuth.
- Colebrook, C. (1939). Turbulent Flow in Pipes, with particular reference to the Transition Region between Smooth and Rough Pipe Laws. J. ICE, 11:133–156.
- Freimann, R. (2012). Hydraulik für Bauingenieure. München: Carl Hanser Verlag
- Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH (2020). Benutzerhandbuch HYDRO\_AS-2D.
- Naudascher, E. (1987): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Wien: Springer Verlag.
- Mattic, O. (2016): Telemac3d UserManual.
- Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz Kanker + Partnach, HPI & SKI (2003a). Hydraulischer Längsschnitt Überleitungserinne. (unveröffentlicht)
- Planungsgemeinschaft Hochwasserschutz Kanker + Partnach, HPI & SKI (2003b). Lageplan Überleitungserinne. (unveröffentlicht)

## Anschrift der Verfasser

Susanne Scherbaum, M. Sc.  
Wasserwirtschaftsamt Weilheim  
Pütrichstr. 15, D-82362 Weilheim  
susanne.scherbaum@wwa-wm.bayern.de

Dr.-Ing. Tobias Lang  
Wasserwirtschaftsamt Weilheim  
Pütrichstr. 15, D-82362 Weilheim  
tobias.lang@wwa-wm.bayern.de

Dr. Michael Weber  
Wasserwirtschaftsamt Weilheim  
Pütrichstr. 15, D-82362 Weilheim  
michael.weber@wwa-wm.bayern.de