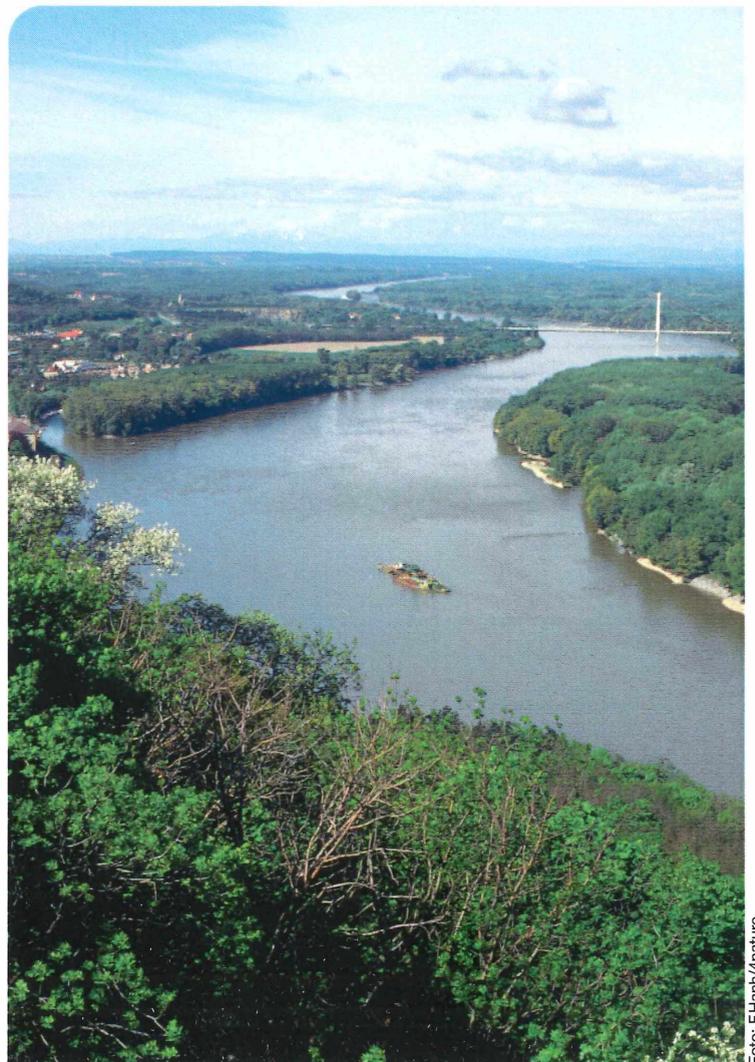




Donau und Schifffahrt am Scheideweg

*Zustandsanalyse und alternativer
Projektvorschlag für den Donauausbau im
Bereich des Nationalparks Donau-Auen*

Wien, November 2003





WWF Österreich

Ottakringer Straße
114-116
A-1162 Wien
Postfach 1

Zustandsanalyse und alternativer Projektvorschlag für den Donauausbau im Bereich des Nationalparks Donau- auen

März 2003

PD Dr. Martin Jäggi

Flussbau und Flussmorphologie

Zürichstrasse 108, CH- 8123 Ebmatingen, Schweiz

Schifffahrt und Donau am Scheideweg

Die Donau zwischen Wien und Bratislava steht seit mehr als 20 Jahren im Mittelpunkt des österreichischen Naturschutzinteresses. Wer glaubte, dass mit dem Nationalpark Donauauen die Flusslandschaft ein für allemal gerettet ist, wird enttäuscht. Fast 20 Jahr nach den Auseinandersetzungen um das Kraftwerk bei Hainburg ist die Donau nun erneut bedroht. Diesmal von der Schifffahrt.

Geht es nach den Vorstellungen des für die Schifffahrt zuständigen Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technik (BMVIT), soll die Donau von derzeit 2,50 Meter Fahrwassertiefe bei Regulierungsniederwasser auf 3,20 Meter ausgebaut werden. Um das zu erreichen, müsste die Donau eingeeignet und kanalisiert werden und das mitten im Nationalpark.

Die Tiefe von 3,20 Meter nur auf diesen 45 Kilometern unterhalb Wiens zu haben macht für die Schifffahrt keinen Sinn. Deshalb würde der Druck auf die übrigen Donaustrecken entlang dieses mit mehr als 2.800 Kilometer zweitlängsten Stroms Europas steigen, auch sie auszubaggern. Viele Donaubereiche sind flacher als 2,50 Meter, so etwa auf der ökologisch intaktesten Donaustrecke zwischen Bulgarien und Rumänien, auf der es noch hunderte Inseln gibt. Oder auf der bayerische Strecke zwischen Straubing und Vilshofen, wo die deutsche Bundesregierung sich erst kürzlich auf den Ausbau auf 2,20 Meter Fahrwassertiefe geeinigt hatte.

Vor diesem Hintergrund hat der WWF diese Studie beauftragt. Mit PD Dr. Martin Jäggi wurde ein international anerkannter und geachteter Wasserbauer für diese Aufgabe gewonnen, der sich im Zuge der Nationalparkplanung intensiv mit der Donau beschäftigt hat.

Das Ziel der Studie ist es, erstens das vom BMVIT angestrebte Konzept kritisch zu analysieren und zweitens Alternativen aufzuzeigen. Beides ist eindrucksvoll gelungen. Mit diesem „Zukunftskonzept“ liegt nun erstmals eine Variante vor, die konkret einen neuen Weg der Schifffahrt aufzeigt, nämlich mit der Natur statt gegen sie - zum Nutzen der Schifffahrt, der Auen und der Menschen.

Der WWF ist grundsätzlich der Überzeugung, dass Naturschutz und Schifffahrt keine Gegensätze sein müssen, sondern vielmehr Partner sein und voneinander profitieren können. Es kommt nur darauf an, wie man es macht. Aber solange die Schifffahrtskonzepte immer nur auf immer größere Wassertiefen ausgerichtet sind, eventuell mit einigen „grünen Verzierungen“ versehen, solange wird eine Partnerschaft unmöglich sein.

Jetzt kommt es darauf an, ob das BMVIT dieses Konzept ernsthaft verfolgt oder ob es den alten Weg weiter geht. Dabei steht mehr auf dem Spiel, als „nur“ die Zukunft der Strecke zwischen Wien und Bratislava, es geht auch um die Zukunft der gesamten Donau und um eine richtungsweisende Entscheidung für die Schifffahrt: Entweder mit oder gegen die Natur!

Und das alles im Nationalpark und im Jahr des Wassers!

Ulrich Eichelmann
WWF Österreich

INHALTSVERZEICHNIS

Zusammenfassung	4
1 EINLEITUNG	6
1.1 Anlass und Auftrag.....	6
1.2 Ziele und Randbedingungen.....	6
2 ZUSTANDSANALYSE	7
2.1 Grundsätzliches.....	7
2.2 Analyse der Sohlenlagen und Wasserspiegelberechnungen.....	10
2.3 Der Geschiebehaushalt.....	15
2.4 Die Wassertiefen bei RNW.....	31
2.5 Die Veränderung der Hochwasserspiegel.....	32
3 DISKUSSION DES FLUSSBAULICHEN GESAMTPROJEKTS DONAUCONSULT	34
3.1 Projektziele und Mittel zur Realisierung.....	34
3.2 Auswirkungen des Projekts.....	35
3.3 Offene Fragen.....	38
3.4 Folgerungen.....	41
4 VORSCHLAG FÜR EIN ALTERNATIVES PROJEKT	42
4.1 Ausleitung der Hochwasserabflüsse in die Au.....	42
4.2 Umgestaltung der Furten und Furtensicherung.....	46
4.3 Diskussion.....	50
4.4 Auswirkung der Bewirtschaftung in der Erhaltungsstrecke nach dem Kraftwerk Freudenu.....	52
5 FOLGERUNGEN	53
Bilder	54

Zusammenfassung

Für die Sohleneintiefung in der Donau zwischen Freudenu und der Marchmündung ist die Rückwärtserosion aus dem Raum Bratislava, welche durch Hochwasserschutzmassnahmen eingeleitet wurde, heute immer noch der dominierende Prozess. Die Geschiebebeschickung in Freudenu verhindert zwar dort eine mögliche Rotationserosion, kann aber die Rückwärtserosion nicht verhindern. Diese äussert sich in einer starken Konzentration des Gefälles in den Furten. Entsprechend sind die Abflusstiefen dort am geringsten und genügen der RNW-Bedingung für die Schifffahrt oft nicht. Die bisherige Praxis, durch Baggerungen in diesen empfindlichen Zonen die erwünschte Abflusstiefe wiederherzustellen, hat die Sohleneintiefung gefördert.

Da die Au vom Hauptstrom der Donau stark abgetrennt ist, verlandet sie durch den starken Schwebstoffeintrag immer mehr. Dies hat nicht nur negative Folgen für Flora und Fauna, sondern auch für die Hochwasserabflusskapazität.

Eine RNW-Tiefe von 25 dm wird im Normalfall nur auf wenigen kurzen Abschnitten nicht erreicht. Diese entsprechen aber meist den Furten, welche im Lauf der Rückwärtserosion als temporäre Fixpunkte entstanden sind.

Das flussbauliche Gesamtprojekt Donauconsult von 1999 stellt einen massiven Eingriff dar. Flussmorphologisch gesehen würde das Gerinne durch die vorgesehene Niederwasserregulierung vollständig umgestaltet. Die aktive Sohle der Donau würde um ca. 100 m zugunsten von wenig dynamischen Bühnenfeldern verschmälert. Da die granulometrische Sohlenanreicherung auf der gesamten aktiven Fläche vorgesehen ist, würde nur noch selten Geschiebe transportiert, was zu innerer Kolmation führt. Bezüglich Dimensionierung sind noch einige Fragen offen. Es ist mit höheren Kosten, als bisher angenommen, zu rechnen. Auch ist die Frage nach der definitiven Lage der Projektsohle nicht gelöst, welche sowohl bezüglich Hochwassersicherheit wie bezüglich Grundwasserstand noch optimiert werden muss.

Der hier vorgestellte alternative Projektvorschlag basiert auf den Elementen Abflussausleitung in die Au, Furtensicherung und Geschieberückführung. Durch eine gegenüber heute massiv verstärkte Ausleitung kann nebst verbesserter Auendynamik die Hochwassersicherheit verbessert werden, die für die Schifffahrt massgebenden Fließgeschwindigkeiten werden für höhere Abflüsse reduziert und die Sohleneintiefung wird generell verlangsamt. Durch die Umgestaltung der Furten werden für die Schifffahrt akzeptable Fahrwassertiefen erreicht. Die umgestaltete Geometrie wird durch granulometrische Sohlenanreicherung dynamisch gesichert. Die Strukturen, welche heute schon rampenartig der Rückwärtserosion entgegenwirken, werden so gleichzeitig stabilisiert und für die Schiffe befahrbar gemacht. Es besteht eine gewisse Analogie zur Stabilisierung von Gebirgsflüssen mittels Blockrampen, wo ebenfalls das Gefälle aufgeteilt wird. Besonders exponierte oder steile Furten dürfen aber in gewissem Masse nachgeben können. Die Sohleneintiefung muss stark verlangsamt werden können, sie muss aber nicht sofort gestoppt werden. Die Geschieberückführung aus dem Raum Bratislava nach Freudenau reduziert die Zugaben von Fremdmaterial. Auch wird die aktive Umlagerung von ökologisch wichtigem Feingeschiebe gefördert.

1 Einleitung

1.1 Anlass und Auftrag

Der Nationalpark Donauauen umfasst das Strombett der Donau und die angrenzenden Auengebiete zwischen Wien und der Marchmündung. Der Hauptstrom der Donau dient auch als bedeutende Schifffahrtsrinne. Seit Jahren ist bekannt, dass sich die Sohle der Donau langsam, aber stetig eintieft. Im Auftrag der Wasserstrassendirektion hat die Firma Donauconsult AG ein flussbauliches Gesamtprojekt¹ (März 1999) ausgearbeitet, das zum Ziel hat, die Sohle der Donau zu stabilisieren und die Schifffahrtsverhältnisse zu verbessern.

Der WWF Österreich hat bezüglich dieses Projekts starke Vorbehalte aus ökologischer Sicht geäußert. Er hat deshalb dem Unterzeichnenden, Dr. Martin Jäggi, Flussbau und Flussmorphologie, Ebmatingen/Schweiz mit Vertrag vom 14. Mai 2002 den Auftrag erteilt, ein Alternativprojekt auszuarbeiten. Wie das flussbauliche Gesamtprojekt vom März 1999 ist diese Studie primär auf den Abschnitt Strom km 1910 – 1895 begrenzt, wobei für gewisse Fragen der gesamte interessierende Abschnitt betrachtet werden muss.

Die Studie und damit auch der vorliegende Bericht gliedern sich in drei Teile:

Zustandsanalyse der morphologischen Veränderungen in der Donau
Stellungnahme zum flussbaulichen Gesamtprojekt Donauconsult
Alternativvorschlag

1.2 Ziele und Randbedingungen

Folgende Ziele standen bei der Projektausarbeitung im Vordergrund:

Auendynamik möglichst wieder herstellen

¹

Im Folgenden als ‚DONAUCONSULT‘ zitiert

Sohleneintiefung im Hauptgerinne der Donau auf ein akzeptables Mass reduzieren

Kolmation der Sohle im Hauptgerinne möglichst verhindern, natürliche Geschiebeführung in gewissem Umfange erhalten; nach Möglichkeit Geschieberückführung

Flussmorphologische Elemente im Hauptgerinne erhalten (Dreidimensionalität der Strömung)

Befriedigende Abflussbedingungen für die Schifffahrt bei RNW wie auch bei Mittel- und Hochwasser (ausser Extremabflüssen).

Durch die Donauregulierung ist eine feste Unterteilung zwischen dem eigentlichen Gerinne von ca. 300 m Breite und dem überflutbaren Vorland, den eigentlichen Donauauen, entstanden. Diese Fixierung wird nicht in Frage gestellt. Hingegen soll der Charakter der Donau nicht noch weiter in Richtung Naturferne verändert werden. Als Grad für die Natürlichkeit gilt etwa der Zustand 1990. Verbesserungen zugunsten der Schifffahrt sollen in einem moderaten Rahmen erfolgen. Die Schifffahrt soll möglich sein, ohne dass das Gewässer seinen heute noch einigermaßen natürlichen Zustand weiter verliert. Eine künftige schiffbare Donau soll, wie dies von Dozent B. Lötsch ausgedrückt wurde, eine
bleiben!

2 Zustandsanalyse

2.1 Grundsätzliches

2.1.1 Die Donau zwischen Wien und Bratislava

Von der Wachau bis nach Wien wurde entlang der Donau eine Reihe von Staustufen errichtet. Die Staustufe Freudenau knapp unterhalb von Wien schliesst bei Strom km 1921 diese Staukette ab. Daran schliesst die freie Fließstrecke an. Sie ist im Unterwasser durch den Einstau des Kraftwerks Gabčíkovo begrenzt. Die Lage der Stauwurzel im Oberwasser dieser Anlage ist wasserstandsabhängig. Bei Niederwasser reicht sie über Bratislava hinaus, etwa bis Strom km 1878. Bei Hochwasser wandert die Stauwurzel stromabwärts, bis ins Unterwasser der Stadt Bratislava.

Die freie Fließstrecke, welche für den Nationalpark Donauauen ja von so grundlegender Bedeutung ist, bildet also eine Einheit, welche nach oben klar durch die Staustufe Freudenau und nach unten durch die teilweise eingestaute Strecke in und oberhalb Bratislava begrenzt ist. Es gibt also klare obere Randbedingungen für die flussmorphologische Entwicklung, nämlich

Der geschiebelose Zufluss über das Wehr resp. die Turbinen Freudenau

Die Geschiebebeschickung in Freudenau durch die Donaukraft AG

Auch die unteren Randbedingungen sind bekannt:

Der Stauspiegel Gabčíkovo

Die Anforderungen an den Hochwasserschutz in Bratislava

Bild 1 zeigt schematisch das ‚System‘ der freien Fließstrecke der Donau zwischen Wien und Bratislava.

Es ist unbestritten, dass der Geschiebehaushalt dieser Strecke und die Eintiefungstendenz ein Problem darstellen. Am oberen Ende der Strecke wird Geschiebe zugegeben, da praktisch kein Material mehr vom Oberwasser zugeführt wird. Am unteren Ende der Strecke wird Material abgelagert, da der Stau von Gabčíkovo keinen Weitertransport zulässt. Auf der freien Fließstrecke richtet sich die Erosionsrate (und eine allfällige Auflandungsrate) nach dem örtlichen Transportvermögen und der örtlichen Zufuhr. Gemäss DONAUCONSULT soll die Erosionstendenz in den letzten Jahren, trotz der Geschiebebeschickung in Freudenau, sogar zugenommen haben.

2.1.2 Entwicklung der Donauauen

Ursprünglich war die Donau unterhalb von Wien ein halbverzweigter, halbmäandrierender Strom, der sich sein Bett immer wieder neu bildete und seinen Lauf immer wieder verschob. Die Auen in seinem Überschwemmungs-

gebiet waren ausgedehnter und durch die ständige Neubildung sicher auch dynamischer als heute. Auf alten Karten ist zu erkennen, dass der Lauf der Donau ein bis zwei Hauptarme und mehrere Nebenarme umfasste. Alle verlagerten sich mehr oder weniger schnell und pflügten so sozusagen das ganze Gebiet durch. Man kann annehmen, dass die Donauauen so in einem Zyklus von ca. 150 Jahren einmal umgearbeitet worden sind².

Seit der Donauregulierung gegen Ende des 19. Jahrhunderts ist das Hauptgerinne der Donau durch Leitwerke fixiert und dessen seitliche Verlagerung findet nicht mehr statt. Das Überschwemmungsgebiet wurde durch den Marchfeld-Schutzdamm begrenzt. Durch die Fixierung des Hauptgerinnes wird auch die Erosion der rechten Talflanke verhindert, wo sich in früheren Jahrhunderten grossflächige Rutschungen ereignet haben. Entlang des Hauptgerinnes wurde der so genannte Treppelweg angelegt, von dem aus früher die Schiffe gezogen wurden. Dieser Treppelweg ist meistens gegenüber der Umgebung leicht erhöht, so dass ihn bei der aktuellen Sohlenlage nur ausserordentliche Hochwasser zu überströmen vermögen. Ein Abfluss HSW (höchstes schiffbares Hochwasser, $Q=4'922 \text{ m}^3/\text{s}$) fliesst praktisch vollständig in dem durch den Treppelweg definierten Gerinne ab. Durch den Treppelweg sind auch die früheren Einläufe zu den Sekundärarmen abgeschlossen, ebenso die Rückführungen, wo so genannte Traversen angeordnet wurden. Trotzdem hat sich eine gewisse Dynamik in diesen Sekundärarmen mit seitlicher Verlagerung und Sedimentumlagerungen erhalten.

Gegenwärtig ist aber eine Entwicklung zu einem naturfernen Zustand der Donauauen absehbar. Die periodischen Überschwemmungen, welche zwar durchaus ein Kennzeichen der Auendynamik sind, tragen grosse Mengen an Schwebstoffen in die Au ein. Dieses Material lagert sich weitgehend dort ab. Ablagerungen von mehreren Metern Mächtigkeit, die während eines Hochwassers entstehen (so auch beim ausserordentlichen Hochwasser von August 2002) sind keine Seltenheit. Demgegenüber steht ein geringer Austrag von älteren Ablagerungen, die durch die seitliche Verlagerung der Sekundärarme freigesetzt werden. Im Mittel wird so die Terrainhöhe in der Au angehoben, während

²

Aussage von Dr. Christian Baumgartner, Nationalpark Donauauen

gleichzeitig die Sohlenlage im Hauptgerinne absinkt. Dieser gleichzeitige Prozess von Erosion im Hauptgerinne und Auflandung im Überschwemmungsgebiet ist ein an und für sich natürlicher Fortgang. In einem natürlichen Strom wird aber die seitliche Verlagerung der Haupt- und Nebenarme zum Abtrag und zur Resuspension der Feinsedimentablagerungen führen. Dies ist in den heutigen Donauauen nur noch in ganz bescheidenem Umfang möglich, so weit eben die abgeschnittenen Sekundärarme bei ausserordentlichen Hochwassern noch dynamisch verändert werden. Gegenüber dem natürlichen Zustand ist die Fläche eingeschränkt, die von Hochwassern der Donau überhaupt umgearbeitet werden kann, und da das Hauptgerinne fixiert ist, wird auch für diese begrenzte Fläche ein Zyklus viel grösser sein als die erwähnten 150 Jahre.

Die Sohleneintiefung hat selbstverständlich für die Donauauen negative Folgen. Die Überschwemmungshäufigkeit und die Grundwasserstände nehmen langsam ab. Das Absinken der Grundwasserstände ist aber zu deren Schwingungsbereich und zum Anwachsen der Ablagerungen in der Au in Relation zu setzen. Die Verhinderung der Sohleneintiefung allein wird deshalb die Au langfristig nicht retten, es braucht eine starke Dynamisierung der Sekundärarme. Ansätze zu einer Umkehr wurden mit der (bescheidenen) Öffnung der Regelsbrunner Arme sowie des grossen und kleinen Binns gemacht. Weitergehende Pläne liegen für die Stopfenreuther Au vor.

2.2 Analyse der Sohlenlagen und Wasserspiegelberechnungen

2.2.1 Sohlenlage 1996 und Wasserspiegelberechnungen

2.2.1.1 Eingabe und Berechnung

Die Wasserstrassendirektion hat die Sohlenaufnahmen 1996 in der Form einer Textdatei zur Verfügung gestellt, ebenso die für einzelne Profile bestimmten Wasserspiegel für die charakteristischen Abflüsse RNW, MW und HSW. Erstes Ziel der Analyse war es somit, für diese Gerinnegeometrie Wasserspiegelberechnungen durchzuführen und diese möglichst an die bekannten Wasserstände anzupassen. Die Sohlenaufnahmen umfassen das Hauptgerinne bis in den Ufer-

bereich. Bis für Abflüsse HSW sind somit die Berechnungen repräsentativ, da höchstens in den Randbereichen ganz kleine Anteile an Querschnittsfläche nicht berücksichtigt worden sind.

Für die Berechnungen wurde primär der Abschnitt von km 1910 bis 1895 ausgewählt. Da für Abflussberechnungen im strömenden Fließregime die Unterwasserstände massgebend sind, wurde die Berechnung stromabwärts bis km 1872.7, knapp oberhalb Bratislava, fortgesetzt. Die Erhaltungsstrecke der Donaukraft (km 1921-km 1910) ist also aus den Berechnungen ausgeklammert. Die Berechnungen erfolgten mit dem Programm HECRAS, mit dem auch die Fa. DONAUCONSULT weitgehend ihre Berechnungen durchführte. Trotzdem können sich Differenzen ergeben, da ein Teil der Parameterauswahl auf Ermessen beruht. Ferner waren uns die genauen Abmessungen der Buhnen nicht bekannt, und konnten nicht in die Gerinnegeometrie eingeführt werden. Die Querprofile zeigten aber klar eine Aufteilung in ein aktives Gerinne von ca. 200 bis 220 m Breite und ein durch die Buhnen und die Materialablagerungen in den Buhnenfeldern gebildetes Vorland. Entsprechend haben wir für die Berechnung das aktive Gerinne als Hauptgerinne deklariert und die Buhnenfelder als Vorland (s.a. Bilder 2 bis 5; die roten Punkte bezeichnen die Trennfläche zwischen Hauptgerinne und Vorland). Nun mussten die Rauigkeitsbeiwerte für die Sohle, die Uferbereiche und die Buhnenfelder gewählt werden. Nach einigen Iterationen und Vergleichen mit den Wasserständen der WSD wurden schliesslich folgende Werte gewählt (in den Bildern 2 bis 5 sind die Inverswerte, die Beiwerte nach Manning, eingetragen):

Sohle	$k_s = 37.7 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
Ufer	$k_U = 31.3 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
Buhnenfelder	$k_V = 22 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, teilweise $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Den Vergleich der berechneten Wasserstände mit jenen der WSD zeigt Bild 6. Generell liegen die berechneten Wasserspiegel leicht höher. Allerdings liegt insbesondere der Rauigkeitsbeiwert der Sohle, der aus der Kornverteilungskurve des Sohlenmaterials abgeleitet wird, an der Obergrenze der Erfahrungswerte. Bild 7 zeigt die Kurve aus dem Projekt DONAUCONSULT, die wir

übernommen haben³. Restdifferenzen in Bild 6 müssen also mit den Ungenauigkeiten bei der Bestimmung der charakteristischen Wasserstände und allenfalls mit der begrenzten Repräsentativität der betrachteten Kornverteilungskurve erklärt werden. Die Bilder 2-5 zeigen auch die berechneten Wasserspiegel.

2.2.1.2 Reibungsgefälle

In den Wasserspiegellängenprofilen fallen die starken Wechsel von eher ruhig strömenden Abschnitten mit schnellenartigen Abflussbereichen auf (siehe Bild 8). Diese Erscheinung wird akzentuiert, werden die aus der Rechnung erhaltenen Reibungsgefälle aufgetragen. Das Reibungsgefälle entspricht dem für das Fließverhalten massgebenden Energieliniengefälle, das um die örtlichen Formverluste, insbesondere die Erweiterungsverluste, reduziert wurde. Die Bilder 9 und 10 zeigen, dass das Reibungsgefälle periodisch um den Mittelwert von ca. 0.4‰ schwankt. Die Maxima und Minima weichen deutlich ab. Die Maxima entsprechen den Furten, die Minima den Kolkbereichen. Das Reibungsgefälle ist auch für die Geschiebetransportkapazität massgebend. Bemerkenswert ist, dass diese Spitzenwerte für das Reibungsgefälle nicht nur bei Niederwasser, sondern auch bei Mittel- und Hochwasser vorhanden sind. Bei Niederwasser sind solche Schwankungen aufgrund der morphologischen Strukturen eine normale Erscheinung, aber bei grösseren bettbildenden Abflüssen werden üblicherweise die Gefällsverhältnisse ausgeglichen.

Bild 11 zeigt die zugehörigen Verlusthöhen, pro 100 m (Querprofilabstand). Dieses zeigt, dass die Abweichungen vom Mittel in dieser Darstellung im Allgemeinen etwa 3 cm betragen. Eine leichte Veränderung der Geometrie beeinflusst diese Gefällswerte also stark. Auch sind die genauen Werte natürlich von der Wahl der Formverlustbeiwerte abhängig. Wir haben die durch das Programm vorgeschlagenen Standardwerte eingeführt, da eine verfeinerte Auswahl nur aufgrund örtlich präzise aufgenommener Wasserspiegel möglich ist.

³

2.2.2 Sohlenlage 1996 und Wasserspiegelberechnungen

2.2.2.1 Eingabe und Rechnung

Im September 2002 haben wir von der WSD die Resultate der im Frühjahr 2002 aufgenommenen Sohlenaufnahmen erhalten. Da Stichproben zeigten, dass einzelne Profile gegenüber 1996 starke Veränderungen aufwiesen, schien es uns unerlässlich, auch für die neuen Sohlenlagen die Wasserspiegel zu berechnen. Das Messverfahren wurde seit 1996 verbessert, so dass pro Profil eine viel grössere Anzahl Punkte eingemessen wurde. Auch betrug der Profilabstand bei der neuen Vermessung nur mehr 50 m. Diese hohe Punktdichte liegt schon fast über jener, welche für die Berechnung eigentlich benötigt wird.

Leider wurden die neuen Profile nur im Bereich der Schifffahrtsrinne aufgenommen, und auch nicht seitlich ergänzt. Bei der neuen Querprofilgeometrie fehlen somit die Randbereiche in mehr oder weniger grösserem Umfang. Die Wasserspiegelberechnungen für Hochwasser sind deshalb nicht repräsentativ. Eine manuelle Ergänzung durch die Werte von 1996 hätte aufwandmässig den Rahmen dieser Untersuchung gesprengt.

Die Rechnung erfolgte für die gleiche Einteilung in Hauptgerinne und Vorland wie für die Daten 1996, und es wurden auch die Rauigkeitsbeiwerte unverändert übernommen. Die Bilder 12 und 13 zeigen die neuen Wasserspiegel im Vergleich zu jenen von Bild 6. Ein Teil der Differenz resultiert aus den fehlenden Randbereichen, ein Teil aber auch aus der Veränderung der Sohlenlage, so vor allem zwischen km 1907 und km 1910. Insgesamt scheinen die RNW-Spiegel aber trotzdem einigermassen gehalten worden zu sein.

2.2.2.2 Reibungsgefälle

Auch mit den neuen Rechnungen zeigt sich wieder die starke Schwankung des Reibungsgefälles um einen Mittelwert. Die Spitzen stimmen nur zum Teil mit jenen von 1996 überein. Es gab also Sohlenveränderungen oder Entnahmen, durch welche die Geometrie der Furten und damit auch die Abflussverhältnisse verändert wurden (Bilder 14 und 15). Auffällig ist, dass sich in Bild 14 die Spitzen verschoben haben, aber in ähnlicher Grösse noch vorhanden sind, hingegen in

Bild 15 (Ausschnitt km 1895 bis 1910) die hohen Spitzen verschwunden sind. Auch hat das Gefälle in Bild 15 insgesamt abgenommen.

2.2.3 Veränderungen der Sohlenlage 1996 – Frühjahr 2002

2.2.3.1 Mittlere Sohlenlagen

Das Programm HECRAS gibt keine mittleren Sohlenlagen an. Sie können zurückgerechnet werden, indem für einen kleinen (für die Donau fiktiven) Abfluss die Wasserspiegel, die zugehörigen Wasserspiegelbreiten und Fliessgeschwindigkeiten ermittelt werden. Von der fiktiven Wasserspiegellage kann daraus die Abflusstiefe abgeleitet und so die mittlere Sohlenlage bestimmt werden. In Bild 16 ist ein entsprechender Vergleich der mittleren Sohlenlagen 1996 und 2002 aufgetragen.

Auffällig ist, dass die Sohlenlagen in den Furtbereichen nachgegeben haben (oder durch Entnahmen abgesenkt wurden). Teilweise hat sich die Absenkung der Furten in den oberliegenden Kolkbereich ausgewirkt. Es gab bemerkenswerterweise keine durchgehende Absenkung. Das Ausmass ist bei km 1910 am grössten. Dort waren auch 1996 die grössten Reibungsgefälle zu verzeichnen. Auch sonst decken sich die Eintiefungen mit den Stellen, an den 1996 das Reibungsgefälle gross war (km 1905 – 1906, 1902, 1900-1901, 1898, 1895-1896).

In Bild 17 ist das Ganze noch in Differenzendarstellung dokumentiert. Generell gesehen ist eine Eintiefungstendenz zwischen km 1885 und 1910 (nach oben zunehmend) und eine leichte Verlandungstendenz unterhalb der Marchmündung feststellbar.

2.2.3.2 Vergleich einzelner Profile

Auch der Vergleich der Querprofile zeigt, dass die Sohle vor allem in bestimmten Furtbereichen nachgegeben hat, während andere Abschnitte praktisch stabil geblieben sind. In den Bildern 18 bis 33 sind jene Querprofile dokumentiert, wo sich die wesentlichsten Änderungen ergeben haben. Die übrigen sind praktisch gleich geblieben. Am grössten ist die Veränderung wieder

an der oberen Abschnittsgrenze, bei km 1910. Auf einer Breite von gut 100 m beträgt die Eintiefung mindestens 1 m , mit einem Maximalwert von über 2 m . Der rechnerisch ermittelte RNW-Spiegel ist dort entsprechend um 22 cm abgesunken.

2.3 Der Geschiebehaushalt

2.3.1 Die Geschiebebeschickung in Freudenau

Grundlage für die Geschiebebeschickung in Freudenau ist der Bescheid des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft vom 4.4.1996. Dieser legt die Zugabemenge, die Art der Zugabe und die Kontrolle fest. Basis für die Zugabemenge sind die Stromgrundaufnahmen der Jahre 1989-1994 der Strecke zwischen Greifenstein und Freudenau, wonach im Mittel 160'000 m³/a durch das Profil des nachmaligen Kraftwerks Freudenau ausgetragen worden seien. Die Menge wird um einen geschätzten Abriebanteil von 20% reduziert, dann aber praktisch um den gleichen Betrag wieder erhöht, um auch den für die Erhaltungsstrecke ermittelten Abtrag von ca. 30'000 m³/a zu kompensieren. Diese Mengen betreffen ein Regeljahr, je nach Abflussgeschehen sollen die Mengen angepasst werden.

Die Geschiebebeschickung folgt also dem Grundsatz, nach dem Bau des Kraftwerks Freudenau der Unterwasserstrecke möglichst die gleichen Geschiebemengen zuzugeben, wie sie vor dem Bau des Kraftwerks durch natürliche Sohlenerosion zustande kamen.

2.3.2 Der Hochwasserschutz in Bratislava

Das Donauhochwasser von 1965 führte in der Slowakei zu katastrophalen Überschwemmungen. Im Anschluss daran wurde nach Möglichkeiten gesucht, den Hochwasserschutz zu verbessern. So wurden auch die Hochwasserspiegel im Bereich der Stadt Bratislava analysiert und der Vorschlag gemacht, die Sohle abzusenken, um Durchflussprofil zu gewinnen⁴. Diese Baggerungen wurden denn auch in den nachfolgenden Jahren durchgeführt und die massgebenden

⁴

Vincent, J., 1967, Nové Možnosti Ochrany Bratislavy pred Povodňami, Výskumný Ustav Vodohospodársky, Bratislava, Informácie VUV 12

Wasserspiegellagen und auch die mittleren Sohlenlagen in Bratislava (km 1868) um 1.5 bis 2 m abgesenkt. Bild 34 zeigt einen Vergleich der Sohlenlage von 1965 (aus der oben zitierten Publikation), einer mittleren Sohlenlage im Jahr 1991 (aus einem Prospekt über den Bau des Kraftwerks Gabčíkovo) sowie den oben erwähnten mittleren Sohlenlagen 1996 und 2002. Für die freie Fließstrecke der Donau bedeutet dies somit ein Absinken des unteren Begrenzungspunkts um genau dieses Mass von 1.5 bis 2 m. Die Sohle an der Marchmündung bei km 1880 hat sich nun dieser Sohlenlage angepasst. Nicht zuletzt dank dieser Hochwasserschutzmassnahmen hat sich die Stadt Bratislava stark entwickelt, insbesondere die Satellitenstadt Petržalka am südlichen Ufer. Eine Rückkehr zum früheren Zustand ist somit unter den gegenwärtigen Umständen nicht denkbar. Der Hochwasserschutz kann in Bratislava nur auf dem erreichten Stand verbleiben, wenn die muldenförmig abgesenkte Sohlenlage von 1991 erhalten bleibt.

Es ist nicht bekannt, wie weit diese Massnahmen damals mit den Oberliegern abgesprochen wurden. Die Baggerungen fielen in eine Zeit, als auch die Kraftwerke Hainburg und Wolfsthal geplant wurden, für welche diese Baggerungen kein Problem dargestellt hätten. So darf angenommen werden, dass seinerzeit für diese Massnahmen ein gegenseitiges Einverständnis der Verantwortlichen geherrscht hat.

2.3.3 Der Einfluss des Kraftwerks Gabčíkovo

Der Stauspiegel des Kraftwerks Gabčíkovo schwankt zwischen 131 und 133.6 m ü.A.. Bild 35 zeigt die mit dem Programm HECRAS und die Topographie 1996 berechneten Wasserspiegel, wenn am unteren Ende der Strecke mit bekannten Daten (Strom km 1872.7) der Wasserspiegel auf den höchsten Stand des Stauspiegels von 133.6 m ü.A. fixiert wird. Bei RNW gibt sich ein klarer Einstau, bei MW einigermassen Normalabfluss, bei Hochwasser eine mehr oder weniger starke Senkungskurve. Bild 34 zeigt zwischen km 1873 und 1878 leichte Sohlenhebungen, die dem Einstau bei kleineren Hochwassern entsprechen. Es zeigt sich also, dass bei grösseren Hochwassern die Stauwurzel weit stromabwärts wandert. Somit kann bei kleineren Abflüssen Geschiebe noch nahe der Marchmündung abgelagert werden, doch wird dieses bei Hochwasser grössten-

teils weiter flussabwärts verlagert. Es kann zwar kein Geschiebe den Staauraum durch wandern, doch dürfte sich die Ablagerung auf eine sehr grosse Fläche verteilen. Dies wiederum reduziert die spezifischen jährlichen Auflandungsraten, welche somit über einen kurzen Zeitraum gesehen vermutlich wenig auffallen.

Gemäss Informationen, die wir im Juni 2002 erhalten haben, war damals das Hochwasserprofil in Bratislava wegen dieser verteilten Auflandung nicht mehr voll vorhanden. Beim Hochwasser von August 2002 war der Durchfluss von geschätzten 11'000 m³/s äusserst knapp.

2.3.4 Die Rückwärtserosion und Parallelabsenkung

Wie Bild 36 schematisch zeigt, haben also die Hochwasserschutzmassnahmen in Bratislava mit einer Sohlenabsenkung von ca. 2 m eine Rückwärtserosion eingeleitet. Das Gefälle nahm durch die Absenkung für die oberliegende Strecke sehr stark zu, wodurch ein schneller Abtrag unweigerlich die Folge war. Es darf angenommen werden, dass dieses in einer ersten Reaktion wegerodierte Material in die Baggermulde eingetragen wurde und dort ebenfalls entnommen wurde.

Da nun eben die Kraftwerke zwischen Wien und Bratislava aus den bekannten Gründen nicht gebaut wurden, wirkte sich die durch die Absenkung in Bratislava eingeleitete Rückwärtserosion weiter fort. Bei einer Annahme einer nun stabilen Sohlenlage beim unteren Begrenzungspunkt wirkt sich diese Rückwärtserosion als Drehung des Längenprofils um den unteren Begrenzungspunkt aus. Die Reichweite wird immer grösser, das Gefälle immer flacher. Das Gefälle bleibt aber immer grösser als das Originalgefälle. Die folgende Tabelle gibt die Gefällszunahme als Funktion der Reichweite wieder, wobei auch noch die prozentuale Zunahme gegenüber dem geschätzten Originalgefälle von 0.41‰ angegeben ist.

Rückwärtserosion Strom km	bis	Gefällszunahme [‰]	Prozentuale Zunahme des Gefälles
1880		0.167	41
1890		0.091	22
1895		0.074	18
1900		0.063	15
1905		0.054	13
1910		0.048	12
1915		0.043	10
1921		0.038	9

Der Prozess ist als am Anfang rasant, doch flaut er immer stärker ab. So ist es durchaus möglich, dass er immer noch im Gange ist. Grundsätzlich wäre er erst abgeschlossen, wenn das Gefälle wieder den ursprünglichen Wert von ca. 0.41‰ erreicht hat. Wenn die Rückwärtserosion das Kraftwerk Freudenua erreicht hat, müsste dort die Sohle noch um 2 m absinken, damit diese Bedingung erfüllt ist. Die Rückwärtserosion wird dann zu einer Paralleleintiefung (Bild 36). Ist die Beschickung in Freudenua auf die Erhaltung des ursprünglichen Gefälles ausgerichtet, so würde sie an diesem Prozess nichts ändern. Allerdings müssten eigentlich die Kontrollmessungen den Einfluss dieser Rückwärtserosion aufzeigen. Es könnte dann gemäss Bescheid dort Material beschickt werden, wo Eintiefungen erfasst wurden. Theoretisch wird dadurch denkbar, dass ein Zustand stabilisiert wird, bei dem die Rückwärtserosion gerade den km 1910 erreicht hat. Entsprechend dem höheren Gefälle im Unterwasser müsste dann im Prinzip auch die Geschiebemenge gesteigert werden.

Die neuen Sohlenaufnahmen deuten nun stark daraufhin, dass die Rückwärtserosion 1996 gerade etwa den Bereich von km 1900 bis 1910 erreicht hat (siehe Bild 34). Der Endzustand der Parallelabsenkung ist aber bei weitem noch nicht erreicht. Die Wirkung war allerdings nicht gleichmässig, wie in Bild 36 dargestellt, sondern sie liess offensichtlich das Reibungsgefälle in den Furten ansteigen. Die Furten werden so zu temporären Fixpunkten für die Sohlenlage. Diese geben vermutlich bei Hochwasser sporadisch in einer Art Kettenreaktion nach. Dieser Dominoeffekt wurde vermutlich durch die Massnahmen zur

Erhaltung der Schifffahrtsrinne noch gefördert (s. unten). Das in den Aufnahmen von 2002 illustrierte Nachgeben der Furt von km 1910 (s.a. Bilder 18 und 19) könnte somit einem Übergreifen der Rückwärtserosion in die Erhaltungsstrecke entsprechen.

Auch die durch DONAUCONSULT dokumentierten Veränderungen der RNW-Spiegel stützen die Hypothese, dass die Eintiefungen vor allem Folge der andauernden Rückwärtserosion sind. Das dokumentierte Ausmass nimmt nämlich stromabwärts zu.

Durch den Einstau des Kraftwerks Gabčíkovo hat sich inzwischen der Drehpunkt flussaufwärts verschoben. Gemäss Bild 17 liegt er jetzt knapp unterhalb der Marchmündung. Da aber die Sohlenlage nicht wieder auf das ursprüngliche Niveau angehoben wird, kann sich die beschriebene Rückwärtserosion weiter stromaufwärts auswirken.

2.3.5 Die potentielle Rotationserosion

Das Problem der Sohleneintiefung in der freien Fließstrecke der Donau wird im Allgemeinen mehr oder weniger ausschliesslich auf den wegen des Kraftwerkausbaus fehlenden Geschiebenachschub von Oberwasser zurückgeführt. Würde sich dieses Manko tatsächlich bereits auswirken, so käme es direkt flussabwärts des Kraftwerks Freudenu zu einer Rotationserosion. Die Donau müsste versuchen, das Gefälle so zu reduzieren, dass die abgeminderte Transportkapazität mit der Geschiebezufuhr in Einklang steht. Das der Zufluss praktisch geschiebelos ist, entspricht das durch den Strom angestrebte Gefälle dem Grenzgefälle für eine stabile Deckschicht (s. unten). Das alte und neue Längenprofil definieren ein keilförmiges Volumen (Bild 37). Die Erosion dieses Volumens sättigt die nachfolgende Strecke mit Geschiebe, wo somit die Erosion vorerst verhindert wird. Nach und nach verschiebt sich die Erosion stromabwärts (Bild 38), da mit der Zeit auch das erodierte Volumen grösser wird. Mit der Zeit wird auch der Übergang nicht so abrupt ausfallen, wie in Bild 38 schematisch dargestellt, sondern es wird sich ein Übergangsprofil mit zunehmender Transportkapazität ausbilden (Bild 39). Die Erosionsraten sind dann einigermaßen gleichmässig entlang der Strecke verteilt. Da die Speicherentleerung so auf einer

längeren Strecke stattfindet als in Bild 37, verlangsamt sich die Erosion, wenn ein solches Profil erreicht ist. Ein solches Übergangprofil bzw. Erosionsprofil ist möglicherweise schon vor dem Bau des Kraftwerks Freudenau entstanden. Dies würde erklären, dass trotz Erosion unterhalb des Kraftwerks Greifenstein auch in der heutigen Erhaltungsstrecke (km 1921 bis 1915) bereits Eintiefungen zu verzeichnen waren. Die Veränderungen auf Bild 16 zeigen aber klar, dass die Rückwärtserosion und nicht eine im Unterwasser des Kraftwerks zunehmende Erosionskapazität der dominierende Prozess ist.

Durch die Geschiebebeschickung wurde dieser Prozess bisher aber weitgehend verhindert. Die Rotationserosion bleibt potentiell, sie findet (noch) nicht statt. Eintiefungen in der freien Fließstrecke erfolgen somit aus anderen Gründen; der Geschieberückhalt in den Stauhaltungen kann dafür (bis jetzt) nicht verantwortlich gemacht werden.

2.3.6 Geschiebefrachtberechnungen

Eine Prognose über das zukünftige Verhalten der Donausohle wird immer auf empirisch abgeleiteten Geschiebetransportformeln beruhen. Diese geben die Geschiebetransportrate als Funktion des Abflusses an. Durch Integration über die Zeit ergibt sich eine Geschiebefracht. Die Art und Weise, wie diese Fracht berechnet wird, hat letztlich auf die für diverse Szenarien durchgeführte Prognose für die Sohlenentwicklung eine entscheidende Bedeutung. Wesentlichen Einfluss haben die Auswahl der hydraulischen Parameter und die Berücksichtigung der natürlichen Selbstabpflasterung (Deckschichtbildung).

2.3.6.1 Grenzwerte für den Geschiebetransport – Transportbeginn, Erosionsbeginn

Die dimensionslose Schubspannung oder der so genannte Shields-Faktor bestimmen sowohl den Grenzwert für den Transportbeginn wie für den Erosionsbeginn. Es ist für den Transportbeginn:

$$\theta = \frac{hJ}{1.65d} = 0.047$$

Mit einem mittleren Gefälle von $J=0.4\text{‰}$ und einem massgebenden Korndurchmesser resultiert $h= 4.8 \text{ m}$, was einem Abfluss von ca. $2100 \text{ m}^3/\text{s}$ entspricht. Der Erosionsbeginn entspricht gemäss GÜNTER dem obigen Grenzwert, der aber um einen Faktor erhöht wird:

$$\theta = 0.047 \left(\frac{d_{mDS}}{d_m} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Der Erhöhungsfaktor ist also vom Verhältnis des mittleren Korndurchmessers einer ausgebildeten Deckschicht d_{mDS} zum mittleren Korndurchmesser der Unterschicht d_m abhängig. Für die ausgewählte Kornverteilungskurve des Untergrunds (Bild 7) beträgt d_{mDS} gemäss einer Rechnung nach GESSLER 45 mm , die oft gewählte Annahme von d_{90} des Untergrundmaterials würde 58 mm ergeben. Immer für ein mittleres Gefälle von 0.4‰ resultiert eine Abflusstiefe von ca. 7.2 m , woraus sich ein Abfluss von etwa $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ ableiten lässt.

Für Abflüsse zwischen diesen beiden Grenzwerten ist Transport von Geschiebe, das die gleiche Kornverteilung wie das Untergrundmaterial aufweist, möglich. Hingegen wird im Fall von Geschiebedefizit die Sohlenerosion durch die Deckschichtbildung verhindert.

Die Auftretenshäufigkeit dieser beiden Abflüsse ist ganz unterschiedlich. Die Erosionstätigkeit beschränkt sich so auf eine viel kürzere Dauer, als die potentielle Geschiebeführung bei starker Zufuhr. Es lässt sich zwar argumentieren, dass obige Werte aus Mittelwerten bestimmt wurden, dass örtliche Abflusskonzentrationen zu früherem Aufreissen der Deckschicht führen usw. Diese indikativen Werte sollen auch nicht eine übergrosse Genauigkeit vortäuschen. Sie zeigen aber auf, dass es die seltenen Ereignisse sind, welche schliesslich die langfristigen potentiellen Eintiefungsraten bestimmen.

2.3.6.2 Maximales und minimales Geschiebetransportvermögen

Die Geschiebetransportformeln sind aus Laborversuchen, welche unter idealisierten Bedingungen durchgeführt werden, abgeleitet. Die Abflussbedingungen entsprechen dem so genannten Normalabfluss, d.h. dass Sohle und Wasserspiegel parallel sind und so entlang der ganzen Rinne das gleiche Längs-

gefälle und die gleiche mittlere Wassertiefe vorhanden sind. Die Sohle ist im Querprofil eben und die Wände sind glatt, somit ist die mittlere Abflusstiefe ein repräsentativer Parameter, der über ein Fließgesetz auch einfach mit dem Abfluss korreliert werden kann. Das Sohlenmaterial und das Geschiebe bestehen aus einem homogenen Material mit einer bestimmten Korngrösse. Die Geschiebetransportrate unter Gleichgewichtsbedingungen kann somit für einen einzelnen Versuch relativ klar mit einer Kombination der hydraulischen Parameter Abflusstiefe und/oder Abfluss, dem Längsgefälle und dem massgebenden Korndurchmesser korreliert werden. Schon wesentlich schwieriger ist es, aus einer Vielzahl von Versuchen eine repräsentative Formel abzuleiten. Alle bekannten Formeln weisen einen grossen Streubereich der Datenpunkte auf, aus denen die Formel abgeleitet wurde.

Alles in allem kann eine Geschiebefracht (z.B. über ein Jahr) doch relativ gut bestimmt werden, wenn die Abflussverhältnisse einigermaßen den idealisierten Bedingungen des Laborversuchs entsprechen. DONAUCONSULT gibt auf S. 10 eine Übersicht über durchgeführte Berechnungen. Für den aktuellen Zustand werden Geschiebefrachten in der Grössenordnung von 300'000 m³/a angegeben. Dies suggeriert, dass im Fall unterbundener Geschiebezufuhr die Sohlenerosion allein eine solche Fracht sättigen müsse. Dies entspricht einer jährlichen Eintiefung von ca. 3.5 cm/a, wenn sich die Eintiefungsrate regelmässig auf eine Strecke von 40 km verteilt. Würde sie sich, wie es etwa Bild 37 im Fall der angesprochenen Rotationserosion entspricht, auf eine kürzere Strecke konzentrieren, wären die Raten entsprechend höher. Bei einer ‚Geschiebeaufnahmelänge‘ von 5 km würde sie auf 27 cm/a ansteigen.

Diese Grössenordnung der Geschiebefracht konnten wir für ein Trapezprofil mit 200 m Sohlbreite, ein Längsgefälle von 0.4‰ und einen mittleren Korndurchmesser von 26 mm (Kornverteilungskurve gemäss Bild 7) in etwa reproduzieren; die ermittelte Geschiebefracht beträgt 285'700 m³/a. Nun ist das Trapezprofil insofern eine starke Vereinfachung, als es den Abflussanteil über den Bühnen nicht berücksichtigt. Deshalb haben wir auch aus den Resultaten der Wasserspiegelberechnungen mit dem Programm HECRAS diesen Abflussanteil näherungsweise bestimmt, und so kann eine Reduktionsfunktion in die Frachtberechnung eingeführt werden. Diese Reduktionsfunktionen schwanken in einem

bestimmten Bereich. Während mit der einen Funktion der obige Wert erhalten wurde, fiel für eine andere Funktion die mittlere Jahresfracht auf ca. 200'000 m³/a. Ein Geschiebeanteil in den Bühnenfeldern ist bei diesem Vorgehen vernachlässigt. Zwar dürfte dieser nicht gerade gleich Null sein, doch ist einerseits die Abflusstiefe in den Bühnenfeldern wesentlich kleiner als im aktiven Gerinne und auch das massgebende Längsgefälle dürfte wegen örtlicher Energieverluste beim Überströmen der Bühnen reduziert werden. Eine leichte Variation der hydraulischen Parameter wirkt sich auf das Resultat sehr rasch aus. Die Genauigkeit dürfte also nur ca. ± 50% betragen.

Die Rechnungen der DONAUCONSULT, welche generell scheinbar eher hohe Werte ergeben, basieren auf der so genannten Streifenmethode nach MEYER-PETER und LICHTENHAHN (1963). Wie neuere Untersuchungen zum Alpenrhein zeigen⁵, kann die Streifenmethode das Geschiebetransportvermögen ziemlich massiv überschätzen. Grund dafür ist die Prismatisierung des Gerinnes, welche auf die Kolk-Furten-Folgen keine Rücksicht nimmt. Es wird ein mittleres Profil mit variabler Abflusstiefe definiert. Wenn nun im Streifen mit der grössten Abflusstiefe bereits bei kleinen Abflüssen ein rechnerischer Transport auftritt, kann dieser über die lange Auftretensdauer solcher Abflüsse zu einem hohen Frachtanteil führen. Wegen des bei diesen Abflüssen normalerweise hohen Formverlusts bei den Furten entspricht dieser Frachtanteil aber kaum einer effektiven Geschiebeführung.

Nun stellt sich die Frage, ob im Fall von Erosion auch wirklich diese rechnerisch ermittelte Geschiebefracht gesättigt werden muss. Bei Mischsohlen wird der mittlere Korndurchmesser des Untergrundmaterials in die Rechnung eingeführt. Die resultierende Geschiebefracht entspricht einer Geschiebezufuhr, die im fraglichen Abschnitt gerade noch transportiert werden kann, ohne dass die Sohle auflandet. Wir sprechen deshalb von der **maximalen Geschiebefracht**. Im Fall von Geschiebedefizit führt Entmischung an der Sohlenoberfläche zum bekannten Phänomen der Deckschichtbildung oder Sohlabpflasterung. Diese verhindert eine Sohleneintiefung für Abflüsse bis zu einem Grenzwert, der

⁵ Zarn, B., Oplatka, M., Pellandini, St., Mikoš, M., Hunziker, R., Jäggi, M., 1995, Geschiebehaushalt Alpenrhein, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich

deutlich höher ist als jener für den Transportbeginn (siehe 2.3.6.1). Über diesem Grenzwert wird die Transportleistung entsprechend den Transportformeln gesättigt, darunter verhindert die Deckschicht die Erosion. Die Dauer der Abflüsse, welche wirklich Untergrundmaterial zu bewegen vermögen, ist wesentlich kleiner. Die allein aus Erosion stammende Geschiebefracht ist somit auch deutlich kleiner. Wir sprechen von der **minimalen Geschiebefracht**.

Das Verhältnis von minimaler zu maximaler Geschiebefracht ist stark abhängig vom Abflussgeschehen. Werden nur die Monatsmittel betrachtet, so fallen die meisten Werte unter den Grenzabfluss für den Erosionsbeginn und die minimale Geschiebefracht beträgt dann scheinbar Null. Umgekehrt sieht es aus, wenn ein einzelnes Hochwasserereignis mit einem Spitzenabfluss deutlich über $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ betrachtet wird. Wenn der Anstieg sehr rasch ist, so ist der Erosionsbeginn auch rasch erreicht und minimale und maximale Geschiebefracht sind dann praktisch identisch. Die Berücksichtigung der Deckschichtbildung reduziert, über eine längere Zeitperiode gesehen, die Dauer der wirklich geschiebeführenden Abflüsse (mit Sättigung der Transportkapazität) und dadurch auch die prognostizierten Sohleneintiefungsraten.

Es ist somit sehr schwierig, die mittleren Geschiebefrachten im Fall reiner Erosion über eine längere Periode und für ein mittleres Gefälle zahlenmässig zu bestimmen. Bei einer hohen Zahl von durchschnittlichen Abflussereignissen dürften sie deutlich geringer sein, als obige Werte von $200'000$ bis $300'000 \text{ m}^3/\text{a}$. Der Einfluss der Deckschichtbildung ist dort am grössten, wo die Korngrößen breit gestreut und der Grobanteil am höchsten ist. Somit dürfte der Einfluss gerade nach dem Kraftwerk Freudenu am stärksten sein und stromabwärts abnehmen.

Die Simulationsrechnungen von DONAUCONSULT erlauben einen Rückschluss auf mittlere Geschiebefrachten. Diese Simulationen wurden für die Strecke von km 1210 bis 1895 durchgeführt. Für den Fall ohne Geschiebezufuhr wurden Eintiefungsraten von 4.6 cm/a erhalten, mit Geschiebezufuhr noch 3 cm/a . Im letzteren Fall verhinderte die Zufuhr offenbar die Rotationserosion, aber nicht die Rückwärtserosion, die in diesem Fall zumindest teilweise auch modelliert wurde. Diese Raten entsprechen Geschiebefrachten von $150'000 \text{ m}^3/\text{a}$

im ersten Fall, noch 100'000 m³/a im zweiten Fall. Der Einfluss der Deckschichtbildung wurde also offensichtlich nicht berücksichtigt.

2.3.7 Diskussion der Geschiebebeschickung

Mit der Geschiebebeschickung in Freudenau wurde bisher die Rotations-eintiefung am oberen Ende der Fließstrecke verhindert, Eintiefungen weiter flussabwärts hingegen nicht. Sind diese nun tatsächlich Folge der Rückwärtserosion, so ist dies nicht weiter verwunderlich. Die Transportkapazität ist im Bereich der Rückwärtserosion grösser als bei der Beschickungsstelle. Würde man so viel beschicken, wie notwendig wäre, um eine weitere Rückwärtserosion zu verhindern oder sogar rückgängig zu machen, würde die Strecke gerade nach Freudenau überlastet. Das überschüssige Geschiebe würde sich ablagern und die Strecke mit höherer Transportkapazität gar nicht erreichen (Bild 40).

Theoretisch würde es ausreichen, entsprechend der minimalen Geschiebefracht Material zu beschicken, um so das Erosionspotential zu kompensieren. Da aber nicht genau dann beschickt werden kann, wenn der Strom dies nötig hat, werden Depots angelegt. Diese können nun aber auch durch Abflüsse, die zwischen Transport- und Erosionsbeginn liegen, abgeschwemmt werden. Damit also für den Bedarfsfall immer ausreichend Geschiebe zur Verfügung steht, muss entsprechend der maximalen Geschiebefracht Material zugegeben werden. Ein grosser Teil davon wird dann allerdings ohne eigentliche Interaktion mit dem Untergrund abgeschwemmt, was diese Methode in gewissem Sinne unwirtschaftlich erscheinen lässt. Hingegen wirkt die hohe Dosierung einer gewässerökologischen Verarmung entgegen.

2.3.8 Die Prognoserechnungen mit dem Programm MORMO (1989/90)

Der Beauftragte war in seiner früheren Funktion an der ETH Zürich schon einmal mit Untersuchungen zur Donau im fraglichen Abschnitt betraut⁶. Damals wurden auch Simulationsrechnungen des Geschiebetransports und der Sohlenentwicklung mit dem Programm MORMO durchgeführt. Die Modellierung war vereinfacht. Das Gerinne wurde als prismatisch angenommen und das Längs-

⁶

Bericht Nr. 995 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (nachfolgend zitiert als MORMO 1989)

gefälle abschnittsweise als konstant angesetzt. Die Sohlenlage bei km 1975 wurde als untere Begrenzung bestimmt und als konstant angenommen. Die Abflüsse wurden standardisiert (3 Typen von Ganglinien), wobei die Spitzenabflüsse regelmässig 5500 bis 6500 m³/s erreichten. Schliesslich wurde die Modellierung für vier verschiedene Parameterkombinationen durchgeführt. Dies entspricht einer Sensitivitätsanalyse bezüglich massgebender Abflusstiefen für die Grenzbelastung der Deckschicht und der massgebenden Korngrössen. In allen Fällen wurde angenommen, dass von Oberwasser kein Geschiebe zugeführt wird, dass aber entlang der Strecke auch kein Geschiebe zum Erhalt der Schifffahrtsrinne ausgebaggert wird.

Bild 41 zeigt schematisch die prognostizierte Entwicklung im Längensprofil. Zwischen km 1875 und 1900 wirkt sich die Rückwärtserosion in einer Abflachung des Längsgefälles aus. Dies führt zu einem Nachgeben der Sohle im oberliegenden Abschnitt. Bei 40 Jahren Simulationsdauer erreicht die Wirkung der Rückwärtserosion etwa km 1916, bei längerer Dauer das obere Ende der Strecke bei km 1921. Dort wirkt sich von Beginn der Simulation weg die Rotationserosion bemerkbar. Deren Ausmass ist allerdings sehr stark von den Eingabeparametern abhängig. Bei Annahme der Präsenz von Grobkomponenten ist die Wirkung sehr bescheiden, bei ungünstigerer Annahme entspricht die Auswirkung der Rotationserosion allein etwa 0.6 bis 1.0 m in 40 Jahren Simulationsdauer.

Die grössten Eintiefungen von ca. 0.8 m in 40 Jahren ergaben sich bei km 1900. Bei einer Simulation über 80 Jahre war die Eintiefung etwa 1.2 m, der Prozess verlangsamt sich durch die Abflachung des Gefälles etwas. Die maximalen Eintiefungsraten liegen so bei 2 cm/a, mit langfristig annehmender Tendenz. Die mittleren Raten liegen eher bei 1 cm/a. Dieser Wert dürfte allerdings sehr stark von der in der Simulation verwendeten Abflussganglinie abhängig sein. Eine längere Dauer von Abflüssen über 4000 m³/s resultiert in höheren Eintiefungsraten, eine kürzere Dauer entsprechend in tieferen Raten. Die gleiche Anmerkung gilt für die Austragsraten, die je nach Eingangsparemeter zwischen 120'000 und 170'000 m³/a lagen, mit abnehmender Tendenz bei längerer Simulation. Bei km 1910 lagen die simulierten Transportraten eindeutig tiefer, je nach Parameter zwischen 25'000 und 40'000 m³/a. Dies ist eine Folge davon, dass aufgrund der damals vorliegenden Proben des Sohlenmaterials dem oberen Teil der Strecke

ein hoher und für die Deckschichtbildung wirksamer Grobanteil zugeordnet wurde, während diese Wirkung flussabwärts abnahm. Dementsprechend sind die Resultate im unteren Teil der Strecke eher mit den Simulationsresultaten der DONAUCONSULT in Übereinstimmung als im oberen Teil der Strecke.

Bei solchen Vergleichen muss berücksichtigt werden, dass sich die Simulationen der DONAUCONSULT nur über die Strecke von km 1895 bis 1910 erstrecken. Die Sohle als Geschiebespeicher ist entsprechend verkürzt. Die Eintiefungsraten gemäss MORMO 1989 gelten nur, wenn die Sohle auf der ganzen Strecke zur Speicherentleerung beiträgt. Durch eine Verkürzung des Speichers von 46 km auf 15 km wird die Eintiefungsrate etwa verdreifacht. Dies erklärt teilweise die höheren Eintiefungsraten in der Simulation DONAUCONSULT. Diese Betrachtungen zeigen auch, dass bei Realisierung von Stabilisierungsmassnahmen auf einem Teil der Strecke (also beispielsweise auf der Erhaltungstrecke km 1910 bis 1921) die Speicherlänge verkürzt und damit die Eintiefungsrate erhöht wird.

2.3.9 Die Regulierungsmassnahmen der Wasserstrassendirektion (generelles Projekt 1999)

Mit Bescheid vom 8. März 1999 des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft wurde das generelle Projekt der Wasserstrassendirektion für ‚Regulierungsmassnahmen zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse auf der Donau stromab des KW Freudenau‘ genehmigt. Diese Massnahmen wurden in der Zwischenzeit weitgehend realisiert.

Die Massnahmen umfassen einerseits den Bau von Leitwerken und Buhnen und andererseits Baggerungen im Bereich von Untiefen. Gemäss Bescheid sollten 50% des Baggerguts in den Buhnenfeldern deponiert und 50% dem Strom zurückgegeben werden. Dabei ‚sei auf einen genügenden Sicherheitsabstand zur Schifffahrtsrinne zu achten‘. Diese Einschränkung hat in der Praxis wahrscheinlich dazu geführt, dass erheblich mehr als 50% des Baggerguts ausserhalb der aktiven Breite der Donau deponiert wurden und so dem Geschiebehaushalt des Stroms entzogen wurden.

Die bewilligten Baggerungen umfassen zwischen km 1910 und 1888 ein Volumen von 238'000 m³. Dieses Volumen entspricht, verteilt auf die ganze Strecke, einer mittleren Absenkung der Sohlenlage um 3.6 cm. Bei einer effektiven Rückgabe von 50% wären es 1.8 cm. Dies entspricht Eintiefungsraten von einem bis mehreren Jahren.

Die Wirkung ist aber örtlich einschneidender. Wie Bild 42 zeigt, fallen die Interventionsstrecken teilweise mit jenen Furten zusammen, wo 1996 das Reibungsgefälle sehr hoch war. Bezieht man die Baggervolumen auf die Länge der Interventionsstrecke, so steigen die Absenkungsraten auf 10-15 cm an, wobei in Hainburg gegen 40 cm erreicht werden. Wenn im Rahmen der Rückwärtserosion diese Strecken eine temporäre Wirkung als Fixpunkte (zumindest für kleinere Hochwasser) ausüben, so ist diese Wirkung mit den Baggerungen beseitigt. Nachfolgende kleinere Hochwasser können (oder konnten) weiter an der Sohleneintiefung arbeiten, was ohne Intervention vielleicht nicht möglich gewesen wäre. Zumindest ein Teil der in den Bildern 16 und 17 verzeichneten Eintiefungen der Periode 1996-2002 und somit möglicherweise auch das Verschwinden der Spitzenwerte des Reibungsgefälles (Bild 15) dürften somit auf die Baggerungen im Rahmen dieser Regulierungsmassnahmen zurückzuführen sein.

Es ist vom Prinzip her unverständlich, dass in einem Strom, dessen Sohle sich eintieft, solche Entnahmen überhaupt zugelassen wurden.

2.3.10 Die Grenzsohlenlage

Falls der Donau in Freudenua kein Geschiebe zugegeben würde, die Ufer fixiert bleiben und sonst keine Massnahmen gegen die Eintiefung der Sohle ergriffen würden, könnte dieser Prozess bis zum Erreichen einer Endsohlenlage weitergehen. Dieser Endzustand ist erreicht, wenn sich durchgehend auf der ganzen Strecke eine stabile Deckschicht entwickelt hat, die für regelmässig wiederkehrende Hochwasser nicht mehr aufgerissen wird. In Funktion der Korngrössen und des Abflusses lässt sich also eine Endsohlenlage bestimmen. Bild 43 zeigt eine solche Endsohlenlage. Dabei wurden die Korngrössen von

Donauconsult für den km 1900 übernommen. Stromaufwärts und stromabwärts wurden sie gemäss dem Sternberg-Gesetz variiert, wobei die Koeffizienten aus der Studie MORMO 1989 übernommen wurden. Als regelmässig wiederkehrender Spitzenabfluss wurde $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ gewählt. Die Sohlenlage wurde bei km 1878 als fest angenommen, da einerseits der Einstau von Gabčikovo eher zu einer Hebung führt, die aber andererseits wegen dem Hochwasserschutz in Bratislava begrenzt werden muss.

Entsprechend den abnehmenden Korndurchmessern würde langfristig unter diesen Umständen auch das lokale Gefälle von oben nach unten abnehmen. In dieser Berechnung ergibt sich am oberen Ende wegen den angenommenen groben Körnern in der Sohle noch ein Gefälle von 0.43 ‰ . Entlang der Strecke nimmt es dann sukzessive auf 0.3 ‰ ab. Das heute eher konvexe Längenprofil würde eine konkave Form annehmen. Im Maximum würde die Eintiefung rund 3 m betragen, am oberen Ende der Strecke 2 m

Dieses Längenprofil ist zwar ziemlich theoretischer Natur. Es wurde angenommen, dass weiterhin kein Geschiebe aus den Ufern zugeführt werden kann. Es würden wohl Jahrhunderte vergehen, bis ein solcher Zustand erreicht ist, besonders da sich der Prozess mit der Zeit verlangsamen würde. Je weiter die Eintiefung fortgeschritten ist, umso stabiler ist der Zustand für die häufigeren Abflüsse. Es braucht immer seltenere Ereignisse, um den Zustand weiter zu verändern. Dieses Längenprofil zeigt aber eine durchaus mögliche weitere Entwicklung auf. Im Fall von geschiebeloser Zufuhr im Oberwasser nimmt die Tendenz zur Verflachung des Gefälles von oben nach unten zu. Der Abschnitt zwischen km 1880 und 1900, der bis jetzt von der Rückwärtserosion stark betroffen war, würde sich im Fall von Geschiebedefizit weiter eintiefen. Für Abflüsse, bei denen im oberen Teil eine stabile Deckschicht erreicht wird, müsste für das Erreichen eines solchen Zustands im unteren Abschnitt das Gefälle zuerst abnehmen. Die Rückwärtserosion würde also im Fall des Geschiebedefizits auch dann weitergehen, wenn sich die Sohlenabsenkung in Bratislava als Paralleleintiefung von ca. 2 m maximal ausgewirkt hat. Da beide Prozesse ähnlich wirken, wären die Wirkungen auch nicht einfach voneinander zu unterscheiden.

2.3.11 Gesamtbild des Geschiebehaushalts

Die verschiedenen Untersuchungen und Abschätzungen erlauben es nun, ein Gesamtbild des Geschiebehaushalts der Donau zwischen Wien und Bratislava zu beschreiben. Die Beschickung von ca. 160'000 m³/a verhindert die potentielle Rotationseintiefung am oberen Ende der Fließstrecke, welche ohne diese Massnahme zu erwarten wäre. Diese Beschickung kann Eintiefungen weiter flussabwärts nicht verhindern, wo die Transportkapazität zunimmt. Dies ist eine langfristige Folge der Materialentnahmen aus der Sohle in den siebziger Jahren in Bratislava, mit denen dort die Hochwassersicherheit verbessert wurde. Die eingeleitete Rückwärtserosion fördert offensichtlich die Konzentration des Gefälles in den Furten. Das Nachgeben dieser Furten fördert dann eine schubweise Entleerung der Sohle im unmittelbar stromaufwärts folgenden Abschnitt. Die Regulierungsmassnahmen der Wasserstrassendirektion haben diese rückschreitende Erosion zu einem gewissen Teil noch gefördert.

Ohne weitere Gegenmassnahmen wird sich dieser Prozess langsam, aber sicher fortsetzen. Solange der ganze Abschnitt an der Eintiefung beteiligt ist und weitere Entnahmen unterbleiben, dürften die Eintiefungsraten bei ca. 1 cm/a verbleiben. Eine Stabilisierung eines Teils der Strecke würde in der übrigen die Raten erhöhen.

Falls die Geschiebebeschickung durch andere Massnahmen wie z.B. eine granulometrische Sohlenanreicherung in der Erhaltungsstrecke oder im oberen Teil derselben abgelöst würde, würde der Geschiebetransport durch Material aus der Sohle alimentiert. Im oberen Teil der Strecke würden die jährlichen Geschiebefrachten wegen der Tendenz zur Deckschichtbildung auf deutlich kleinere Werte fallen, als es der heutigen Beschickung entspricht. Da der Einfluss der Deckschichtbildung stromabwärts nachlässt, würde der Geschiebetransport entlang der Strecke zunehmen. Ohne Gegenmassnahmen käme es im Bereich von km 1900 zu den stärksten Eintiefungen.

2.4 Die Wassertiefen bei RNW

In den folgenden Betrachtungen gehen wir davon aus, dass eine RNW-Tiefe von 25 dm für die Schifffahrt auch in Zukunft ausreicht⁷

Mit Hilfe der Querprofildaten und der berechneten Wasserspiegel kann für jedes Querprofil eine Breite bestimmt werden, auf der die RNW-Tiefe von 25 dm erreicht oder übertroffen ist. Ergeben sich durch eine Untiefe in Flussmitte zwei solcher Werte, so wird nur der grössere gewählt. Bild 44 illustriert die so für die Querprofilgeometrie 1996 bestimmten Breiten. Es zeigt, dass sich das RNW-Problem für die Schifffahrt eigentlich auf ganz wenige kurze Abschnitte konzentriert. Für den grössten Teil der betrachteten Strecke beträgt die befahrbare Breite 120 bis 140 m. Lediglich in den Profilen 1896.1, 1897.9-1898.1 und 1909.9 beträgt die Breite 0 bis 20 m. Das RNW-Problem konzentriert sich also auf diese wenigen Stellen. Es sind mehr oder weniger die gleichen, bei denen ein hohes örtliches Reibungsgefälle festgestellt wurde. Die Profile, deren Sohlenlage im Längensprofil möglichst erhalten werden sollte, um der Eintiefung entgegenzuwirken, weisen die geringsten Fahrwassertiefen auf. Gemäss Bescheid des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft können solche Untiefen ohne Einleitung spezieller Verfahren ausgebaggert werden (Auflagen B.3, S.5). Es ist anzunehmen, dass auch entsprechend gehandelt wurde.

Bild 45 zeigt nun das Resultat einer analogen Auswertung mit den Querprofilen von Frühjahr 2002, im Vergleich zur Auswertung von Bild 44. Die Engpässe wurden nun offensichtlich beseitigt. Die Breite mit ausreichender RNW-Tiefe beträgt fast durchgehend über 120 m, nur in einigen Profilen liegt sie bei 100 m. Der Vergleich mit den Breiten von 1996 zeigt, dass über weite Strecken die Verhältnisse gleich geblieben sind, dass aber eben an den entscheidenden Stellen die örtlichen Veränderungen gross sind (siehe Bild 15). Wie weit diese Veränderungen auf die direkten Entnahmen und wie weit auf ein natürliches oder durch die Entnahmen gefördertes Nachgeben der Furten zurückzuführen sind, muss offen gelassen werden.

⁷

siehe zu dieser Problematik: WWF 2002, Waterway transport on Europe's lifeline, impacts, threats and opportunities, January 2002

2.5 Die Veränderung der Hochwasserspiegel

Grundsätzlich führen Sohleneintiefung und Ausbaggerungen eher zu einer Vergrößerung der Abflusskapazität. Folgerichtig stand bisher die Frage der Hochwassersicherheit weniger im Fokus der Diskussion. Beim ausserordentlichen Hochwasser von August 2002 erhielt diese Frage aber plötzlich eine neue Aktualität. In Hainburg lagen die Wasserspiegel ca. 50 cm über dem aufgrund von früheren Berechnungen erwarteten Niveau.

2.5.1 Entwicklung der Au

Die starke Verlandung in der Au mit der Förderung der Vegetationsentwicklung und der entsprechenden Reduktion der offenen Kiesflächen mit Pioniervegetation verändern natürlich auch den Abflussquerschnitt für Hochwasser. Zwar würde auch eine vollständig überwachsene Au noch Ihren Beitrag zum Hochwasserabfluss leisten. Bei dichter Vegetation ist aber lediglich noch mit Fließgeschwindigkeiten von ca. 0.25 m/s zu rechnen. Auf einer Breite von 100 m könnten bei einer Abflusstiefe in der Au von 3 m somit noch 75 m³/s abfließen. Wäre der gleiche Teilquerschnitt vegetationsfrei, so wären es gegen 400 m³/s.

Durch ähnliche Schätzrechnungen ergibt sich, dass eine Erhöhung des Höchsthochwasserstandes um 0.5 m etwa dem Zuwachsen bisher offener Flächen in der Au auf einer Breite von ca. 150 bis 200 m entspricht.

Die Wiederherstellung einer möglichst natürlichen Auendynamik ist somit auch aus Gründen des Hochwasserschutzes dringend notwendig!

2.5.2 Einengung des Stromquerschnitts durch Buhnen

Mit der örtlichen Einengung durch Buhnen wird eine örtliche Sohlenabsenkung zum Erreichen einer höheren Fahrwassertiefe angestrebt. Bei kleineren

Abflüssen, die aber doch Geschiebe zu transportieren vermögen, kann dies aus hydraulischen Gründen auch erreicht werden (siehe Bild 46). Die Einengung bewirkt eine Erhöhung der spezifischen Energie und damit temporär eine Erhöhung des Wasserspiegels und der Energielinie. Durch örtliche Sohlenerosion, welche sich aber nicht stromaufwärts auswirkt, erreichen Wasserspiegel und Energielinie bei diesen kleineren Hochwasserabflüssen wieder die ursprüngliche Lage. Das Ausmass der örtlichen Absenkung ist aber abflussabhängig. Damit die Kompensation der erhöhten spezifischen Energie auch bei Durchgang eines Extremhochwassers vollständig erfolgt, müsste die Sohle bis zum Durchgang des Spitzenabflusses entsprechend abgesenkt werden. Erfahrungsgemäss vermag sich die Sohle nur etwa zur Hälfte auf diesen Wert abzusenken (gegenüber der Sohlenlage nach häufigen Hochwassern von Bild 46) und es verbleibt eine gewisse Erhöhung der Wasserspiegellagen für Extremhochwasser. Die Einengung durch Buhnen ist der umgekehrte Fall lokaler Aufweitungen, wo entsprechende Erfahrungen gemacht wurden.

Bild 47 zeigt schematisch den Einfluss einer Verlängerung der Buhnen, welche heute meistens maximal etwa 80 m lang sind, auf ca. 180 m (wie sie das Projekt DONAUCONSULT 1999 vorsieht). Eine Kurve zeigt die Wasserspiegelanhebung, wenn gar keine Kompensation durch Sohlenerosion eintritt. Diese Kurve übertreibt somit den tatsächlichen Einfluss. Wird die Erhöhung halbiert, dürfte man den zitierten Erfahrungen nahe kommen. Somit verbleibt im Höchsthochwasserbereich eine Anhebung von maximal 1 m. oder ein Kapazitätsverlust von $1000 \text{ m}^3/\text{s}$. Die bisherigen Einengungen lagen allerdings in einem bescheideneren Rahmen, sodass auch die Auswirkungen entsprechend geringer sind.

Diese Anpassung der Sohlenlage aus hydraulischen Gründen darf nicht mit jenen Erosionen oder Auflandungen verwechselt werden, die auf eine Änderung der Transportkapazität zurückzuführen sind. In diesem Fall ändert sich das Längsgefälle und die Auswirkungen sind grossräumig, die Veränderungen insgesamt eher langsam. Der Abflussanteil, welcher über die Buhnen fliesst, reduziert die Transportleistung. Die Einengung führt hingegen zu einer Erhöhung der Abflusstiefe und so der Schleppkraft. Bezüglich Geschiebetransportkapazität

kompensieren sich deshalb die Einengung und der Abfluss über die Bühnen teilweise.

3 Diskussion des flussbaulichen Gesamtprojekts Donauconsult

An dieser Stelle sei eine kurze Diskussion des flussbaulichen Gesamtprojekts der Firma DONAUCONSULT von März 1999 eingefügt, um die Gemeinsamkeiten und Unterschiede zum nachfolgend beschriebenen alternativen Ansatz deutlicher zu machen.

3.1 Projektziele und Mittel zur Realisierung

Es soll eine Schifffahrtsrinne hergestellt werden, die auch bei RNW (ca. 1000 m³/s) auf einer Breite von 120 m noch eine Fahrwassertiefe von 3.2 m (allenfalls 2.7 m) garantiert. Die erwünschten Fahrwassertiefen sollen mit einer Niederwasserregulierung (Einengung des Profils durch den Bau von Bühnen und Grundschwellen) erreicht werden.

Die Sohle soll mit Zuschussmaterial abgedeckt werden, dessen Körnung im Bereich der gröbereren Komponenten des aktuellen Sohlenmaterials liegt. Die Wasserspiegel sollen dadurch leicht angehoben (um die Belagsstärke und zusätzlich infolge Rauigkeitserhöhung) und eine weitere Erosion verhindert werden. Nach Vermischung des Zugabematerials mit Untergrundmaterial (durch Schiffsschraubenstrahl) soll die Sohlenoberfläche ausser für sehr hohe Abflüsse weitgehend erosionsresistent sein. Zur Kompensation des bei diesen hohen Abflüssen erwarteten Transports ist eine limitierte Geschiebezugabe geplant. Wegen des grösseren Korndurchmessers wird erwartet, dass die Zugabemenge wesentlich kleiner sein wird, als etwa die heutige Zugabemenge in Freudenau.

Das Projekt ist offensichtlich stark darauf ausgerichtet, dass sich ein einmal hergestellter Zustand nicht mehr verändern dürfe (statisches Konzept). Ferner fällt auf, dass im Längenprofil eine starke Gleichförmigkeit der Abflussverhältnisse angestrebt wird.

Grundsätzlich will das Projekt auch eine ökologische Verbesserung. Es enthält aber wenig konkrete diesbezügliche Vorschläge. Vielmehr wird weitgehend auf die laufenden Bemühungen der Wasserstrassendirektion und der Nationalparkdirektion zur Anbindung der Nebenarme verwiesen. Abb. 3 auf S. 26 schränkt ‚die erwünschte erhöhte Dynamik‘ auf einen schmalen Streifen im Bereich des heutigen Treppelwegs ein. Auch ist die Wirkung von Rückbaumassnahmen auf Geschiebetransport und Hochwassersicherheit praktisch nicht untersucht.

3.2 Auswirkungen des Projekts

3.2.1 Wirkung auf den Geschiebehaushalt

Die aktive Breite der Donau wird durch die Niederwasserregulierung stark reduziert. Durch den Bau respektive die massive Verlängerung der Buhnen werden die hydraulischen Parameter verändert, welche letztlich die Transportkapazität bestimmen. Im Bereich der Schifffahrtsrinne werden die Abflusstiefen und damit die spezifische Transportkapazität (pro Meter Breite) erhöht. Andererseits wird ein grösserer Abflussanteil über die Buhnen abfließen, wo er wenig bis gar nichts zum Transport beiträgt. Die transportwirksame Breite wird um ca. 80 m reduziert, was die Erhöhung der spezifischen Transportkapazität weitgehend kompensieren dürfte.

Wenn sich einmal das Anreicherungsmaterial mit dem Untergrundmaterial im gewünschten Sinn vermischt hat, so kann sich an der Oberfläche wiederum eine Deckschicht bilden. Deren Zusammensetzung wird etwa gleich sein wie für das aktuelle Sohlenmaterial (im Bereich von km 1900), da das Zugabematerial dort etwa den gröbereren Komponenten des aktuellen Sohlenmaterials entspricht. Der Grenzabfluss für die Stabilität der Deckschicht liegt in der gleichen Grössenordnung wie im aktuellen Zustand. Weiter stromabwärts würde die Anreicherung im Verhältnis zum Ausgangsmaterial vergrößernd wirken und so den Grenzabfluss für die Deckschicht erhöhen. In jedem Fall wäre bei den höheren Abflüssen der massgebende Korndurchmesser der Erosionsmischung gröber als im heutigen

Fall und so die Transportleistung kleiner, wie dies auch in der Übersicht der DONAUCONSULT gezeigt wird. Falls allerdings die angereicherte Schicht durchschlagen wird, wäre wieder die heutige Transportleistung bezüglich Untergrundmaterials vorhanden.

Angestrebt wird also ein dynamisches Gleichgewicht, sozusagen auf tieferem Transportniveau als mit der heutigen Geschiebeabgabe.

3.2.2 Flussmorphologische Wirkung

Die relativ schematische Transformation führt zu einer Banalisierung des Gerinnes. Wird das erwünschte Ziel erreicht, so wird aus einem dreidimensionalen Gerinne der Donau ein zweidimensionales. Morphologische Elemente (Bänke, Kolke) verschwinden zugunsten einer ebenen Sohle.

In der Schifffahrtsrinne wird sich an der Oberfläche eine stabile Deckschicht einstellen, die nur durch seltene Abflüsse, vermutlich über $4000 \text{ m}^3/\text{s}$, aufgerissen werden kann. Dies führt höchstwahrscheinlich zu innerer Kolmation. Gemäss SCHÄLCHLI⁸ lagert sich immer ein Teil des suspendierten Materials in den Poren der obersten Sohlenschicht ab. Wenn mehrere Hochwasser mit Trübung des Abflusses auftreten, welche die Geschiebekörner der obersten Sohlenschicht nicht zu bewegen vermögen, hat sich eine undurchlässige Kolmationsschicht gebildet. Sobald aber diese Sohlenkörner in Bewegung geraten, werden die feinen Partikel der Kolmationsschicht ebenfalls wegerodiert und die Poren sind wieder offen. Eine strukturierte Sohle neigt weniger zu Kolmation als eine ebene Sohle. Generell wird also eine künstlich stabilisierte Sohle stärker zu Kolmation neigen. Die Frage der Kolmation ist stark mit dem Transportbeginn verknüpft.

Die Bühnenfelder werden gegenüber heute flächenmässig massiv erweitert. Material, das aus den immer noch vorgesehenen Baggerungen anfällt, wird für die so genannten Strukturierungsmassnahmen verwendet. Damit ist die

⁸ Schälchli, U., Die Kolmation von Fließgewässersohlen: Prozesse und Berechnungsgrundlagen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 124, 1993

Gestaltung der örtlichen Topographie nach bestimmten ökologischen Kriterien gemeint. So ist es etwa möglich, Habitate für bestimmte Fischarten zu schaffen. Flussmorphologisch gesehen wird aber in diesen erweiterten Bühnenfeldern die Geschiebedynamik im Vergleich zum heutigen aktiven Gerinne sehr eingeschränkt werden. Die Bühnenfelder werden zu einem Vorland, das letztlich einen ähnlichen flussmorphologischen Charakter wie die Au erhalten dürfte. Die höher gelegenen Bereiche werden mit Vegetation überwachsen, was örtlich Schwebstoffablagerungen und damit weitere Terrainerhöhungen fördert. Die tiefer gelegenen Zonen könnten sich zu neuen Sekundärarmen ausbilden. In diesen werden aber die Bühnen als Querwerke wirken, so dass auch gegenüber den Sekundärarmen in der Au die Dynamik eingeschränkt ist.

Eine gewisse Dynamik mit wechselnder Anlandung und Erosion wird sich entlang der neuen Uferlinie einstellen. Diese Dynamik gibt es heute schon, einfach weiter zurückversetzt. Es gibt also diesbezüglich keine Änderung.

Der Schritt von 25 auf 32 dm RNW-Tiefe hat doch erhebliche Konsequenzen bezüglich des flussbaulichen Eingriffs. Mit der Erhöhung der RNW-Abflusstiefe um ca. 28% geht auch eine Erhöhung der Fliessgeschwindigkeit um ca. 18% einher. Der Abfluss, der in die Schifffahrtsrinne konzentriert werden muss, wird damit um 50 % höher. Gemäss einer groben Abschätzung sind dies etwa 420 m³/s für 25 dm und 630 m³/s für 32 dm, im Vergleich zu RNQ = 966 m³/s.

3.2.3 Zu den Bedingungen für die Schifffahrt

Die Anforderung, die RNW-Tiefe überall auf einer Breite von 120 m herzustellen, führt zu starken flussmorphologischen Veränderungen (Randbaggerungen, Kolkverfüllungen). Im Bereich von Furten sind generell Baggerungen vorgesehen. Dadurch wird das Längenprofil schematisch ausgeglichen. Im Bereich der Furten werden zwar die Fliessgeschwindigkeiten eher reduziert, im Bereich der heutigen Kolke aber eher erhöht. Die Bedingung, bei RNQ eine Abflusstiefe von 3.2 m zu erreichen, führt automatisch zu höheren Fliessgeschwindigkeiten, und zwar bei RNQ wie bei den grösseren Abflüssen. Bild 48

zeigt das Resultat einer Abschätzung zur Geschwindigkeitserhöhung, welche auf den Angaben zur Wasserspiegelerhöhung des Projekts DONAUCONSULT basiert.

3.3 Offene Fragen

3.3.1 Unterwasserbedingung

Das Projekt ist räumlich am unteren Ende durch die Marchmündung begrenzt. Der Übergang zum slowakischen Abschnitt der Donau ist unklar. Es ist fraglich, ob eine angereicherte Sohle überhaupt gegen die zu erwartende Rückwärtserosion gesichert werden kann (im statisch stabilen Sinne des Projekts). Hört der Belag mit der angereicherten Sohlenoberfläche bei der Marchmündung auf, so wäre nach Realisierung des Projekts der anschliessende Abschnitt durch Rotationserosion gefährdet, da von oben praktisch kein Geschiebe mehr zugeführt wird. Wenn schon, dann müsste die Anreicherung bis in den Raum Bratislava fortgesetzt werden. Auf welcher Höhenlage der Belag eingebaut werden müsste, ist allerdings eine Frage, die durch die wechselnden Einstaubebedingungen des Kraftwerks Gabčíkovo kompliziert wird.

3.3.2 Fragen der Dimensionierung

3.3.2.1 Hydraulik

Die hydraulische Dimensionierung des Projekts erfolgte mit dem eindimensionalen Programm HECRAS. Die komplexe dreidimensionale Strömung um die Buhnen herum muss also durch Koeffizienten in der eindimensionalen Rechnung berücksichtigt werden. Wie der technische Bericht zum Projekt zeigt, besteht bei der Wahl dieser Parameter ein relativ grosser Ermessensspielraum. Diese können nur sehr bedingt an den heutigen Abflussverhältnissen geeicht werden, da die heutigen Buhnen wesentlich kleiner sind, als die im Projekt vorgesehenen.

Es fällt auf, dass die Abstände der Buhnen zum Teil recht gross sind. Letztlich will aber das Projekt die RNQ-Abflüsse in einem relativ engen Gerinne zusammenfassen. Sind die Abstände zu gross gewählt, wird sich die Strömung

im Mittel stärker ausbreiten als berechnet. Somit muss befürchtet werden, dass in einer späteren Projektierungsphase oder nach dem Ausbau die Anzahl der Bühnen wesentlich erhöht werden muss, um die gesteckten Ziele zu erreichen.

3.3.2.2 Sohlenstabilität

Alle Rechnungen zur Sohlenstabilität beruhen darauf, dass sich die Strömungsverhältnisse in einem zweidimensionalen Gerinne ausgeglichen haben. Ob allerdings die Abflussverhältnisse so ausgeglichen sein werden, müsste eigentlich mit 2D Strömungsberechnungen oder Modellversuchen geprüft werden. Abflusskonzentrationen in den heutigen Kolkbereichen können zu frühzeitiger örtlicher Erosion des Belags führen. Umgekehrt wird sich Geschiebe in den Zonen der Randbaggerungen ablagern, wenn die Strömungsverhältnisse gegenüber heute nicht allzu stark ändern.

Gemäss der Übersicht auf S. 10 im technischen Bericht ist die Geschiebemenge, die nach der granulometrischen Sohlenverbesserung noch transportiert werden kann, Funktion der Belegungsdichte. Die Rechnung basiert offenbar auf einem mittleren Korndurchmesser, der aufgrund der Annahme einer Durchmischungstiefe von 0.5 m für die verschiedenen Belegungsdichten ermittelt wurde. Es gibt mittlerweile Ansätze zur fraktionsweisen Berechnung des Geschiebetransports⁹, mit denen das Problem genauer erfasst werden kann.

3.3.3 Bauphasen – Bauvorgang / Projektsohlenlage und Hochwasserspiegel

Es ist offensichtlich sehr schwierig, die eingebrachte Mischung während den Bauphasen gemäss Projektziel auf dem erwünschten Niveau zu halten. Wegen der erwähnten Versatzhöhe steht das temporäre Ende des Teppichs immer unter hoher Belastung. Bei der favorisierten Variante B – von unten nach oben – besteht das Problem bei der Marchmündung. Zudem ist bei einem

⁹ Hunziker R.P., 1995, Fraktionsweiser Geschiebetransport, Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich Nr. 118

solchen Ausbau ein grosser Teil der Strecke während der langen Bauzeit ungeschützt.

Die Variante D wird von den Projektanten eher schlecht beurteilt. Dies kommt in erster Linie daher, dass sie das Ziel einer absoluten Stabilität des einmal eingebrachten Belags verfolgen. Lässt man Verformungen zu, so sieht das Ganze anders aus. Der Abfluss wird zwar ungleichförmiger. Solange aber in den Beschleunigungsstrecken die notwendigen Fahrwassertiefen erhalten bleiben, kann kaum von unzulässigen nautischen Verhältnissen gesprochen werden.

Ähnlich werden auch Doppelbelegungen und Anlandungen über dem Teppich als schlecht beurteilt. Die Rückwirkung auf die Abflussverhältnisse ist aber nicht untersucht. Solange die erforderlichen Fahrwassertiefen erhalten bleiben, kann auch in dieser Sache eine gewisse Toleranz geübt werden.

Generell ist bei allen Varianten des Bauvorgangs klar, dass weitere Erosionen akzeptiert werden müssen. Mit dem Grundsatz, die Niederwasserregulierung vor der Anreicherung durchzuführen, kommt es ebenfalls noch zu weiterer Absenkung. Somit steht eigentlich nicht fest, auf welcher Kote die Sohle schliesslich liegen wird.

Am Übergang vom eingengten Querschnitt mit stabilisierter Sohle zum aktuellen Querschnitt ergibt sich immer eine Senkungskurve mit höherem Energieliniengefälle. Falls die Niederwasserregulierung wie geplant vor der Stabilisierung durchgeführt wird, kann ein einzelnes Hochwasser zu einer Parallelabsenkung um eine Versatzhöhe von ca. 30 cm führen (in den Dokumenten wurde dieses Problem teilweise umgangen, indem als Unterwasserbedingung Normalabfluss eingegeben wurde).

Es ist aber auch umgekehrt möglich, dass vorerst keine oder nur eine sehr geringe Eintiefung als Folge der Einengung erfolgt. Damit wäre eine Anhebung der Hochwasserspiegel zu befürchten (siehe Bild 46). Auch nach einer Anpassung durch kleine Hochwasser kann die Sohle für die Hochwasser immer noch zu hoch liegen (siehe oben).

3.4 Folgerungen

Das Projekt führt zu einer starken flussmorphologischen Veränderung des Gerinnes der Donau. Mit der Reduktion der morphologischen Vielfalt im Gerinne der Donau wird auch die Habitatsvielfalt reduziert.

Es sind bezüglich der Dimensionierung noch einige Fragen offen. Die grundsätzliche Machbarkeit wird dadurch nicht in Frage gestellt, doch könnten die notwendigen baulichen Massnahmen noch wesentlich aufwendiger werden. Unklar ist, auf welche Lage die Sohle schliesslich zu liegen kommt.

Die Sohlstabilisierung allein reicht nicht aus, die Au zu revitalisieren und die Dynamik zu fördern.

Die Kolmation der Sohle hat schwerwiegende Konsequenzen für die aquatische Fauna.

Ein Zuschlagsvolumen von 2.4 Mio. m³ und Investitionen in der Grössenordnung von € 140 Mio. müssen durch den Nutzen für die Schifffahrt ökonomisch gerechtfertigt werden.

Das Ziel, eine stabilisierende Schicht über die ganze Strecke einzubringen und zu erhalten, könnte zu hohen Folgekosten führen. Im Prinzip kann der Belag überall durch Abflusskonzentrationen und örtlich hohe Energieliniengefälle angegriffen werden. Bei Abflüssen über 4000 m³/s muss er dynamisch reagieren. Da der Geschiebetransport ein recht zufälliger Prozess ist, kann der Belag rein als Folge solcher Zufälligkeiten örtlich durchschlagen werden. Damit ist mit wiederkehrenden Reparaturkosten zu rechnen.

4 Vorschlag für ein alternatives Projekt

4.1 Ausleitung der Hochwasserabflüsse in die Au

4.1.1 Prinzip

Es gilt, den durch die Wasserstrassendirektion und die Direktion des Nationalparks Donauauen eingeschlagenen Weg konsequent und in noch grosszügiger Art als bisher weiter zu verfolgen. Ohne kräftige Durchströmung der Au nehmen die Verlandung der Au und die weitere Verlegung des Hochwasserprofils seinen Fortgang.

Der Treppelweg muss möglichst weitgehend abgetragen werden. Wo das angrenzende Terrain sehr hoch liegt, müssen Durchstiche zu bestehenden Nebenarmen erfolgen. Der Grundsatz soll sein, durch möglichst viele Einströmgerinne oder in verteilter Art wie bei einem Streichwehr für alle Abflüsse über RNW eine gute Zuströmung zu den bestehenden Nebenarmen zu erhalten. Bild 49 zeigt eine mögliche Anordnung der Einströmbereiche und die mögliche Öffnung weiterer Nebenarme. Durch die Verteilung der Einströmung soll möglichst wenig Geschiebe vom Hauptgerinne in die Nebenarme angezogen werden. Die Lage der Einströmbereiche richtet sich nach der Lage der zu alimentierenden Seitenarme. Es hat aber keinen Sinn, an Stellen zu öffnen, wo nur noch wenig Distanz zum Marchfeld-Schutzdamm oder zur Talflanke verbleibt.

In der Au soll die Umgestaltung der Nebenarme möglichst den Hochwassern überlassen werden. Der geschiebearme Zufluss soll in den Nebenarmen Geschiebe aufnehmen und in den Hauptstrom zurückführen. Dadurch kann dem Geschiebedefizit im Hauptstrom entgegengewirkt und gleichzeitig auch langsam, aber stetig der Niveauunterschied zwischen dem Terrain in der Au und der Sohlenlage im Hauptstrom etwas ausgeglichen werden.

4.1.2 Konstruktive und gestalterische Fragen

Die Öffnung muss so erfolgen, dass an der bestehenden Regulierung des Hauptgerinnes und der Stabilität von dessen Verbauungen nichts verändert wird. Einzige Ausnahme ist der überflüssig gewordene Treppelweg.

Die bestehenden Verbauungen sind entweder Leitwerke aus Blockwurf oder Buhnen. Die Leitwerke bleiben in ihrem heutigen Zustand bis auf Höhe des RNW – Wasserspiegels bestehen. Dadurch wird die Grundströmung weiterhin so beeinflusst wie bisher. In Richtung der Au braucht es eine Anpassung in Form eines Blockteppichs (Bild 50), damit überströmendes Wasser die oberste Blockreihe des Leitwerks nicht destabilisieren kann. Im Fall der Buhnen muss das ausströmende Wasser senkrecht zur Fließrichtung im Hauptstrom geführt werden. Die Anschlüsse der Buhnen dürfen nicht hinterströmt werden. Bei Abbruch des Treppelwegs müssen die Buhnen entsprechend verlängert werden, oder aber der entstandene Zwischenraum zur dichten Auenvegetation muss durch leichte durchlässige Strukturen aufgefüllt werden (Bild 51).

Auf diese Weise kann sowohl in Gleithang- und Prallhangsituationen ein Ausströmen erlaubt werden. Bei den jetzigen Terrainverhältnissen ist der Teilabfluss, welcher einen Nebenarm durchfließen kann, durch einen kritischen Querschnitt in einiger Distanz vom Ausströmquerschnitt gegeben (Erfahrungen an der grossen und kleinen Binn). Deshalb dürfte der Treppelweg auch unter den RNW-Wasserspiegel abgesenkt werden, da ja bei RNW so oder so nur sehr geringe Abflussanteile in die Au 'verloren' gehen würden. Es ist auch unwahrscheinlich, dass auch bei noch so grosszügiger Ausleitung rasch sehr grosse morphologische Veränderungen eingeleitet werden. Es versteht sich von selbst, dass die eingeleitete Dynamik weder den Marchfeld-Schutzdamm noch die Talflanke gefährden darf. Sollte sich ein Nebenarm zu stark in eine 'gefährliche' Richtung entwickeln, wären konstruktive Massnahmen (Leitwerke) notwendig. Diese aber bereits zu planen, ist bei der zu erwartenden immer noch langsamen Entwicklung nicht notwendig. Selbstverständlich muss aber die Entwicklung überwacht werden.

Die Seitenarme sollten durch die verbesserte Durchströmung nicht nur ältere Feinsedimentablagerungen abführen, sondern auch das in diesen Nebenarmen aufgenommene Geschiebe in der Kiesfraktion. Dadurch kann auch mit der Zeit eine selbsttätige Vergrößerung des Abflussquerschnitts erwartet werden. Die Austragsrate (resp. Eintragsrate in den Hauptstrom) richtet sich nach der örtlichen Transportkapazität direkt oberhalb des Rückströmbereichs. Da die Teilabflüsse immer nur einen kleinen Anteil des Gesamtabflusses darstellen und die Gerinne sich deutlich über der Sohle des Hauptstroms befinden, wird auch die Geschiebetransportrate eine Grössenordnung kleiner sein als im Hauptstrom. Dieses Geschiebe muss aber dorthin zurückgegeben werden können, ohne dass die Schifffahrt durch Ablagerungen behindert wird. Deshalb sollten diese Rückströmungen möglichst in Abschnitten erfolgen, wo die Hauptströmung am jeweiligen Ufer anliegt (Kurvenaussenseiten, siehe Bild 52). Dann kann erwartet werden, dass ein sich bildendes kleines Delta ständig am Fuss erodiert wird und nicht übermässig anwachsen kann.

Die Nebenarme werden mit bestehenden Nutzungen in der Au in Konflikt kommen. Dabei geht es vor allem um Strassen und Wege. Es müssen also flexible Brückenkonstruktionen vorgesehen werden, die entsprechend der Migration der Seitenarme angepasst und verlegt werden können. Solche können auch dort eingesetzt werden, wo der Treppelweg eine Zubringerfunktion erfüllt.

4.1.3 Wirkung auf die Hochwasserabflüsse

Die Bilder 53 und 54 zeigen Auswertungen aus den Berechnungen mit dem Programm HECRAS. Es handelt sich um für die Sohlentopographie 1996 berechnete Wasserspiegel (theoretischer Abfluss 'HQ₁₀₀' = 8'500 m³/s und höchster schiffbarer Abfluss HSW). Im einen Fall wurde die Au rechnerisch abgetrennt und als abflussunwirksam angesehen, im zweiten Fall wurde die Ausleitung in die Au gemäss heutiger Topographie berücksichtigt (Modifikation der Querprofile auf der Strecke von km 1906.4 bis 1893). Für den Abfluss HQ₁₀₀ gibt der zweite Fall die heutige Situation wieder, wenn der Treppelweg überflutet und die Au abflusswirksam ist. Die Abtrennung der Au entspricht einem vollständigen Zuwachsen. Die ausgewiesene Erhöhung des Wasserspiegels um

0.5 bis 1 m entspricht also dem schlechtesten Fall einer zukünftigen Entwicklung. Für den Abfluss HSW entspricht hingegen die abgetrennte Au dem heutigen Zustand, da der Treppelweg praktisch auf der Höhe des Wasserspiegels HSW liegt. Somit wird dokumentiert, dass bei HSW der Wasserspiegel um ca. 0.5 m abgesenkt werden kann, was auch die weiter unten beschriebene Reduktion der Fließgeschwindigkeiten zur Folge hat.

4.1.4 Wirkung auf den Geschiebetransport

Aus den hydraulischen Rechnungen kann der im Hauptgerinne (ohne Bühnenfelder) verbleibende Abflussanteil berechnet werden. Der Abfluss über den Bühnenfeldern und in der Au trägt nicht oder nur wenig zum Geschiebetransport bei. Bei verstärkter Ausleitung in die Au wird also der im Hauptgerinne verbleibende Abflussanteil reduziert und damit auch die Geschiebetransportkapazität.

Bild 55 zeigt berechnete Geschiebeganglinien für ein als Beispiel gewähltes Einzelereignis mit einem Spitzenabfluss von $6000 \text{ m}^3/\text{s}$ und ein mittleres Gefälle von 0.41‰ . Dieses Ereignis ist so gewählt, dass die Unterschiede zwischen maximaler und minimaler Transportkapazität augenfällig werden. Berechnet wurden die heutige Transportleistung (mit Treppelweg), der Fall mit Absenkung des Treppelwegs und heutigem Zustand der Au („Au“ in der Bildlegende) und ein Fall mit weitgehender Erneuerung der Au durch Aktivierung der Nebenarme (Gesamtbreite der Nebenarme ca. 100 m ; „erneuerte Au“ in Bildlegende).

Die Dauer der Geschiebeführung wird im reinen Erosionsfall für alle Fälle deutlich verkürzt. Die Reduktion der Dauer ist umso grösser, je grosszügiger die Ausleitung ist. Die Transportraten werden auch entsprechend reduziert. Bild 56 zeigt die Wirkung auf die Geschiebefrachten, welche aus den Ganglinien von Bild 55 berechnet wurden. Als Kontrast sind auch noch Frachten dargestellt, die für ein Gefälle von 0.36‰ berechnet wurden. Dieses Gefälle entspricht etwa dem Minimalgefälle in den Kolkbereichen. Diese Darstellung zeigt einmal mehr, wie sensibel die Resultate auf eine leichte Parametervariation reagieren. Ein Teil der Unsicherheit besteht wegen der starken Variation des Reibungsgefälles (Bilder 9

und 10). Alle dokumentierten Fälle zeigen jedoch eine massive Reduktion der Transportleistung durch Förderung der Ausleitung in die Au. Prozentual entspricht die Reduktion zwischen 43 und 66 %, im Fall minimaler Fracht und dem tieferen Gefälle sogar 100%. Die Tendenz zur Sohleneintiefung kann somit auf diese Weise deutlich verlangsamt werden.

4.1.5 Wirkung auf die Schifffahrtsverhältnisse

Eine grosszügige Ausleitung bereits der Mittelwasser und der kleineren Hochwasser in die Au hat eine Verlangsamung der Fliessgeschwindigkeiten im Hauptstrom zur Folge. Bild 57 zeigt wiederum die aus den hydraulischen Berechnungen ermittelten Resultate; für den Zustand 1996, nach Entfernung des Treppelwegs und nach einer verstärkten Durchflutung der Au. Bestimmt wurde die Reduktion für jedes Querprofil; dargestellt sind die Mittelwerte der Abweichungen und das Mittel aus den 10 grössten festgestellten Abweichungen. Dieser letztere Fall zeigt an, wie gross die Reduktion nach stärkerer Dynamisierung der Au sein könnte.

Der Gewinn liegt in der Grössenordnung von 10 bis 20 % (Bild 58). Da das Projekt DONAUCONSULT die Fliessgeschwindigkeiten wegen der erhöhten RNW-Tiefe erhöht, ist natürlich der Gewinn gegenüber diesem Projekt noch grösser.

4.2 Umgestaltung der Furten und Furtensicherung

4.2.1 Umgestaltung der Furten

Die Analyse der RNW-Tiefen zeigt für den Zustand von Frühjahr 2002 praktisch kein Problem (für eine Anforderung von 25 dm), beim Zustand 1996 konzentriert sich das Problem auf einige wenige Profile in Furtbereichen.

Wie die Bilder 59ff zeigen, genügen leichte Umformungen des Profils, um die gewünschte Bedingung zu erreichen. Wird in Bild 44 die Breite Null erreicht, bedeutet dies nicht unbedingt ein massives Ungenügen, sondern vielleicht eine RNW-Tiefe von 23 oder 24 dm. Somit reicht eine leichte Sohlenabsenkung in den

kritischen Profilen auf der erwünschten Breite von 120 m aus, um durchgehend die geforderte Bedingung einzuhalten.

Damit durch die Absenkung nicht auch die Abflussverhältnisse und indirekt auch das Geschiebetransportvermögen verändert werden, muss das entnommene Material innerhalb der aktiven Breite von heute 200 bis 220 m deponiert werden. Es muss also ein Flächenausgleich stattfinden, wie ihn die Bilder 58ff für einige Querprofile zeigen. Dargestellt sind Querprofile aus dem Jahr 1996, da ja 2002 keine Untiefen mehr bestanden. Deshalb ist also ein Teil des Vorschlags die selektive Umgestaltung unter Wahrung der Querschnittsfläche im aktiven Gerinne, in der Art, wie sie es die Bilder 58ff darstellen. Die Absenkung erfolgt auf einer Breite von 120 m gemäss der RNW-Tiefe von 25 dm, das entnommene Material wird seitlich, aber noch innerhalb der aktiven Breite, deponiert. Die Höhe des Depots ist profilweise durch Massenausgleich bestimmt. Selbstverständlich ist die dargestellte Form nur indikativ.

4.2.2 Furtensicherung

Nun muss diese umgestaltete Topografie bis zu einem gewissen Grad stabilisiert werden. Die Umgestaltung sollte nicht nach jedem kleineren Hochwasser erneut fällig werden. Ferner gilt es, zu berücksichtigen, dass die Untiefen in jenen Furten liegen, wo ein hohes Reibungsgefälle vorhanden ist und wo die immer noch aktive Rückwärtserosion die entstandenen Sohlenfixpunkte weiter absenken könnten. Gelingt es, die Sohlentopographie im Bereich solcher Strecken mit hohem Reibungsgefälle zu erhalten, so ist wahrscheinlich auch ein entscheidender Schritt zur Verhinderung der weiteren generellen Sohleneintiefung gemacht.

Ausserhalb der Schifffahrtsrinne kann die Aufschüttung mit Grobmaterial in der Grössenordnung von ca. 150 mm abgedeckt werden. Damit kann bis zu extremen Hochwasserabflüssen eine Erosion verhindert werden. Im Bereich der Schifffahrtsrinne soll auf die granulometrische Sohlenverbesserung zurückgegriffen werden, wie dies Bild 72 schematisch zeigt. Der Belag muss im Bereich der Furt eingebracht und nach oben und unten verlängert werden, wie Bild 73

am Beispiel der Furt Rote Werd zeigt. Die Verlängerung nach unten ist notwendig, um ein Aufreissen im unteren Teil möglichst zu verhindern, bzw. um im Fall eines Aufreissens die folgende Strecke mit gröberem Material anzureichen und so die Erosion zu begrenzen. Die Verlängerung nach oben wirkt als Depot, aus dem sich der Abfluss bei sehr hohen Abflüssen mit Geschiebe anreichern kann, und die Furt so dynamisch stabilisiert wird. Der Zustand muss regelmässig überprüft werden und nach ausserordentlichen Hochwassern ergänzt werden. Im Übrigen kann hier auf die umfangreiche Arbeit der Fa. DONAUCONSULT zurückgegriffen werden, was die Zusammensetzung des Zugabematerials, das Verhalten unter der Belastung durch den Schiffsschraubenstrahl und bei der mittleren Belastung durch Hochwasser betrifft.

Bild 74 zeigt eine mögliche Anordnung solcher Sicherungen auf einer längeren Strecke im Längenprofil.

Mit den Furtensicherungen soll die heutige Sohlenlage punktuell möglichst erhalten werden. Dies muss aber nicht als zwingendes Postulat angesehen werden. Für die Au ist wichtig, dass die Anschlüsse der Seitenarme wesentlich verbessert und damit der starken Sedimentation von Schwebstoffen entgegengewirkt werden kann. Hingegen hat ein weiteres Absinken der Sohle im Hauptstrom um einige cm in den nächsten Jahren kaum dramatische Folgen. Wichtig ist es, den Prozess zu verlangsamen. Die Furtensicherungen müssen nicht nur als lokale befestigte Strecken mit hohem Erosionswiderstand, sondern auch als Depots für die Grobgeschiebeaufnahme betrachtet werden. Werden Grobkomponenten aus den Furtensicherungen in die nachfolgenden Kolke ausgetragen, vergrössern sie dort den mittleren Durchmesser des laufenden Geschiebes und reduzieren dadurch die Transportleistung.

Die Bilder 75 und 76 illustrieren diese Wirkungsweise. Sie zeigen das Beispiel einer Grobmaterialanreicherung an der Thur¹⁰, die Ende 2001 realisiert wurde. Ziel ist es, im Fall einer künftigen Sohlenerosion (Rotationserosion) den Prozess deutlich zu verlangsamen. Örtlich soll sich aus dem eingebrachten

¹⁰

Numerische Simulationen durch Hunziker, Zarn & Partner, Aarau, Schweiz;
Begleitung durch Dr. M. Jäggi - Flussbau und Flussmorphologie

Teppich eine steilere Rampe entwickeln (Bild 75). Das eingebrachte Material wird auf eine grössere Fläche flussabwärts verteilt (Bild 76). Dies ermöglicht die örtliche Versteilung in Form einer Rampe. Weiter flussabwärts verfrachtetes Material führt zu einer Zunahme des mittleren Korndurchmessers d_m und so zu einer Reduktion der Transportleistung, wodurch letztlich die Erosion verlangsamt wird.

Trotz der Ähnlichkeit mit dem Projekt DONAUCONSULT gibt es doch substantielle Unterschiede. Dieses setzt voraus, dass der einmal in seine Position gebrachte Belag in seiner Position verbleiben muss. Gerade für Bauzustände wird das Ausfransen des Endes als Schaden betrachtet, während wir dies wie im Fall der Thur als Anreicherung für das Geschiebe in der folgenden Strecke betrachten. Auch gehen wir davon aus, dass im Extremfall eine Setzung der Furtensicherung akzeptiert werden kann.

4.2.3 Geschieberückführung

Die freie Fließstrecke ist ein oben in Freudenau und unten durch den Einstau von Gabčíkovo begrenztes endliches System. Oben wird Geschiebe zugegeben, unten lagert es sich ab. Die Ablagerungen werden vermutlich auf eine Strecke von 10 bis 15 km verteilt, aber nicht durch die Stauhaltung Gabčíkovo transportiert. Ohne Intervention machen sie die früheren Bemühungen um den Hochwasserschutz in Bratislava zunichte. Im kritischen Bereich um Strom km 1868 wird man längerfristig nicht um periodische Baggerungen herumkommen. Dieses Material sollte stromaufwärts (in Freudenau oder auch in Zwischenabschnitten) der Donau wieder zugegeben werden. Dieses Geschiebe ist zwar feiner als das Untergrundmaterial in Freudenau. Da so oder so periodisch bei den Furtensicherungen gröberes Material zugegeben werden muss, wird die Kornverteilung der Geschiebemischung sich schliesslich der heutigen annähern. Auch muss es nach Realisierung der Furtensicherungen nicht mehr Hauptzweck der Beschickung sein, exakt die vor dem Bau des Kraftwerks Freudenau zugeführte Geschiebemenge und dessen Verteilung zu reproduzieren. Das rückgeführte Geschiebe hilft trotzdem bei der Verlangsamung der Eintiefung mit, wenn etwa dieses feinere Material schubweise über die Sohle transportiert wird. Besonders wichtig ist aber, dass damit auch bei kleineren Abflüssen eine gewisse

Geschiebeführung erhalten wird, wodurch die heutigen Umweltbedingungen (relativ häufige Umlagerungen, wenig innere Kolmation) erhalten werden können.

4.3 Diskussion

4.3.1 Konzept

Wie das Längenprofil in Bild 77 zeigt, wirken die stabilisierten Furten als Fixpunkte. Die Energielinie wird sozusagen abgetreppet, bzw. die bestehende Abtreppung beibehalten. Über den stabilisierten Furten ist das Reibungsgefälle grösser als das mittlere Gefälle. Wir gehen davon aus, dass die Fixpunkte dank dem Depot während eines Hochwassers und nach den notwendigen Ergänzungen die höheren Belastungen aushalten können und auch langfristig stabil bleiben. In den Strecken zwischen diesen stabilisierten Furten bestehen meist heute schon tiefe Kolke. In diesen Strecken wird das Reibungsgefälle kleiner sein als das mittlere Gefälle. Da die Transportleistung sehr empfindlich auf eine Gefällsabnahme reagiert, dürfte die Erosionsleistung bescheiden sein.

Es besteht eine Analogie zur Stabilisierung von Gebirgsflüssen mit Blockrampen. Statt durch relativ starre Blockrampen werden aber die Furten dynamisch stabilisiert.

4.3.2 Auswirkungen auf den Geschiebehaushalt

Das Reibungsgefälle in den Kolken wird für den Geschiebetransport massgebend. Es ist in der Regel deutlich kleiner als das mittlere Gefälle (Bilder 9 und 10). Somit wird sich dieses Reibungsgefälle entsprechend der Geschiebezufuhr von Oberwasser einstellen. Über den Furten wird ein höheres Gefälle bestehen bleiben. Dieses kann nicht durch Geschiebezufuhr stabilisiert werden, sondern dessen Stabilität kann nur mit der Grobmaterialanreicherung erreicht werden. Nimmt das Reibungsgefälle in den Kolken wegen geringerer Geschiebeführung ab, so nimmt der Höhenunterschied bei den Furten zu. Die rampenartige Verstärkung der Sohle muss entsprechend lang sein, resp. im Zuge der Unterhaltmassnahmen verlängert werden.

Alle unter 4.1 beschriebenen Massnahmen wirken aber reduzierend auf die Transportleistung. Somit wird das Reibungsgefälle in den Kolken nur sehr langsam und möglicherweise nur in geringem Umfang abnehmen.

4.3.3 Auswirkungen auf die Schifffahrt

Grundsätzlich wird durch die Materialumlagerung und die anschliessende Furtensicherung eine für die Schifffahrt akzeptable Mindestfahrwassertiefe erreicht. Das Längenprofil von Bild 77 mag das Argument provozieren, es könnten bei diesem Vorgehen unzulässige Bedingungen für die Schifffahrt auftreten. Es treten zwar im Bereich der Furten, vor allem bei RNW, im Verhältnis höhere Fliessgeschwindigkeiten auf. Sie liegen aber in der gleichen Grössenordnung wie unter den heutigen Verhältnissen, da die Kontinuitätsbedingungen durch die Materialumlagerungen nicht verändert werden. Bild 78 zeigt beispielhaft die Fliessgeschwindigkeiten unter den heutigen Verhältnissen. Bei RNW treten zwar Spitzen von 2.0 m/s auf, gegenüber einer mittleren Geschwindigkeit von ca. 1.4 m/s. Bei MW liegt aber das Mittel zwischen 1.8 und 2.0 m/s, bei HSW um 2.4 m/s. Schiffe, welche die Donau bei grösseren Abflüssen befahren können, werden also auch die Beschleunigungsstrecken über den Furten bei RNW bewältigen können.

Bild 78 zeigt ferner, dass ja bei den höheren Abflüssen dank der Ausleitung generell mit einer Reduktion der Fliessgeschwindigkeiten gerechnet werden kann (hier für HSW dargestellt). Die Spitzenwerte bei RNW sind dieser Verbesserung gegenüberzustellen.

4.4 Auswirkung der Bewirtschaftung in der Erhaltungsstrecke nach dem Kraftwerk Freudenau

Solange die Geschiebebeschickung in Freudenau im heutigen Umfang beibehalten wird, so ist mit einer relativ hohen Geschiebeführung zu rechnen. In den Kolkstrecken wird das Reibungsgefälle dadurch nur wenig unter dem mittleren Gefälle liegen. Das erhöhte Gefälle über den gesicherten Furten wird sich dann nur auf einer verhältnismässig kurzen Strecke auswirken. Wegen des erhöhten Gefälles sollte auch diese relativ hohe Geschiebemenge über die gesicherten Flächen praktisch ohne Ablagerung transportiert werden können.

Es ist grundsätzlich möglich, dass irgendwann in der Zukunft in der Erhaltungsstrecke die Beschickung durch die granulometrische Sohlverbesserung abgelöst wird. Dadurch würden die Geschiebeeintragsraten bei km 1910 wesentlich zurückgehen.

In den Bereichen der Furtensicherungen ändert sich dadurch grundsätzlich nichts. Die Überkapazität nimmt zwar zu, aber das System muss weiter funktionieren wie oben beschrieben. In den Kolkstrecken wird aber entsprechend den geringeren Eintragsraten das Reibungsgefälle abnehmen. Gegenüber heute wirken aber das wegen der Ausleitung in die Au reduzierte Transportvermögen und der Geschiebeeintrag aus der Au dieser Entwicklung immer noch entgegen. Die Abnahme des Reibungsgefälles vergrössert den Höhenunterschied im Bereich der Furten. Deshalb ist es wichtig, dass der Belag weit genug stromabwärts geführt wird, so dass das höhere Reibungsgefälle auf einer längeren Strecke aufgenommen werden kann. Selbstverständlich muss die Geometrie des umgeformten und stabilisierten Gerinnes so gestaltet sein, dass die Fließgeschwindigkeiten auch bei den kleineren Abflüssen etwa im Rahmen der heutigen liegen. Dies ist der Fall, wenn das Reibungsgefälle auf 0.6 ‰ begrenzt bleibt, was einer Steigerung der örtlichen Geschwindigkeit gegenüber der mittleren Geschwindigkeit um etwa 20 – 25 % entspricht.

5 Folgerungen

Mit dem vorgeschlagenen Konzept können die Donauauen revitalisiert werden, die Hochwasserabflusskapazität wird verbessert und die Sohleneintiefung wird zumindest deutlich verlangsamt. Für die Schifffahrt werden über den Furten Minimalbedingungen garantiert. Sie erhält durch die Reduktion der Fließgeschwindigkeiten bei grösseren Abflüssen deutliche Vorteile.

Gegenüber dem Projekt Donauconsult sind die Umwelteingriffe deutlich geringer. Durch das wesentlich geringere Ausmass der Massnahmen reduzieren sich auch die Kosten entsprechend.

Die freie Fließstrecke zwischen Freudenau und Bratislava muss als Ganzes betrachtet werden. Die Koordination mit der Slowakei ist unbedingt notwendig. Die künftige Lösung hat auf die gegensätzlichen Ziele Rücksicht zu nehmen (tiefe Sohlenlage in Bratislava, Verhinderung weiterer Eintiefungen im Bereich der Donauauen). Mit der Möglichkeit der Geschieberückführung bestehen durchaus Synergienmöglichkeiten.

CH-8123 Ebmatingen, den 18. März 2003



PD Dr. Martin Jäggi

Initiant der Studie: Günter Schobesberger

Bild 1: Übersicht über das System der freien Fließstrecke der Donau zwischen Wien und Bratislava, mit Randbedingungen

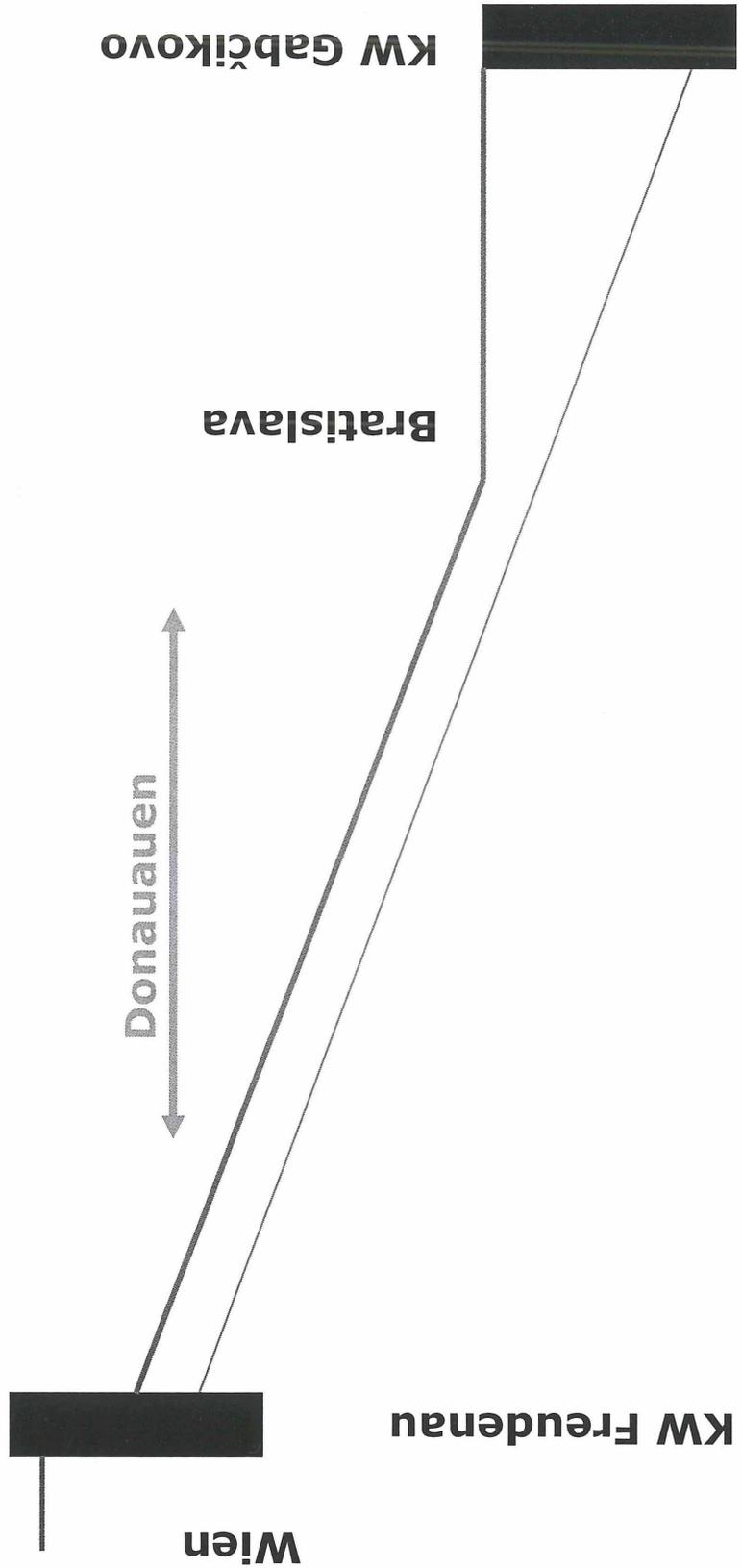


Bild 2: Querprofil km 1909.6

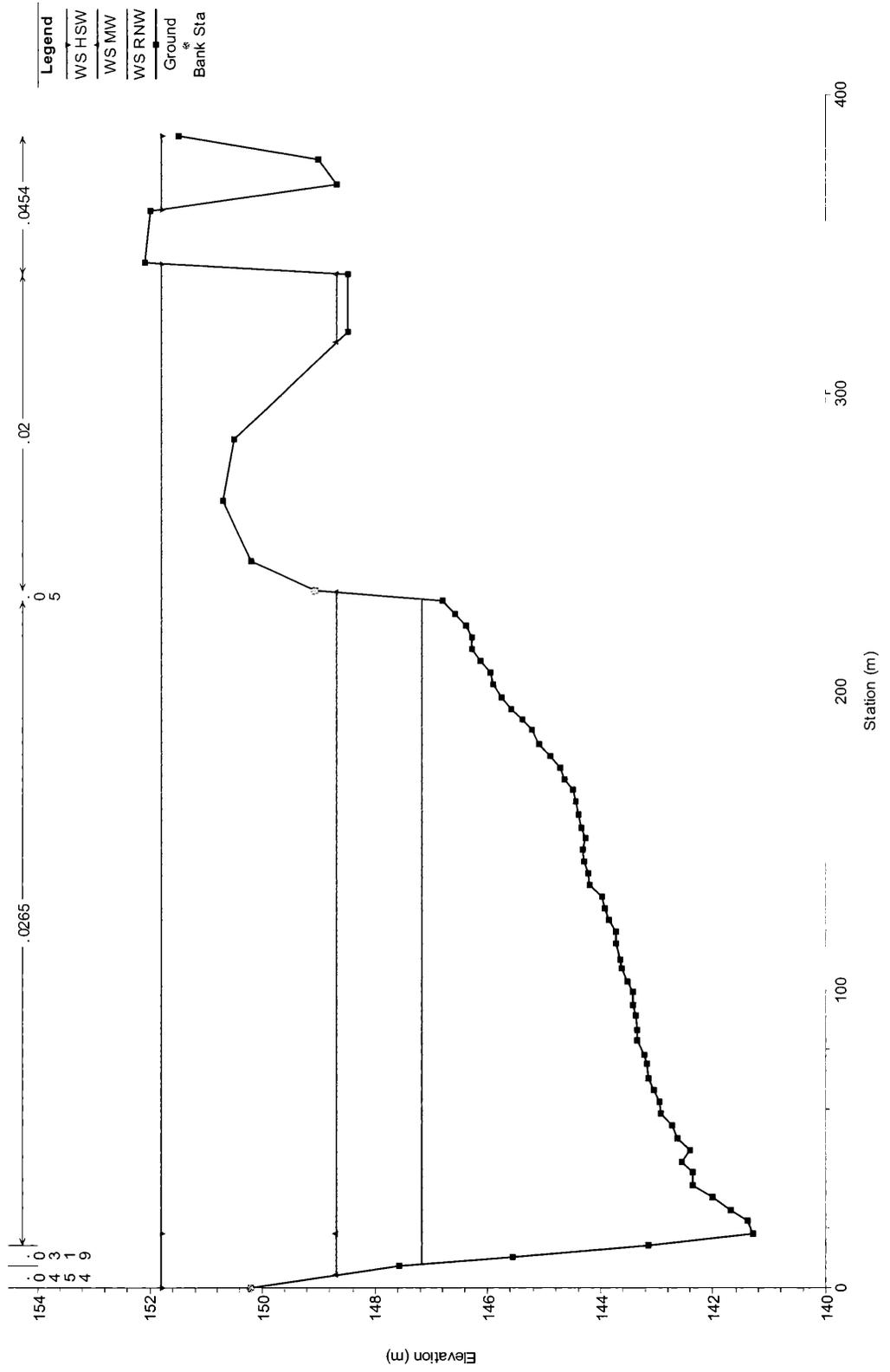


Bild 3: Querprofil km 1908.0

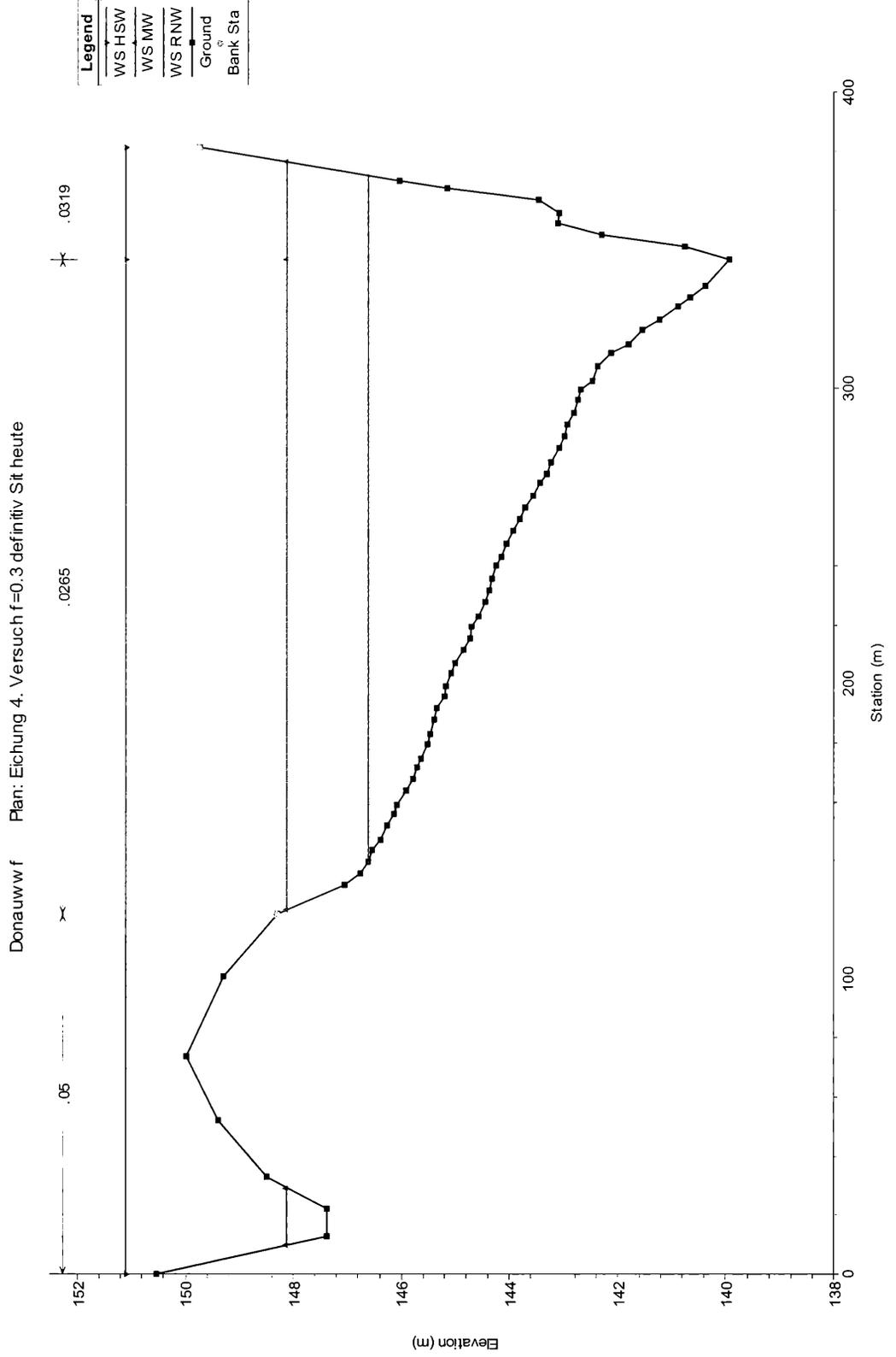


Bild 4: Querprofil km 1905.7

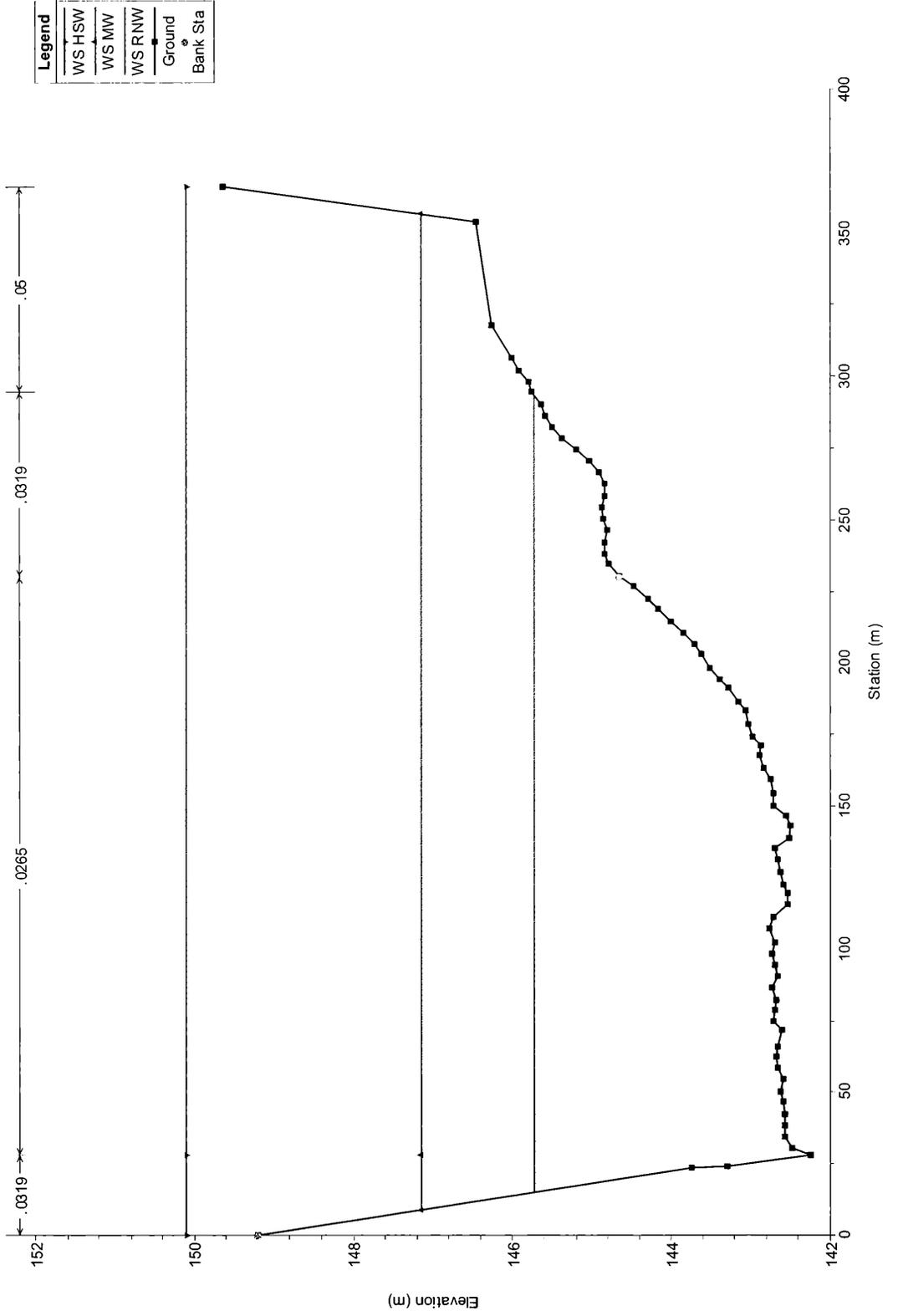


Bild 5: Querprofil km 1904.2

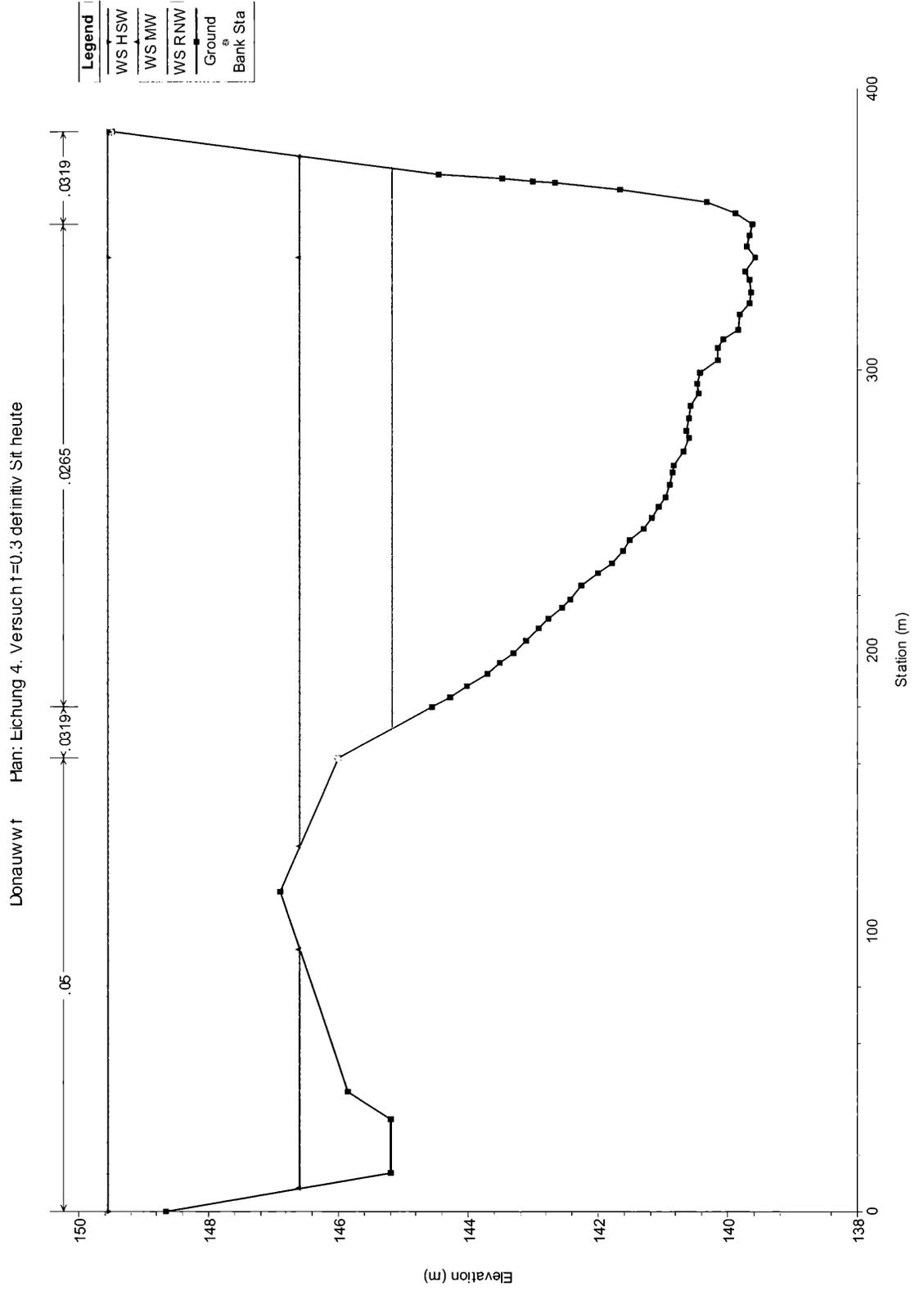


Bild 6: Vergleich der berechneten Wasserspiegel mit den WSD-Daten

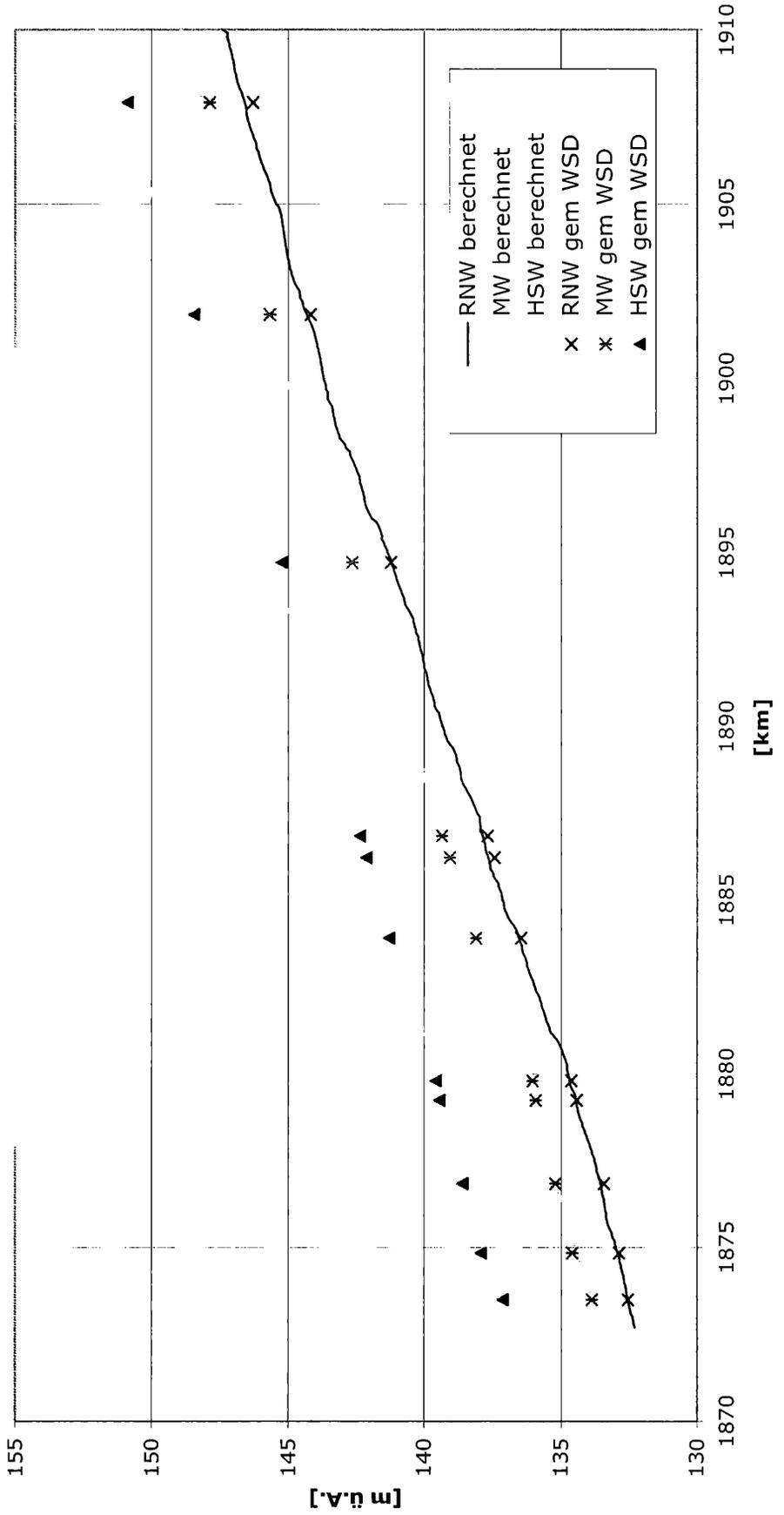


Bild 7: Verwendete Kornverteilungskurve (aus Projekt DONAUCONSULT)

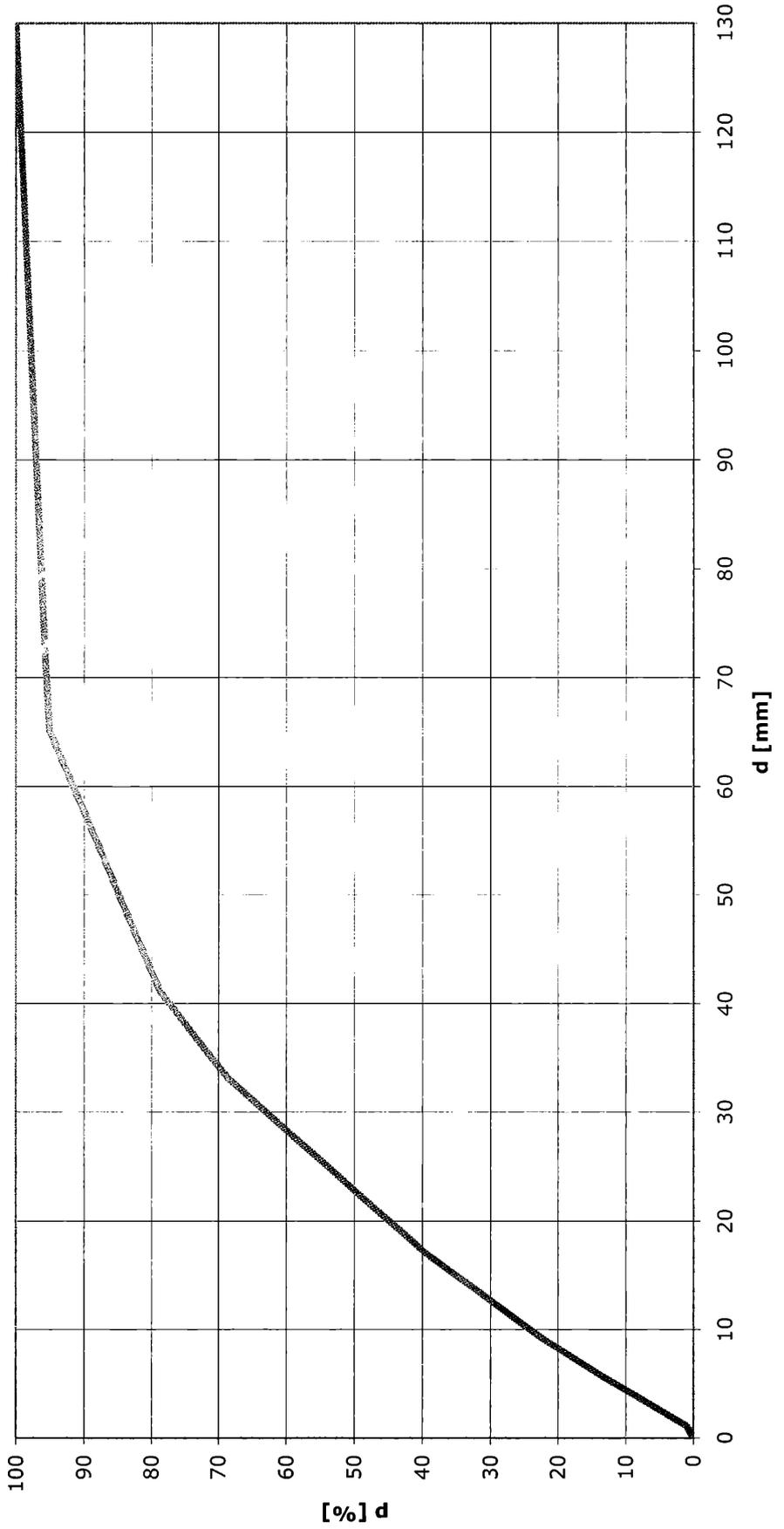


Bild 8: Wasserspiegelverlauf über Furten, gemäss Rechnung HEC-RAS

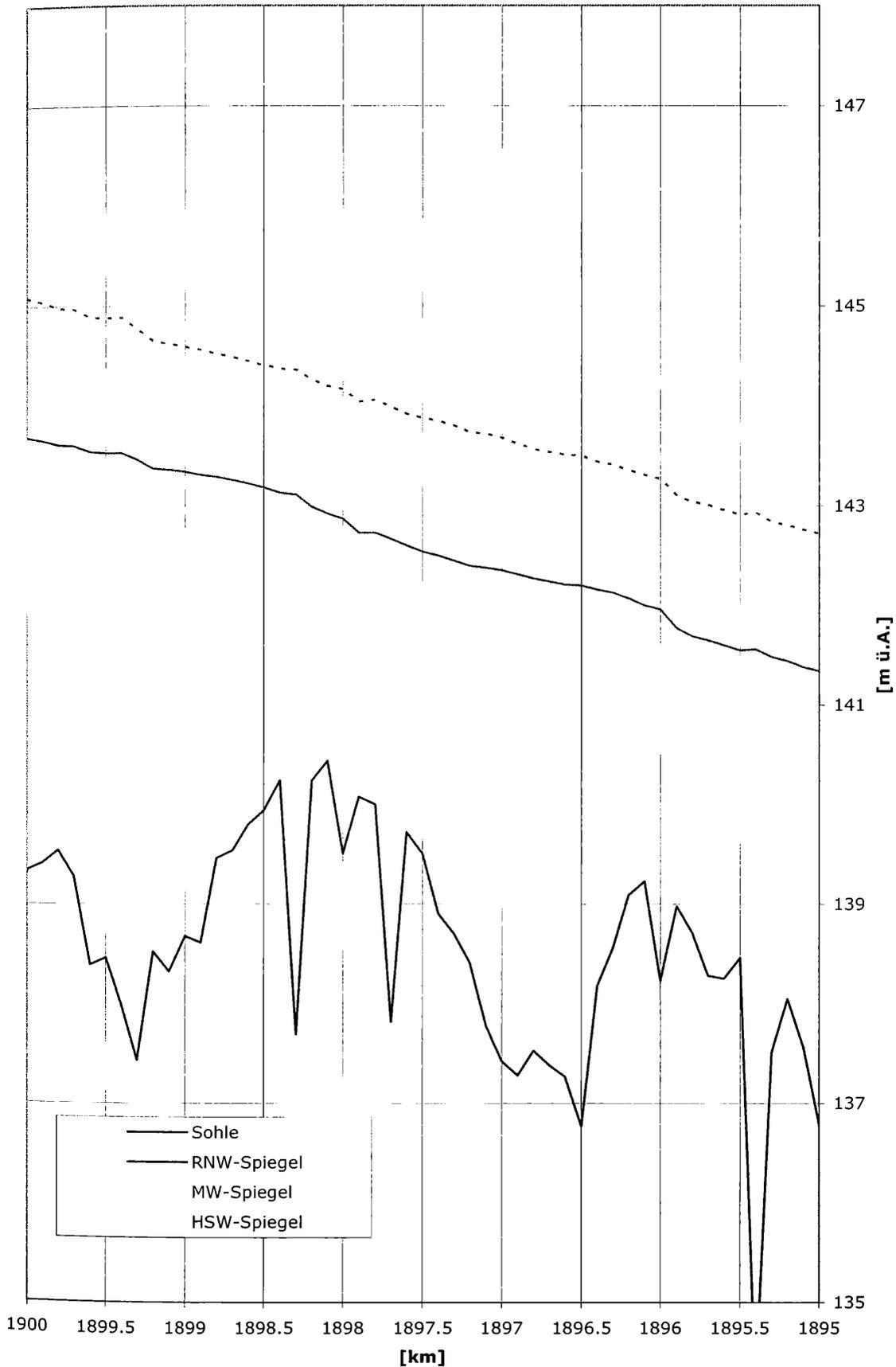


Bild 9: Reibungsgefälle über den ganzen Abschnitt

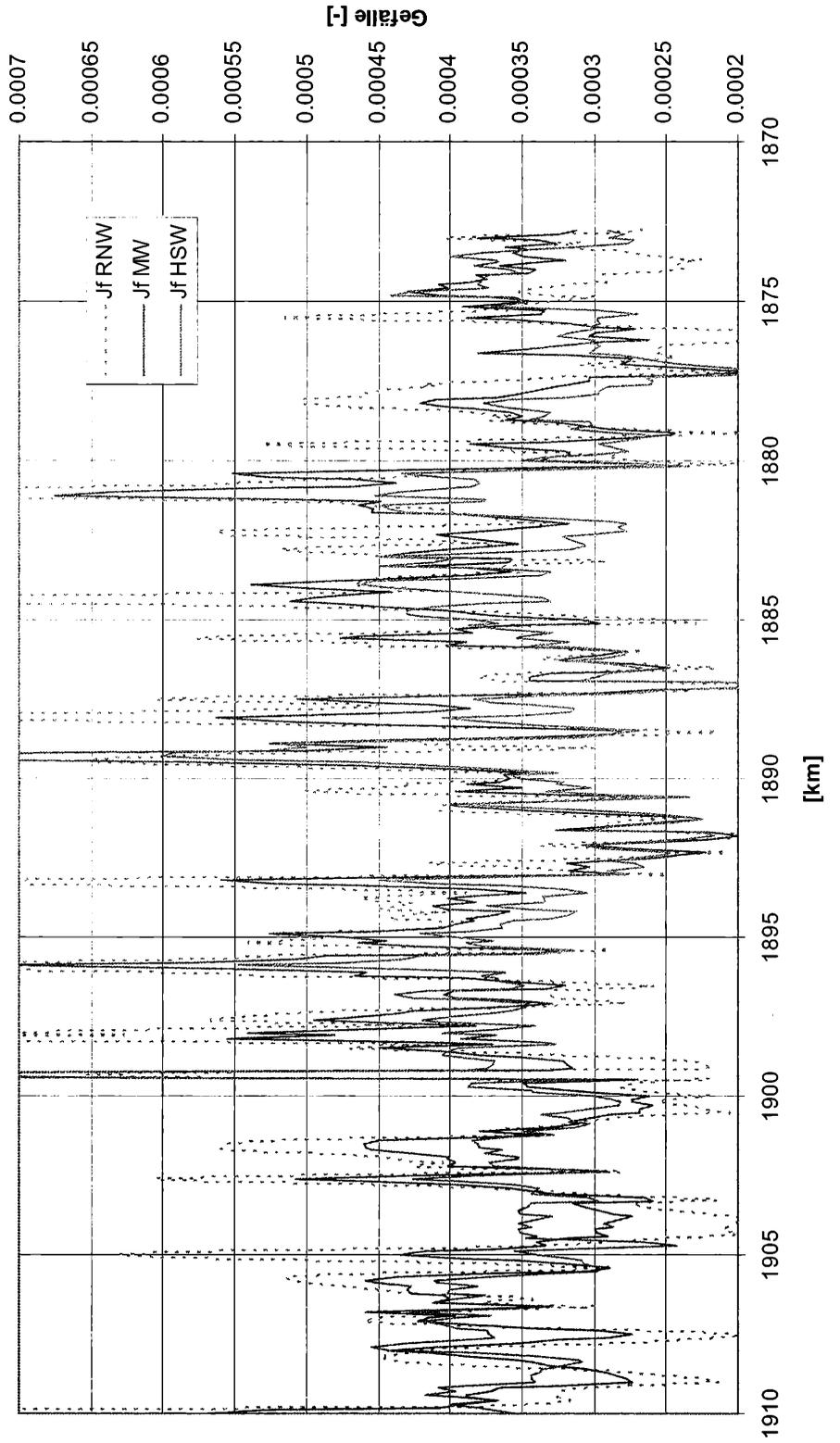


Bild 10: Reibungsgefälle (Ausschnitt)

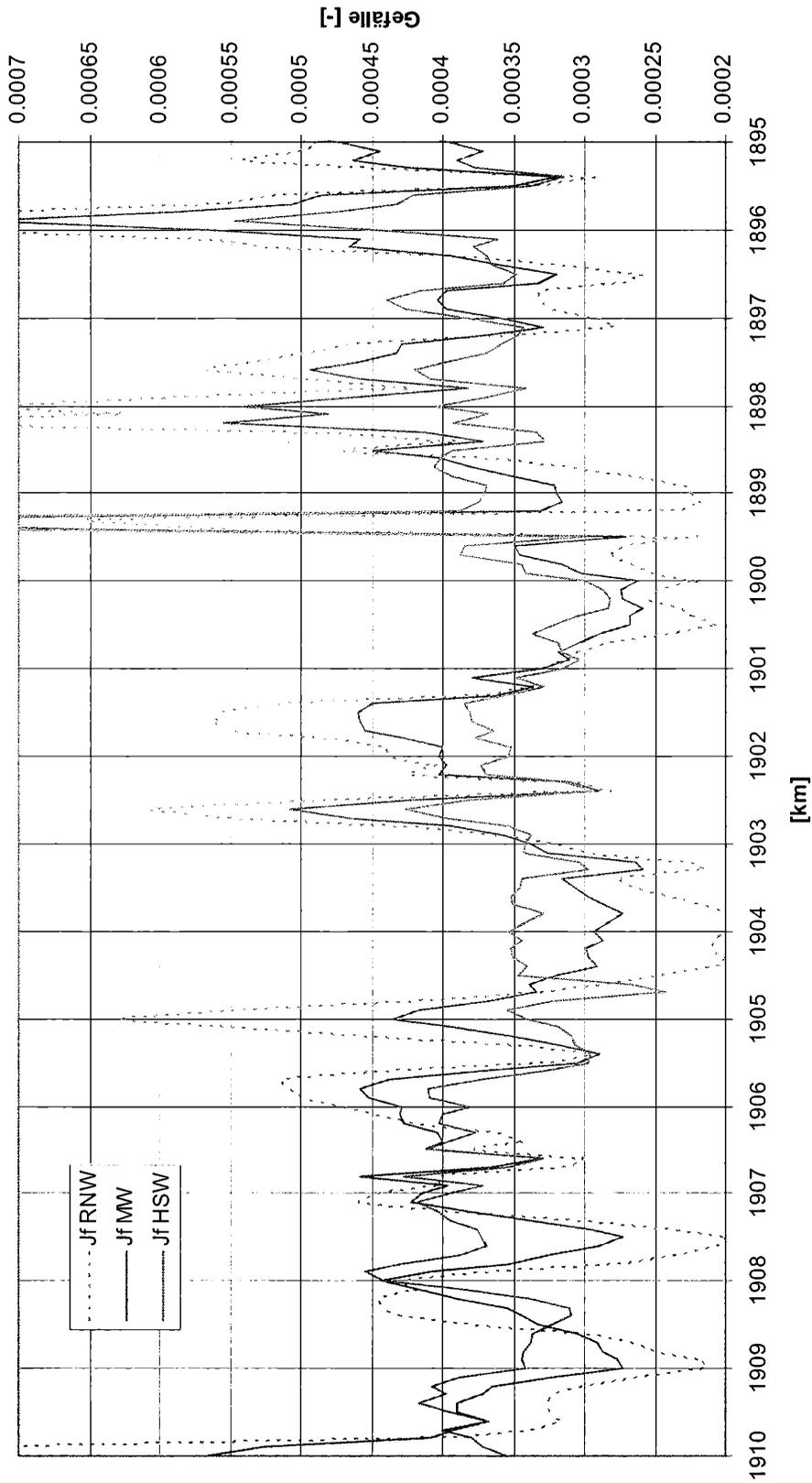
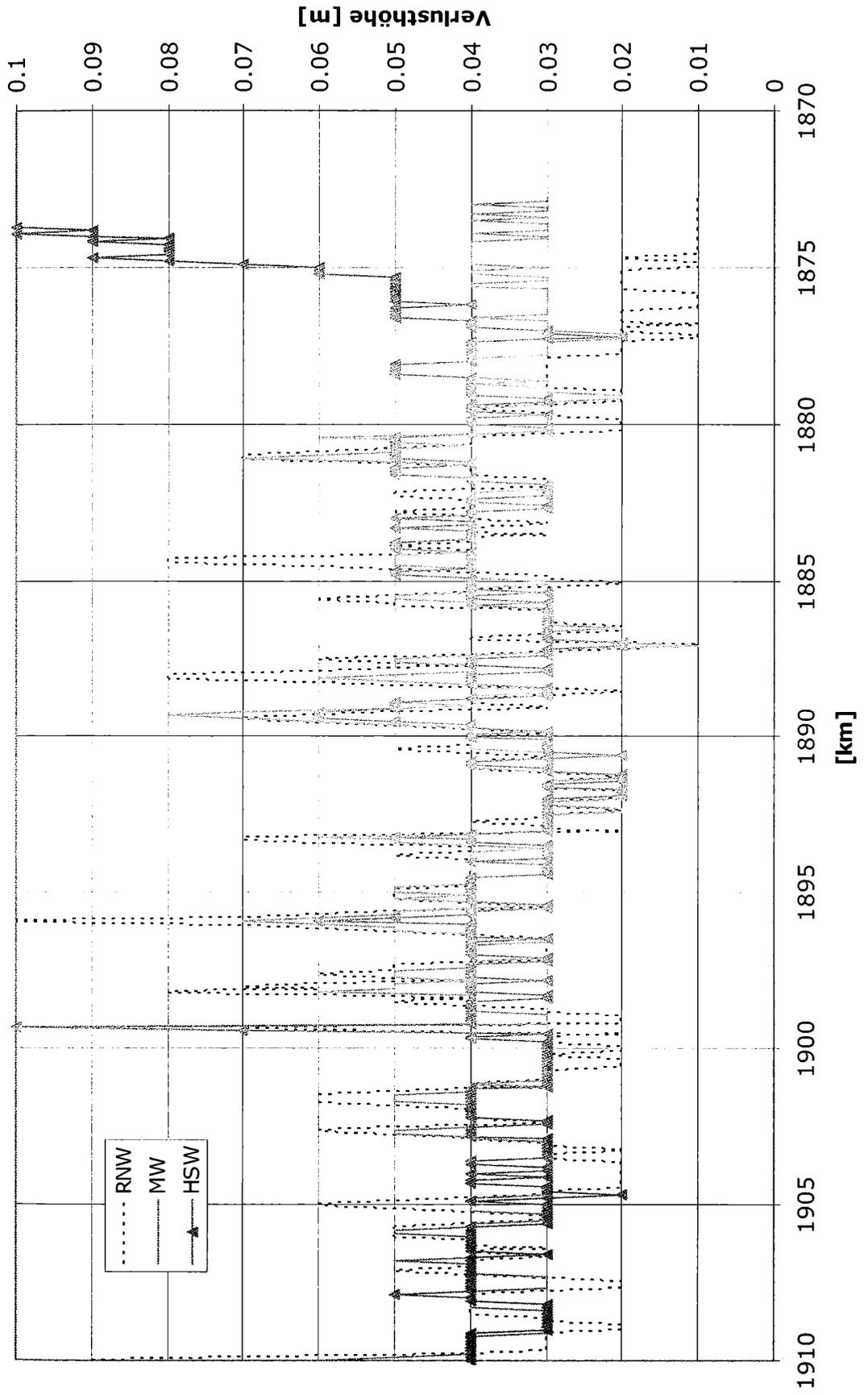
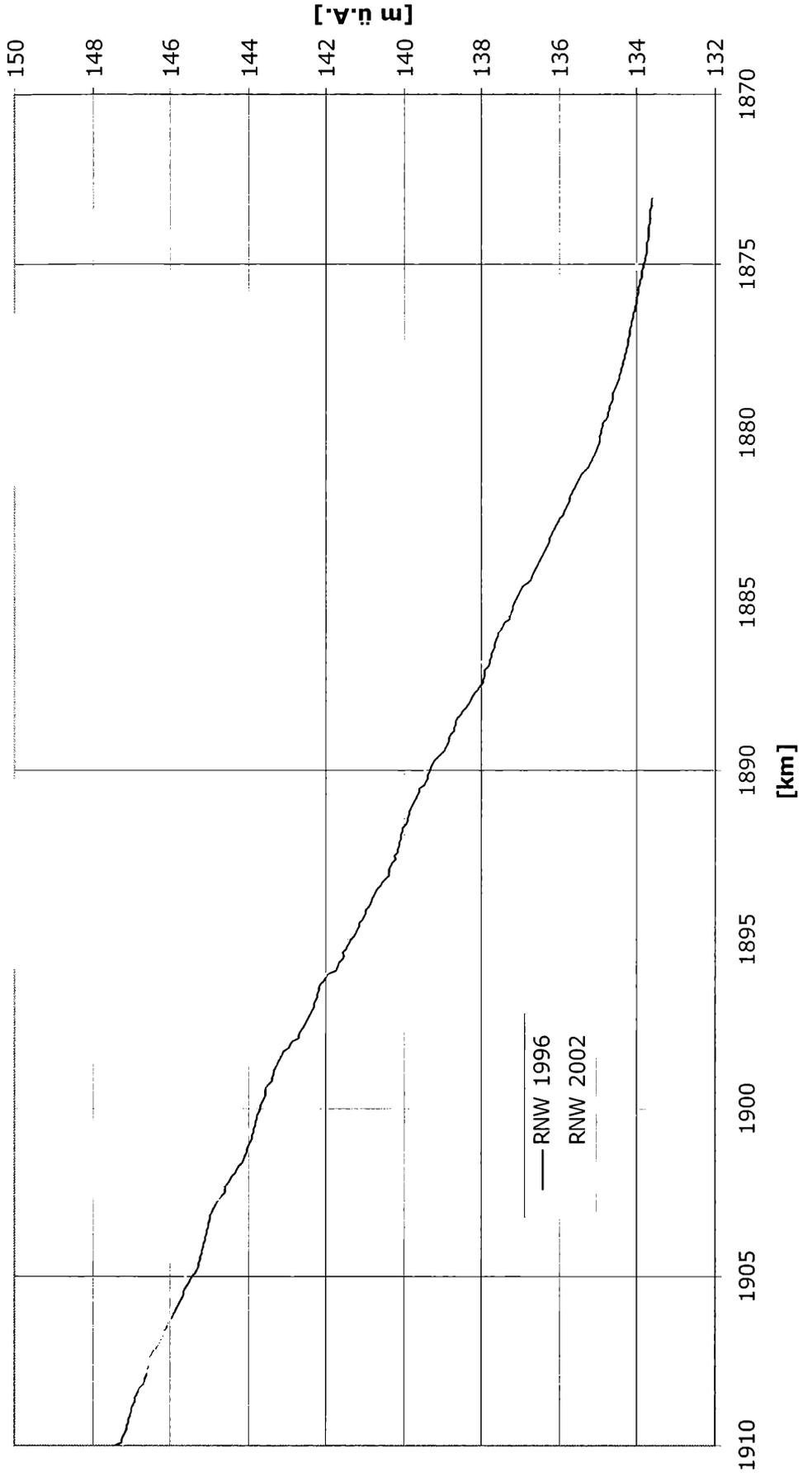


Bild 11: Reibungsverluste (Verlusthöhe pro 100 m)



**Bild 12: Vergleich der berechneten RNW-Wasserspiegel
(Sohlenlagen 1996 und Frühjahr 2002)**



**Bild 13: Vergleich der berechneten RNW-Wasserspiegel
(Sohlenlagen 1996 und Frühjahr 2002, Ausschnitt)**

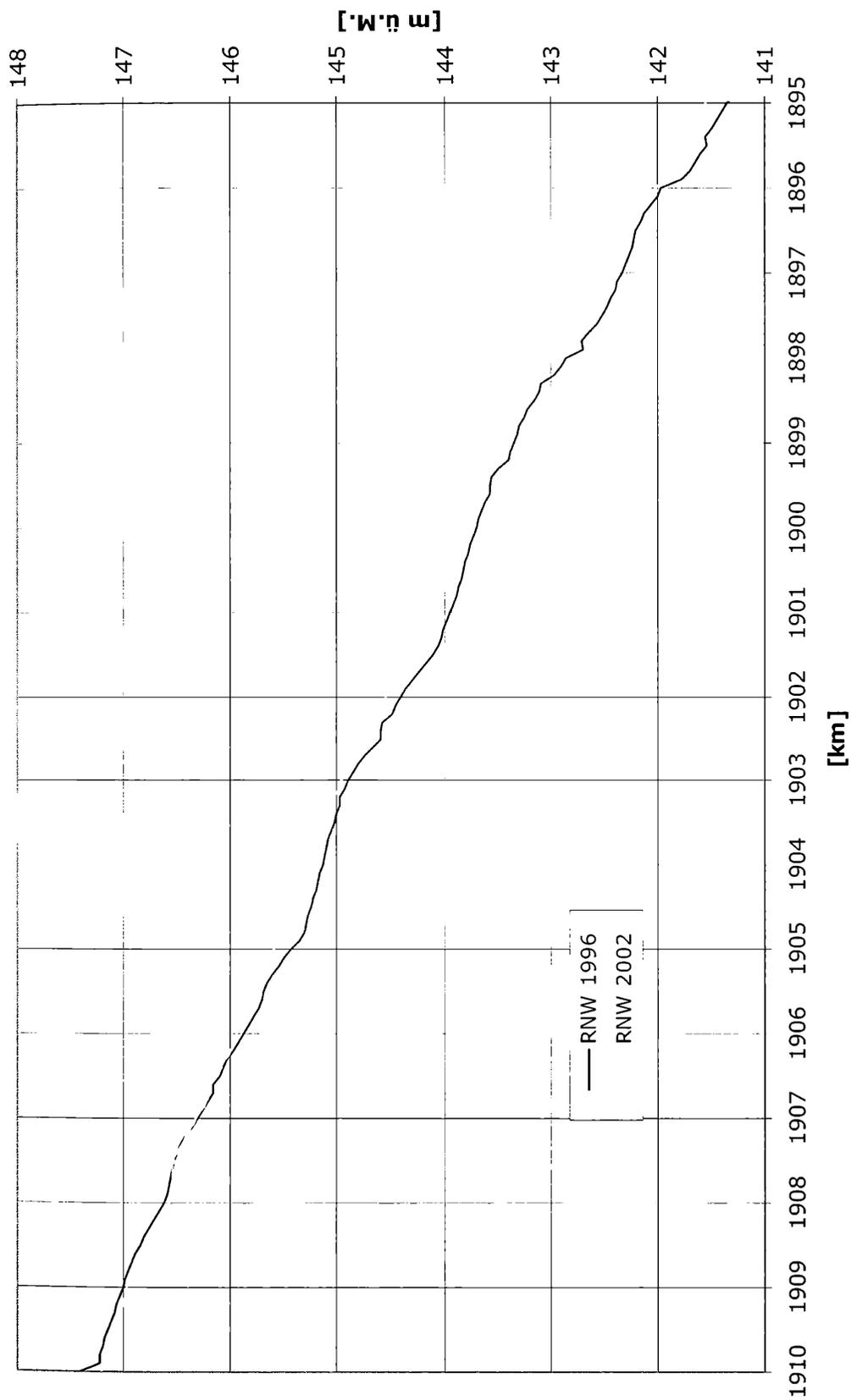


Bild 14: Reibungsgefälle 2002, Vergleich zu 1996

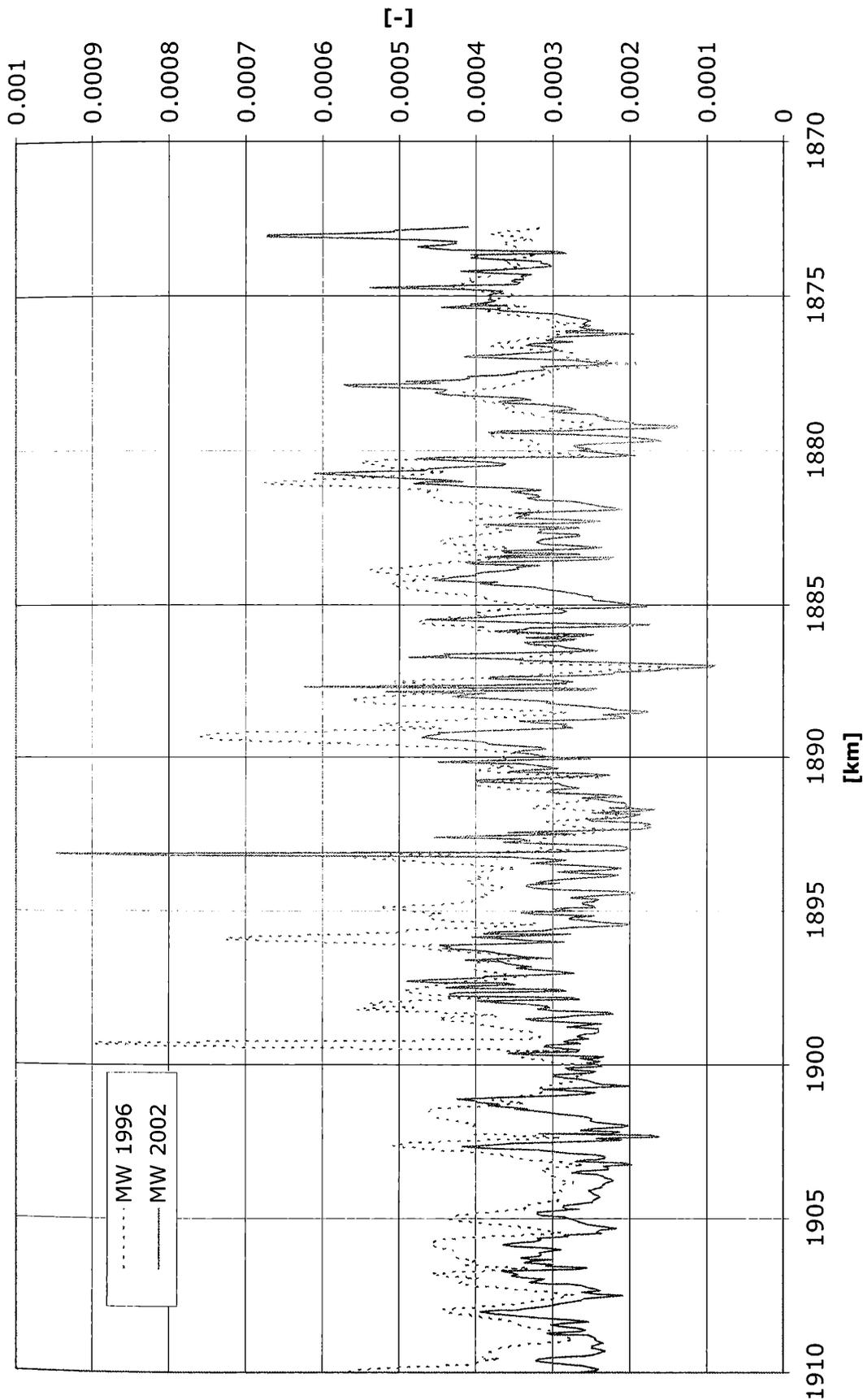


Bild 15: Reibungsgefälle 2002, Vergleich zu 1996 (Ausschnitt)

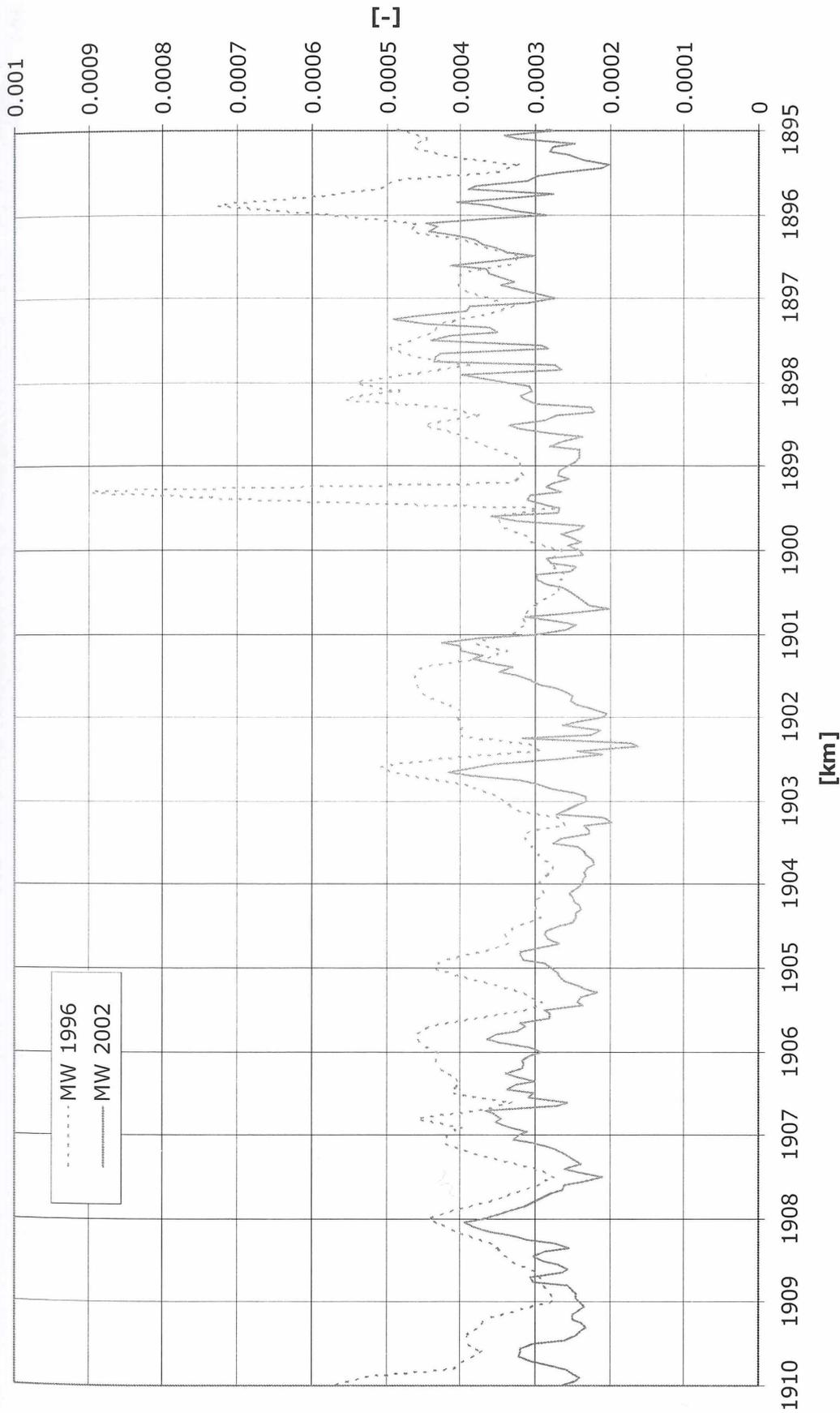


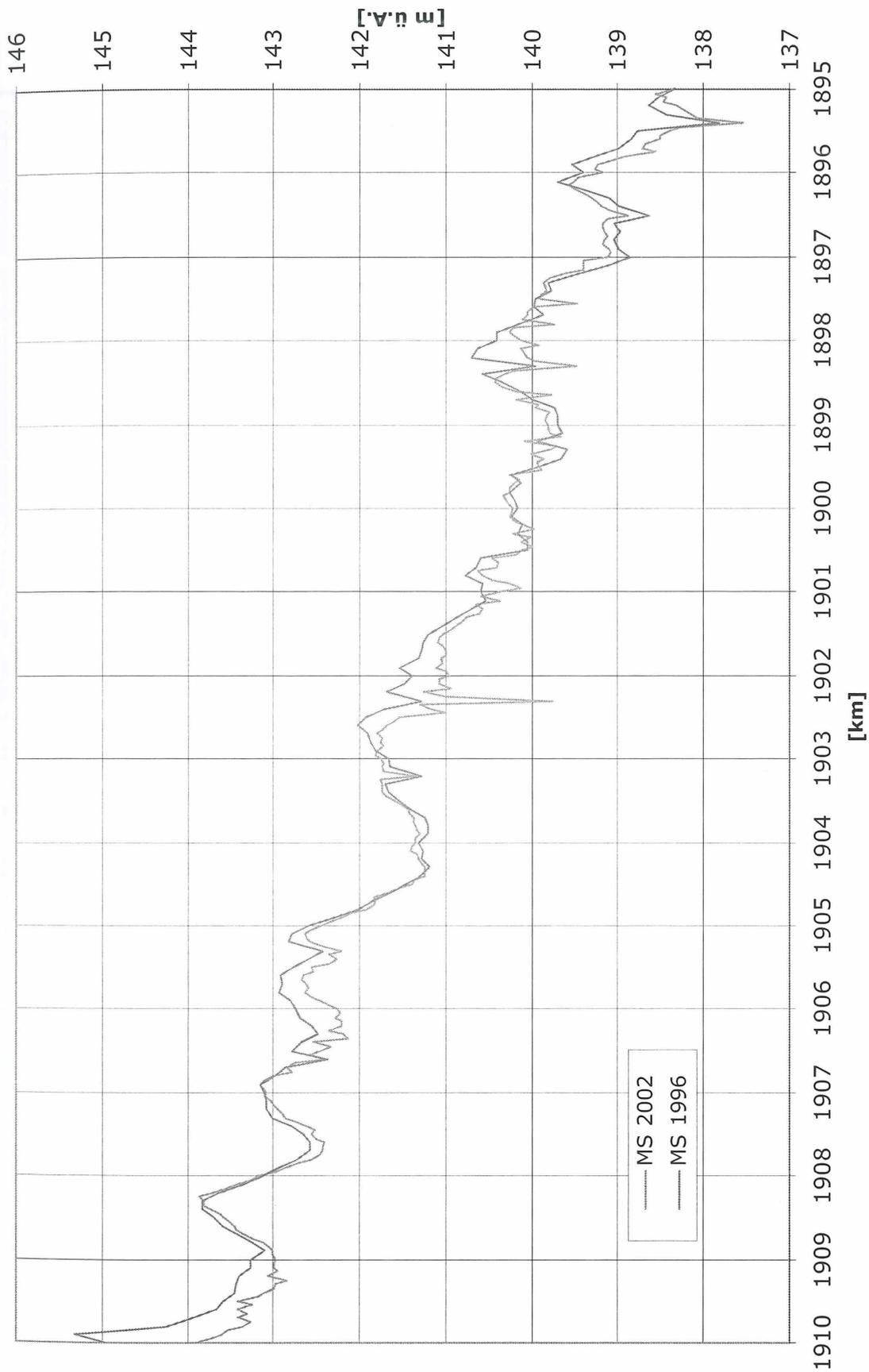
Bild 16: Mittlere Sohlenlagen 1996 und 2002 (Ausschnitt)

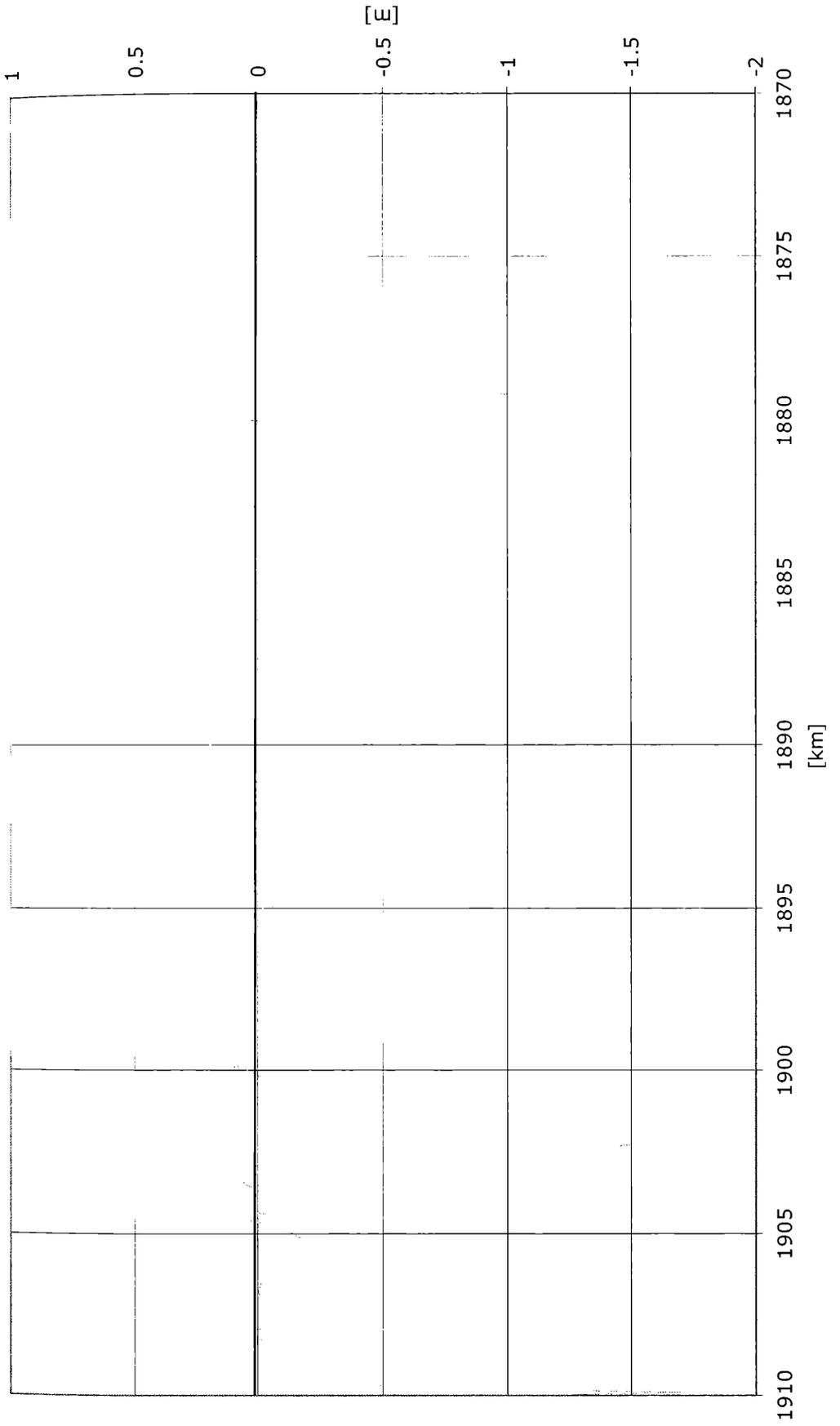
Bild 17: Differenz der mittleren Sohlenlagen (1996 bis 2002)

Bild 18: Querprofil km 1910

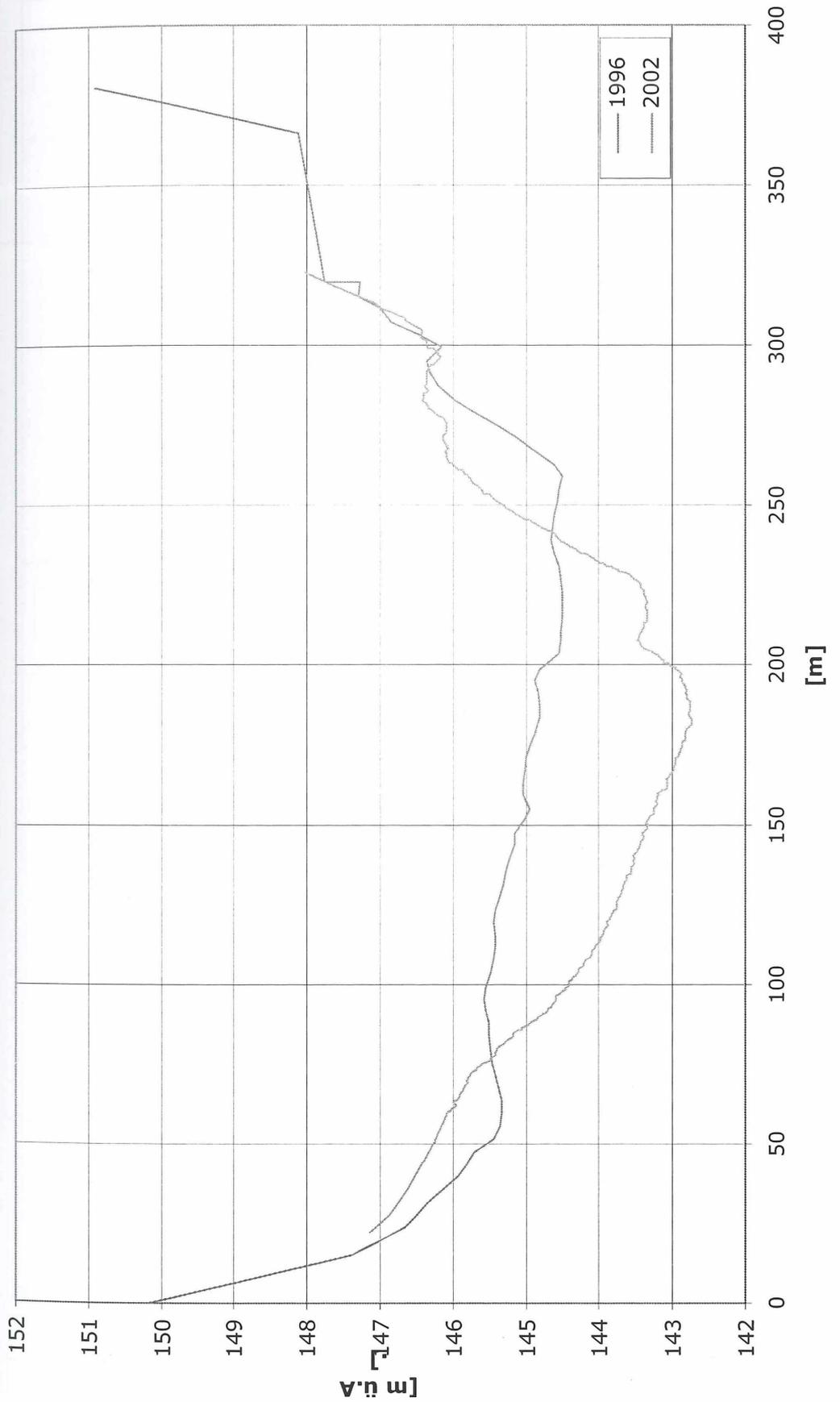


Bild 19: Querprofil km 1909.9

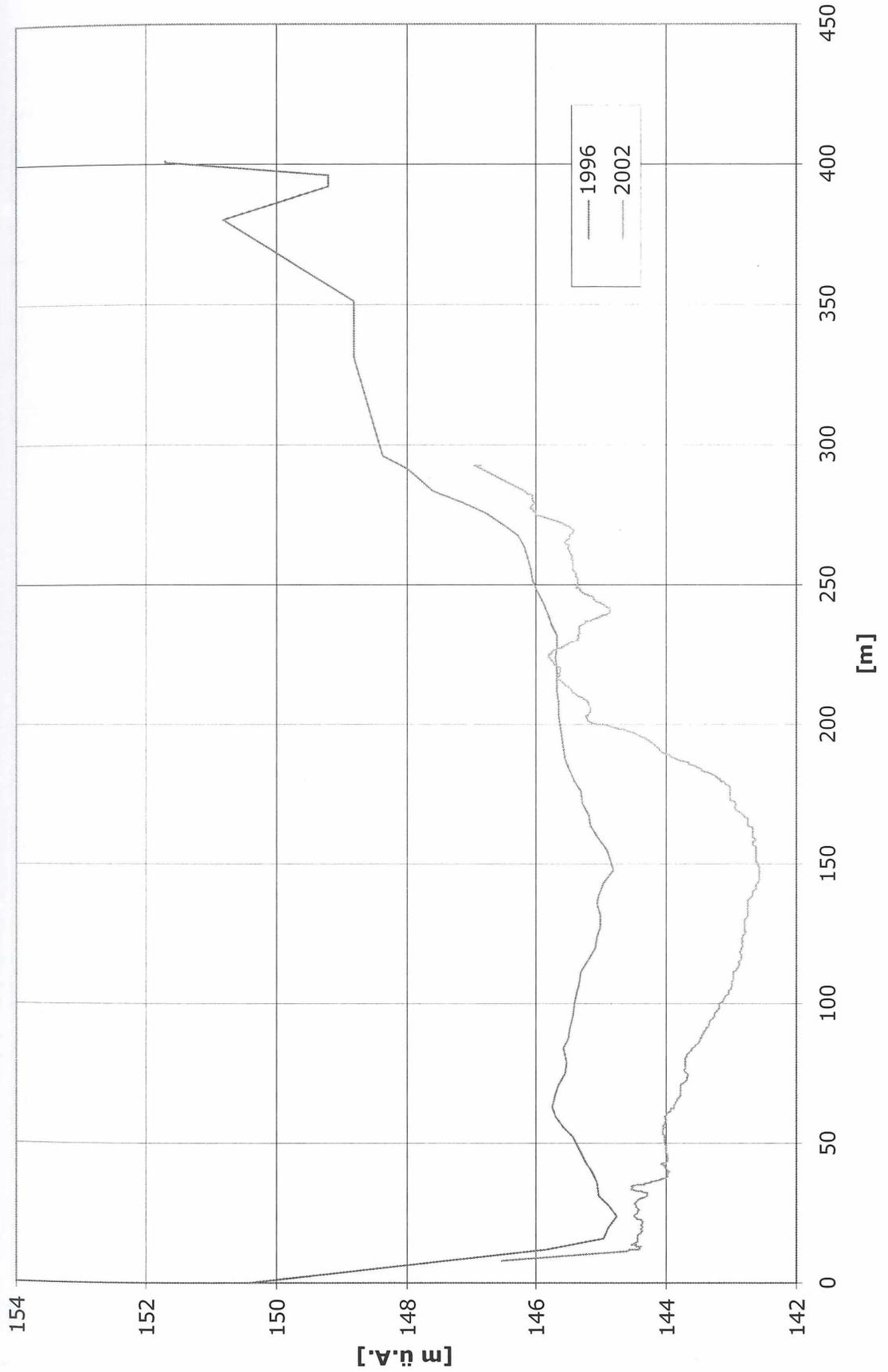


Bild 20: Querprofil km 1902.2

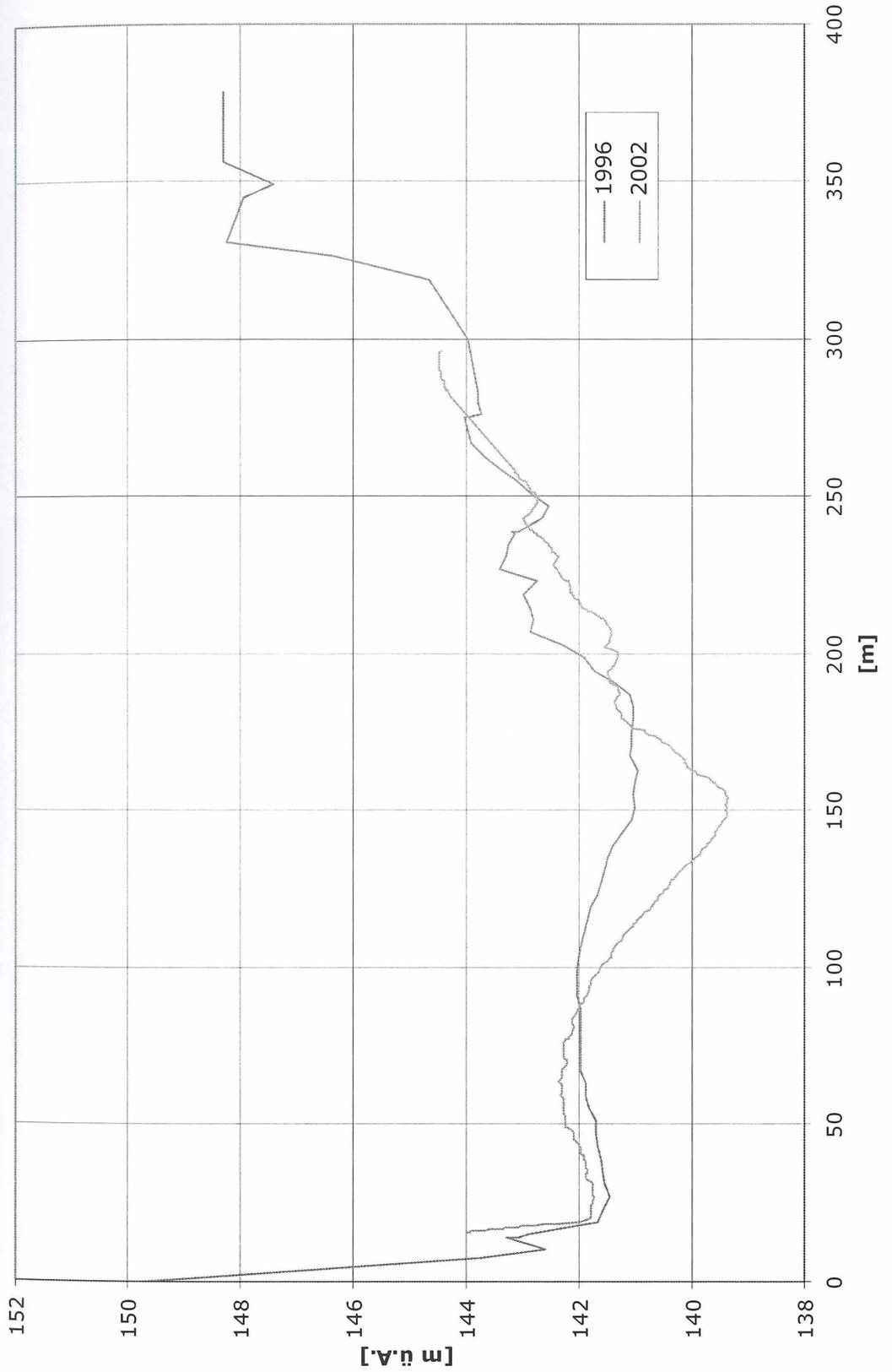


Bild 21: Querprofil km 1899.3



Bild 22: Querprofil km 1998.4



Bild 23: Querprofil km 1898.3

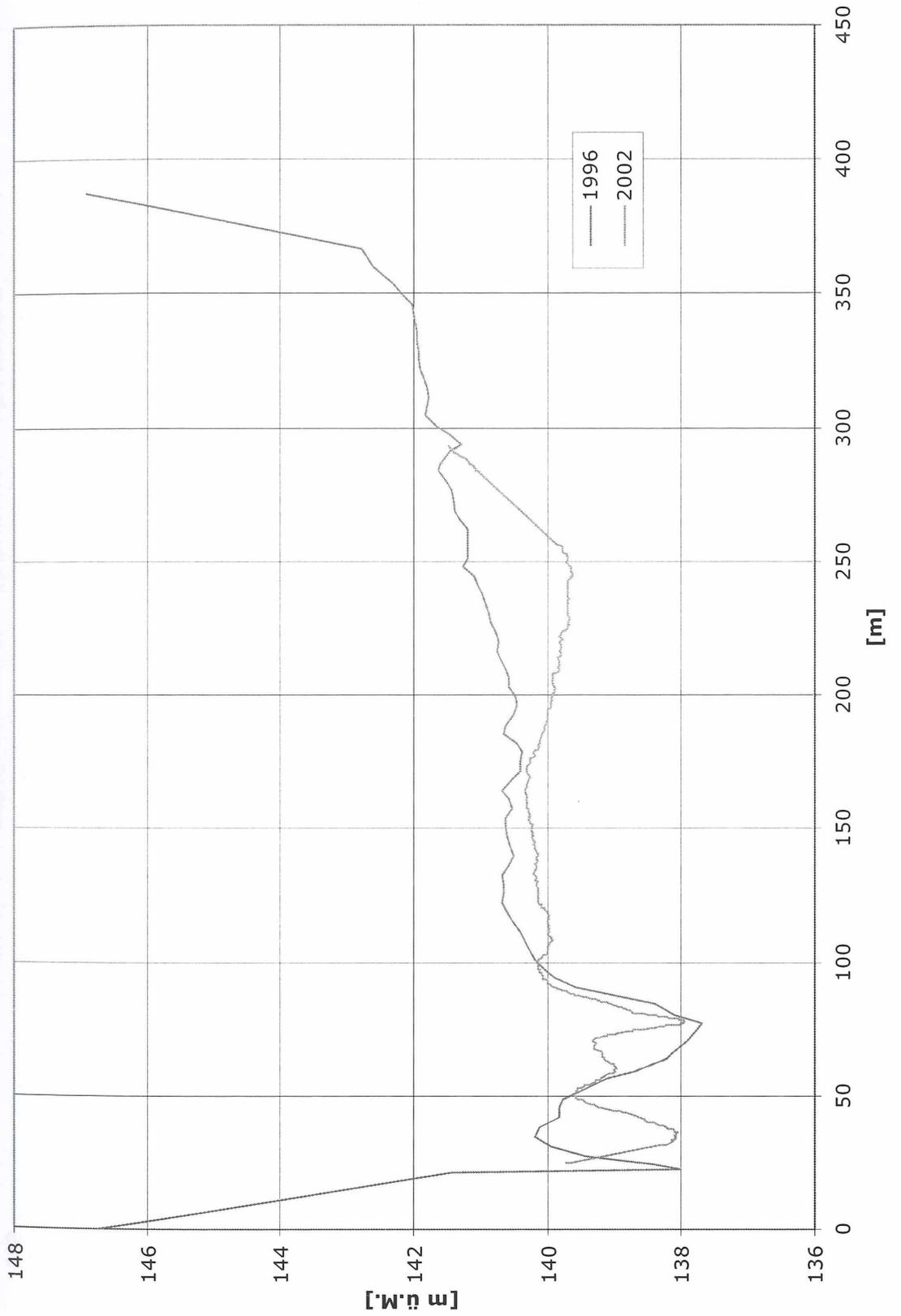


Bild 24: Querprofil km 1898.2

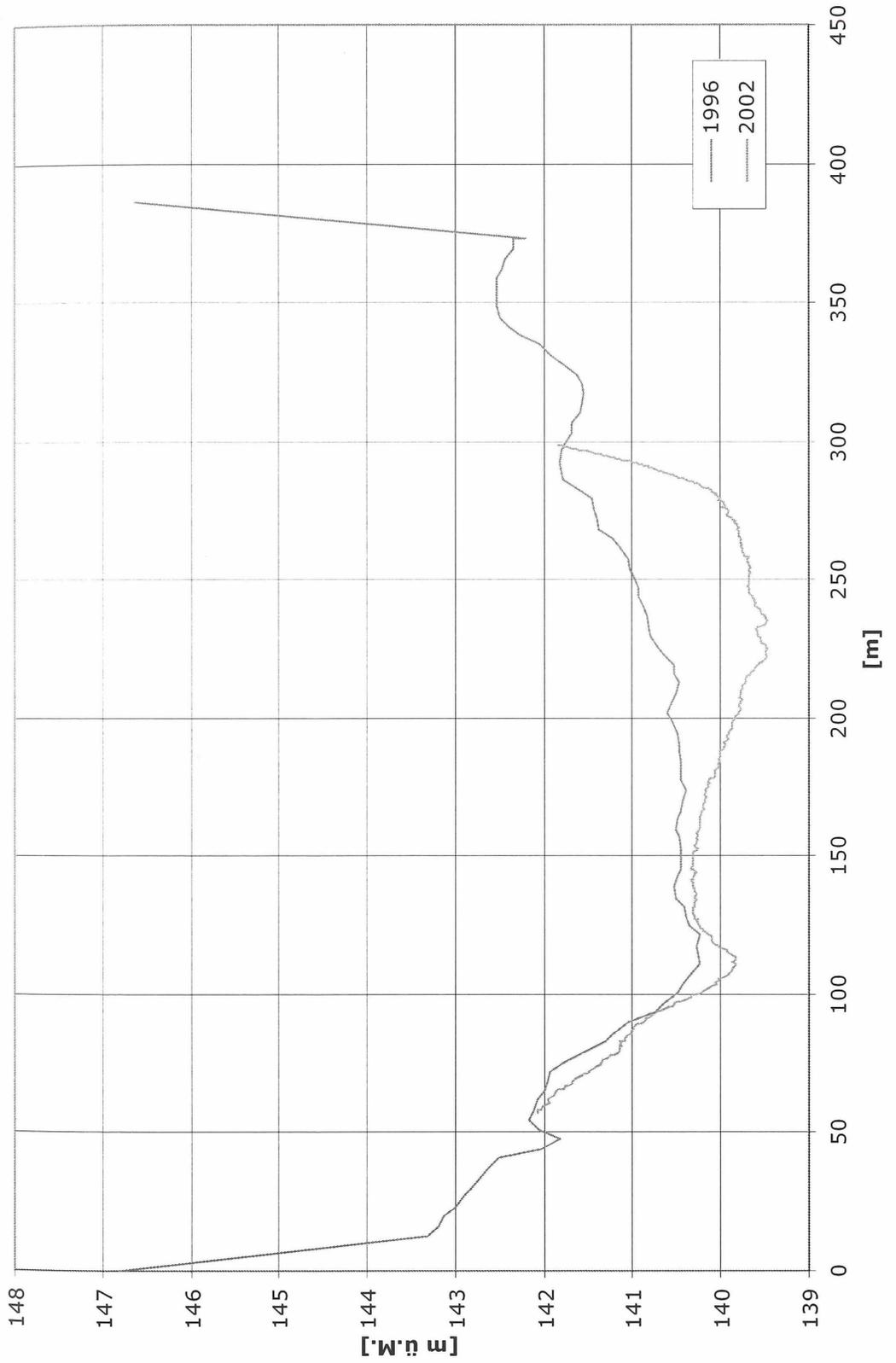


Bild 25: Querprofil km 1898.1

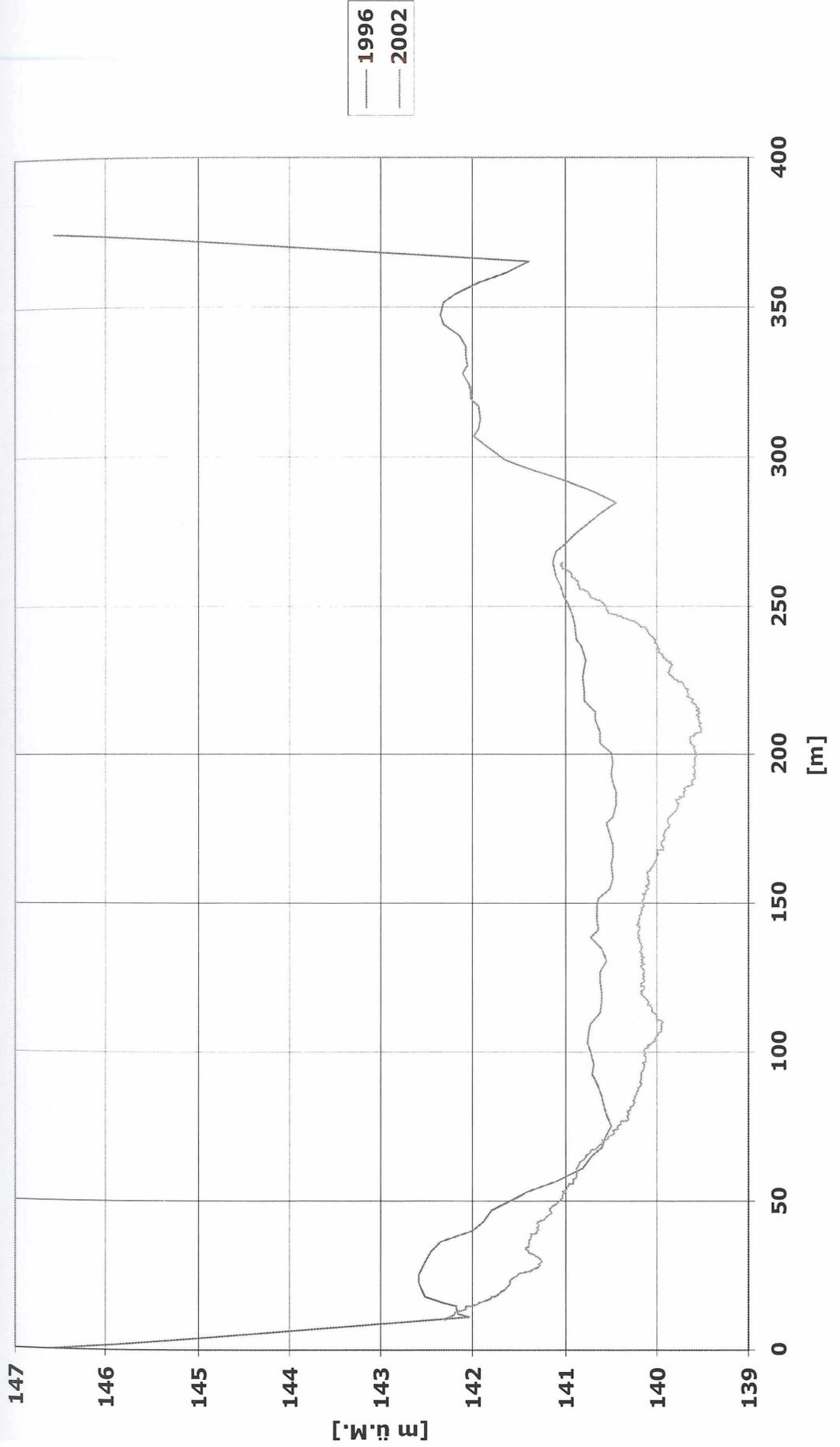


Bild 26: Querprofil km 1898.0

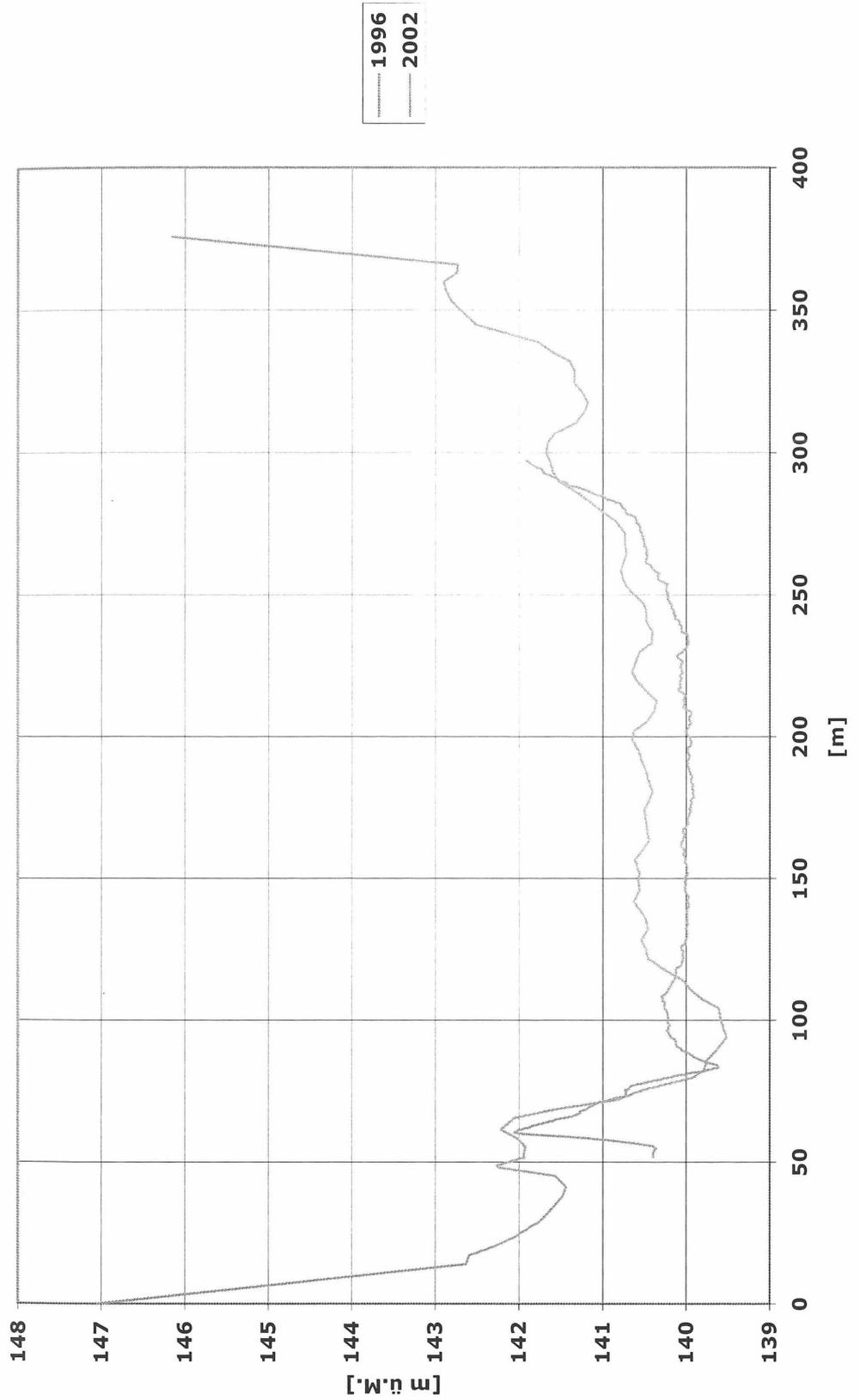


Bild 27: Querprofil km 1897.9

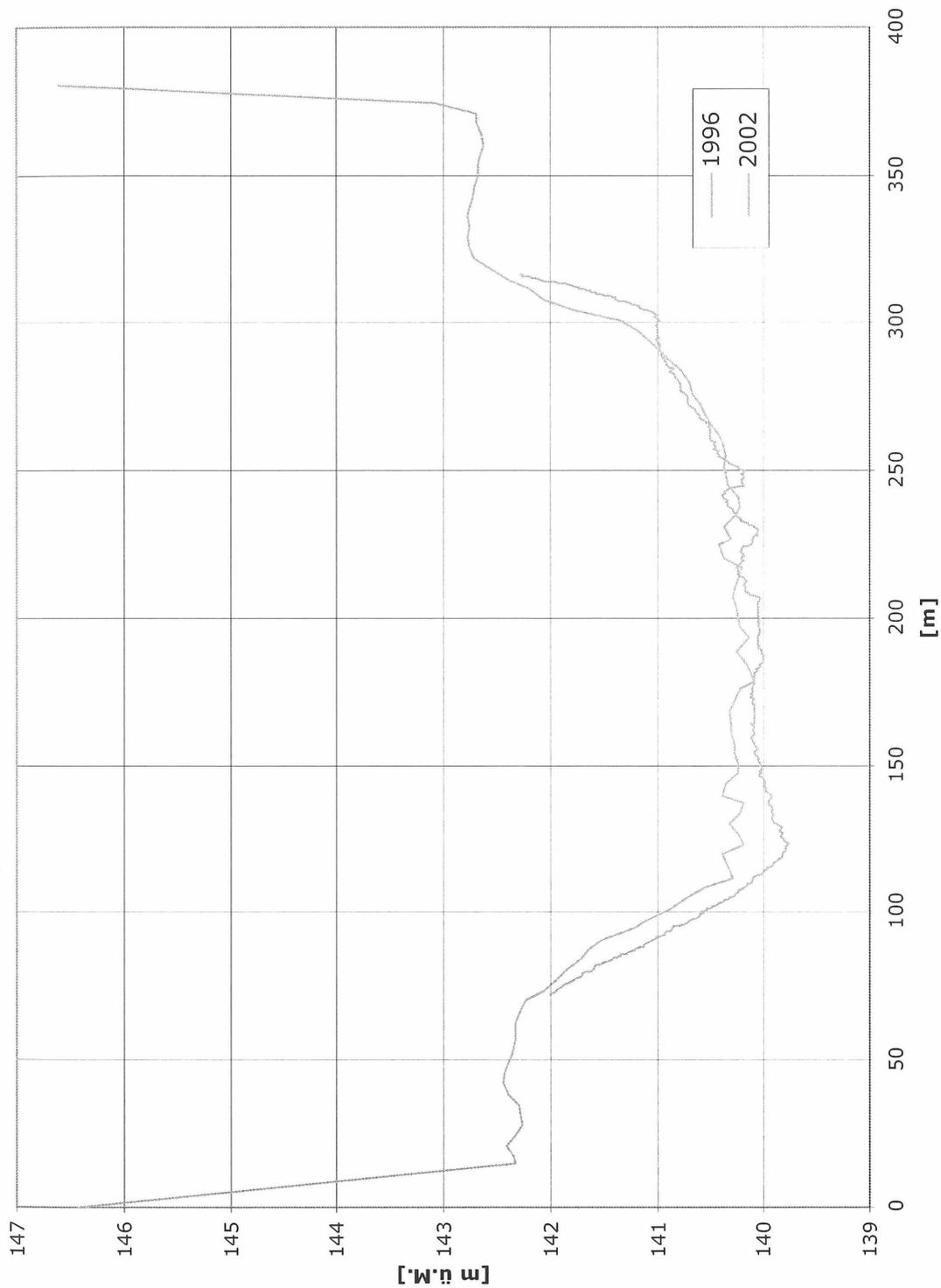


Bild 28: Querprofil km 1897.3

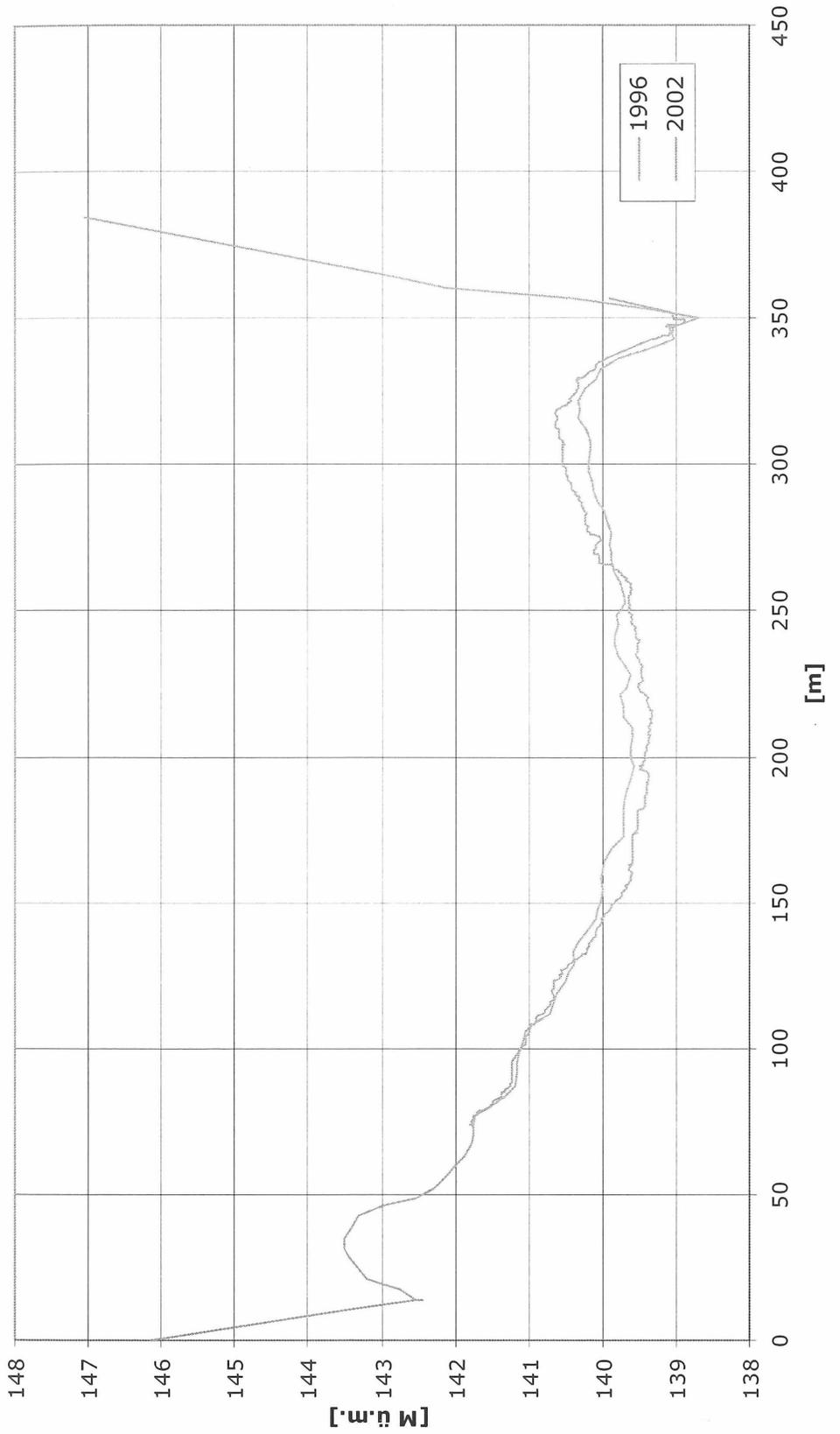


Bild 29: Querprofil km 1896.2

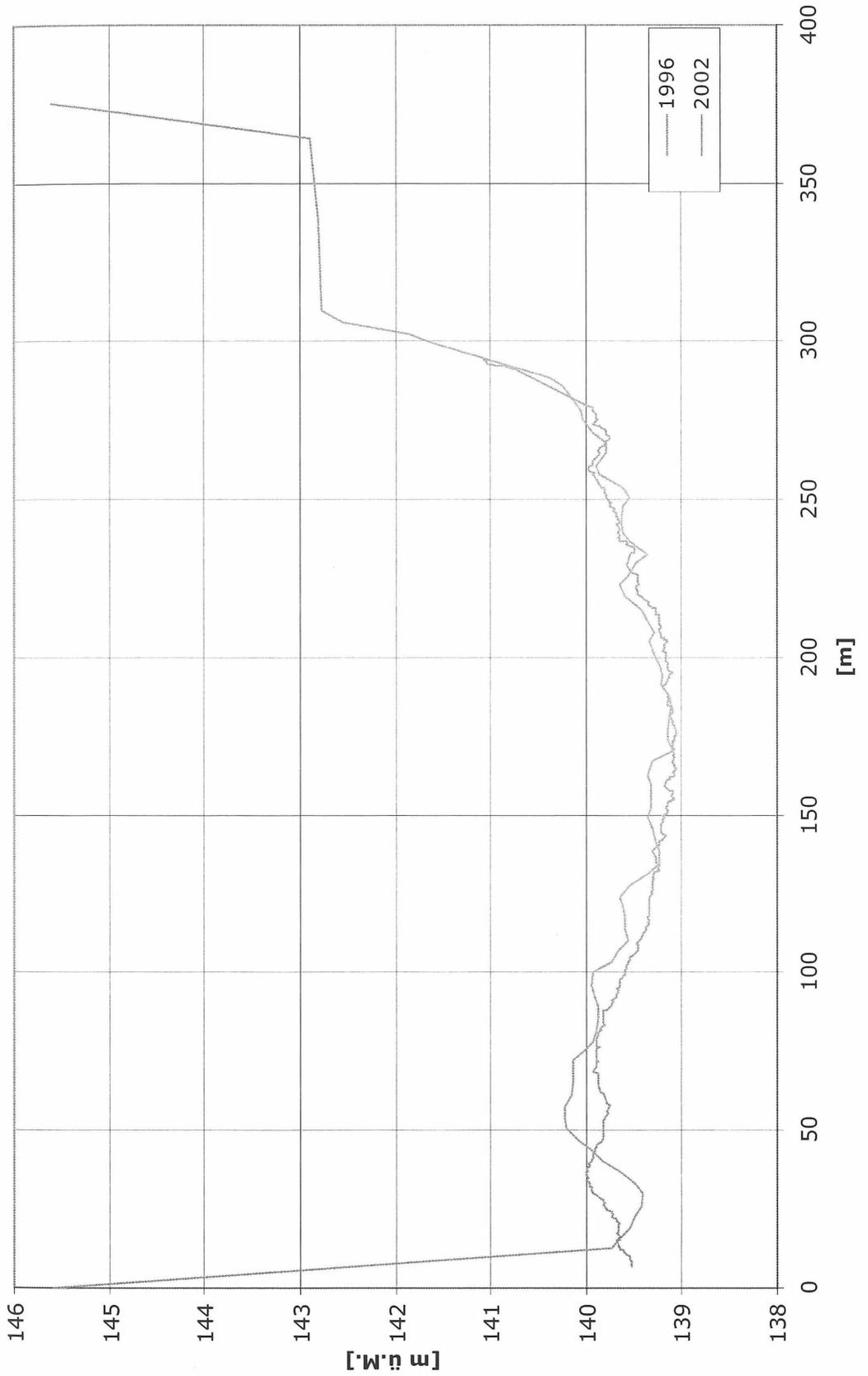


Bild 30: Querprofil km 1896.1

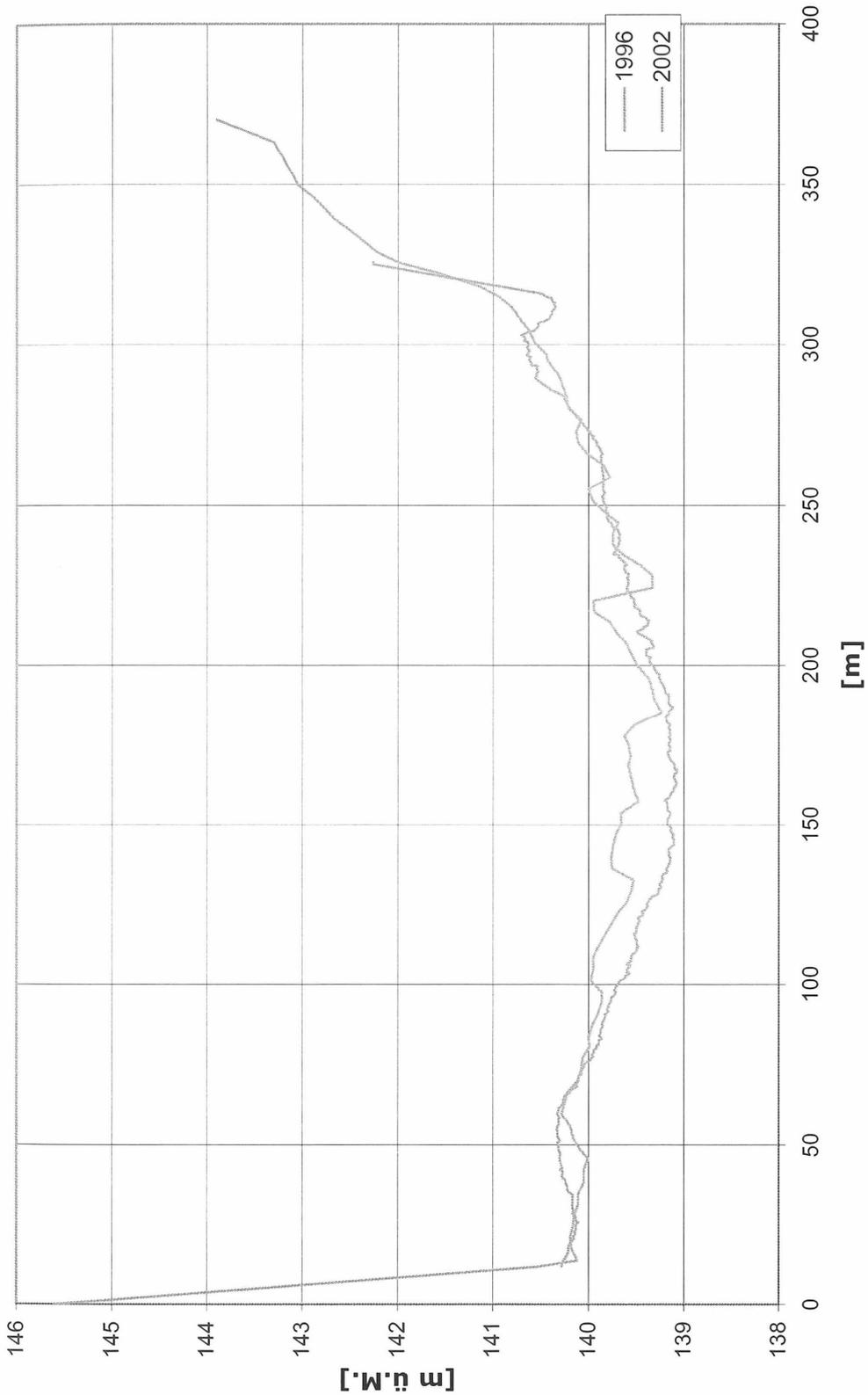


Bild 31: Querprofil km 1896.0

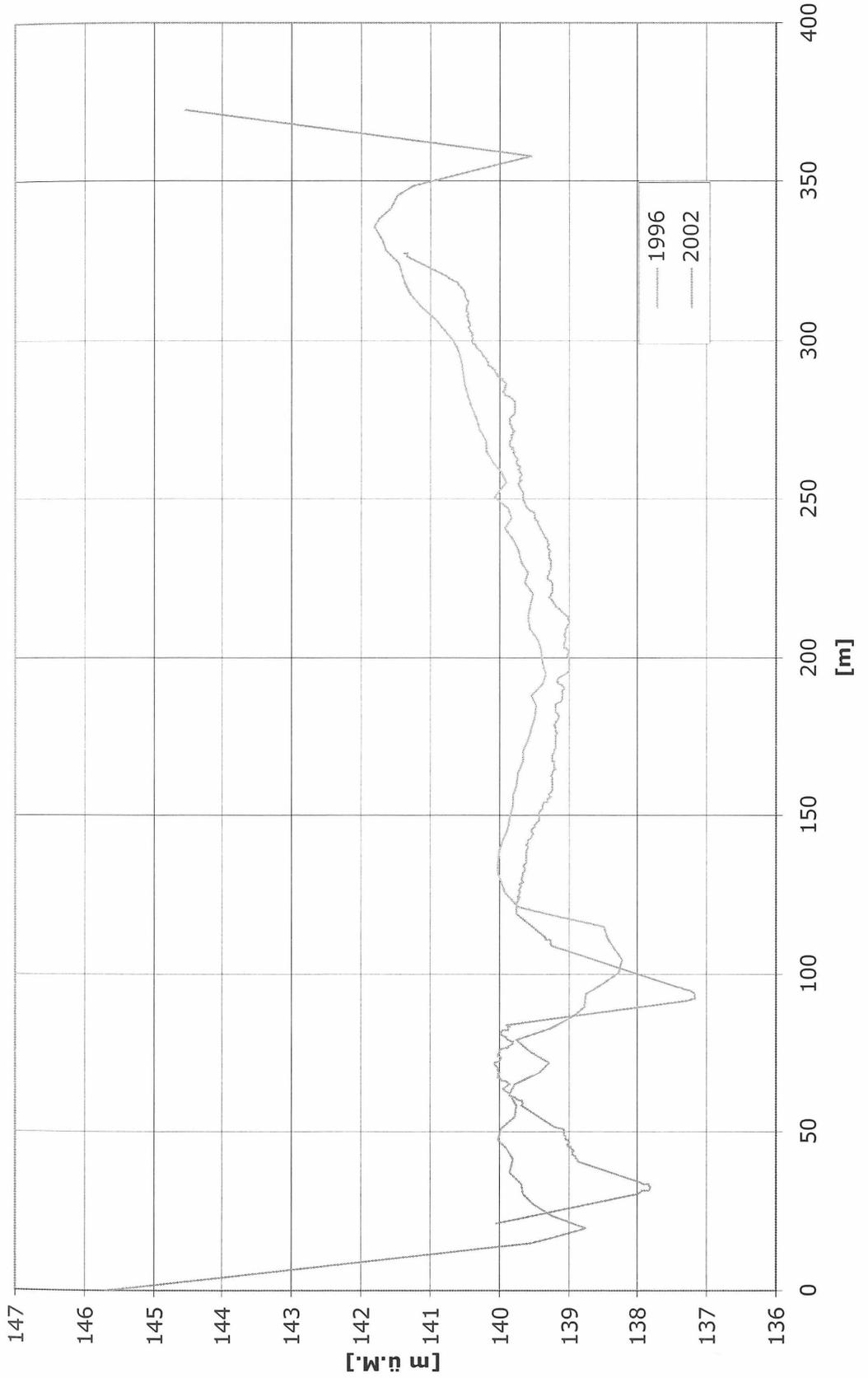


Bild 32: Querprofil km 1895.9

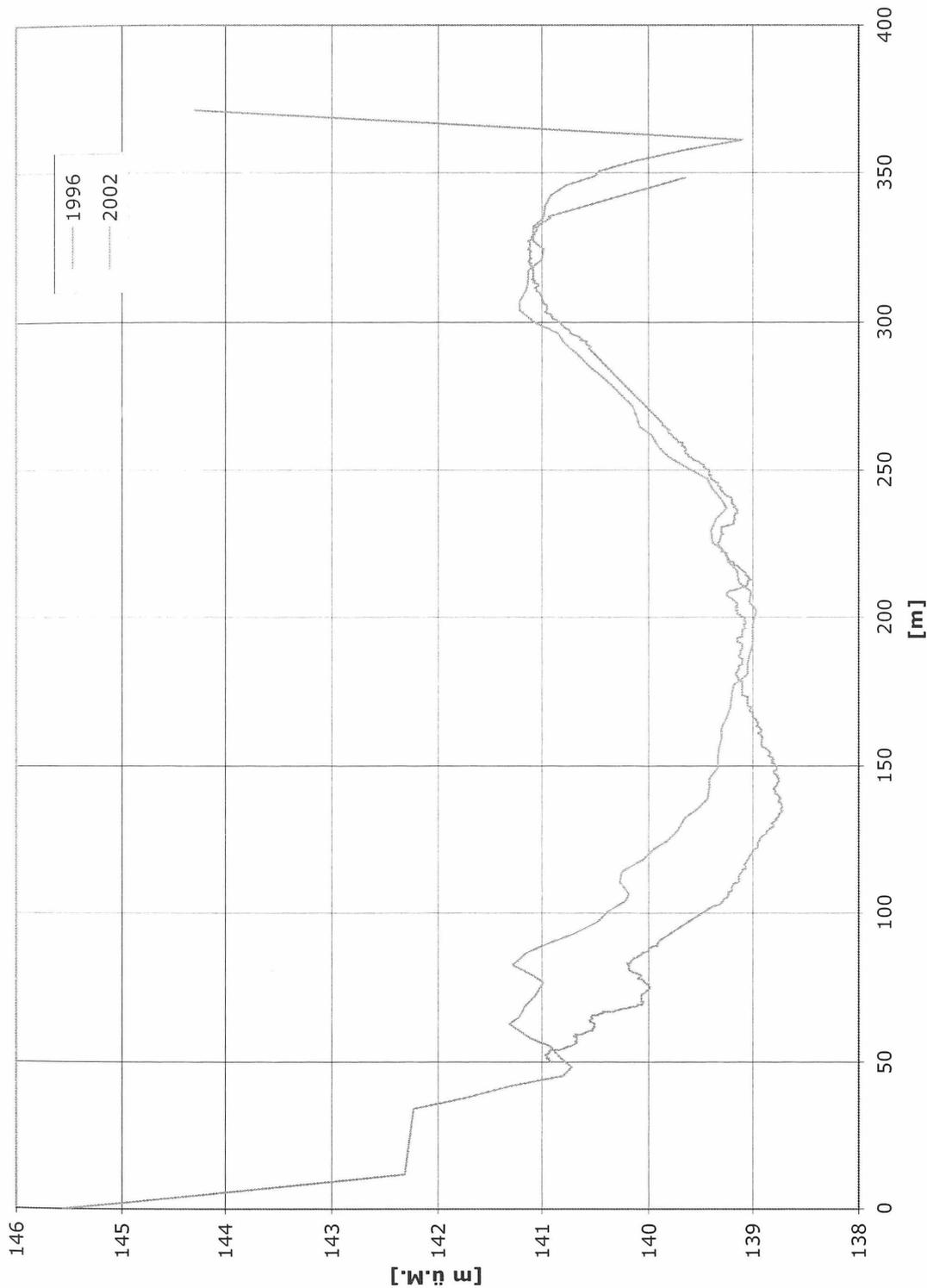


Bild 33: Profil km 1895.8

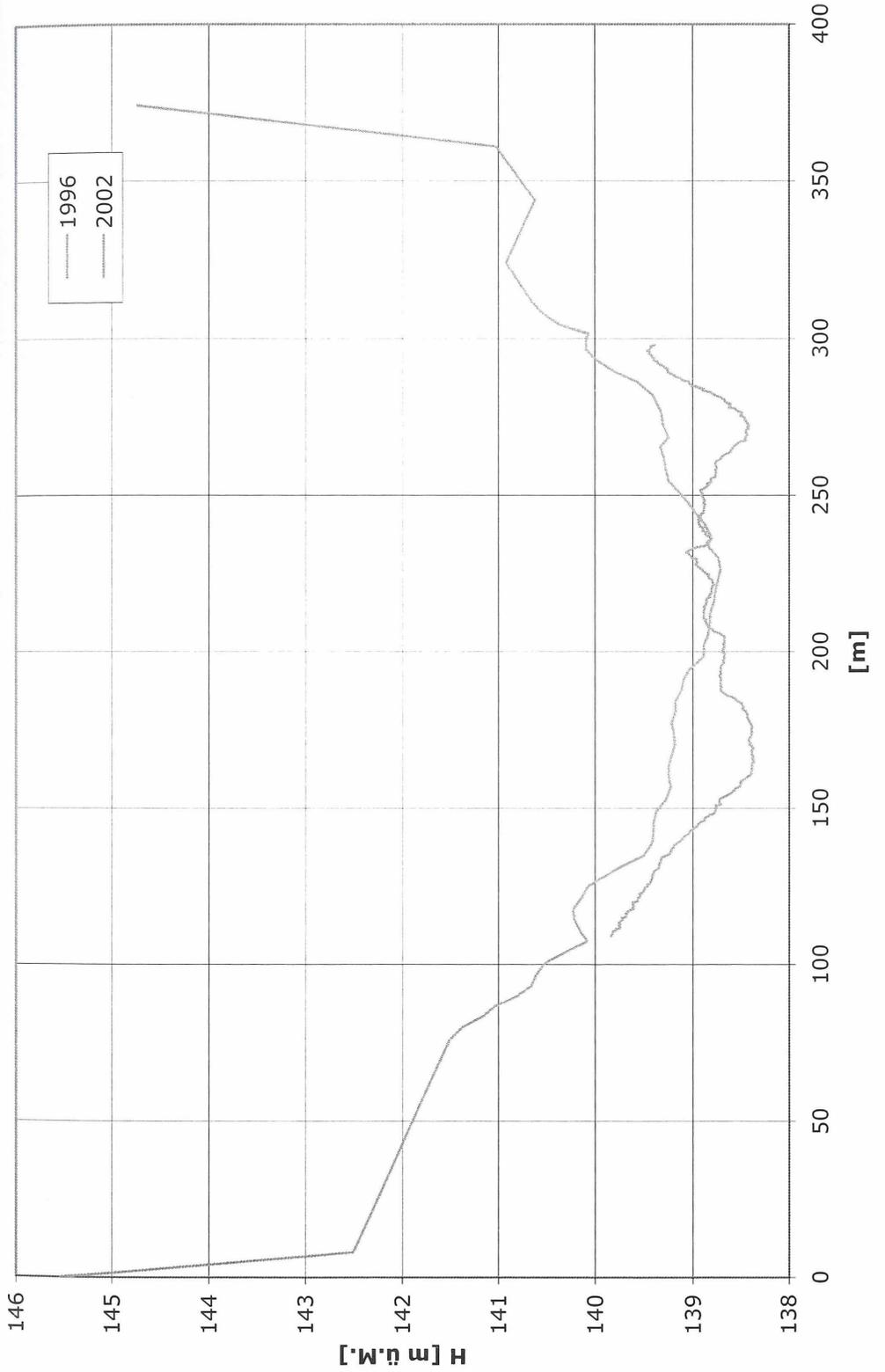


Bild 34: Einfluss der Baggerungen in Bratislava

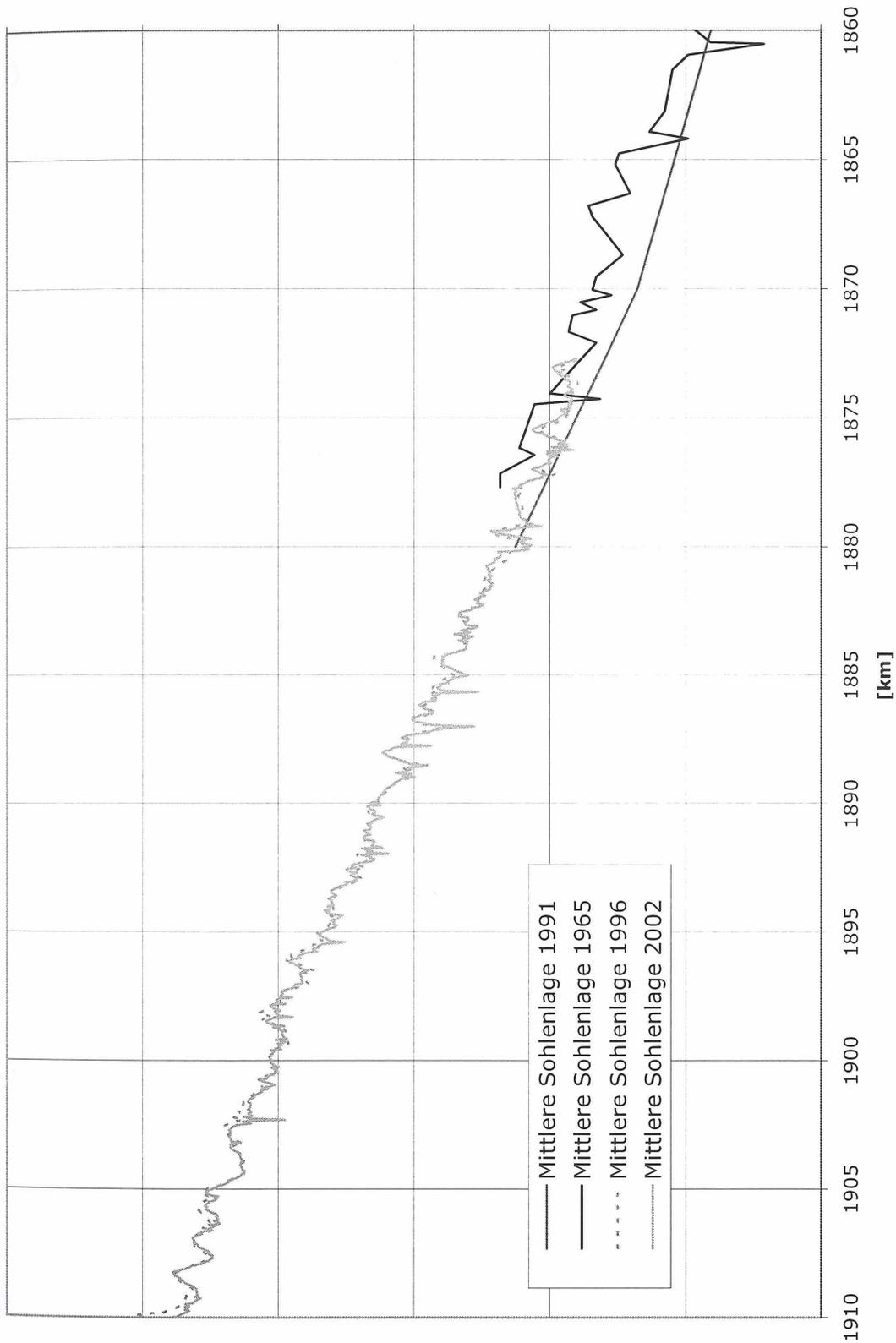
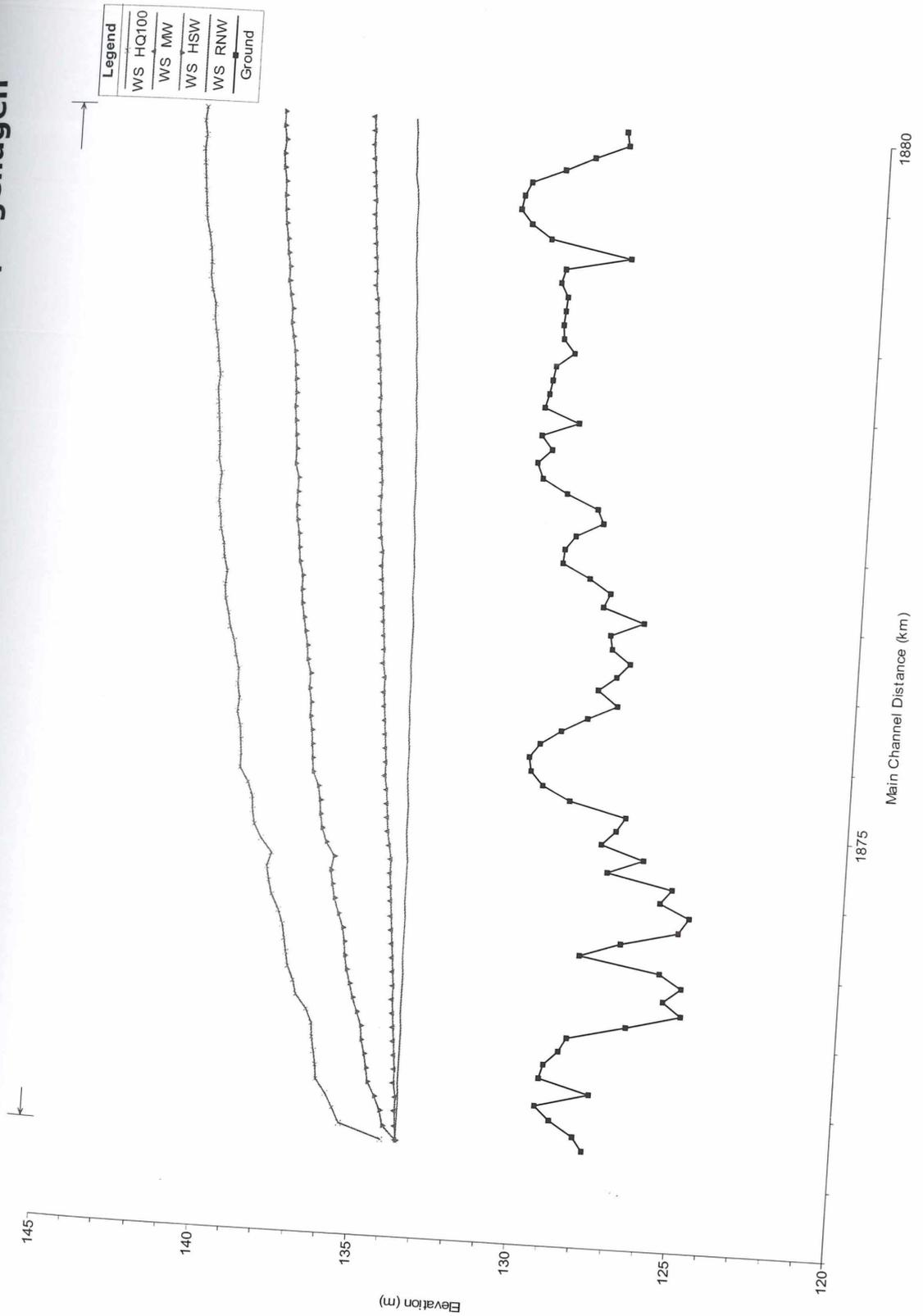


Bild 35: Einfluss des Kraftwerks Gabčikovo auf die Wasserspiegellagen



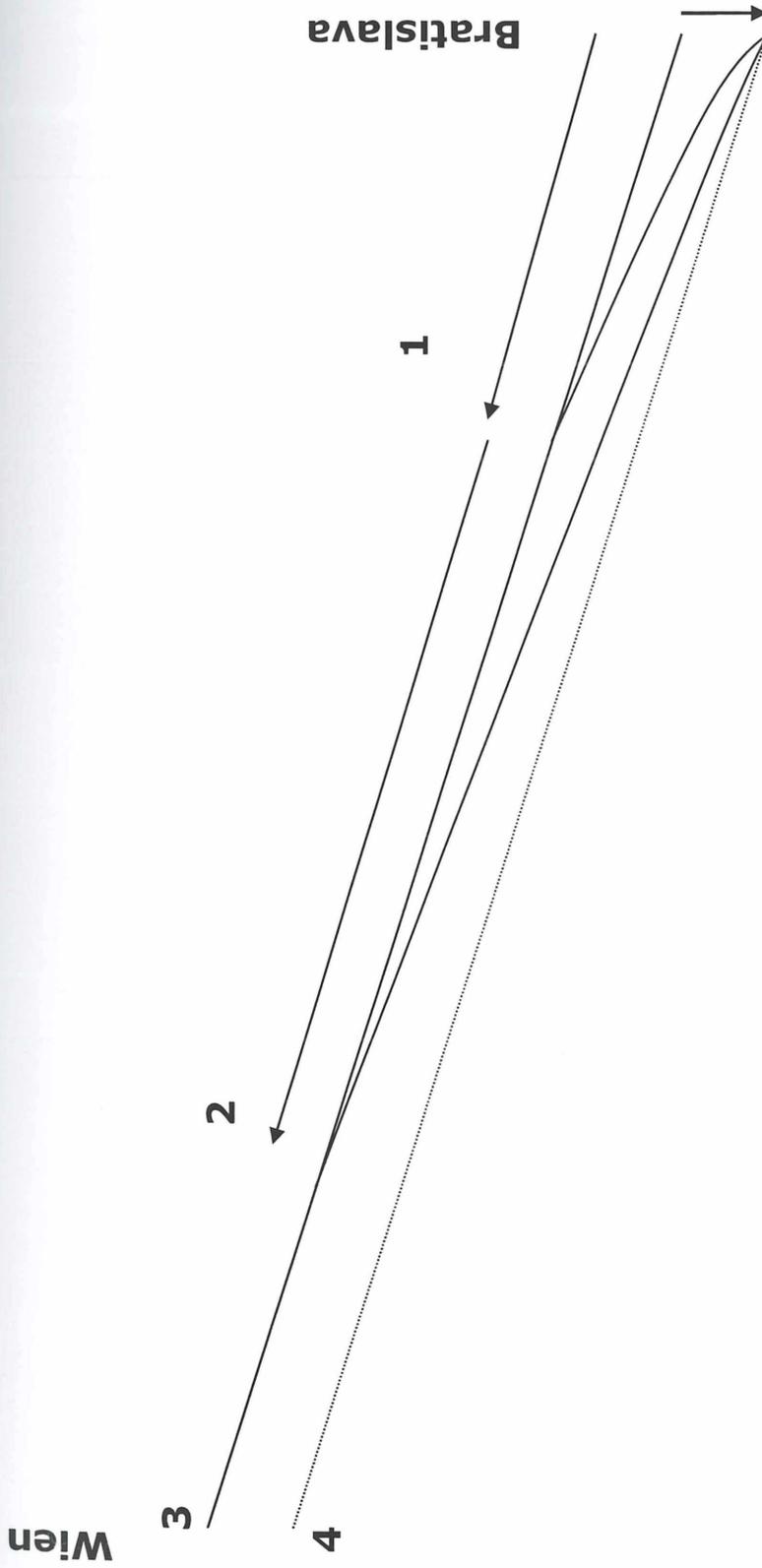


Bild 36: Rückwärtserosion als Folge der Sohlenabsenkung in Bratislava; anfängliche rasche Reaktion (1), langsamere Weiterentwicklung (2), Rückwärtserosion erreicht oberes Ende (3), Endzustand = Paralleleintiefung (4)

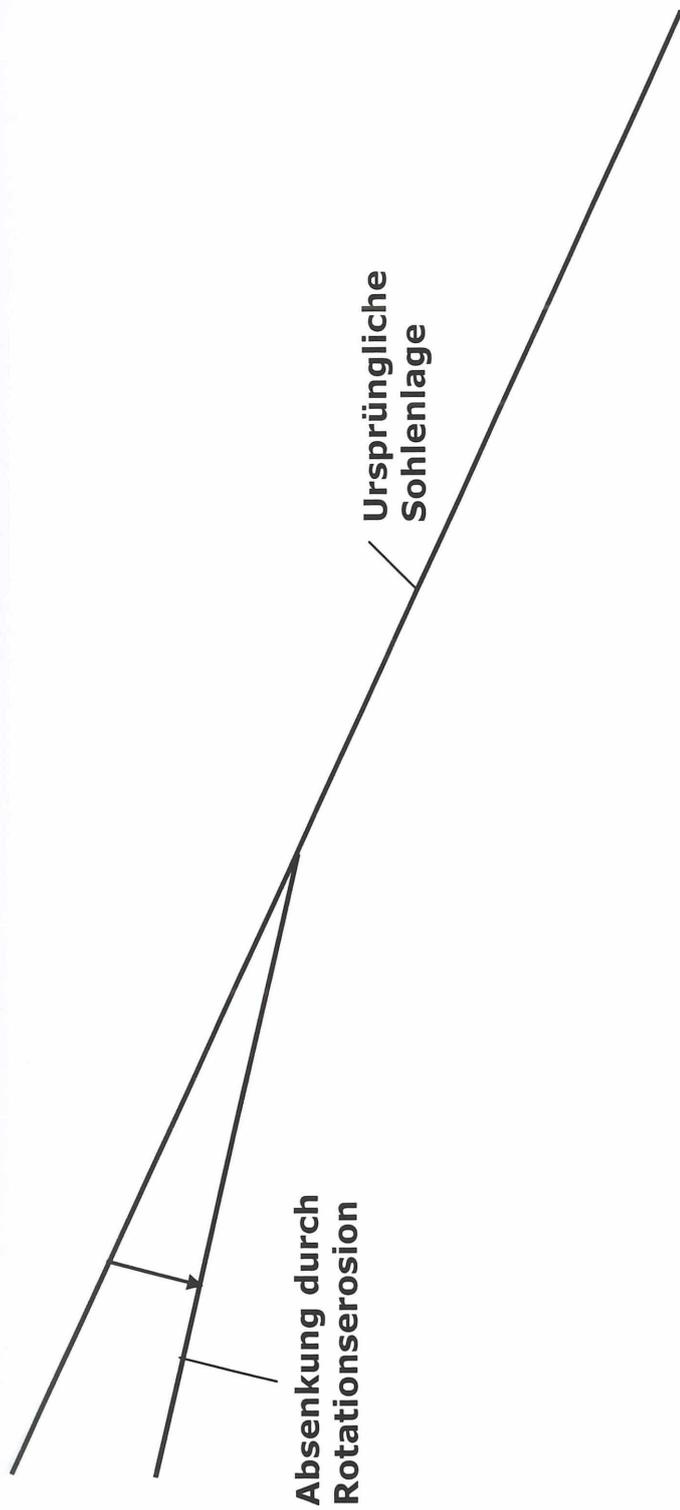


Bild 37: Prinzip der Rotationserosion als Folge eines Geschiebedefizits von oberstrom

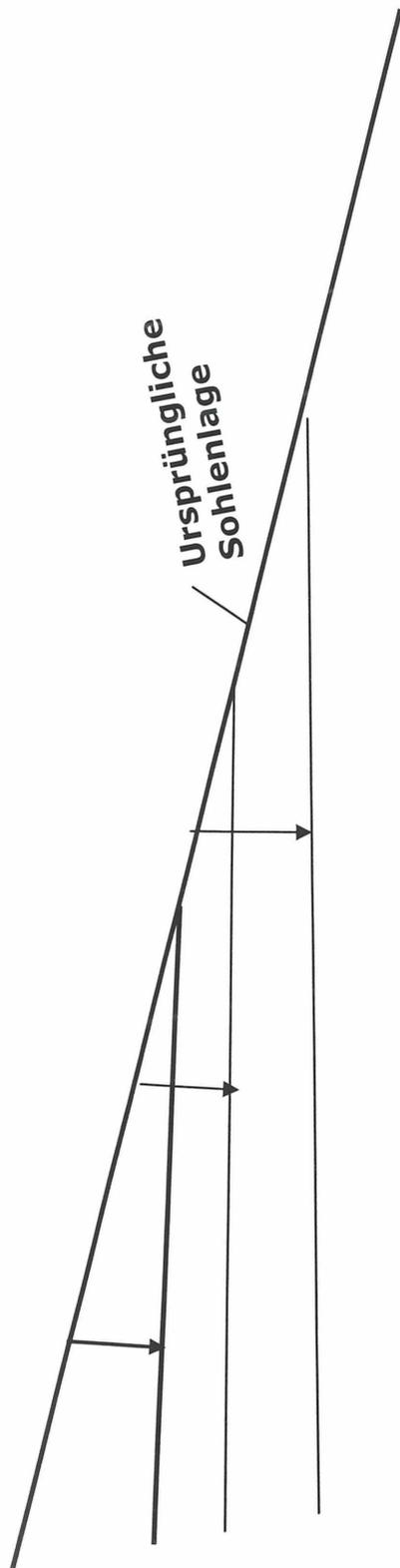


Bild 38: Fortschreitende Rotationserosion

Beschreibung

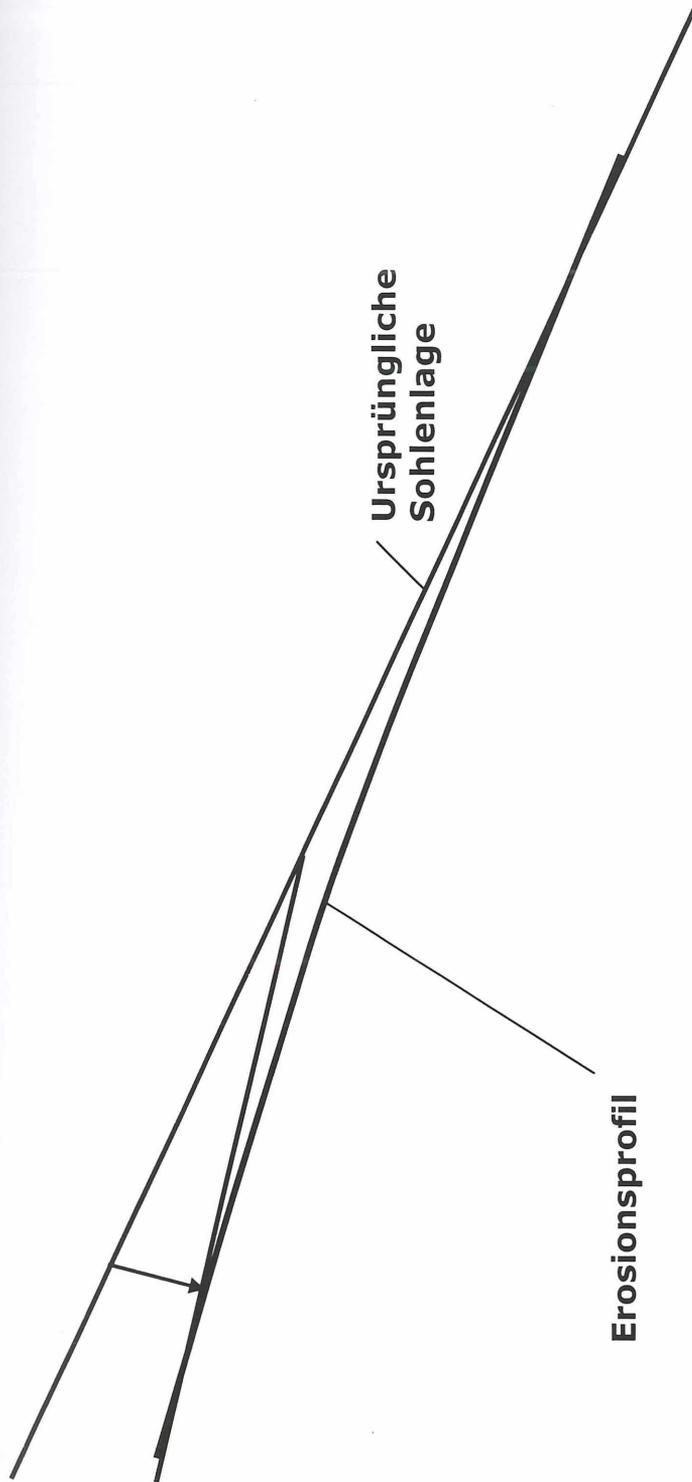


Bild 39: Prinzip der Rotationserosion als Folge eines Geschiebedefizits von oberstrom, Erosionsprofil

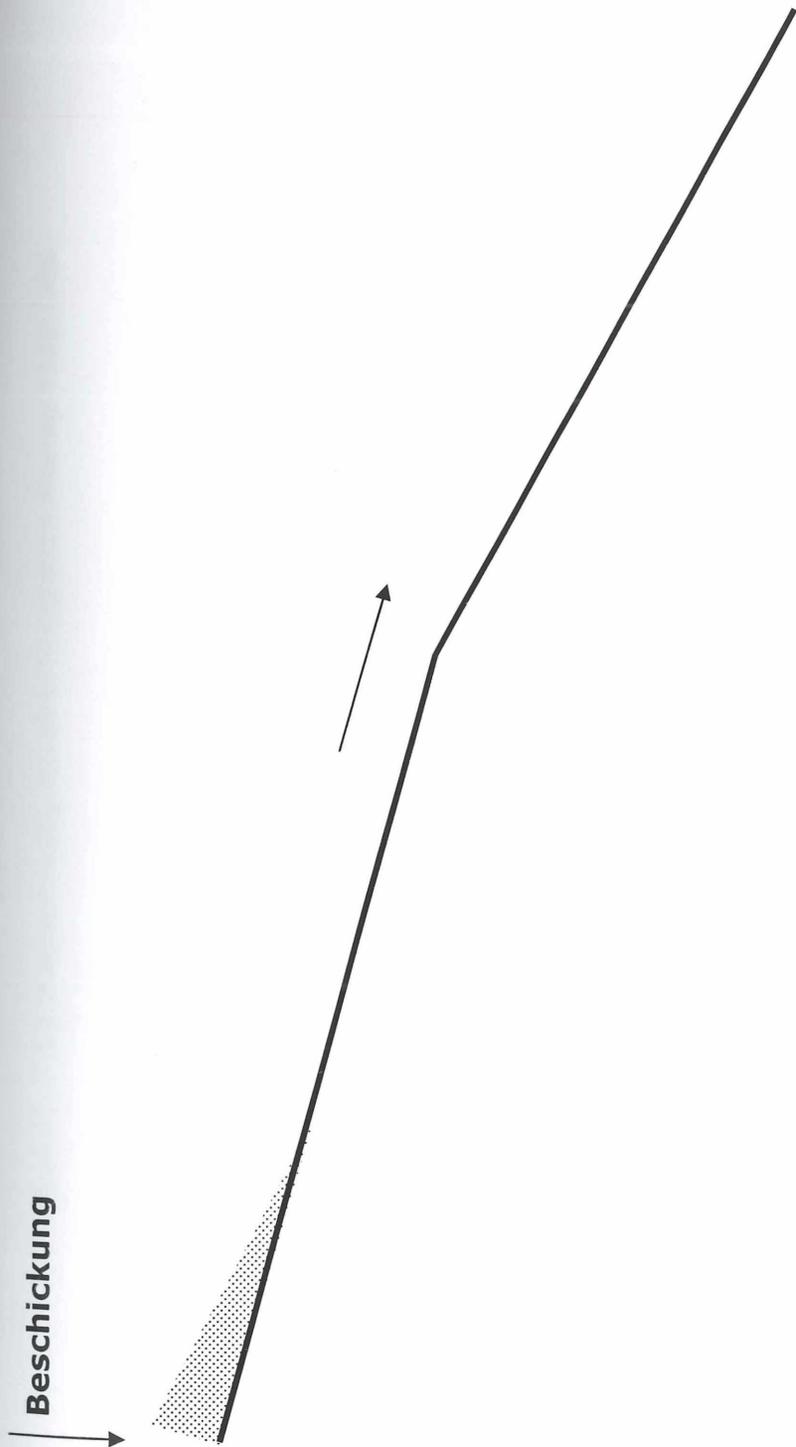


Bild 40: Wirkung einer Beschickung entsprechend der Transportkapazität in der von Rotationserosion betroffenen Strecke

Bild 41: Prognoserechnung mit dem Programm Mormo 1989/1990

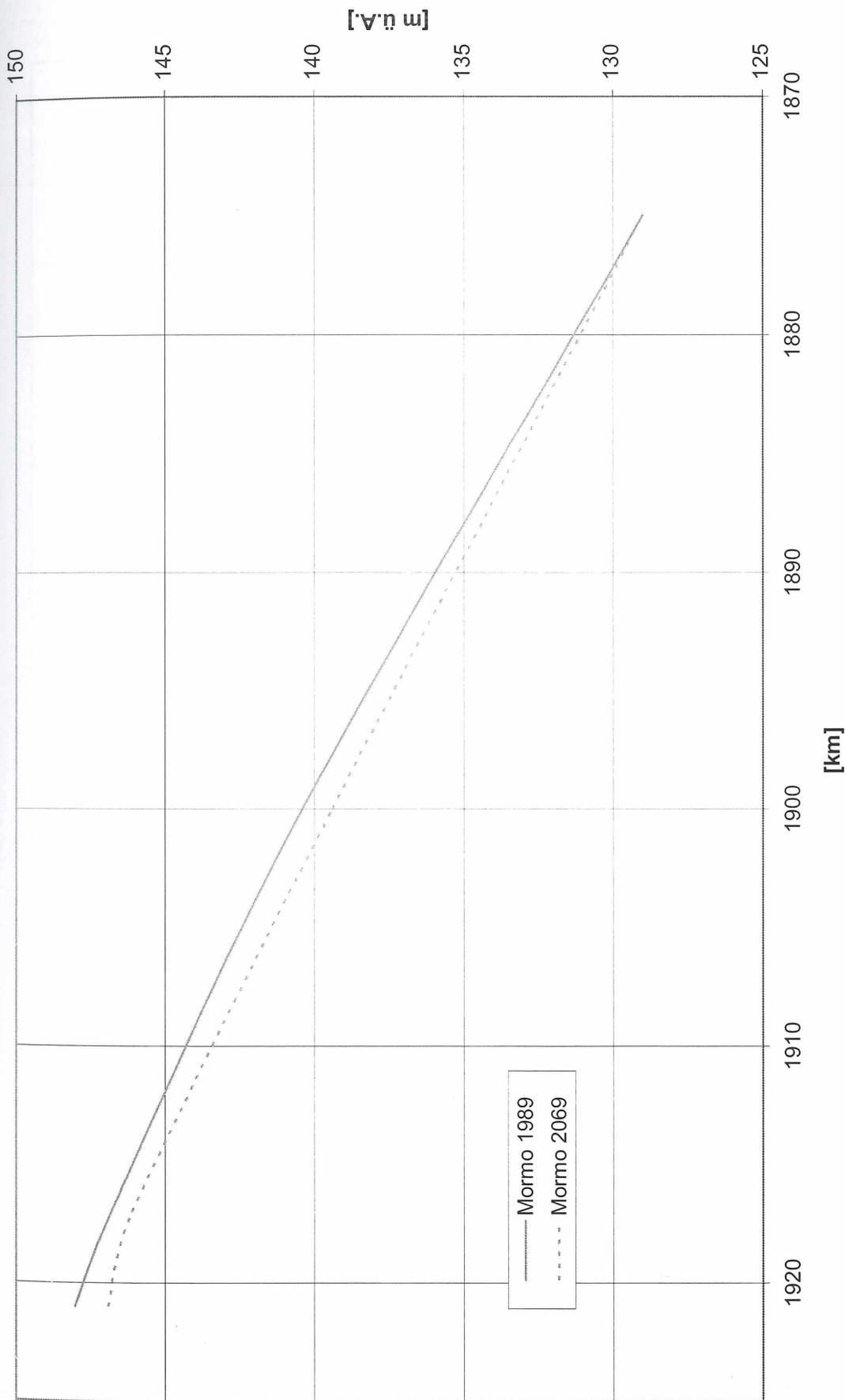


Bild 42: Vergleich der Interventionen im Rahmen des WSD-Projekts 1999 mit den Änderungen des Reibungsgefälles (1996-2002)

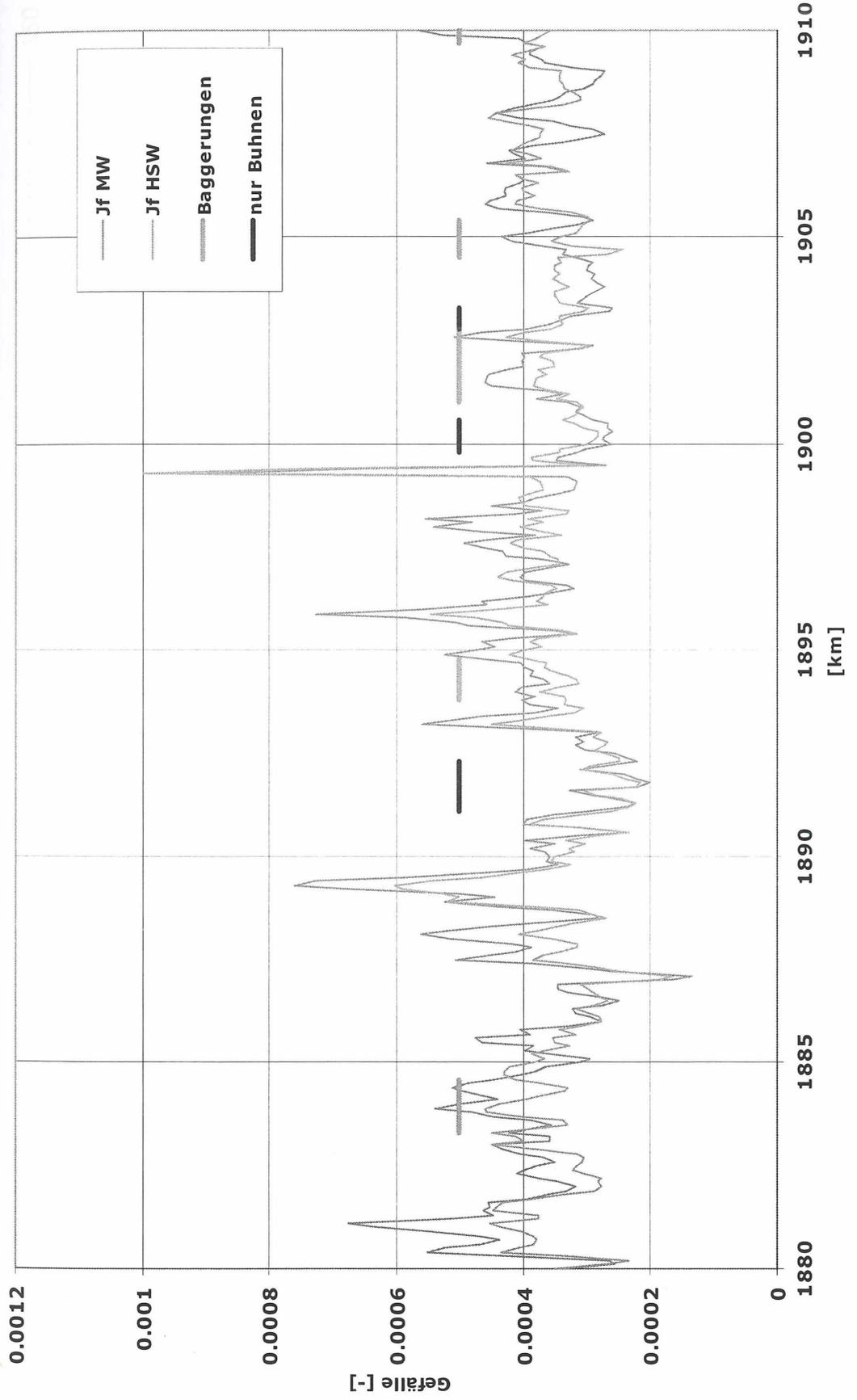


Bild 43: Berechnete Endsohlenlage im Vergleich zur heutigen Sohlenlage und Mormo-Prognoserechnungen

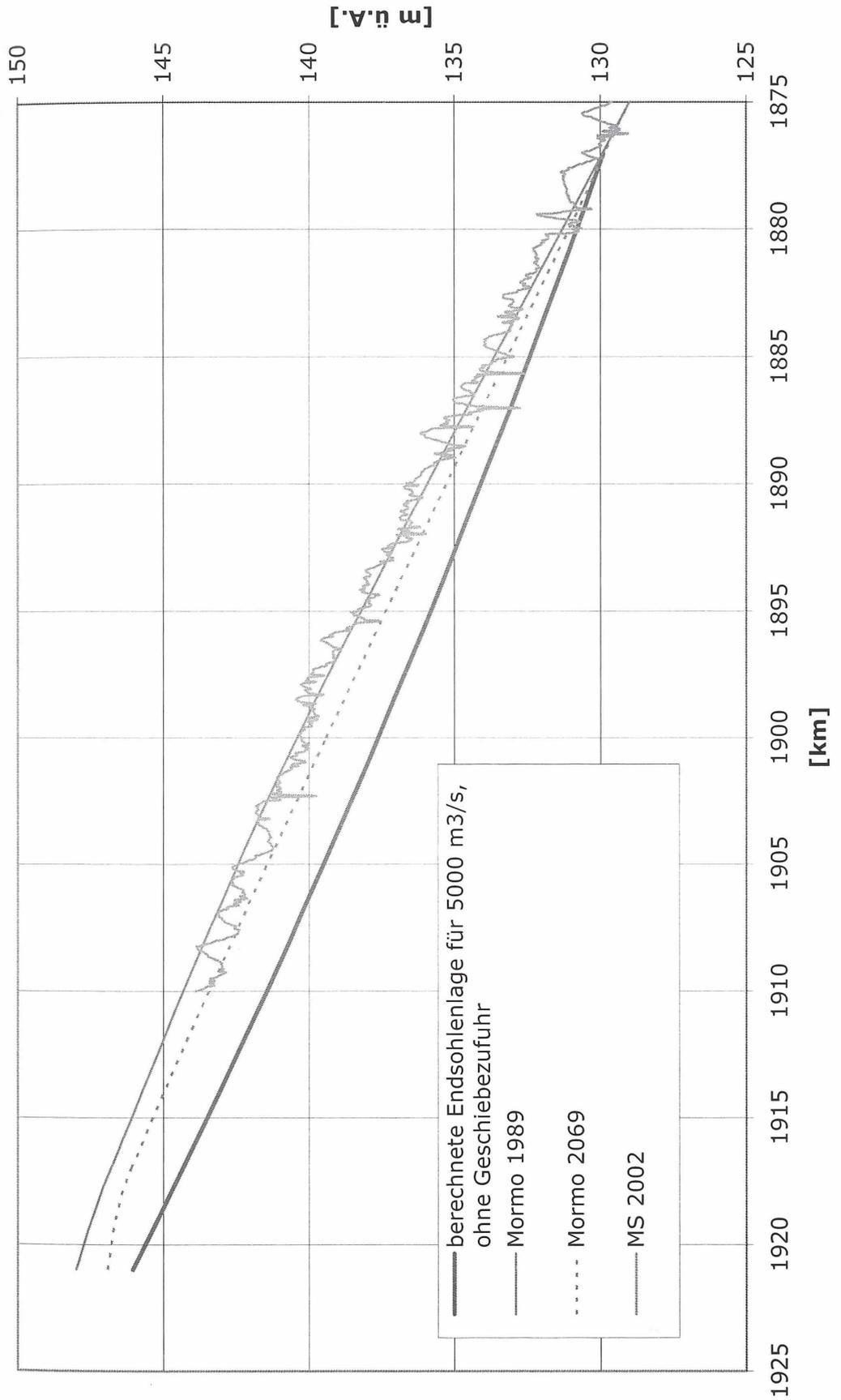


Bild 44: Breiten mit RNW-Tiefe > 2.5 m

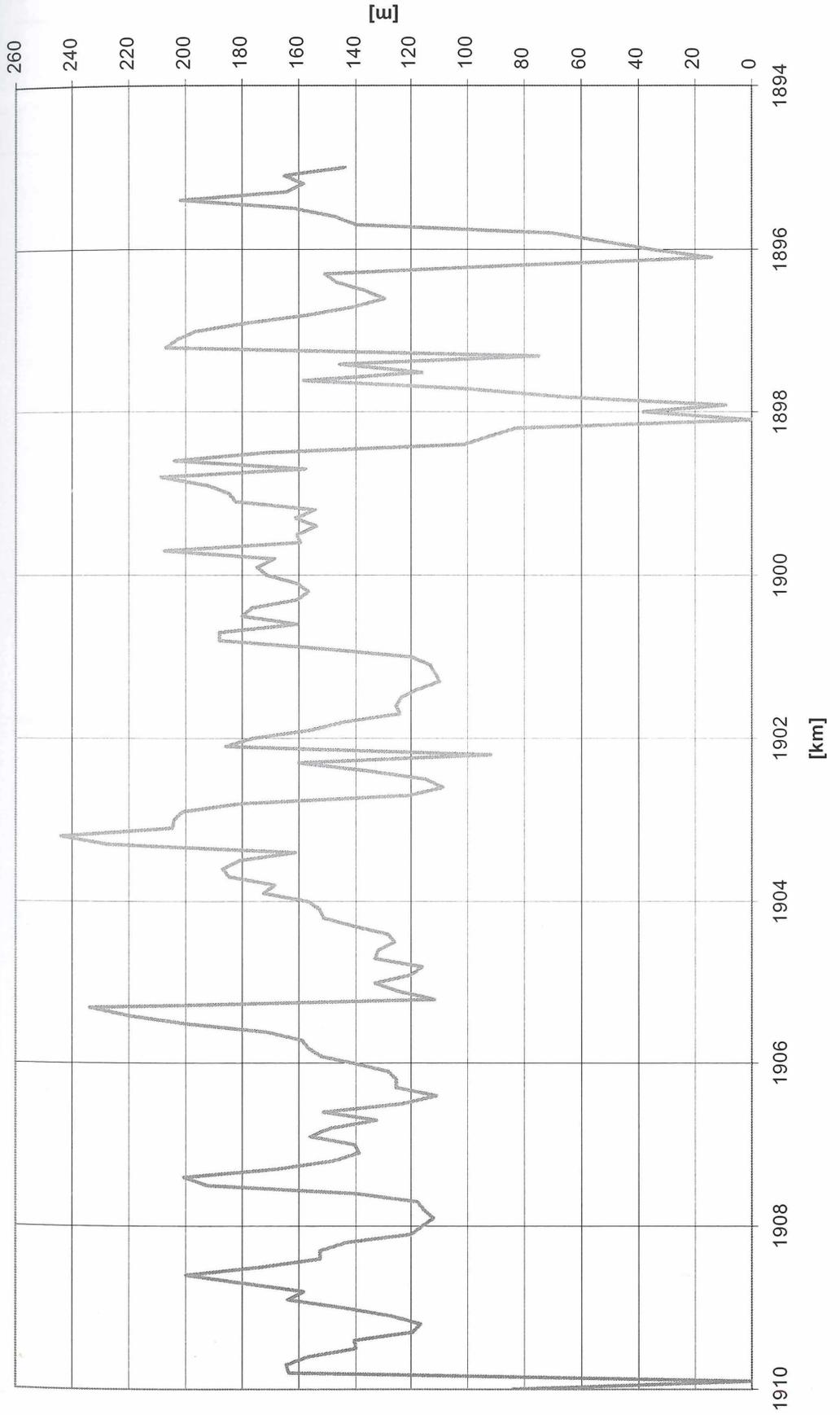
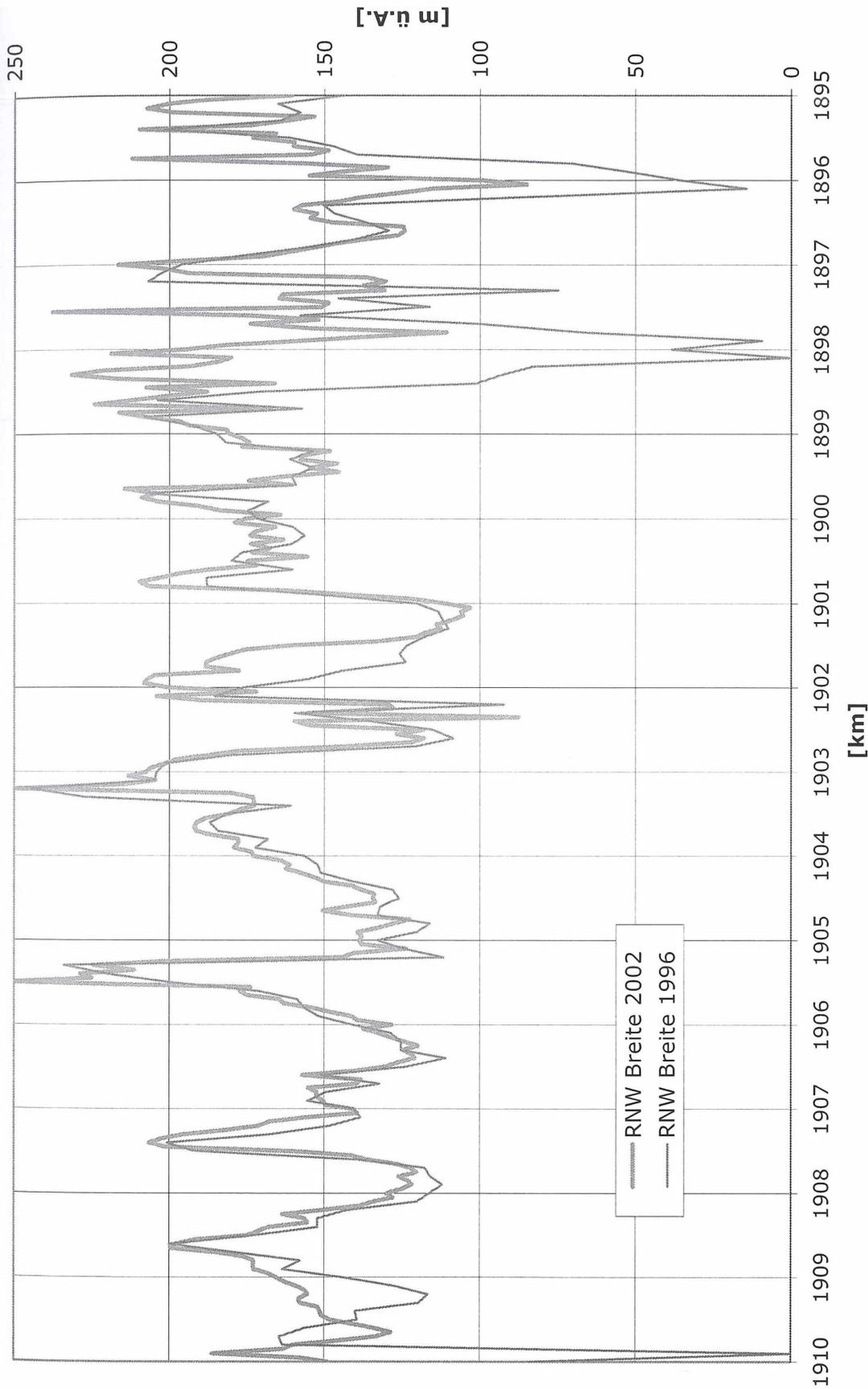


Bild 45: Breiten mit RNW-Tiefen > 2.5 m (Zustand 2002, im Vergleich zu 1996)



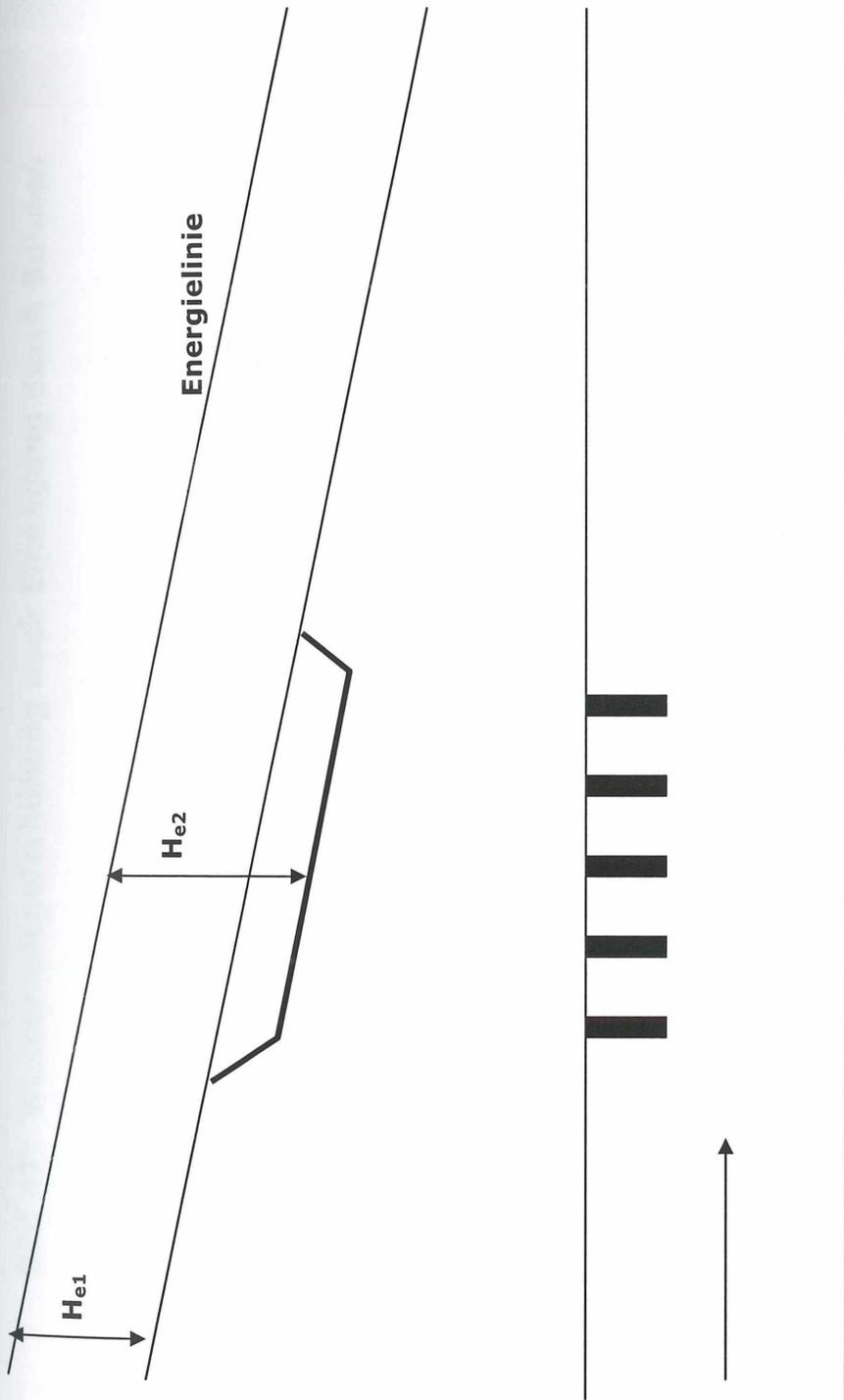


Bild 46: Örtliche Einengung durch Buhnen und Reaktion der Sohlenlage bei häufigen Hochwassern (Kompensation der erhöhten spezifischen Energie)

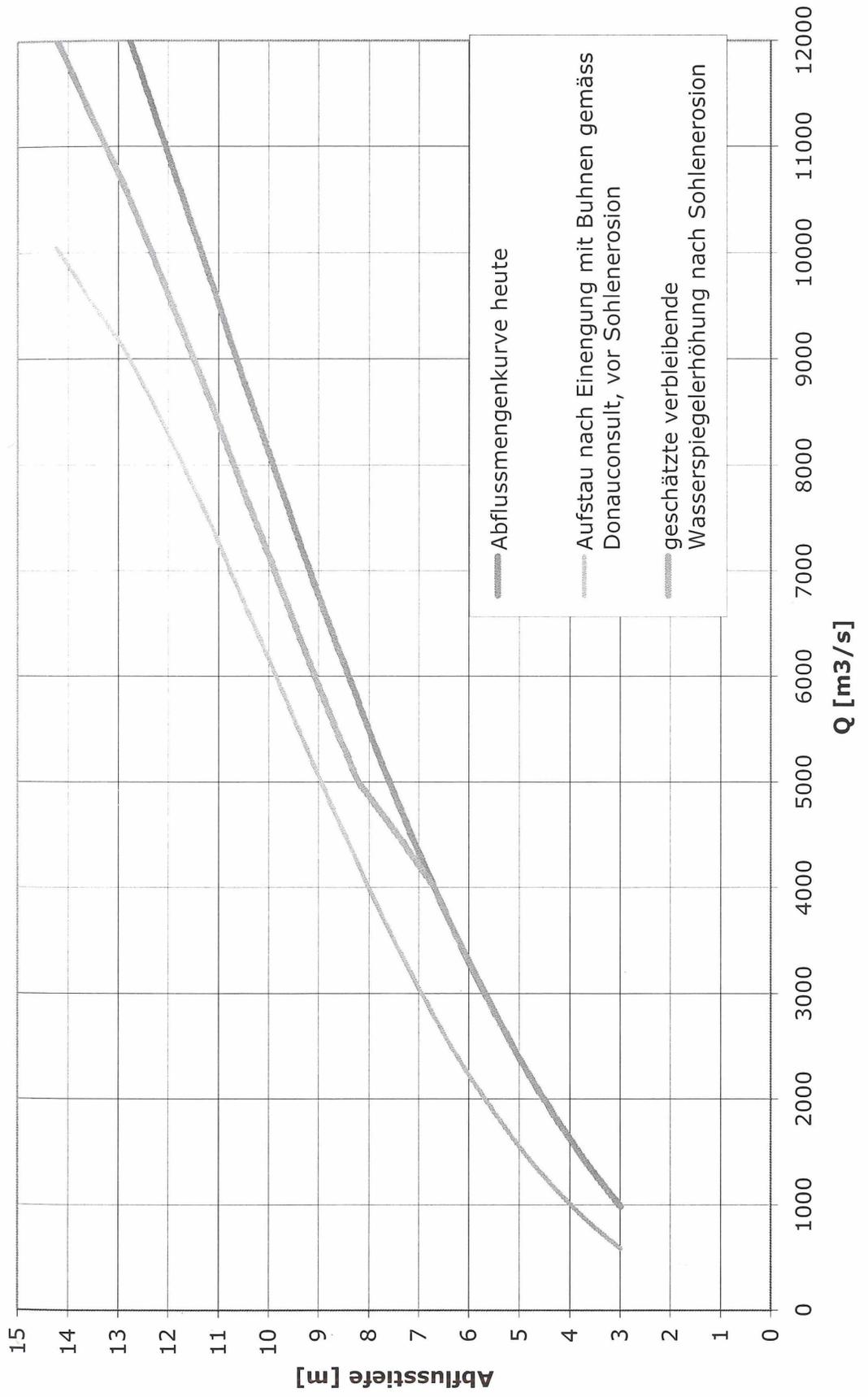
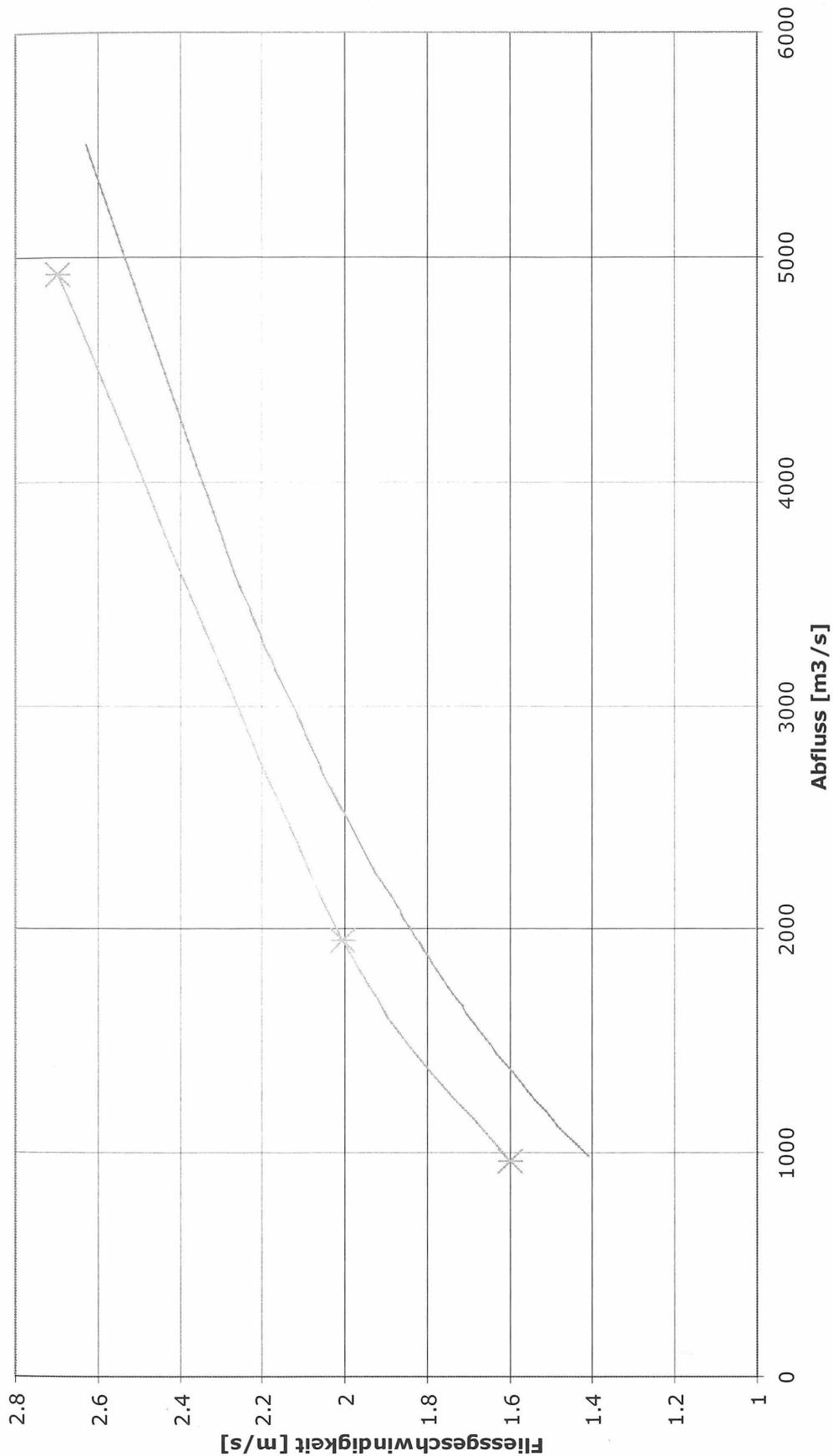
Bild 47: Wasserspiegelerhöhung nach Einengung durch Buhnen

Bild 48: Erhöhung der Fließgeschwindigkeit in der Schifffahrtsrinne durch Projekt Donauconsult



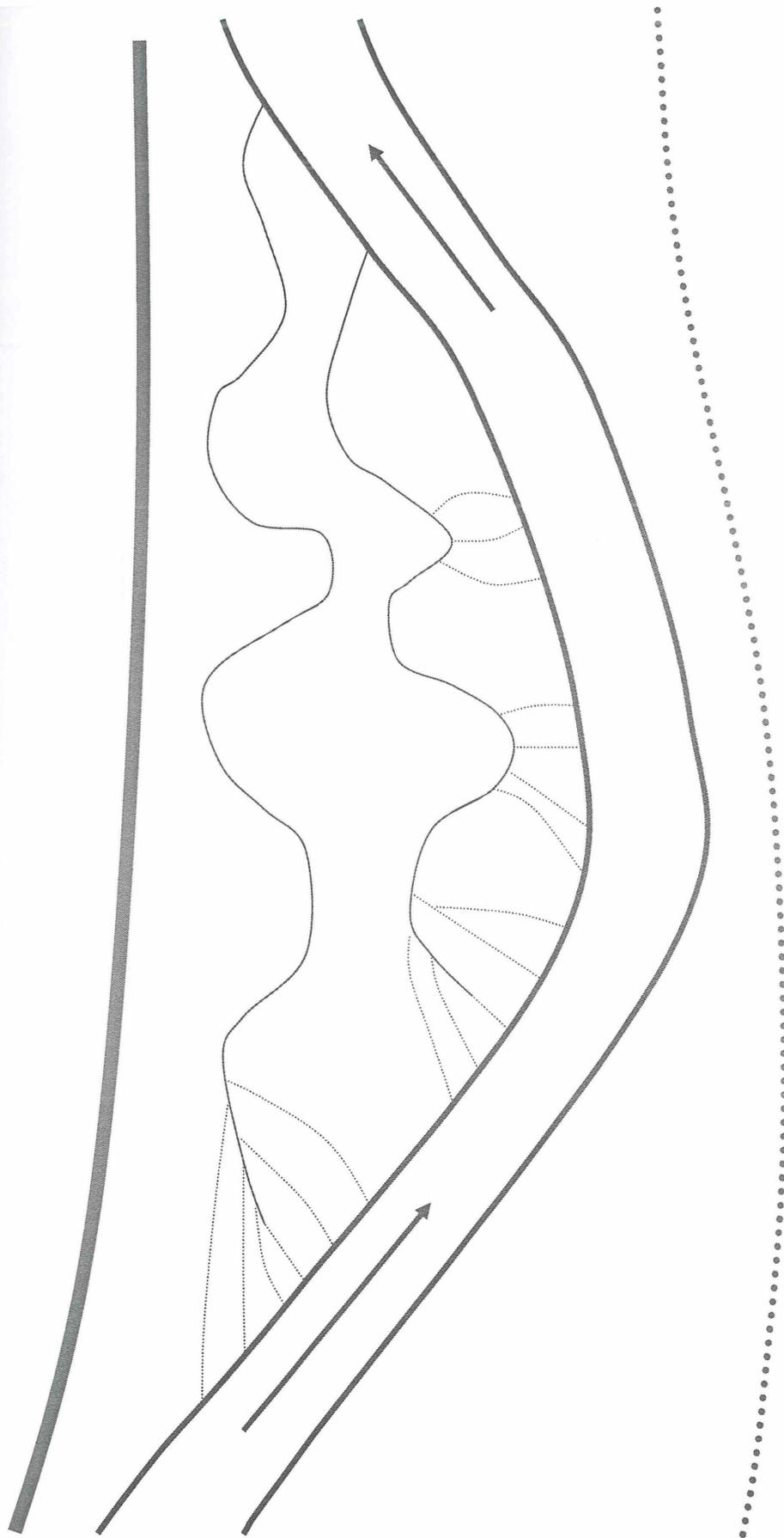
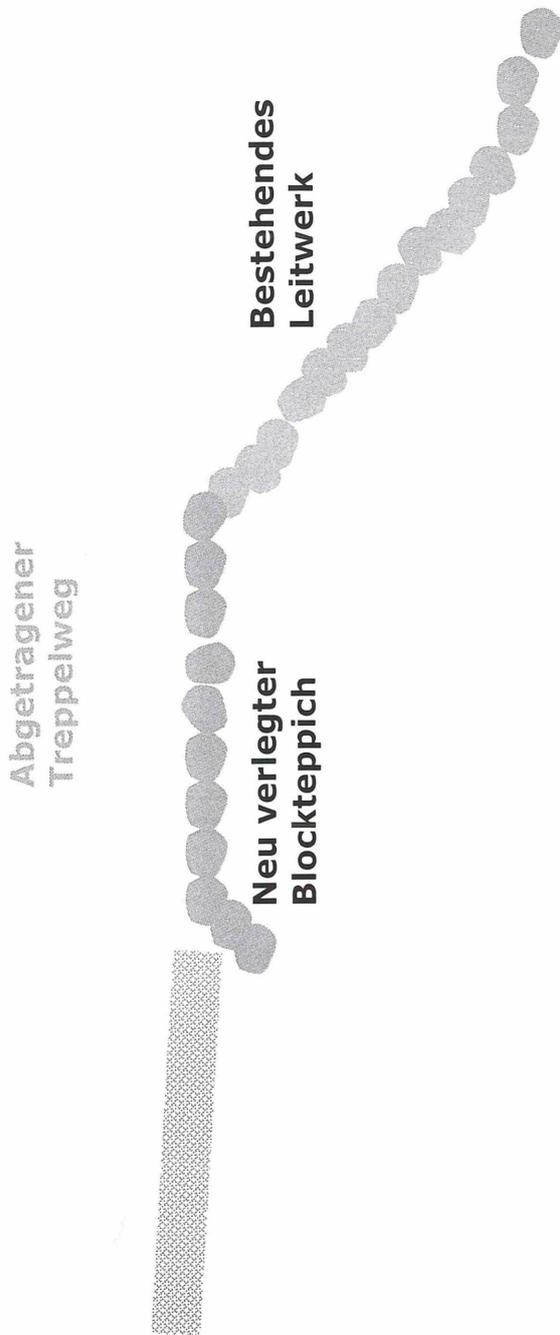


Bild 49: Schematische Darstellung der Überläufe in die Nebenarme, nach Entfernung des Treppelwegs



Id 50: Anpassung der bestehenden Leitwerke nach Entfernung des Treppelwegs

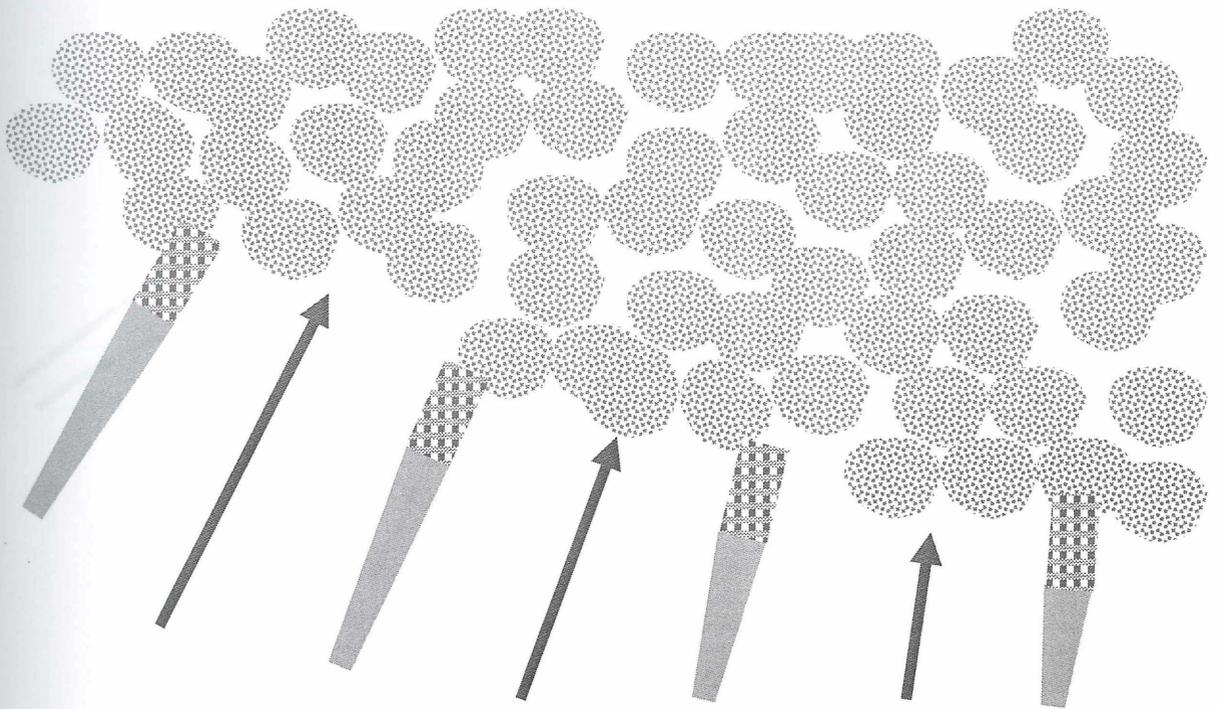
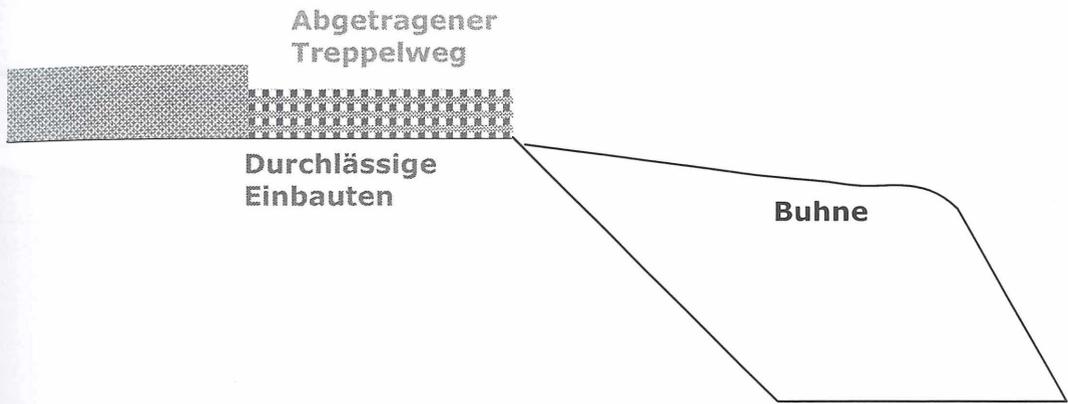


Bild 52:

Bild 51: Ergänzende Einbauten im Fall von Bühnen, nach Entfernung des Treppelwegs

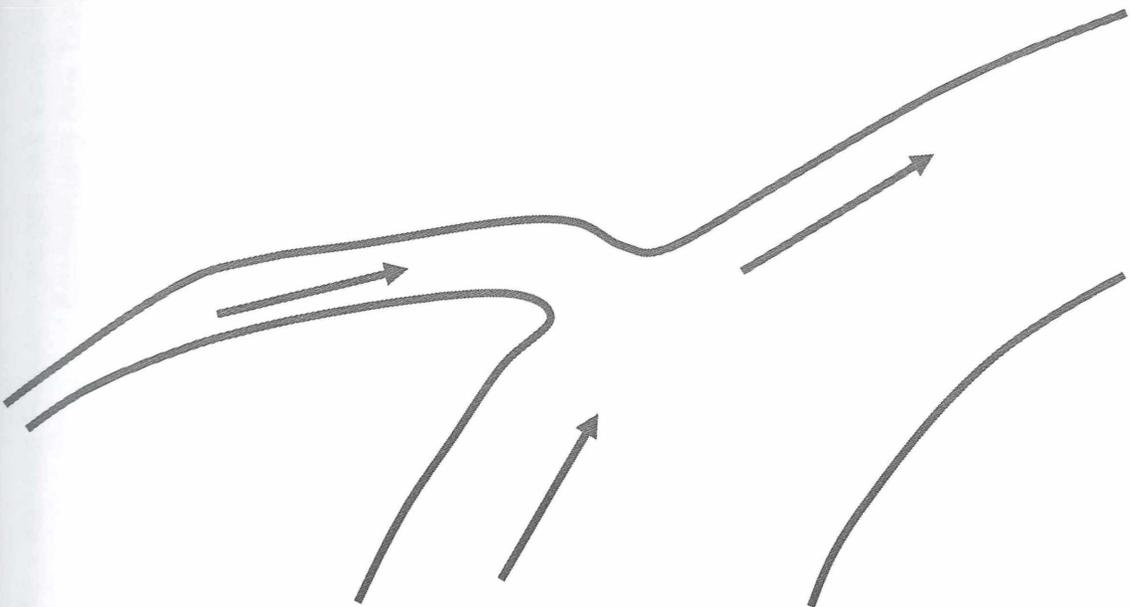
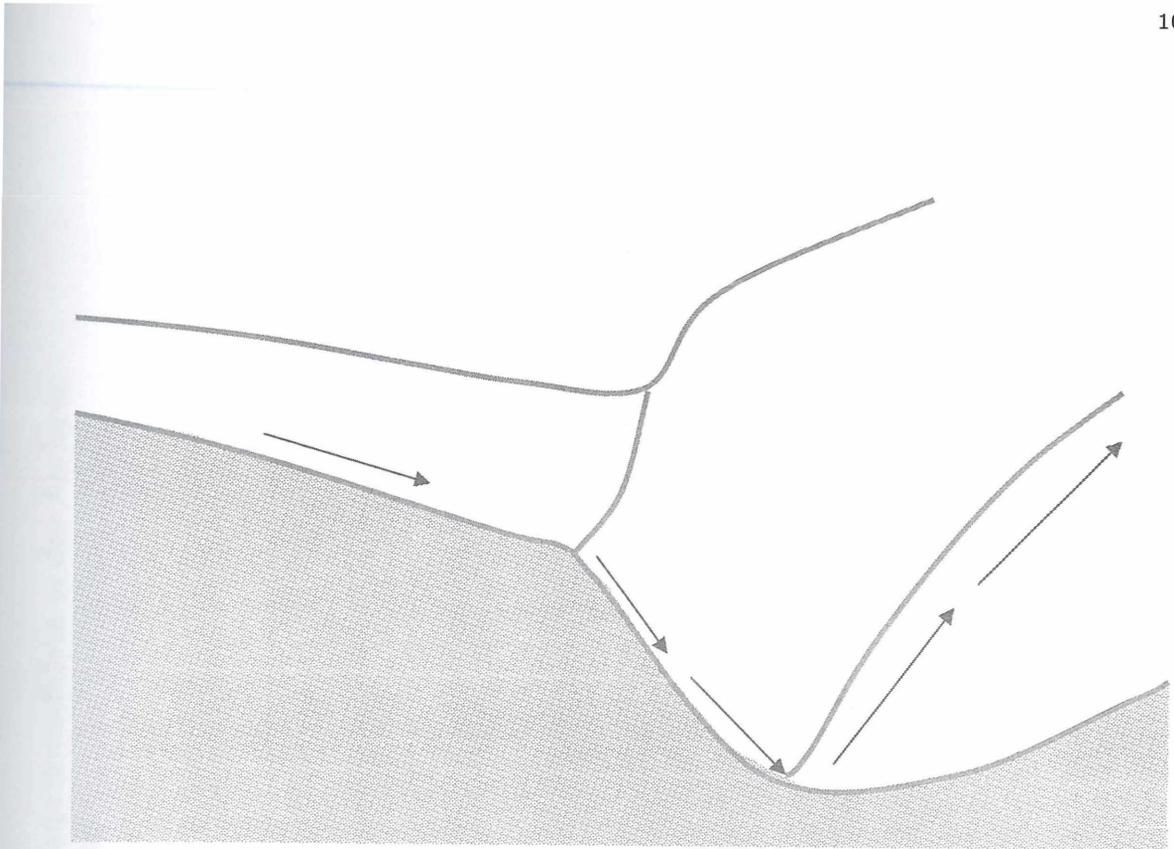


Bild 52: Mündung von Sekundärarmen an Prallhängen zum Weitertransport von Geschiebe

Bild 53: Berechnete Wasserspiegel mit Variation der Vegetationsdichte in der Au bzw. Entfernung des Treppelwegs

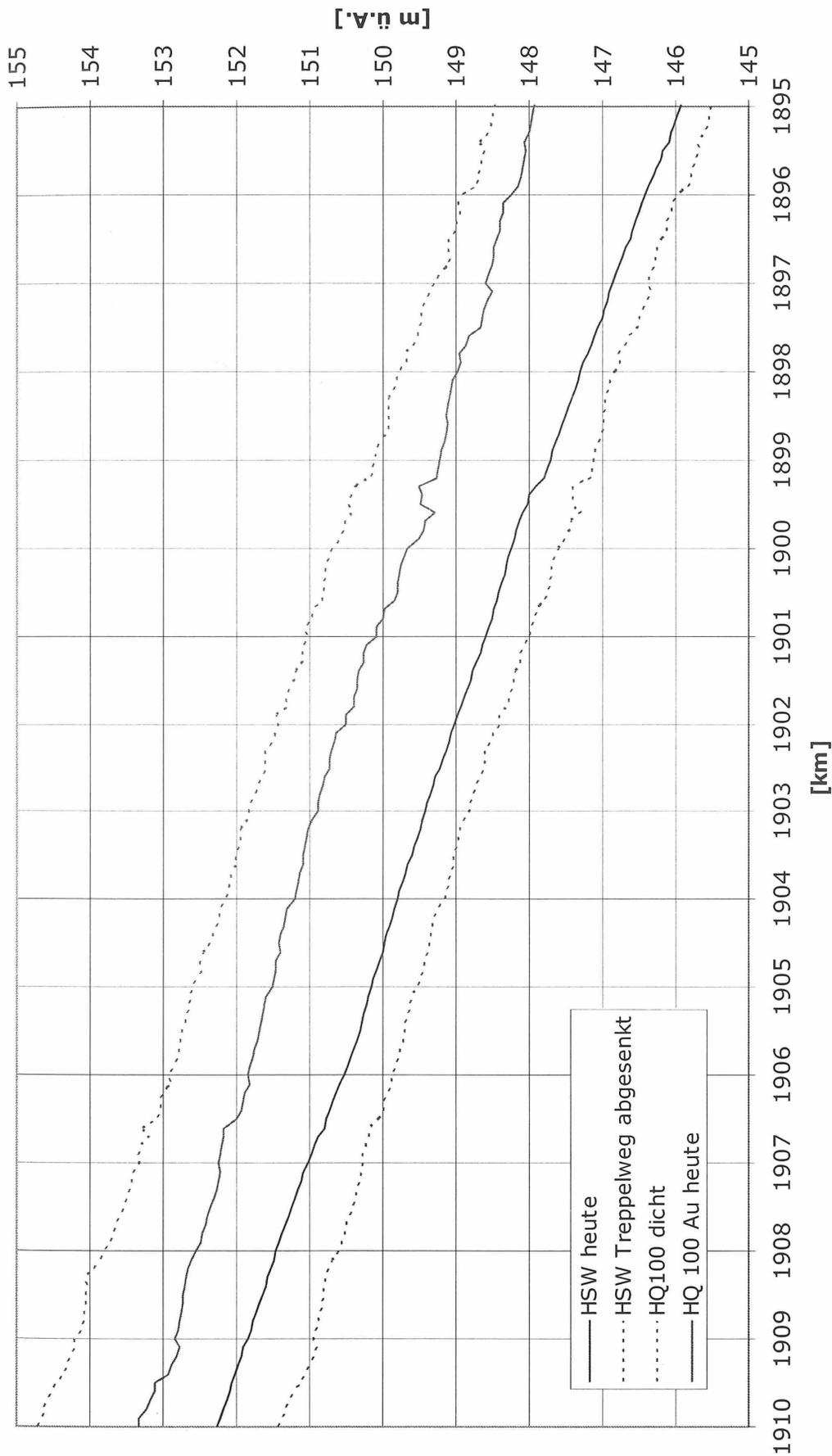


Bild 54: Erhöhung Wasserspiegel durch dichte Vegetation (HQ100); Absenkung Wasserspiegel durch Entfernung Treppelweg (HSW)

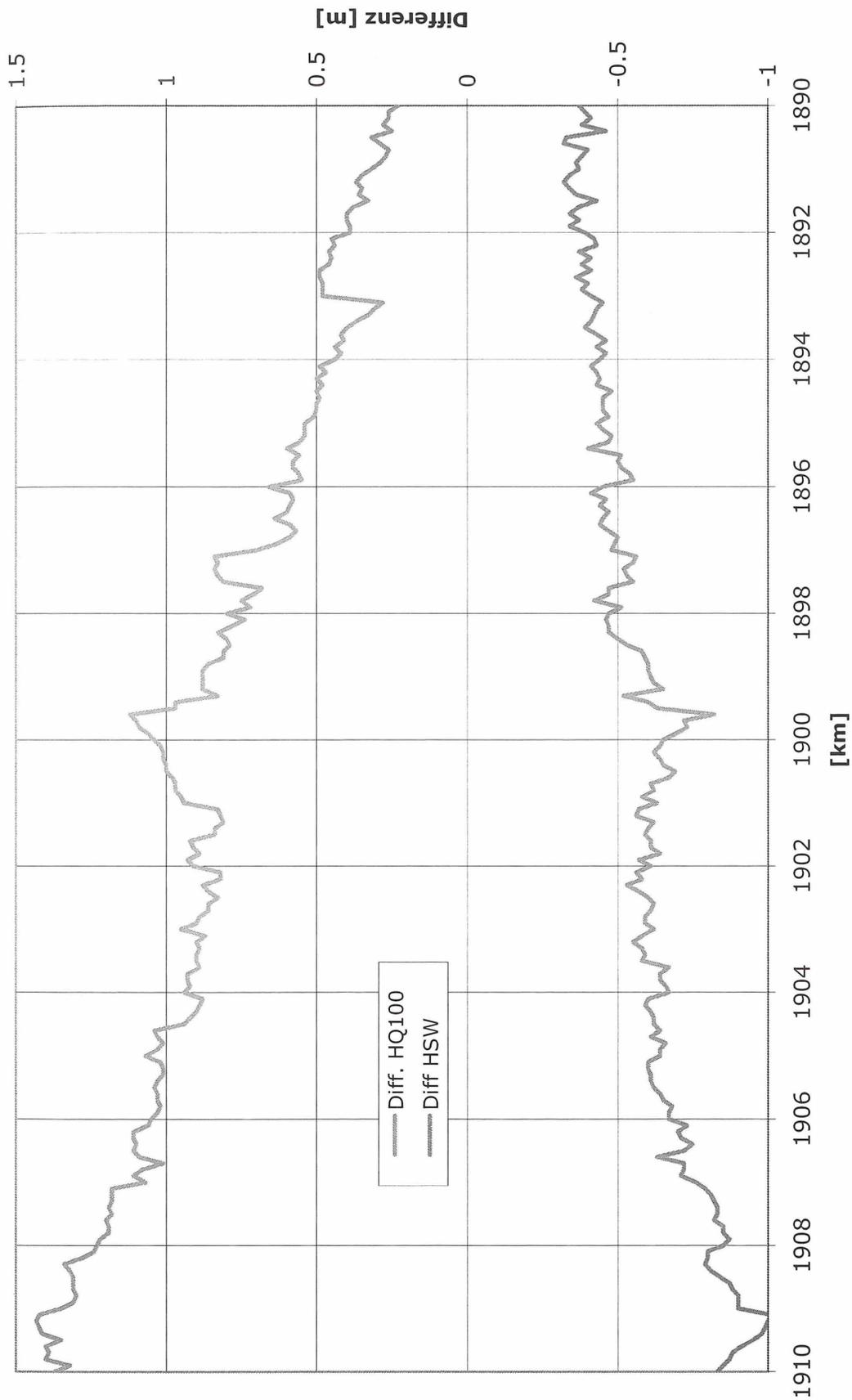


Bild 55: Berechnete Geschiebeganlinien für ein Einzelereignis, mit und ohne Entlastung in die Au

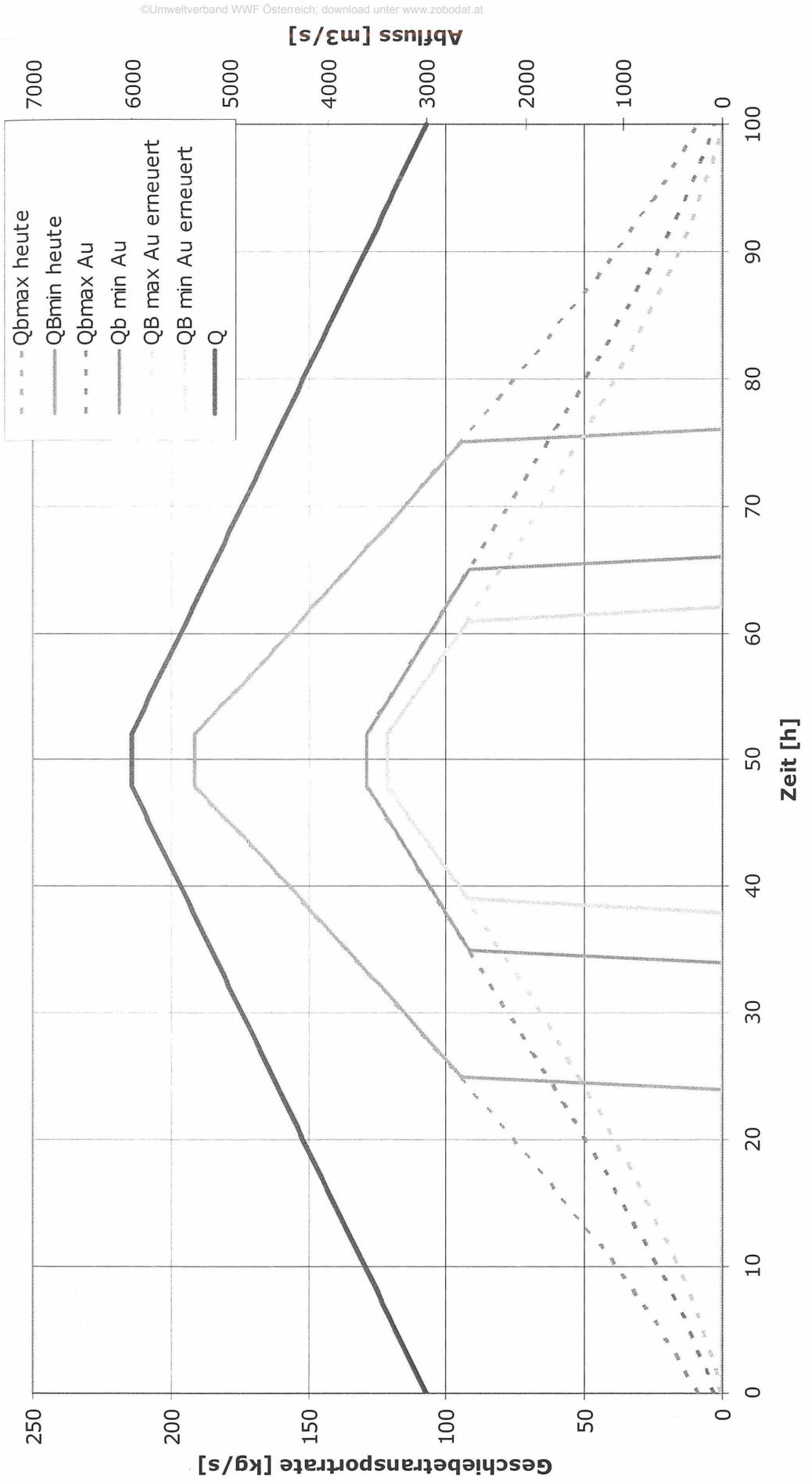
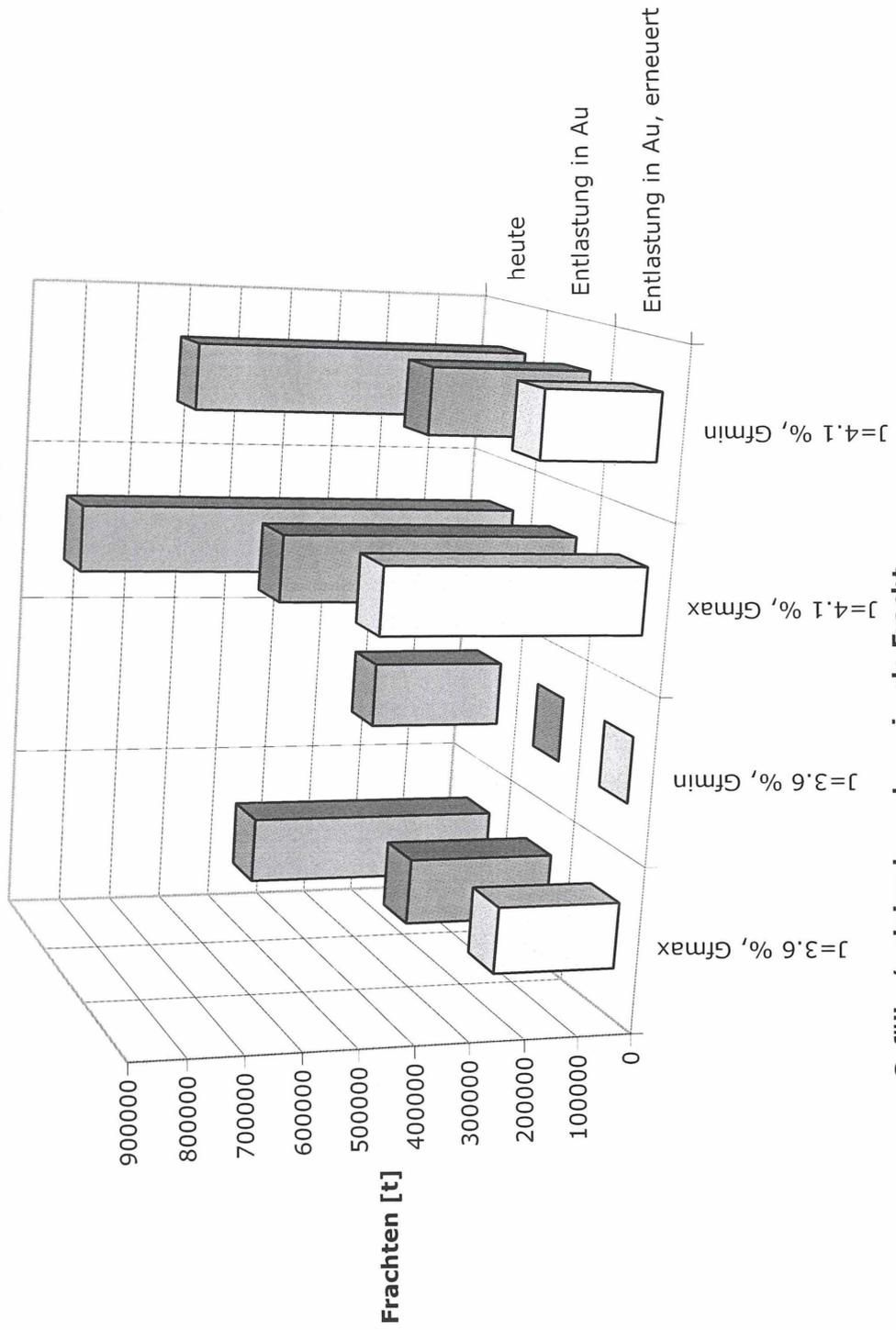


Bild 56: Vergleich der für ein Einzelereignis berechneten Geschiebefrachten



Gefälle / minimale und maximale Fracht

**Bild 57: Fließgeschwindigkeit in der Schifffahrtsrinne
in Funktion des Abflusses**

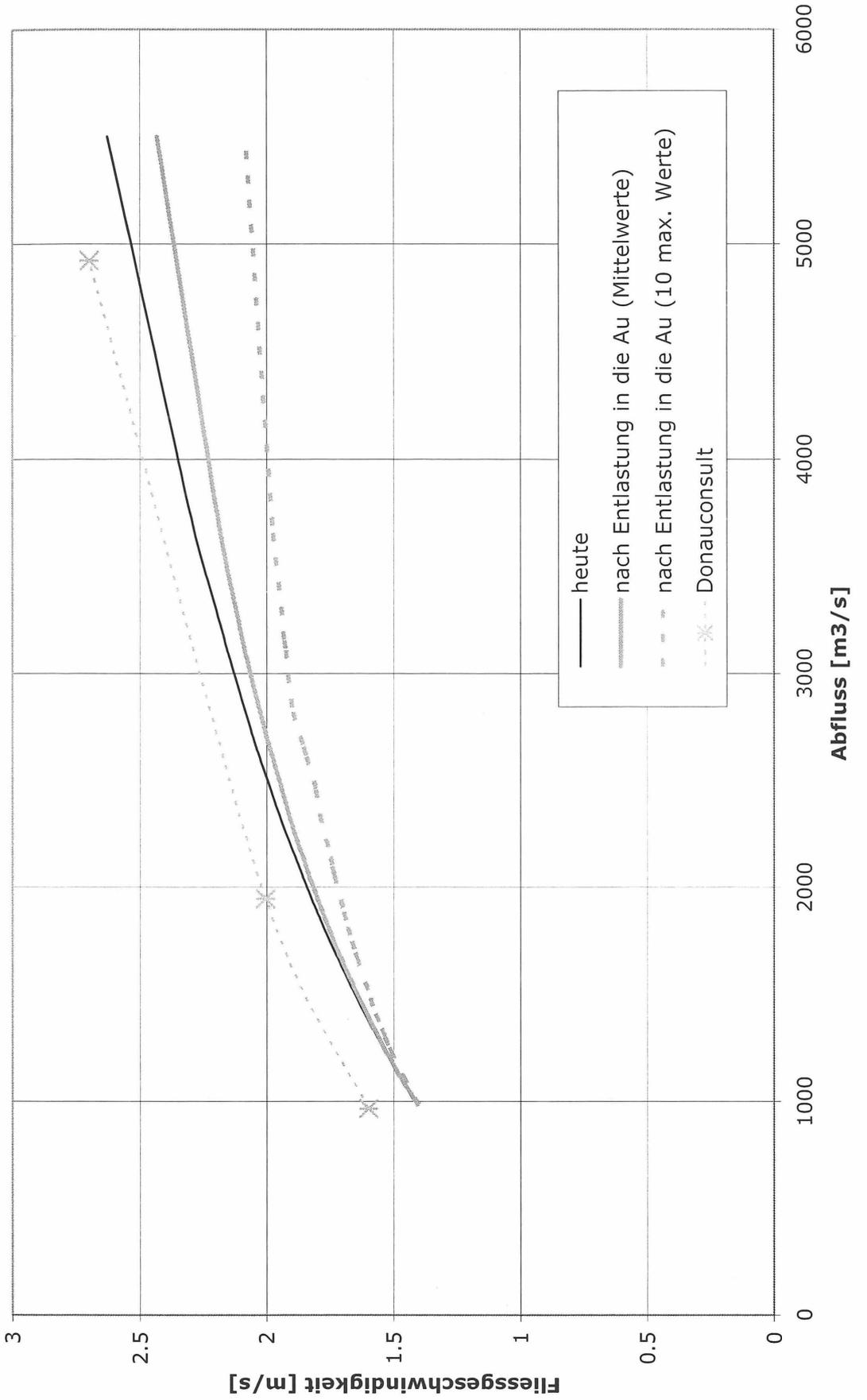


Bild 58: Relative Änderung der Fließgeschwindigkeit in der Schiffahrtsrinne

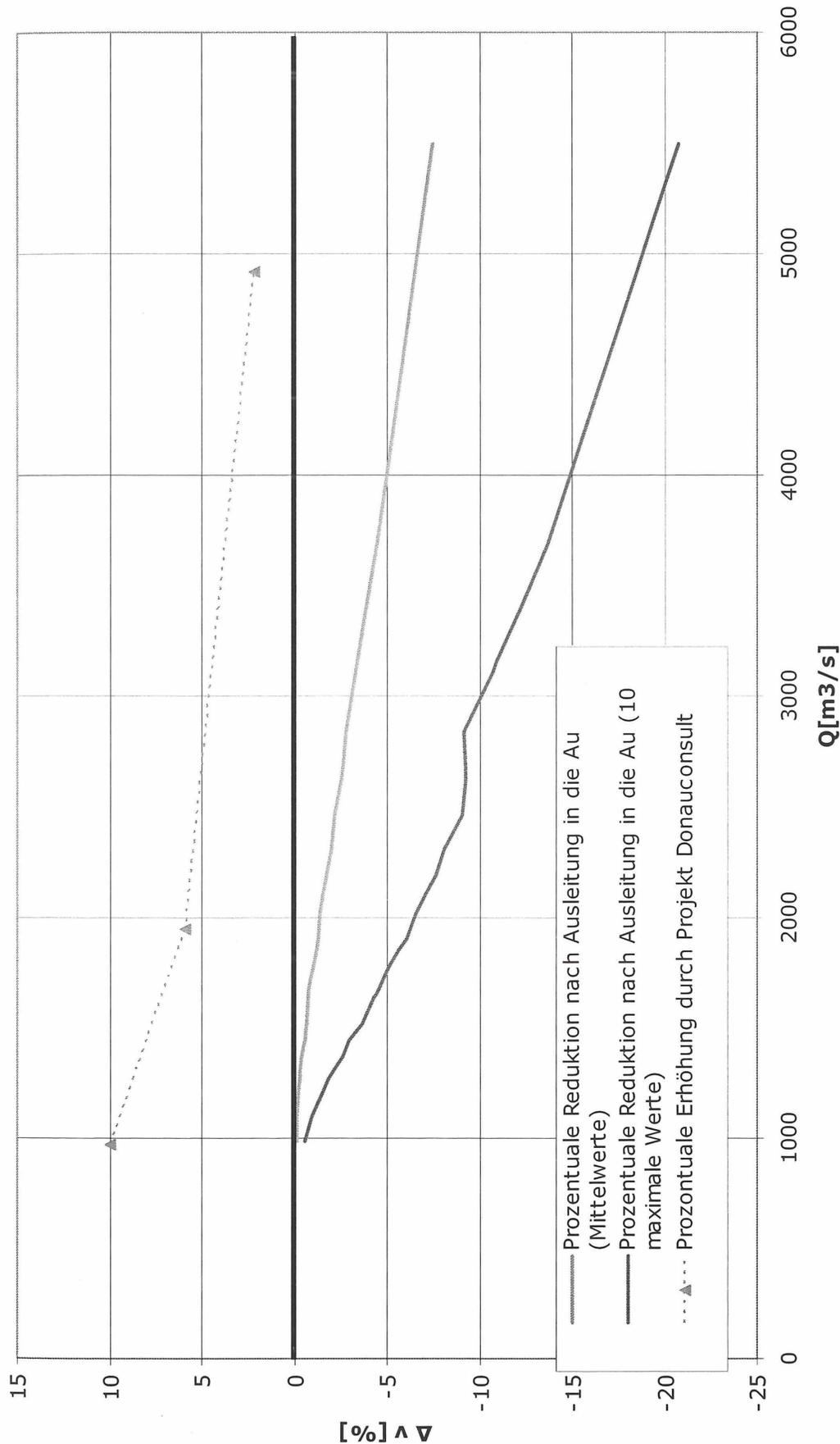


Bild 59: Geometrie Furtensicherung Querprofil km 1910.0

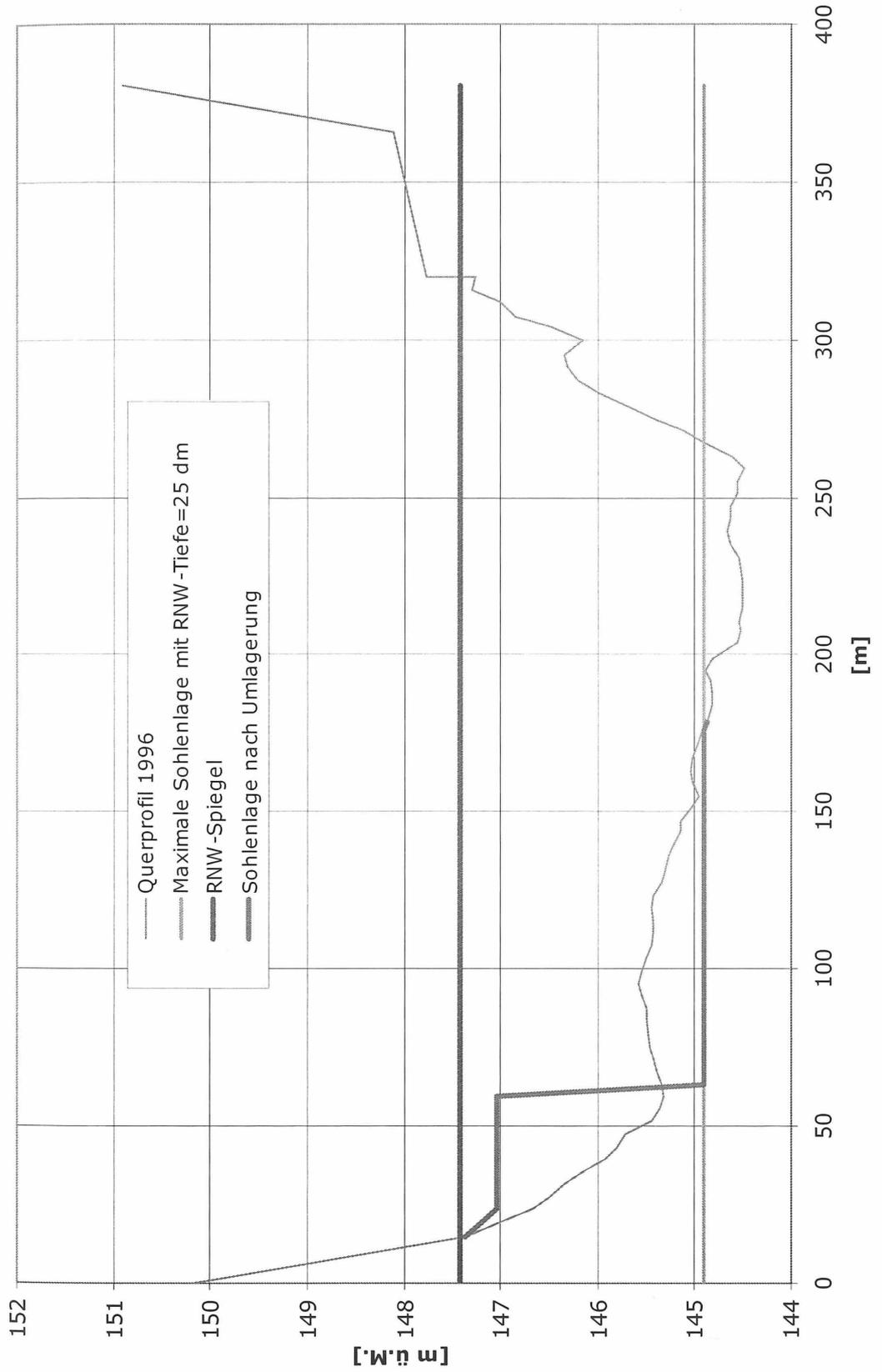


Bild 60: Geometrie Furtensicherung Querprofil km 1909.9

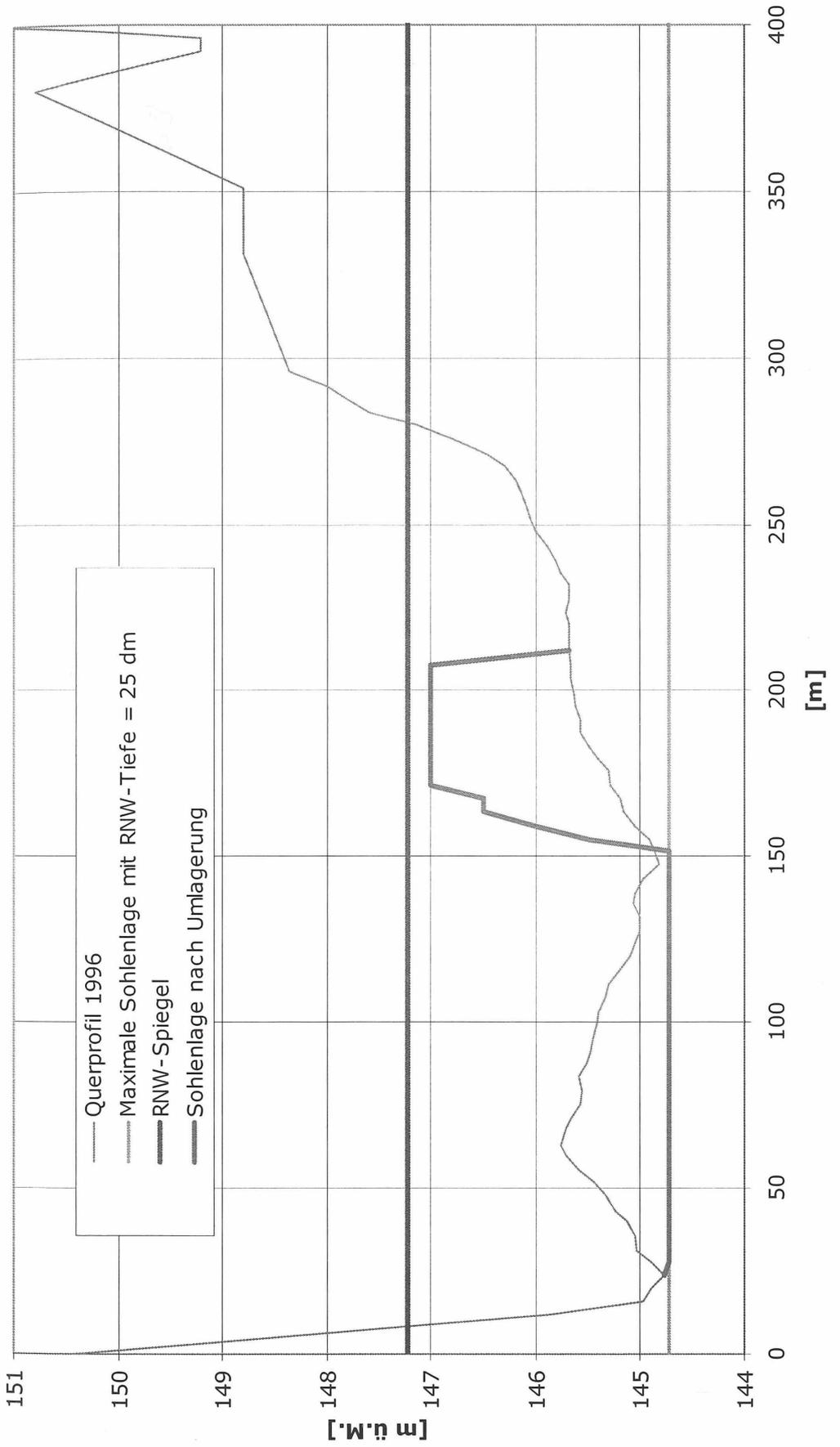


Bild 61: Geometrie Furtensicherung Querprofil km 1902.2

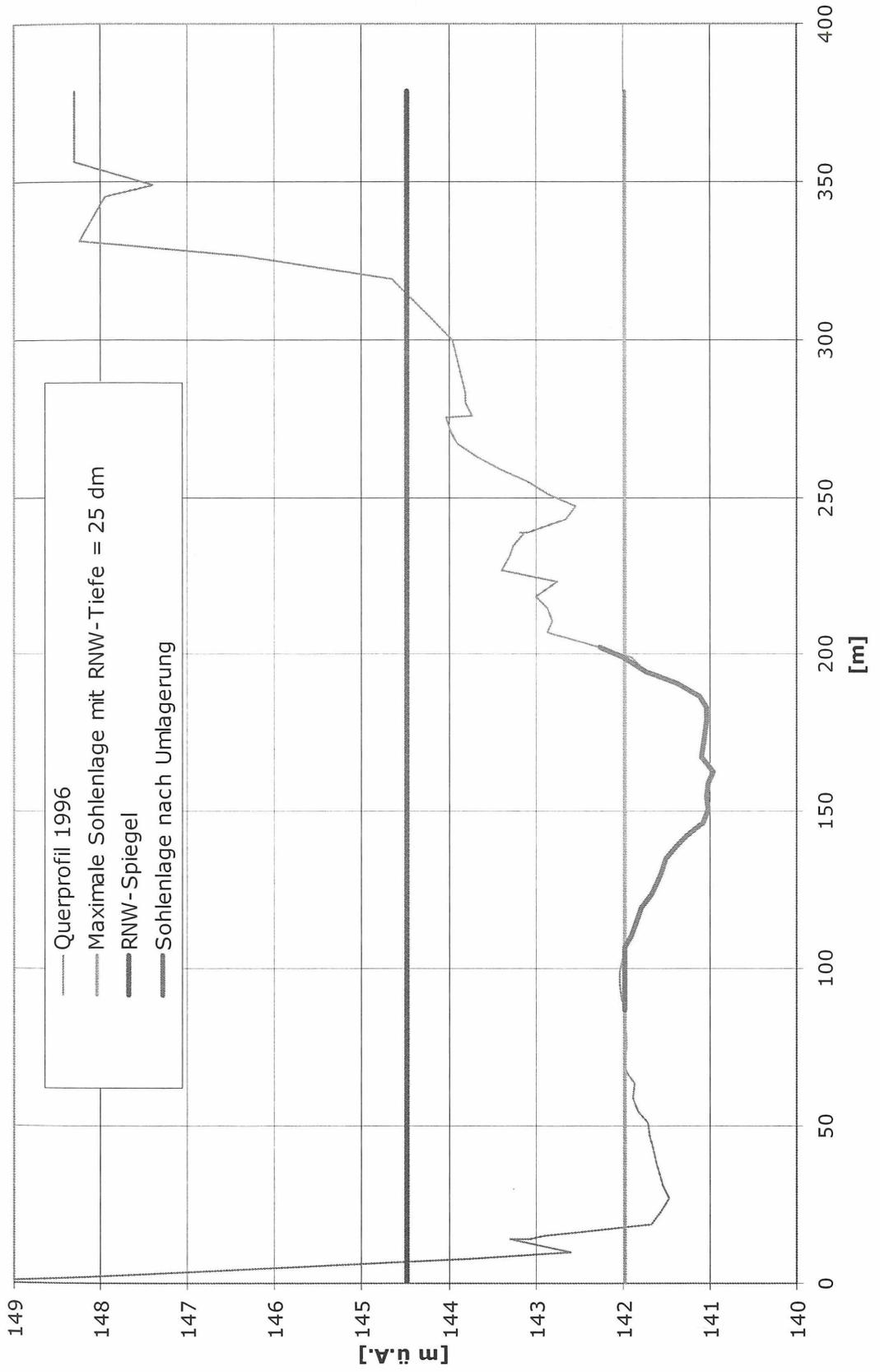


Bild 62: Geometrie Querprofil km 1898.2

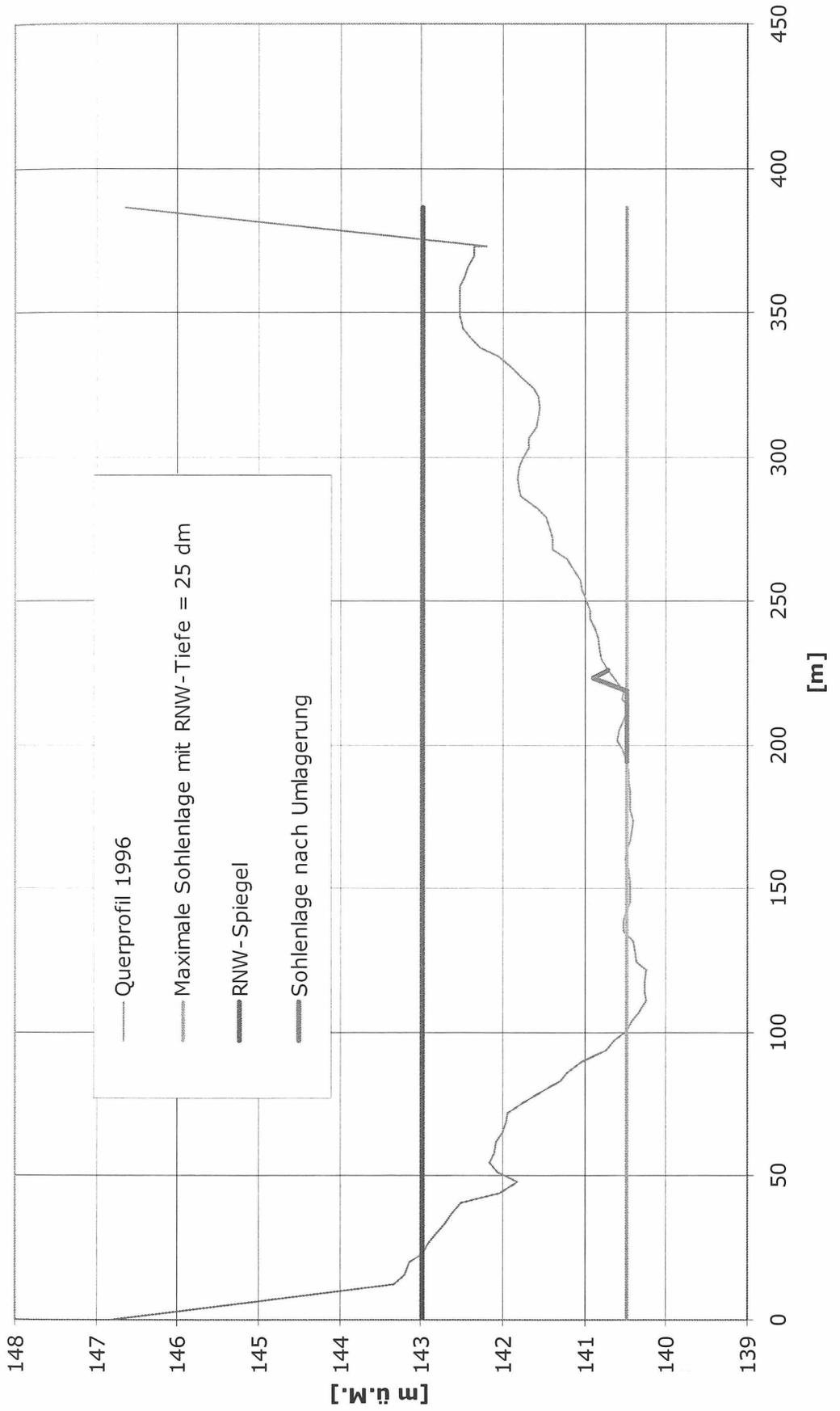


Bild 63: Geometrie Furtensicherung Querprofil km 1898.1

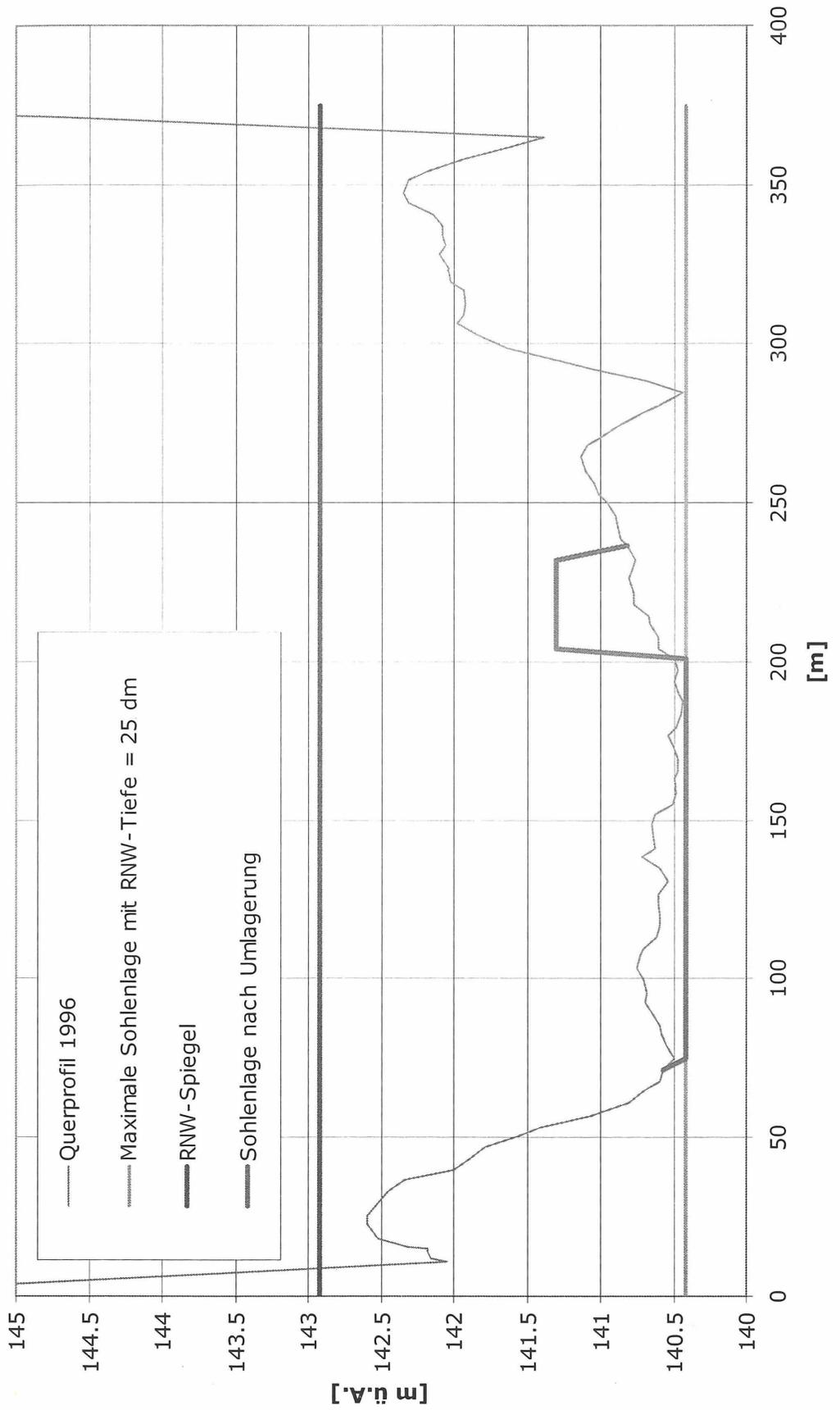


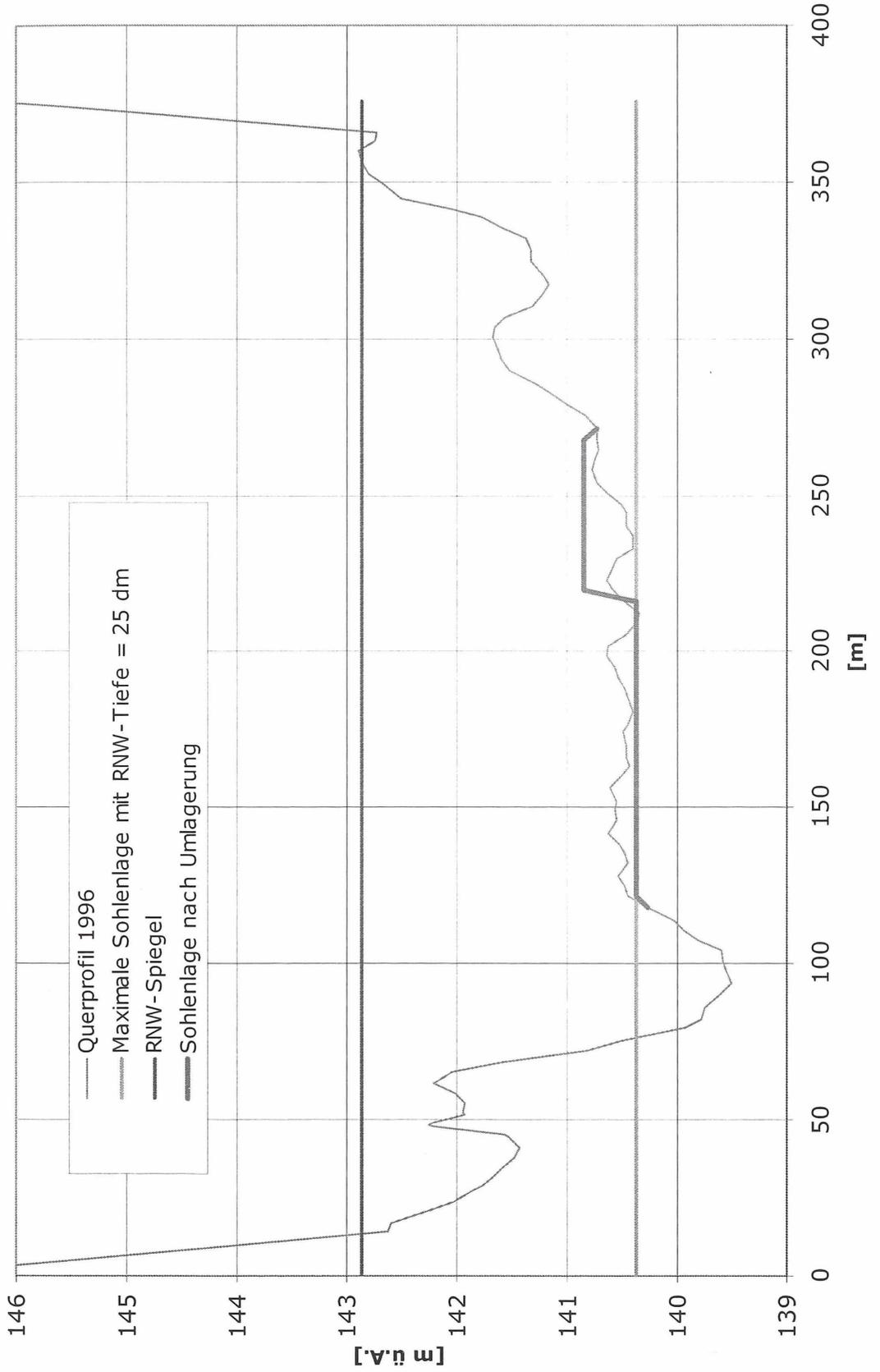
Bild 64: Geometrie Furtensicherung Querprofil km 1898.0

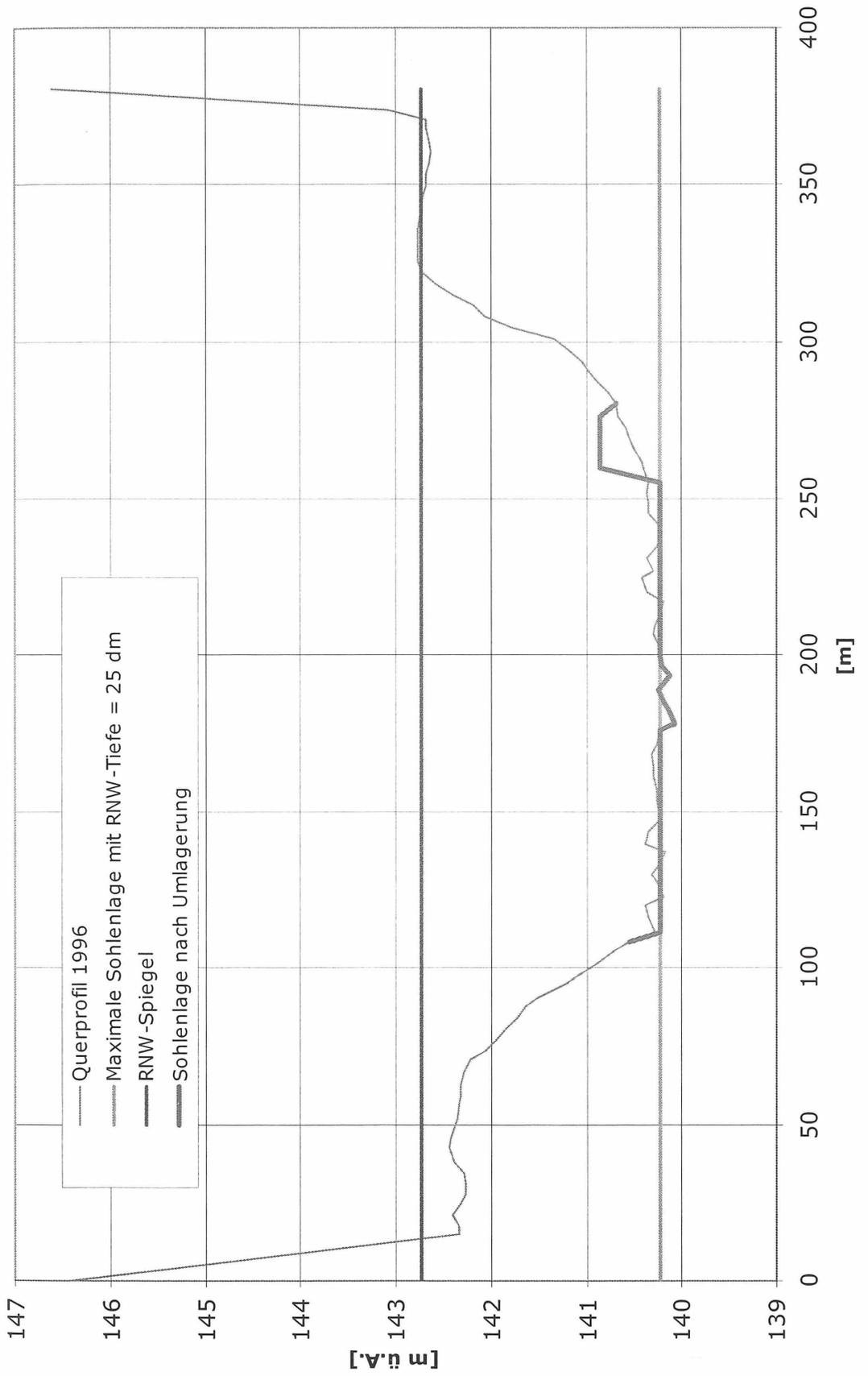
Bild 65: Geometrie Furtensicherung Querprofil km 1897.9

Bild 66: Querprofil km 1897.8

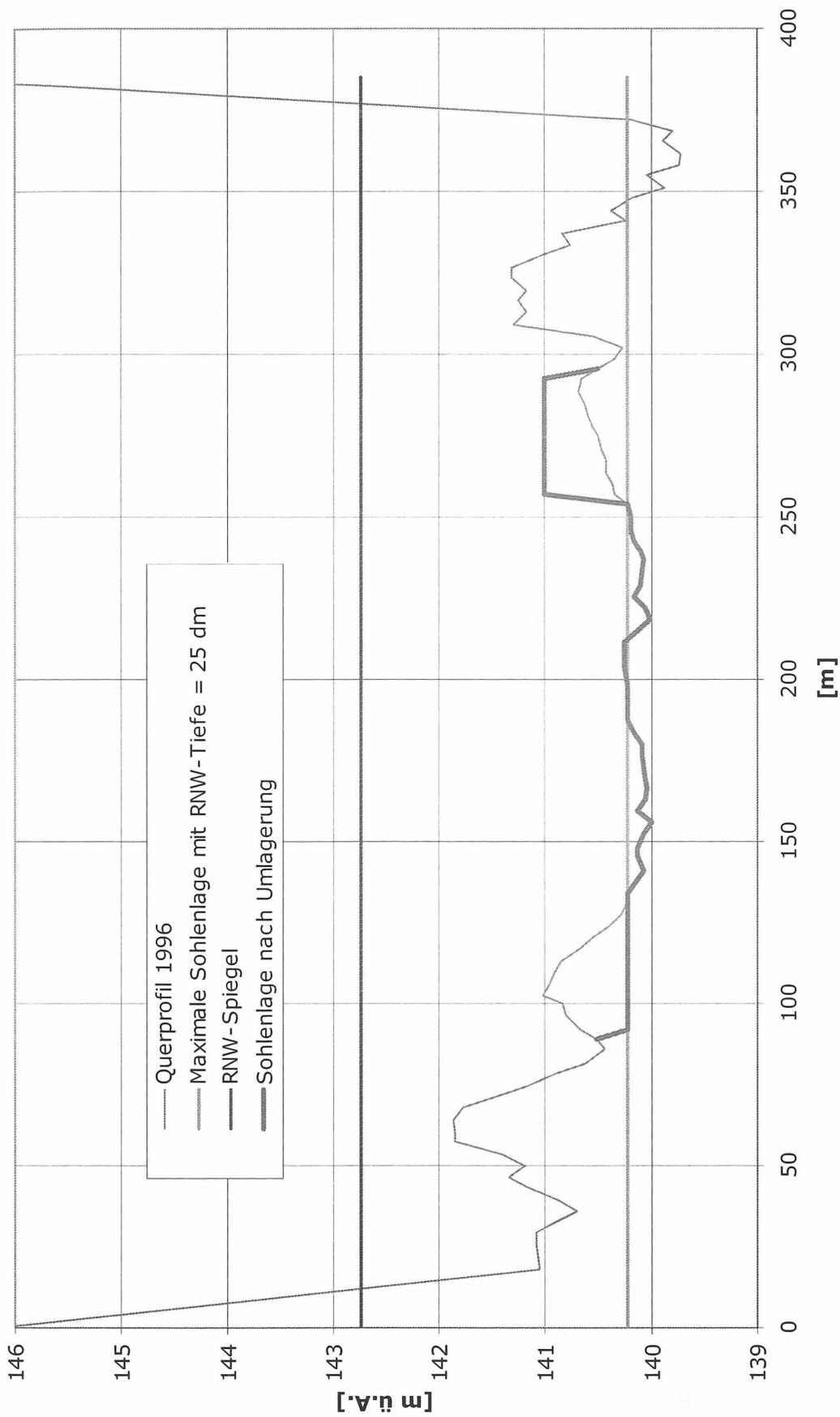


Bild 67: Geometrie Furtensicherung Querprofil km 1896.2

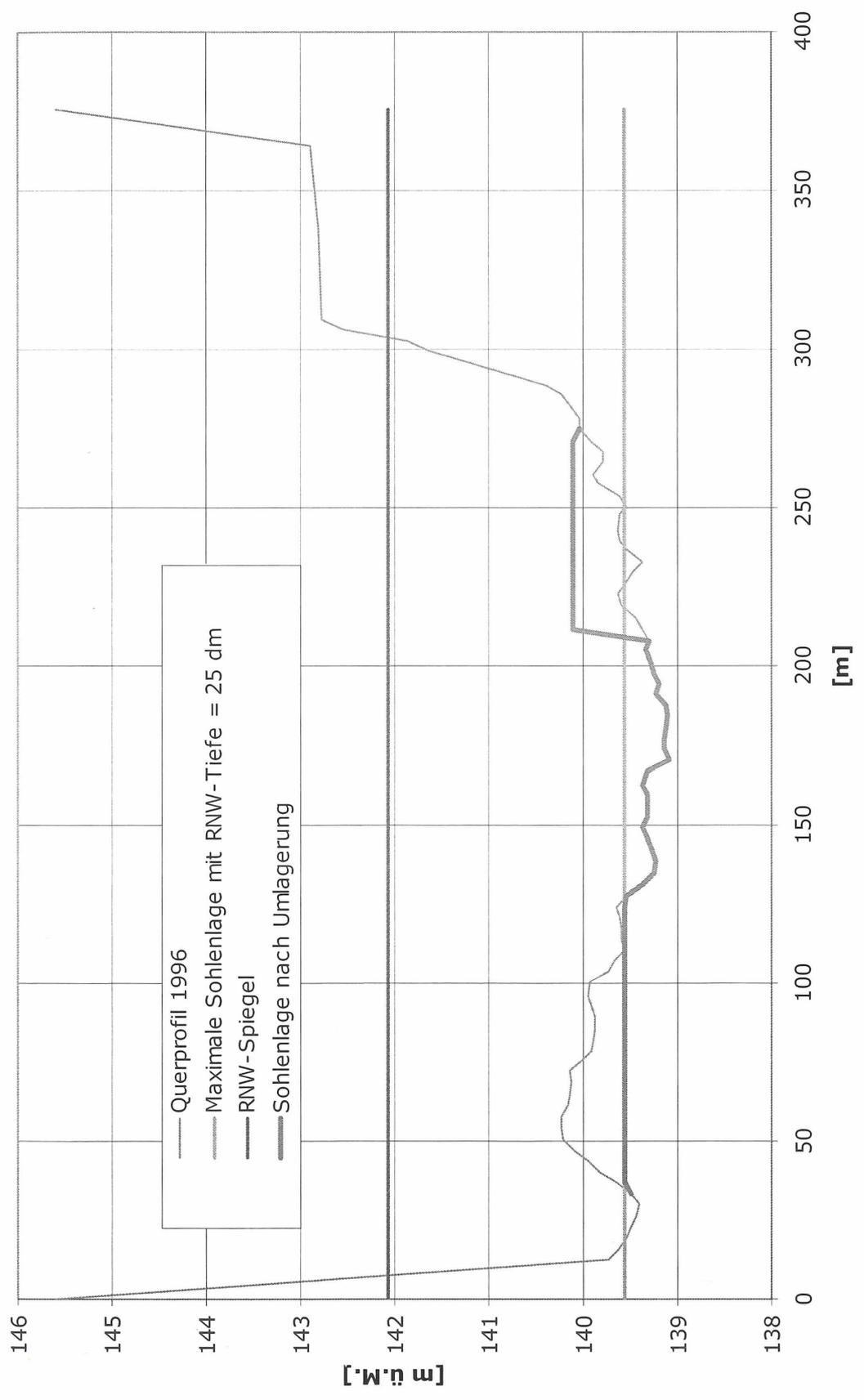


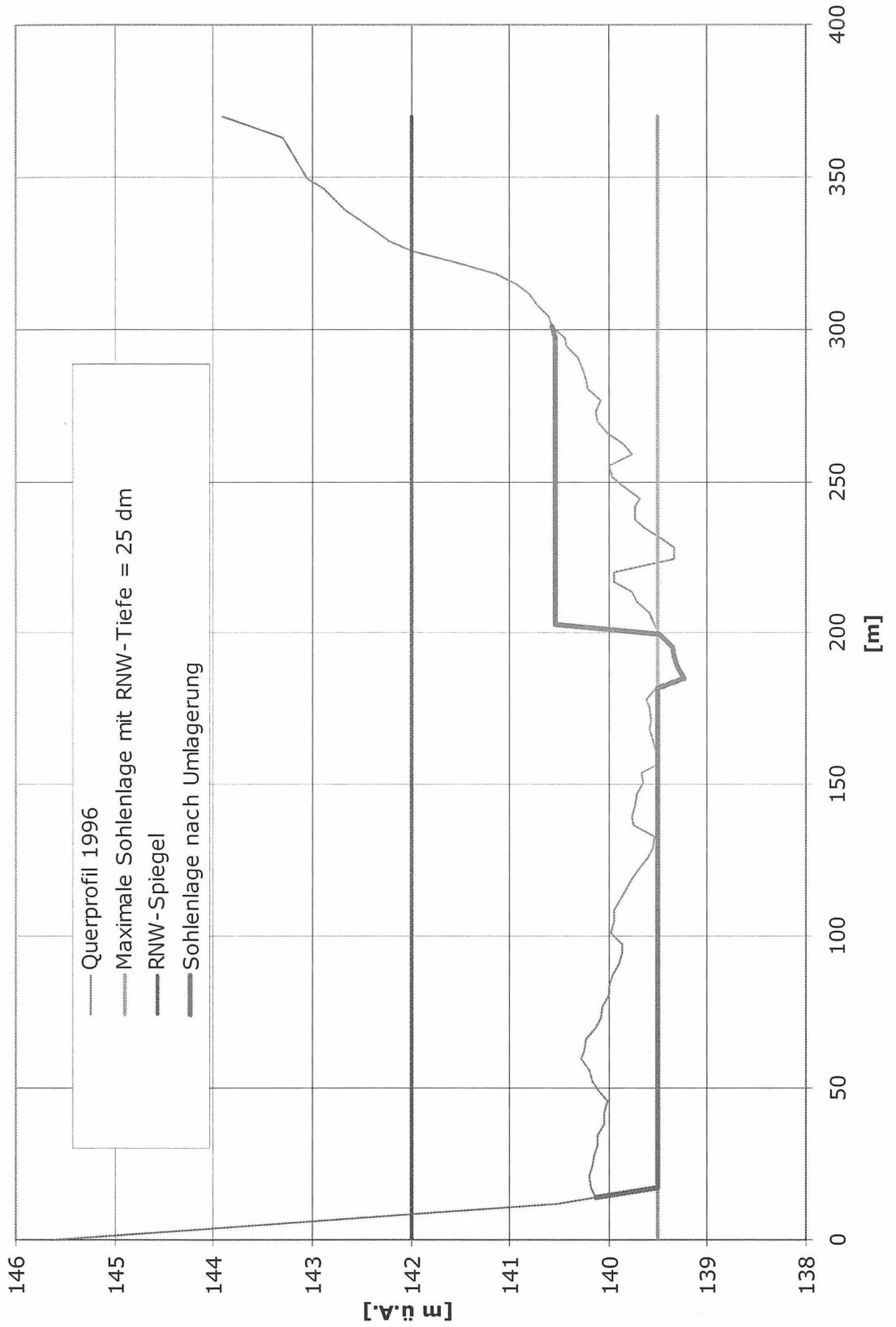
Bild 68 : Geometrie Furtensicherung Querprofil km 1896.1

Bild 69: Geometrie Furtensicherung Querprofil km 1896.0

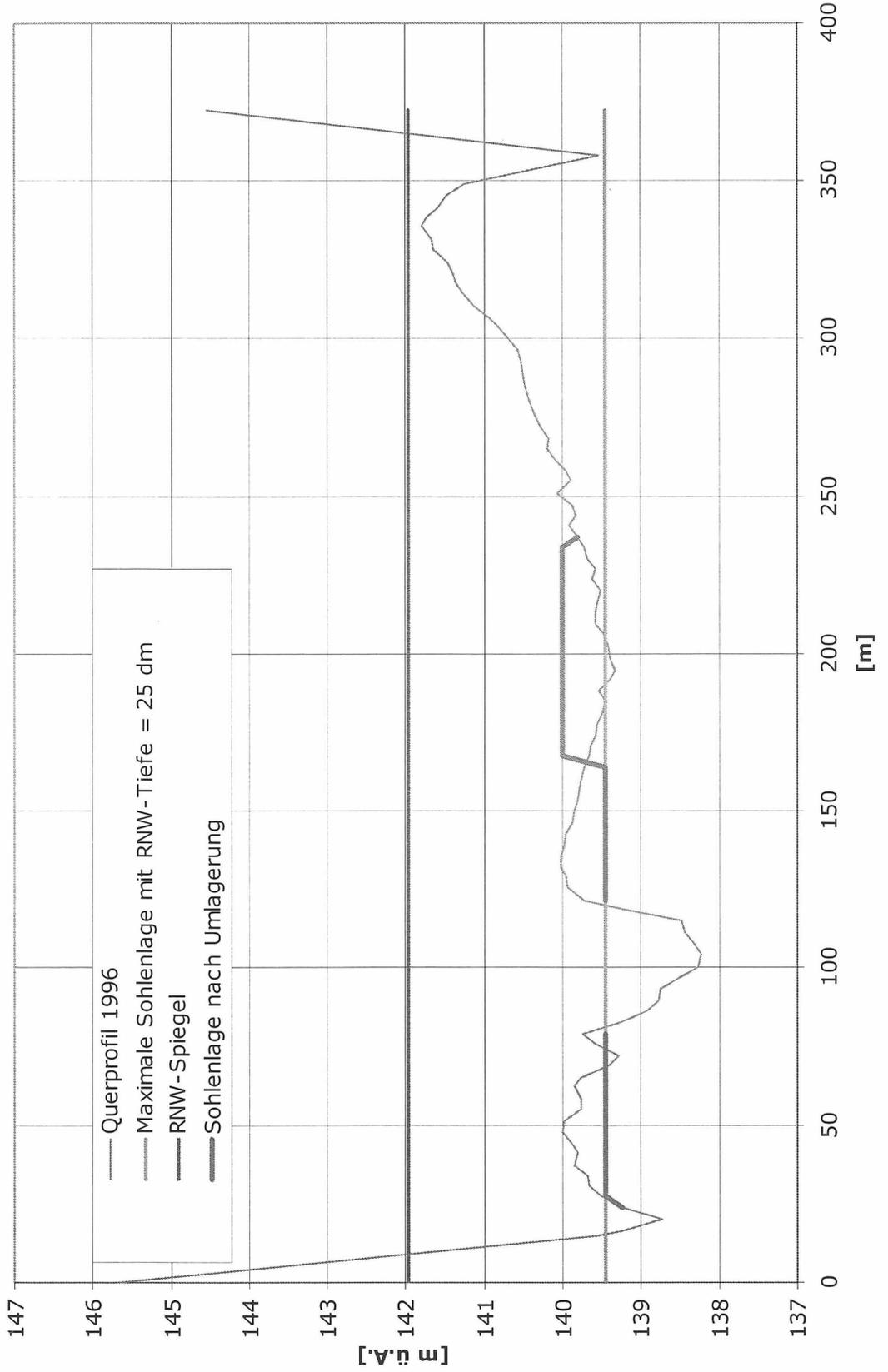


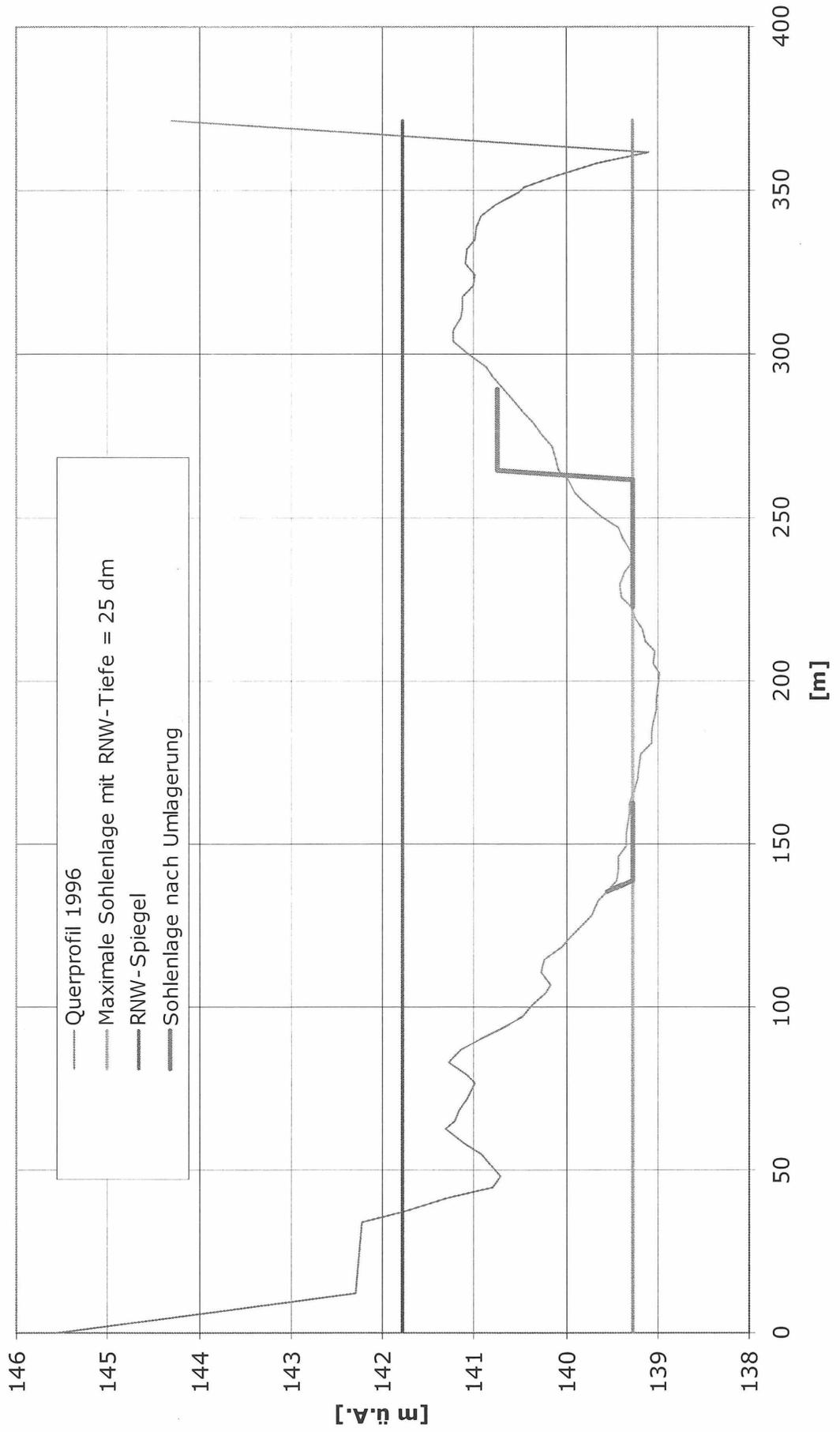
Bild 70: Geometrie Furtensicherung Querprofil km 1895.9

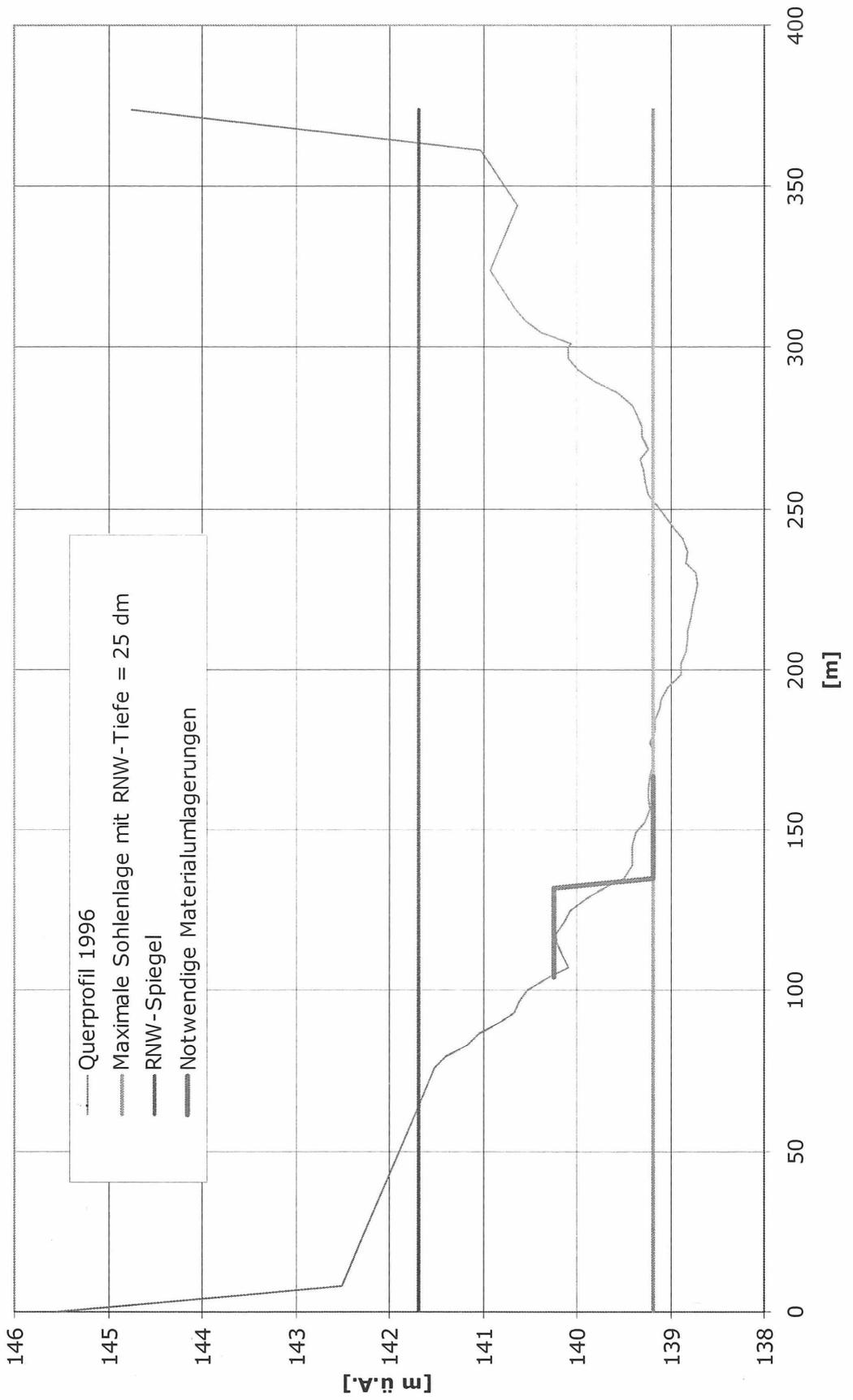
Bild 71: Geometrie Furtensicherung Querprofil km 1895.8

Bild 72: Prinzip der Furtensicherung, Beispiel Querprofil km 1896.0

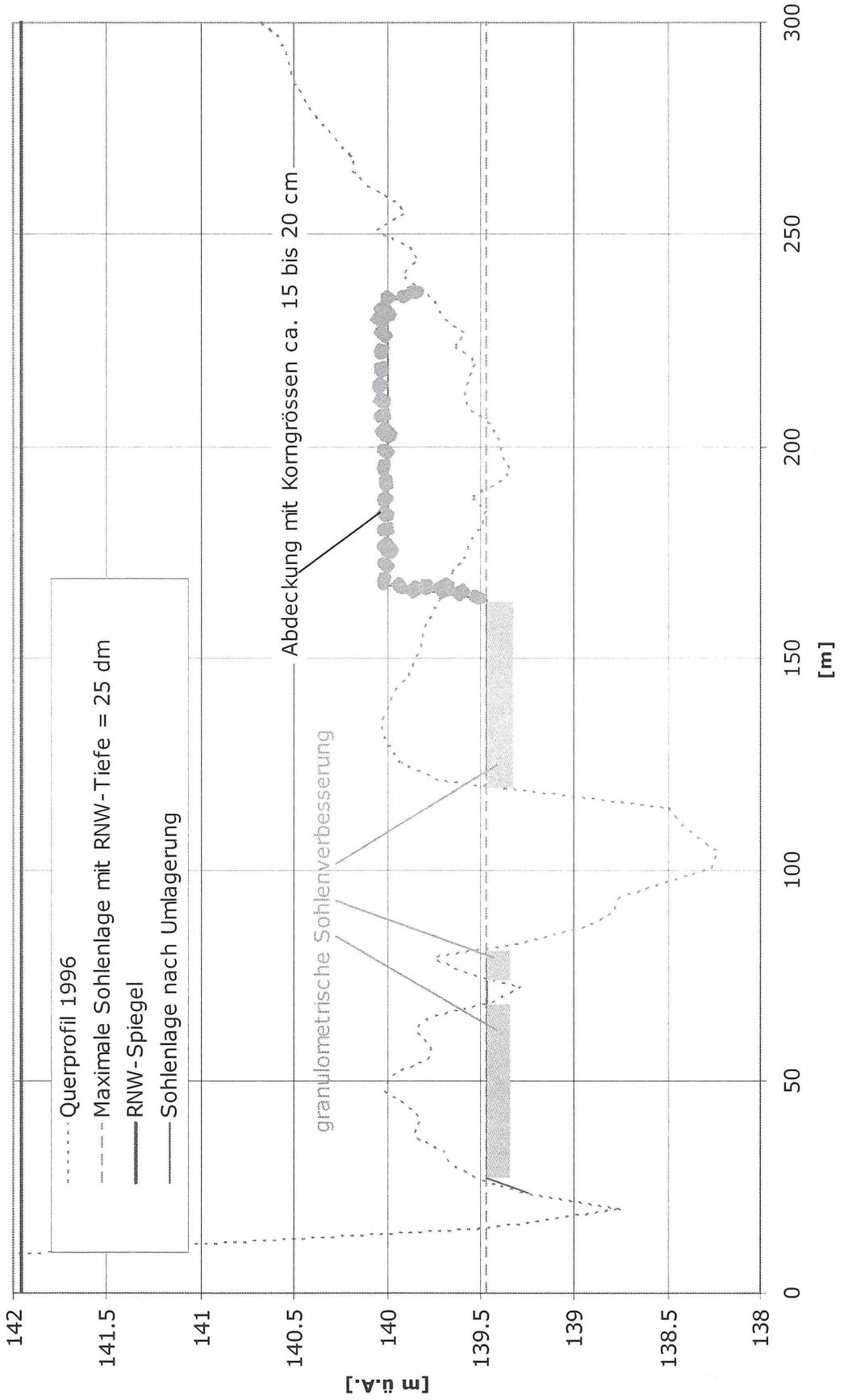


Bild 73: Granulometrische Sohlverbesserung als Element der Furtensicherung, Beispiel km 1895 bis 1897 Sohlentopographie 1996

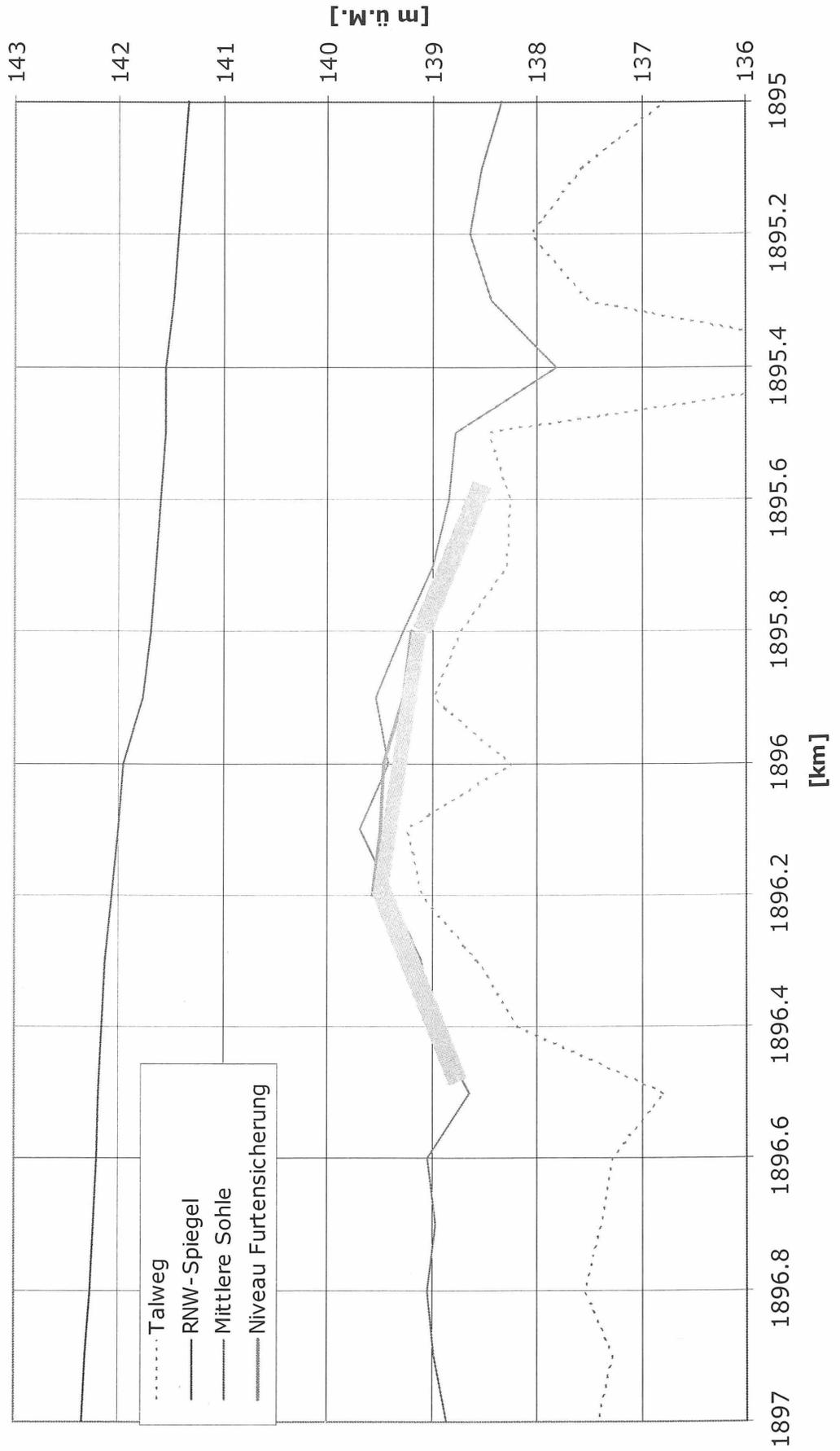
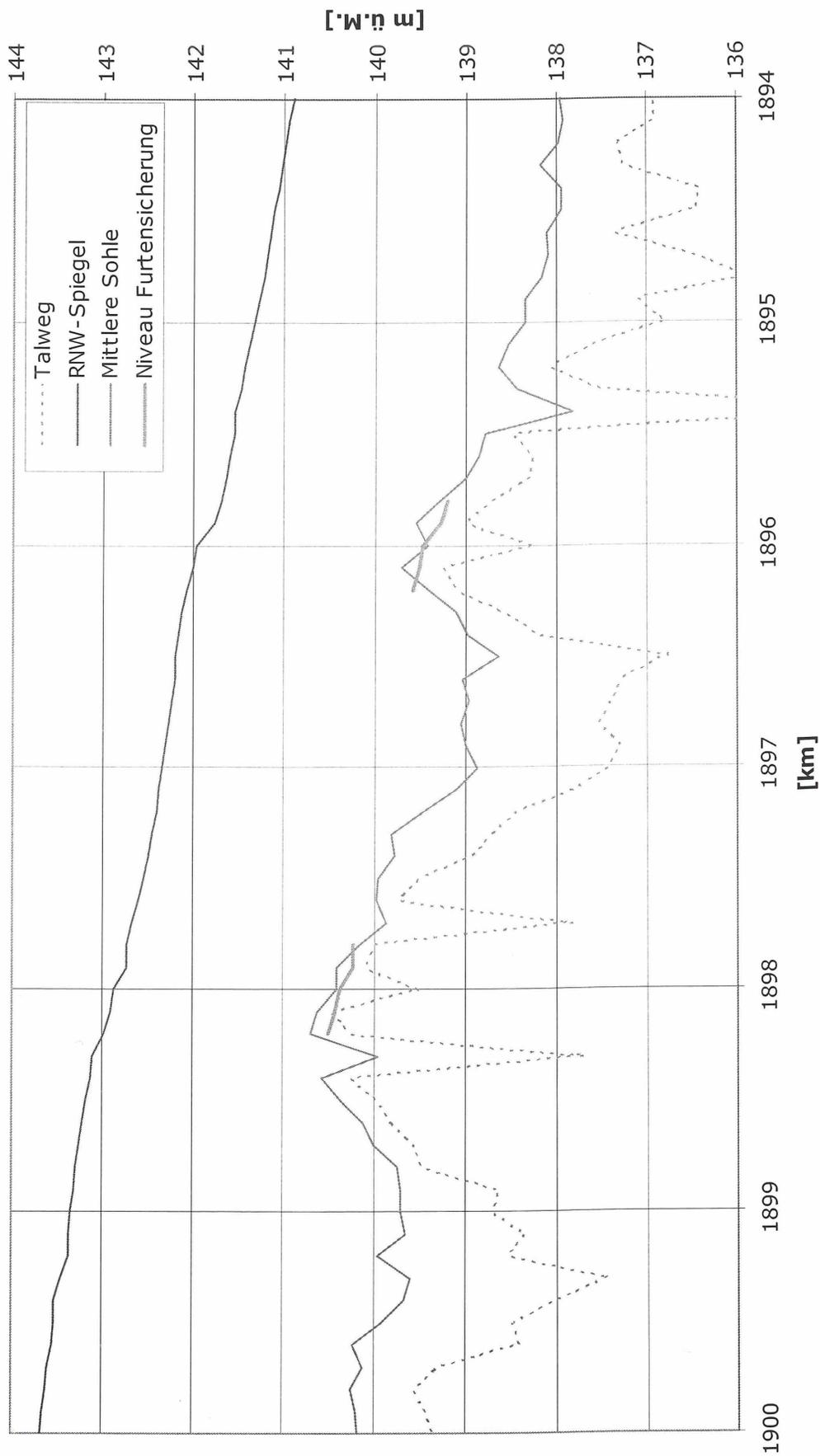
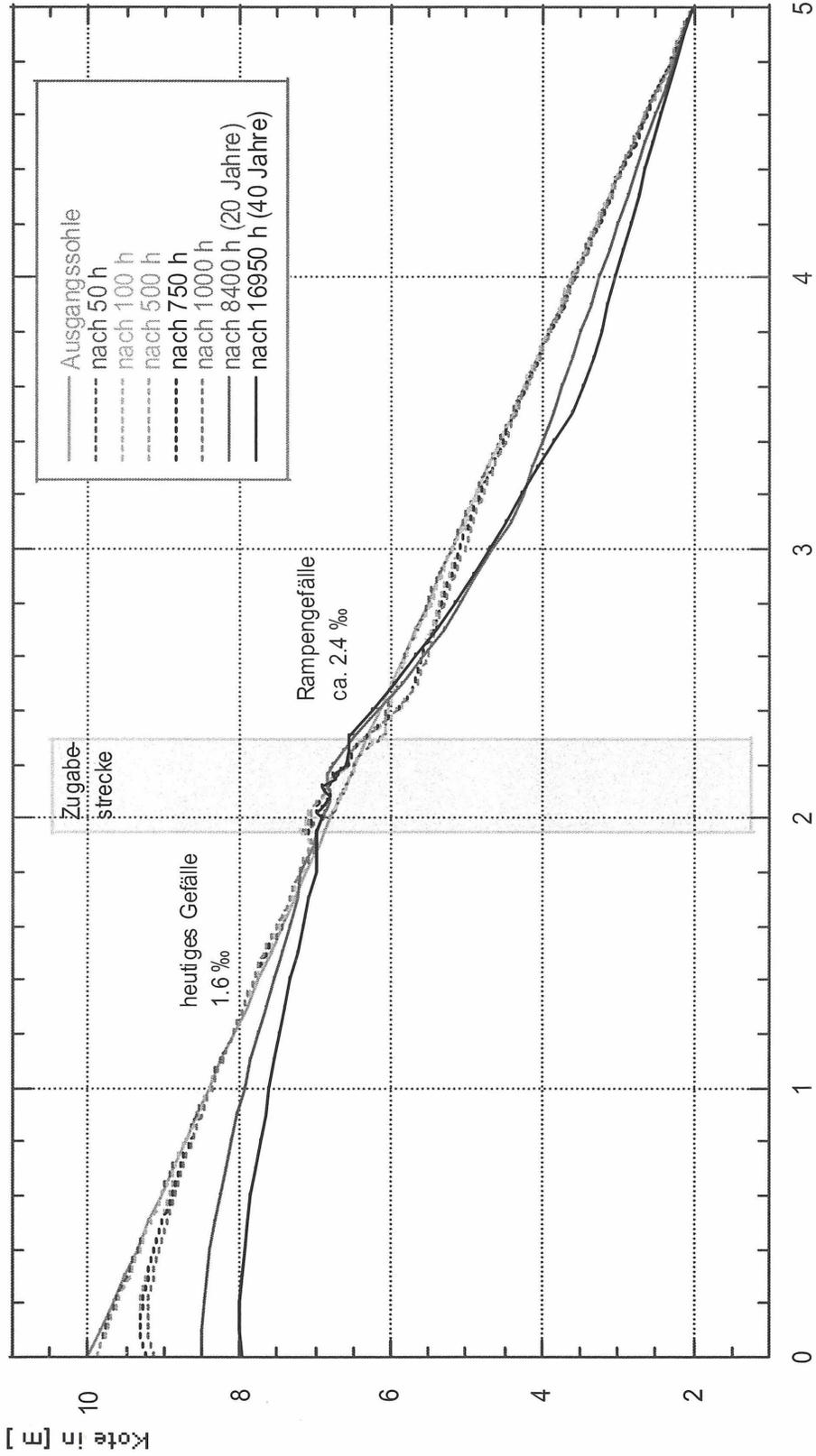


Bild 74: Geometrie der Furtensicherung, Beispiel km 1894 bis 1900, Sohlentopographie
1996



Grobmaterialzugabe Feldsteg Thur Berechnete Entwicklung des Längenprofils



Distanz [km]

Bild 75

Hunziker, Zarn & Partner
Ingenieurbüro für Fluss- und Wasserbau
Aarau

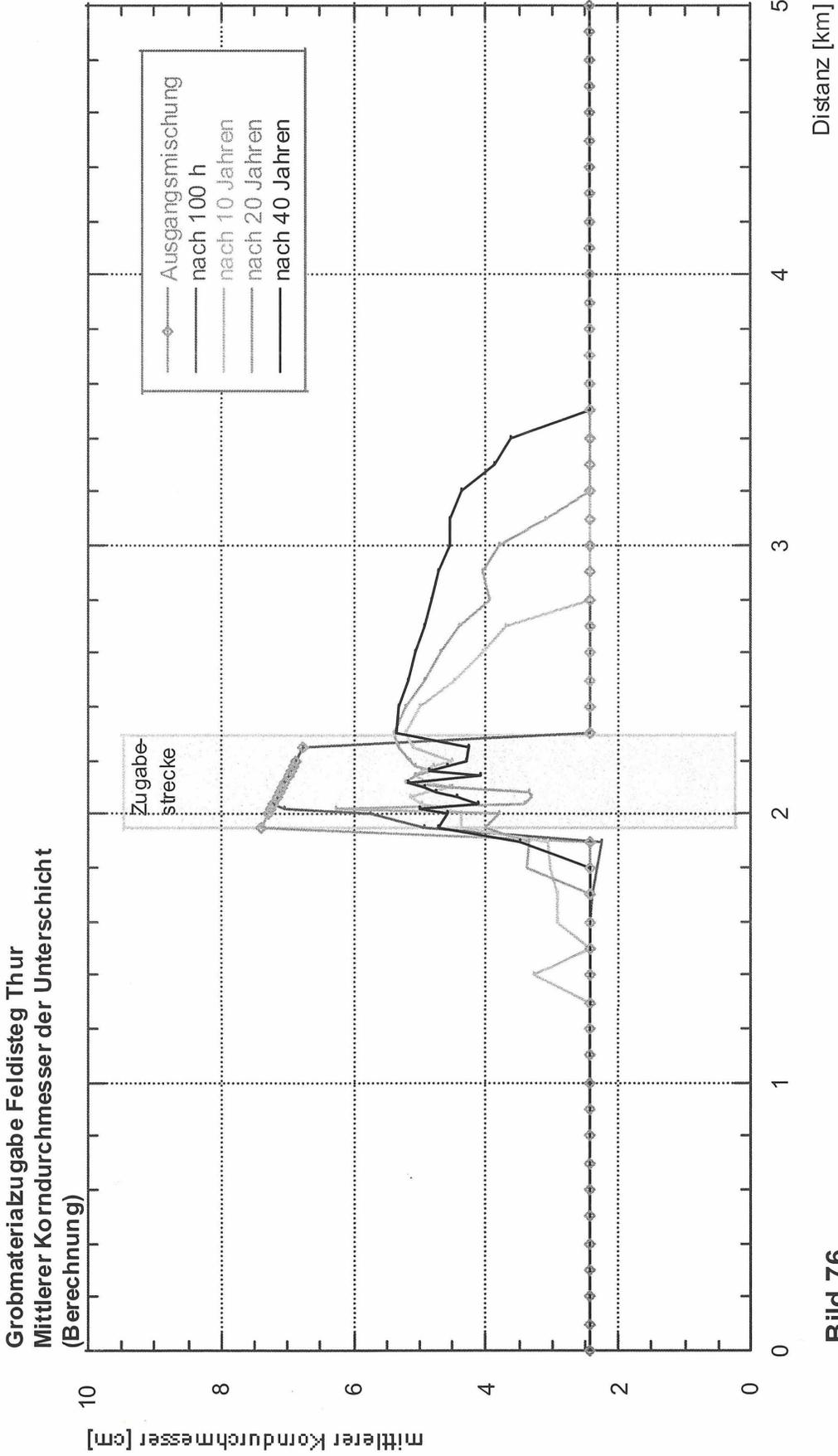
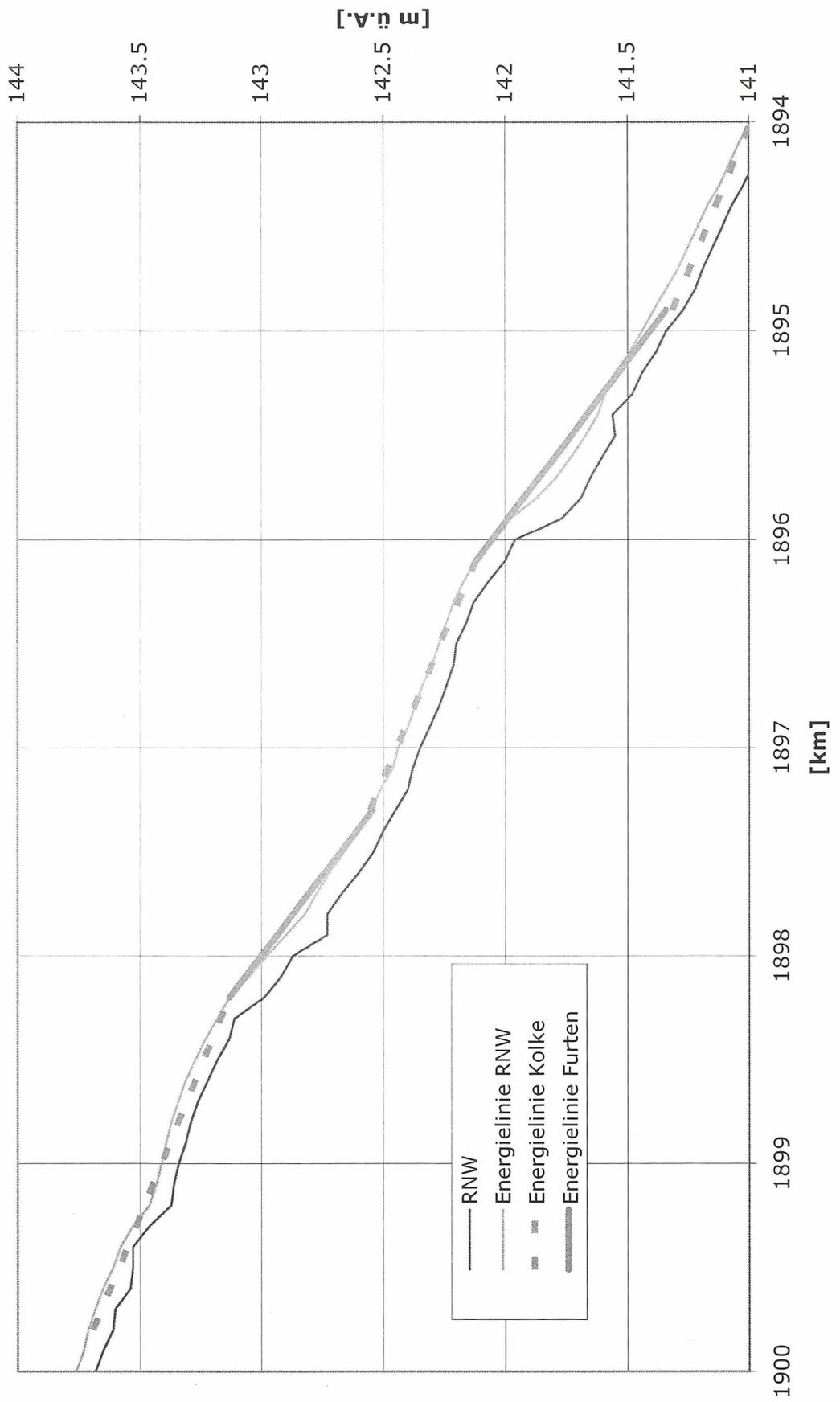


Bild 76

Hunziker, Zarn & Partner
Ingenieurbüro für Fluss- und Wasserbau
Aarau

Bild 77: Schematische Abtreppung der Energielinie

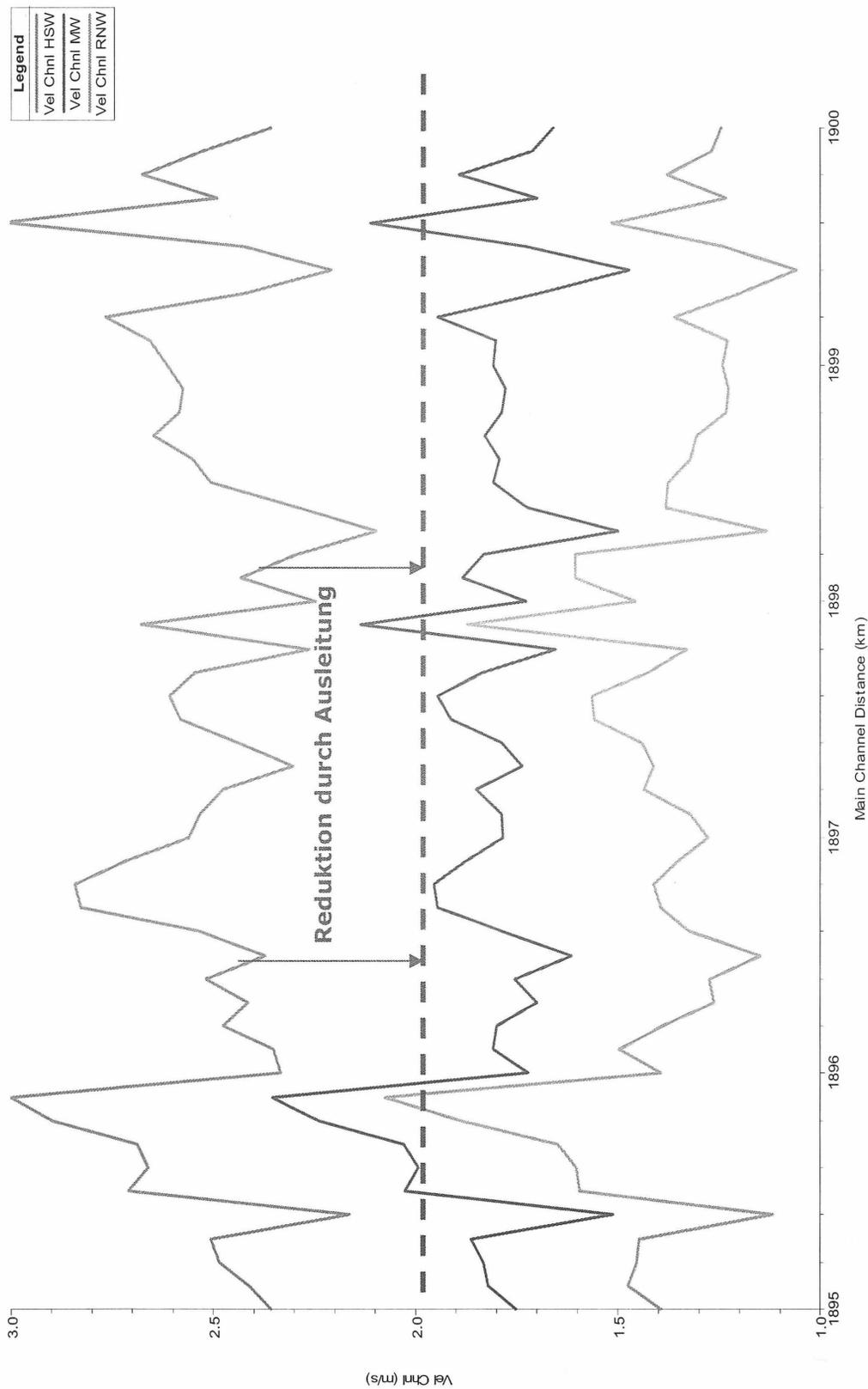


Bild 78: Fließgeschwindigkeiten über den Furten bei RNW, MW und HSW, Sohlentopographie 1996



WWF Österreich

Ottakringer Straße 114-116 • 1160 Wien

Tel.: 01/488 17-0 • Fax: 01/488 17-29

wwf@wwf.at • www.wwf.at