

Studie zur Flussmorphologie der frei fließenden Donau, Wien bis Marchmündung

Diese Studie untersucht die flussmorphologischen Verhältnisse (Breiten, Breiten-/Tiefen-Verhältnisse, Gefälle, Kiesbankmuster, ...) und Aspekte der Eigendynamik der Donau (zwischen Wien und Marchmündung) in ihrem derzeitigen, also regulierten Zustand, wobei u.a. auf die ‚Downstream Hydraulic Geometry‘ (auch in dimensionsloser Formulierung nach Parker) und verschiedene ‚Channel Pattern Discrimination Functions‘ zurückgegriffen wird, Methoden, die im englischsprachigen Raum weit verbreitet, in Mitteleuropa aber wenig bekannt sind.

Gerhard Klasz



Bearbeitung:

Ingenieurbüro (Beratender Ingenieur) für Kulturtechnik & Wasserwirtschaft

Dipl.-Ing. Gerhard Klasz

1010 Wien, Franz-Josefs-Kai 27

im Auftrag:

der Nationalpark Donau-Auen GmbH.

Inhalt:

Teil I:	Untersuchungen zur hydromorphologischen Situation der Donau zwischen Wien-Freudenau und Marchmündung Literatur- und Quellenverzeichnis Anhang A (Graphiken) Anhang B (Daten von natürlichen / naturnahen Kiesflüssen für Downstream Hydraulic Geometry-Auswertungen) Anhang C (Berechnung nach Optimum-Width-Theory)
Teil II:	Überlegungen zum Rückbau von Ufersicherungen und zur Gewässervernetzung
Teil III:	Überlegungen zur Sohlstabilität und zu einer optimierten Geschiebemanagement
Teil IV:	Nachträge, Ergänzungen

Bildnachweis:

Foto (Titelblatt): Dipl.-Ing. Ekart Hartmann
(mit besonderem Dank!)

Fotos (Teil I): DonauConsult (Dokumentation Uferbegehung, 2005)

**Überarbeitete Fassung,
März 2011**

In der Sprache berühren sich Erwartung und Erfüllung.

*Ludwig Wittgenstein,
Philosophische Untersuchungen, Abs. 445.*

Teil I: Untersuchungen zur hydromorphologischen Situation der Donau zwischen Wien-Freudenau und Marchmündung

1 Allgemeines

[1] **Auftraggeber** dieser Studie ist die Nationalpark Donau-Auen GmbH.

[2] **Gegenstand dieser Studie** sind die flussmorphologischen Verhältnisse der Donau im Bereich des Nationalparks Donau-Auen (Wien-Freudenau bis Marchmündung, Strom-km 1921 bis 1880); dies unter besonderer Berücksichtigung der Uferzonen, der Kiesbankdynamik und der in Kombination mit Rückbaumaßnahmen (Uferrückbau) zu erwartenden Breitenentwicklung; konkrete Schwerpunkte und Fragen sind:

- der Vergleich der aktuellen (bordvollen) Gewässerbreite mit der für ein Quasi-Gleichgewicht (bzw. dem gleichgewichtsnächsten Zustand) zu erwartenden Breite („Regimebreite“) und darauf aufbauend: Diskussion der potentiell zu erwartenden Seitenerosionen, wenn Ufersicherungen über längere Abschnitte entfernt werden;
- Diskussion und Recherche (aus der Fachliteratur) zu den Einflussfaktoren, die neben dem (bordvollen) Durchfluss für die Breitenentwicklung relevant sind (mutmaßlich: sediment supply, bank /bed-strength-ratio, ...) und Prognose bzw. Diskussion der mit dem Flussbaulichen Gesamtprojekt der via donau verbundenen Wirkungen auf die Breitenverhältnisse;
- Diskussion und Recherche (aus der Fachliteratur) zum Flusstyp (channel pattern) und Prognose bzw. Diskussion der mit dem Uferrückbau verbundenen Veränderungen, dies insbesondere mit Blick auf eine mögliche Entwicklung von central bars bzw. Inseln und einem zumindest denkmöglichen Übergang zu einem verzweigten Gerinne („braided river“ bzw. „anabranching river“);
- der Vergleich des aktuellen Gefälles (Wasserspiegel) mit dem für ein Quasi-Gleichgewicht (bzw. dem gleichgewichtsnächsten Zustand) zu erwartenden Gefälles („Regimegefälle“) und darauf aufbauend: Abschätzung des damit verbundenen Flusstyps (channel pattern) und der Wechselwirkungen mit Geschiebehaushalt und Sohlerosion;
- die Beschreibung bzw. Klassifikation (im Sinn einer Typologie) der Wechselwirkung zwischen bestehenden Regulierungsbauwerken (Buhnen, Leitwerke) und (ufernaher) Morphologie und Diskussion der damit verbundenen Einflussmöglichkeiten und Handlungsoptionen;
- ein Beitrag zur Diskussion von Handlungsoptionen bzw. Entwicklungsszenarien im Zusammenhang mit dem Rückbau baulicher Randbedingungen (Ufersicherungen und/oder Regulierungsbauwerke).

Die Frage der flächigen Aubodenbildung bzw. Feinsedimentablagerung im Vorland der Donau und in den Nebenarmen ist hingegen nicht Gegenstand dieser Studie.

[3] **Methodische Hinweise:**

- die Studien konzentriert sich auf den derzeitigen, also regulierten Zustand der Donau; die nur durch historische Karten dokumentierten Verhältnisse der unregulierten Donau werden nur für einzelne Teilaspekte berücksichtigt, vor allem im Zusammenhang mit der Bestimmung des natürlichen Flusstypes (channel pattern),
- in räumlicher Hinsicht werden in der Studie die groß- bis mittelmaßstäblichen Verhältnisse behandelt, für bestimmte Auswertungen wird die Gesamtstrecke (Wien-Freudenau bis Marchmündung) durch Mittelwerte bzw. Bandbreiten (rund um Mittelwerte) charakterisiert,

- über die auf Leopold & Maddock (1953) zurückgehende und von vielen Flussmorphologen (vgl. Ferguson, 1986; Parker et al., 2003; Parker et al., 2007) weiterentwickelte Methodik der ‚Downstream Hydraulic Geometry‘ (im Folgenden auch: DHG) werden die hydromorphologischen Verhältnisse (z.B. Breiten, mittlere Fließtiefen, Gefällewerte) der Donau mit anderen Kiesflüssen verglichen; dabei wird - ganz im Gegensatz zu den ‚regimetheoretischen‘ Ansätzen - nicht notwendigerweise das Bestehen eines morphologischen Gleichgewichtszustandes unterstellt,
 - verschiedene theoretische Ansätze (z.B. die ‚threshold channel theory‘) oder empirische Methoden (z.B. zu den Flusstypen) werden ergänzend berücksichtigt, was damit zusammenhängt, dass noch keine flussmorphologische Theorie bekannt ist, die geeignet wäre, alle Teilaspekte in konsistenter und umfassender Form zu verbinden.
- [4] Die vorliegende Studie baut auf Grundlagen auf, die im Rahmen einer Dissertation (Klasz, in prep., Arbeitstitel: ‚An analytical approach to river behaviour and adjustment processes‘) erarbeitet wurden und soll umgekehrt für diese Dissertation Daten für eine Fallstudienbetrachtung liefern.

2 Geologie und Hydrologie

- [5] Die Donau hat bei Wien ein Einzugsgebiet von knapp über 100‘000 km² (bei Hainburg ca. 104.178 km²). Sie durchquert das nördliche Alpenvorland, quert bei Wien die im Wiener Becken (tektonisches Einbruchbecken) teilweise mehrere tausende Meter abgesunkenen Alpen und im Bereich Hainburg die Ausläufer der Karpaten und erreicht dann das Pannonische Becken (Klasz, 2002). Das Abflussregime wird wesentlich durch seine alpinen Zubringer bestimmt: Iller, Lech, Isar, Inn, Traun, Enns (allesamt rechtsseitig). Abb. 1 zeigt die Lage der Donau relativ zum Wiener Becken und den sie bestimmenden tektonischen Störungen.

Beleg: Hydrographische Jahrbücher; Decker & Lankreijer (1997) [übernommen aus Donauconsult (2003b)]; Klasz (2002); Abb. 1.

- [6] Die Donau verläuft zwischen Wien und Hainburg, also auf einer Länge von etwa 60 km, generell in südöstlicher bis östlicher Richtung, mit einem erkennbaren, gegen Süden ausgebildeten Durchhang. Knapp westlich von Wien, zwischen Leopoldsberg und Bisamberg („Wiener Pforte“), durchbricht die Donau die Flyschzone¹ und erreicht etwa bei Nußdorf das Wiener Becken, ein bis in die Gegenwart tektonisch aktives Zerrungsbecken zwischen Alpen und Karpaten, das während des Jungtertiärs an tektonischen Störungslinien sukzessive eingebrochen ist (vgl. Abb. 1). Die verschiedenen alpinen Zonen (Flysch-, Kalkalpen-, Grauwacken- und Zentralalpine Zone) setzen sich im Untergrund fort und bilden die Basis der jungtertiären Beckenfüllung², die in unterschiedlicher Fazies (marin, brackisch, limnisch, in Randbereichen des Beckens fluviatil) vorliegt; vgl. Donauconsult (2003b). Über diese tertiäre Be-

¹ Die Sedimente der Flyschzone wurden in der Kreide und im Alttertiär in einem langgestreckten Tiefsee graben (Zerrstruktur) nördlich der sich damals bildenden Nördlichen Kalkalpen - also unter marinen Bedingungen - abgelagert und später, im Tertiär, infolge des nach Norden gerichteten Abgleitens der Kalkalpen intensiv durchgefaltet, von ihrer Unterlage abgesichert und weit nach Norden geschoben. Für sie ist die Wechselfolge von sandigen (bis konglomeratischen) Bänken und zwischenliegenden Mergel- und Ton-schieferlagen kennzeichnend. Stromab des Donaukraftwerkes Greifenstein, etwa bis Strom-km 1934 (Wien-Nußdorf), wird die Sohle der heutigen Donau weitgehend durch Flysch gebildet, allerdings mit einer geringmächtigen Kiesauflage (Klasz, 2002).

² Das Wiener Becken ist somit Teil der Molassezone. Als Molasse werden ganz allgemein jene Sedimente bezeichnet, die aus dem Abtragungsschutt der Alpen in einem eher seichten Randmeer („Paratethys“), das sich im Tertiär zwischen Kalkalpen und Böhmi-scher Masse erstreckte, abgelagert wurden; die Sedimentation erfolgte zunächst unter vollmarinen, dann unter brackischen und schließlich, nach Ausstüßung des Meeres (im Pannon), unter limnischen, teilweise auch fluviatilen Bedingungen. Speziell die Ablagerungen über dem abgesunkenen Teil der Alpen werden als „inneralpine Molasse“ bezeichnet. Nach Heraushebung und Faltung der Nördlichen Kalkalpen kam es im Jungtertiär (vor vermutlich rund 17 Mio. Jahren) zur Einsenkung des Wiener Beckens; in den dadurch entstandenen Senkungsraum drang das Molassemeer ein, sodass es über dem abgesunkenen Teil der Kalkalpen zur Sedi-mentation kam; die Mächtigkeit der tertiären Ablagerungen erreicht bis zu rund 5.500 m (Maximum im Bereich des Schwechat-Tiefes). Diese Sedimente sind mit Ausnahme der randnahen Bereiche feinkörnig, also tonig, tonmergelig bis schluffig, sie werden aber nach oben, in ihren jüngsten Teilen infolge zunehmend fluviatilen Einflusses grobkörniger, weitgehend schluffig bis sandig, lokal findet man auch Kieseinschaltungen, vgl. DonauConsult (2003b).

ckenfüllung hat dann die Donau im Pleistozän ihre Grobklastika abgelagert und teilweise wieder abgetragen (Klasz, 2002).

Beleg: Abb. 1; Donauconsult (2003b); Klasz (2002).

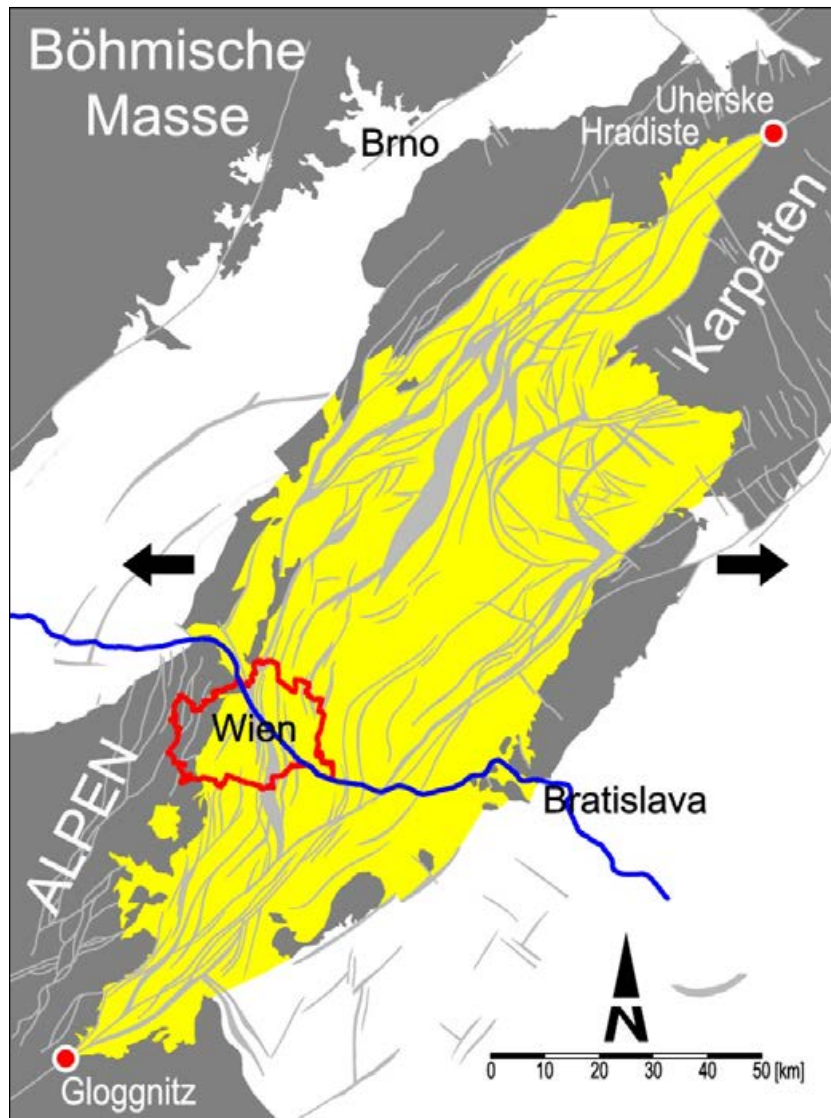


Abb. 1: Wiener Becken (gelb) mit tektonischen Störungen und der tektonischen Dehnungsrichtung (Pfeile) in der Phase der Entstehung des Wiener Beckens; nach Decker & Lankreijer (1997), übernommen aus Donauconsult (2003b)

- [7] Im Jungtertiär mündete die Donau, vom Westen kommend, etwa in der Linie von Hollabrunn – Mistelbach in das Wiener Becken, erst später (vor vermutlich rund 2,5 Mio. Jahren) verlagerte sich ihr Lauf nach Süden; nach der Austrocknung des pannonischen Süßwassermeeeres dürfte sich die Mündung dann bereits bei der heutigen Wiener Pforte befunden haben, wo sich der Fluss in einer alten tektonischen Störungszone zwischen Leopoldsberg und Bisamberg tiefer gegraben hat. An dieser Stelle war die Höhenlage der Donau des Pleistozän etwa 80 bis 100 m höher als heute; vgl. Donauconsult (2003b) und Tab 1.

Beleg: Donauconsult (2003b); Klasz (2002); Tab. 1.

- [8] In den Sedimenten des Wiener Beckens treten also (vom Liegenden zum Hangenden) zunehmend fluviatile Vorgänge in den Vordergrund. Speziell im Wiener Stadtbereich lassen die hier vorhandenen

pleistozänen Schotterterrassen die enorme Dynamik dieses Flusses erahnen. In Zeiten des Geschiebeüberschusses (eiszeitlich) hat der Fluss ausgedehnte Schotterterrassen³ abgelagert, die er dann nach- bzw. zwischeneiszeitlich bis auf seitliche Reste wieder abgetragen hat. Durch diesen mehrmaligen Wechsel von Aufschotterung und Abtrag entstand eine Serie von Terrassen, die mit umgekehrter stratigraphischer Reihenfolge, die ältesten (hoch) oben an den Beckenrändern, die jüngsten tief und nahe des heutigen Flusses, aufeinanderfolgen (Klasz, 2002), vgl. Tab. 1. In eine neuere Arbeit (Pfleiderer, 2008) wird die Höhenlage der quartären Terrassen (Ober- und Unterkanten) mit geostatistischen Methoden untersucht, auf Basis von insgesamt 9'439 Bohrungen, die in den Archiven der Wiener Stadtverwaltung digital vorliegen.

*Tab. 1: Pleistozäne Schotterterrassen im Wiener Becken;
die hier angegebenen Höhen sind als grobe Richtwerte zu verstehen;
Quellen: H. Küpper (1968), F. Brix(1970), Donauconsult (2003b), Pfleiderer (2008)*

Eiszeit⁴:	Terrasse (im Wiener Bereich):	Terrassensockel (im Wiener Bereich):	Oberkante (im Wiener Bereich):	Terrasse (allgemeinere Bezeichnung bzw. östlich von Wien):
Würm	Praterterrasse	ca. 140 - 150 m ü.A	ca. 160 - 165 m ü.A	Niederterrasse
Riss	Stadterrasse Theresianumterrasse	ca. 145 - 165 m ü.A	ca. 170 - 175 m ü.A.	Hochterrasse; Gänsersdorfer-Terrasse
Mindel	Arsenalterrasse	ca. 170 - 190 m ü.A	ca. 190 - 200 m ü.A.	Jüngere Deckenschotter; Terrasse von Lehen bzw. Ordnung; Petronell-Prellenkirchener Terrasse
Günz	Wienerbergterrasse	ca. 190 - 210 m ü.A	ca. 210 - 220 m ü.A.	Ältere Deckenschotter; Terrasse von Hochstrassburg bzw. Schneiderberg; Parndorfer Terrasse;
Prägünz	Laaerbergterrasse	ca. 210 - 230 m ü.A	ca. 230 - 250 m ü.A.	

Beleg: Küpper (1968); Brix (1970); Donauconsult (2003b); Pfleiderer (2008); Klasz (2002).

- [9] Während des Pleistozäns tiefte die Donau ihr Sohlniveau also um ca. 80 m (Größenordnung) ein: Die Sohle der ältesten Donauschotter liegt (bei Wien) zwischen etwa 200 und 220 m ü.A. (Größenordnung), die (spät)würmzeitliche Erosionsbasis (bei Wien) hingegen bei etwa 140 bis 150 m ü.A. (DonauConsult, 2003b; Klasz, 2002). Auf dieser langen zeitlichen Skala und unter Berücksichtigung dieser Ablagerungen ist der Fluss somit kaum als „im Gleichgewicht befindlich“ zu bezeichnen.

Beleg: Tab. 1; Klasz (2002); Donauconsult (2003b).

- [10] Die jüngsten alluvialen Ablagerungen werden auch als „Zone der rezenten Mäander“ bezeichnet; die dortigen Kiese zeigen weder Spuren von Verwitterung noch Ansätze einer diagenetischen Verfestigung. Hier fließt die heutige Donau in ihren eigenen alluvialen Ablagerungen aus würmeiszeitlichen Grobklastika und aus jüngsten, durch Donauzubringer eingetragenen Geschieben. Abgesehen von die-

³ Nach bautechnischen und bodenmechanischen Kriterien ist dieses Material, weil gerundet und überwiegend in der Siebklasse zwischen 2 und 63 mm, als „Kies“ zu bezeichnen; im allgemeinen Sprachgebrauch wird es häufig als „Schotter“ bezeichnet.

⁴ Die Eiszeiten werden nach bayerischen Donauzubringern benannt: Günz, Mindel, Riss und Würm. Das Wiener Becken war selbst nie durch Gletscher bedeckt. Hier, im Vorfeld der alpinen Vergletscherung, die etwa bis zur Rax reichte, herrschten periglaziale Verhältnisse, ohne einer geschlossenen Vegetationsdecke, wodurch die Windverfrachtung von Feinsanden und Schluffen (speziell: Löss) begünstigt wurde; vgl. DonauConsult (2003b).

ser jüngsten Terrasse sind die pleistozänen Schotterterrassen häufig von Löss⁵ bedeckt; vgl. Donauconsult (2003b).

Beleg: Donauconsult (2003b).

- [11] Die Mächtigkeit der Niederterrasse ist unterschiedlich, stellenweise hat sich die Flusssohle bereits in die jungtertiären Feinsande und Schluffe hineingearbeitet (beispielsweise im Bereich Wildungsmauer, entlang eines Krümmungskolkes), abschnittsweise ist noch eine Schichtstärke von etwa 15 bis 20 m vorhanden (im Bereich der „Schwechater Mulde“, also etwa zwischen Strom-km 1921 und Strom-km 1916). Für den Abschnitt zwischen der Mündung der Fischa und Hainburg kann im Mittel eine Schichtstärke von etwa 3 bis 5 m (unter der derzeitigen Donausohle) angegeben werden. Der Schichtkontakt der tertiären und quartären Schichten ist nicht konkordant ausgebildet, sondern durch Tektonik und Erosion gestört. An der quartären Basis findet man häufig gröbere Blöcke („Blockschotter“), gelegentlich auch Baumstämme und konglomeratische Schotter; vgl. Donauconsult (2003b).

Beleg: DonauConsult (2003b).

- [12] Im Allgemeinen sind die pleistozänen Kiese der Flussniederung durch Ausande und Aulehm⁶, die bei Hochwasser abgelagert werden, überdeckt. Die Mächtigkeit dieser Deckschichte schwankt zwischen einigen Zentimetern und mehreren Metern; im Bereich von Altarmverfüllungen können diese Sedimente auch etwa fünf bis zehn Metern mächtig werden. Der Mittelwert dürfte im Bereich zwischen etwa 2,5 und 3,0 m liegen (Klasz, 2002). Eine neuere Untersuchung von DonauConsult (2007) im Rahmen des Flussbaulichen Gesamtprojektes (UVE-Ergänzungen, Einl. Nr. 2.5.1) gibt eine über verschiedene Aufschlüsse (Bohrungen) gemittelte Aubodenmächtigkeit von 2,57 m (Vorland, Donauauen, Mittelwert aus 25 Bohrungen) bzw. 3,01 m (Donauufer, Mittelwert aus 25 Bohrungen) an.

Beleg: Klasz (2002); DonauConsult (2007).

- [13] Bei Hainburg verlässt der Strom das Wiener Becken und durchquert die Zone der Kleinen Karpaten (Kristallin) in südöstlicher Richtung, mit einer lagemäßigen Fixierung zwischen dem Thebner Kogel (auf slowakischer Seite) und dem Braunsberg: „Thebner Pforte“⁷. Die Berge rund um Hainburg (Hundsheimer Berg, Schloßberg, Braunsberg usw.) können also als südwestliche Ausläufer der Kleinen Karpaten aufgefasst werden; sie bestehen im Kern aus kristallinen Gesteinen (Granite, Gneise, Glimmerschiefer) und bilden eine geologische Einheit mit dem Leitha- und Rosaliengebirge im Südwesten und den Kleinen Karpaten in Nordosten (kristalline Zentralzone). Über der kristallinen Basis findet man (teilweise mehrere hundert Meter mächtige) mesozoische Karbonate (Kalke und Dolomite) und abschnittsweise auch Leithakalke (tertiäre Rotalgenrasen und Rotalgenriffe); vgl. Abb. 1, DonauConsult (2003b) und Klasz (2002).

Beleg: Abb. 1; DonauConsult (2003b); Klasz (2002).

- [14] Wichtige hydrographische Kenngrößen werden in Tab. 2 aufgelistet. Die jahreszeitliche Verteilung der Abflüsse (im langjährigen Mittel) kann durch den Vergleich der mittleren Monatsmittel (Monats-MQ) einer längeren Reihe, im vorliegenden Fall der Reihe 1951/1995 (vgl. Abb. 2, Anhang A), und

⁵ Löss ist ein gelbes bis gelbbraunes, recht poröses, feinkörniges Lockersediment, das durch Windverfrachtung (also äolisch) entstanden ist. Der Durchmesser der Einzelkörner liegt zumeist zwischen 0,01 und 0,6 mm. Dieses Sediment hat somit eine sehr enge Kornverteilung.

⁶ Ausand ist ein schluffiger, schwach grobsandiger Fein- bis Mittelsand; Aulehm ist ein schwach feinsandiger, schwach toniger Schluff, teilweise mit organischen Beimengungen, die zur Schwarzfärbung führen können.

⁷ Auch als ‚Hainburger Pforte‘ bezeichnet.

durch die Darstellung konkreter Abflussganglinien gut dargestellt werden, (vgl. Abb. 3 und Abb. 4, Anhang A). Deutlich erkennbar ist die Zunahme der mittleren Abflüsse im Sommerhalbjahr; das Verhältnis von MQ_{November} zu MQ_{Juni} liegt bei etwa 1 : 2. Allgemein zeigt sich im Abflussregime der Einfluss der Schneeschmelze (zwischen etwa März und Juni), der sommerlichen Niederschläge und des allmählichen Austrocknens der Einzugsgebiete im Spätsommer und Herbst; (Klasz, 2002).

Tab. 2: Hydrographische Kennwerte; Quelle: Hydrographische Jahrbücher.

	Werte [m^3/s], Reihe 1951/95 Pegel: Wien (Gesamt)		Werte [m^3/s], Reihe: 1996/2005 Pegel: Wildungsmauer	
NQ	---		670	(28.08.2003)
NQ_T	504		722	(28.08.2003)
MQ	1.909		1.938	
MJHQ	5.625		6.132	
HQ	9.600	(14.07.1954)	10.211	(15.08.2002)

Beleg: Abb. 2; Abb. 3; Abb. 4 (Anhang A); Hydrographische Jahrbücher; Klasz (2002).

- [15] Die Zuordnung zwischen Abflüssen und Überschreitungsdauer wird mit der Abflussdauerlinie angegeben. Abb. 5 (Anhang A) zeigt die entsprechende Funktion für die Reihe 1971/1990 (ermittelt aus Daten aus den Hydrographischen Jahrbüchern, hrsg. vom Hydrographischen Zentralbüro). Als Beispiel für ein besonders abflussarmes Jahr wird die Dauerlinie von 1971 (Quelle: Hydrographische Jahrbücher, Hydrographisches Zentralbüro), und als Beispiel für ein besonders abflussstarkes Jahr die Dauerlinie von 1970 (Quelle: Hydrographische Jahrbücher) angegeben, sh. Abb. 6 und Abb. 7 (Anhang A). Die zugehörigen Abflussganglinien sind ebenfalls eingetragen. Das in Abb. 8 (Anhang A) angegebenen Abflussjahr 1991 kann in doppelter Hinsicht als außergewöhnlich bezeichnet werden: einerseits wegen des (mit einem Scheitelabfluss von rund $8'800 m^3/s$) sehr starken Augushochwassers und andererseits wegen der in Summe langen Niederwassersituationen zwischen Februar und April und zwischen September und Dezember; trotz der beiden Hochwässer (im August und Dezember) lag das Jahres-MQ in diesem Jahr nur bei etwa 87% des langjährigen Durchschnittswertes (Klasz, 2002).

Beleg: Abb. 5 - 8 (Anhang A); Hydrographische Jahrbücher; Klasz (2002).

- [16] Das Datenkollektiv der Tagesabflüsse Q_T der Reihe 1996/2005 hat einen Mittelwert von $1'935 m^3/s$, eine Standardabweichung von 892 und eine Schiefe von 2,14. Wird dieses Datenkollektiv durch eine logarithmische Normalverteilung angepasst, dann erhält man die in Abb. 41 (Anhang A) angegebene Häufigkeitsverteilung (rote Linie), die zur Ermittlung des bettbildenden Abflusses verwendet wird (vgl. Abs. [86] und [88]).

Beleg: Abb. 41 (Anhang A).

- [17] Aus Dauerlinien mit langjähriger Datenbasis (Reihe) können die beiden für Wasserbau und Schifffahrt sehr wichtigen Kennwerte „RNQ“ und „HSQ“ (gem. KWD-1996⁽⁸⁾) abgeleitet werden, vgl. Tab. 3:

*Tab. 3: Charakteristische Wasserstände bzw. Durchflüsse gem. KWD-1996;
Quelle: Klasz, 2002 und KWD-1996.*

Zustand:	Definition:	Durchfluss für Wien:	Durchfluss für Hainburg ⁹ :	zugehörige Wasserstände:
RNQ	Abfluss mit einer Überschreitungsdauer von 94% (rd. 343 Tage)	910 m ³ /s	915 m ³ /s	RNW: „Regulierungsniederwasser“
MQ	Mittelwasser	1.915 m ³ /s	1.930 m ³ /s	MW: „Mittelwasser“
HSQ	Abfluss mit einer Überschreitungsdauer von 1% (rd. 3,6 Tage)	5.010 m ³ /s	5.030 m ³ /s	HSW: „Höchster Schifffahrtswasserstand“ ¹⁰
HQ ₁₀₀	100-jährliches Hochwasser	10.400 m ³ /s	10.400 m ³ /s	HW ₁₀₀

Beleg: KWD-1996; Klasz (2002).

[18] Seit 1893 werden die Abflüsse der Donau bei Wien¹¹ systematisch beobachtet und in Hydrographischen Jahrbüchern (herausgegeben vom Hydrographischen Zentralbüro im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft) veröffentlicht. In diesem Zeitraum wurden:

- als geringster Abfluss (NNQ): 392 m³/s (09.02.1895)
- und als höchster Abfluss (HHQ): 10'500 m³/s (18.09.1899) registriert;

Beleg: Hydrographische Jahrbücher.

[19] Extreme Niederwassersituationen treten vor allem im Herbst und Winter auf (vgl. auch Abb. 2, Abb. 3 und Abb. 4, Anhang A), das mittlere Jahresniederwasser (MJNQ_T) für die Reihe 1951/1995 liegt bei 842 m³/s, vgl. Hydrographisches Jahrbuch für 1995 (Hydrographischen Zentralbüro). Die Jahres-NQ der Reihe 1894/2002 werden in Abb. 9 (Anhang A) dargestellt; diese Werte streuen zwischen etwa 400 und 1'200 m³/s. Auffällig ist dabei eine gewisse Vergleichmäßigung im Laufe der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts: während es zwischen 1894 und etwa 1965 immer wieder Jahre mit extrem tiefen Jahres-NQ-Werten (zwischen ca. 390 und 600 m³/s) gab, fehlen solche Extremwerte danach weitgehend. Es kann vermutet werden, dass dies in erster Linie mit der Speicherbewirtschaftung in alpinen Teileinzugsgebieten der Donau zusammenhängt.

Beleg: Abb. 2 - 4; Abb. 9 (Anhang A); Hydrographische Jahrbücher.

[20] Hochwässer sind mit höherer Wahrscheinlichkeit in den Monaten Juni bis September zu erwarten, grundsätzlich aber zu jeder Jahreszeit möglich. Das mittlere Jahreshochwasser (MJHQ) für die Reihe 1951/1995 liegt bei 5'625 m³/s; für die Reihe 1951/2005 liegt dieser Wert bei 5'667 m³/s. Es sind zahlreiche historische Donauhochwässer bekannt, teilweise mit verheerenden Auswirkungen. Einen raschen und guten Überblick gibt eine Untersuchung von Kresser (1957), auf deren Basis (aber mit Ergänzungen für die Hochwässer nach 1954) die nachfolgende Tab. 4 erstellt wurde:

⁹ Unter Berücksichtigung (Abschätzung) der Zuflüsse aus Wienfluss, Schwechat und Fischa.

¹⁰ Dieser Begriff ist etwas irreführend, weil die Donauschifffahrt in diesem Stromabschnitt nicht bei HSW sondern erst knapp darüber (bei HSW + 90 cm) eingestellt wird.

¹¹ Früher (bis einschließlich 1995): Pegel Wien-Reichsbrücke zuzüglich Donaukanal (Pegel Brigittenua). Ab Inbetriebnahme des Kraftwerkes Wien-Freudenau (Teilstau 1996): Pegel Korneuburg bzw. Pegel Wildungsmauer.

*Tab. 4: Historische Extremhochwässer (Auswahl) für den Bereich Wien;
Quellen: Kresser (1957), Hydrographische Jahrbücher und Klasz (2002).*

Datum:	HQ [m ³ /s] für Wien:	Quelle:	Anm.:
August 1501	ca. 14'000	Kresser (1957)	Scheitelwert vom Hydrographischen Zentralbüro grob abgeschätzt
November 1787	ca. 11'700	Kresser (1957)	„Allerheiligenhochwasser“; Scheitelwert vom Hydrographischen Zentralbüro grob abgeschätzt
04.02.1862	9'864	Kresser (1957)	Tauflut (Schneesmelze und Regen)
03.08.1897	9'422	Kresser (1957)	hydrographisch bereits gut dokumentiert
18.09.1899	10'500	Kresser (1957)	hydrographisch bereits gut dokumentiert
14.07.1954	9'600	Kresser (1957)	abflussstärkstes Ereignis im 20. Jahrhundert; hydrographisch gut dokumentiert
04.08.1991	ca. 8'800	Hydrographische Jahrbücher	Scheitelwert wahrscheinlich etwa höher, nach Angaben der WSD etwa 9'000 m ³ /s
20.03.2002	ca. 8'300	Hydrographische Jahrbücher	
14./15.08.2002	ca. 10'200	Hydrographische Jahrbücher	abflussstärkstes Ereignis während der letzten 100 Jahre; hydrographisch gut dokumentiert

Beleg: Kresser (1957); Hydrographische Jahrbücher; Klasz (2002).

- [21] Für Wien können HQ-Bemessungswerte gem. Tab. 5 (mit Zuordnung zwischen HW-Spitzenwerten und Eintrittswahrscheinlichkeit bzw. Jährlichkeit) bzw. Abb. 10 (Anhang A) angegeben werden. Das Hochwasserschutzsystem der Stadt Wien ist auf das sogenannte PHQ („Projekts-HQ“), ein Hochwasser mit einem Scheitelabfluss von 14'000 m³/s ausgelegt. Dieser Wert liegt knapp über dem Schätzwert für den Scheiteldurchfluss des historischen Hochwassers von 1501 und kann mit praktischer Genauigkeit dem RHHQ („Rechnungsmäßig höchsten Hochwasser“) gleichgesetzt werden, vgl. Kresser (1957).

Tab. 5: HQ-Bemessungswerte für Wien (DonauConsult, 1997b)

Jährlichkeit T [a]:	1	2	5	10	20	30	50	100	500	1'000	5'000
HQ _(T) [m ³ /s]:	5'300	5'850	6'650	7'300	8'800	9'350	9'800	10'400	11'500	11'900	12'800

Die Werte ab der Jährlichkeit T=20 stimmen mit den in Kresser (1957) angegebenen Werten überein. Die Werte für 1- bis 10-jährlicher Eintrittswahrscheinlichkeit liegen höher als bei Kresser (1957), sie stammen aus einer zweiten, (mutmaßlich) jüngeren statistischen Bearbeitung. Diese Inkonsistenz ist in Abb. 10 (Anhang A) gut erkennbar.

Beleg: Abb. 10 (Anhang A); Kresser (1957); DonauConsult (1997b).

3 Sedimentologische Verhältnisse (Sohlmateriale)

- [22] Die Sohle der Donau besteht praktisch überall aus Kies und Grobkies; die maßgebenden Korndurchmesser D_m (Definition nach Meyer-Peter) und die mittleren Korndurchmesser D_{50} liegen im Bereich zwischen 20 und 30 mm, das natürliche Größtkorn schwankt – je nach flussmorphologischer Situation – zumeist zwischen 90 und 150 mm; gelegentlich werden auch größere Steine gefunden, dabei handelt es sich aber in aller Regel um Wasserbausteine. Feinkörnige, also sandige oder schluffige (bzw. aulehmige) Materialien spielen für die Bettbildung im Hauptgerinne keine nennenswerte Rolle, wohl

aber an den Ufern (Uferwallbildung), in den Nebenarmen und Vorländern, wo es mit diesen Feinsedimenten zunehmend zur Verlandung bzw. Auflandung kommt (Klasz, 2002), vgl. auch Abs. [12].

Beleg: Tab. 6; Klasz (2002).

[23] Im Zuge einer Untersuchung des Ingenieurbüros Zottl & Erber (1987) wurden zwischen Wien-Nussdorf und Hainburg insgesamt 33 Sohlproben entnommen. Die Entnahme erfolgte von einem Schiffsverband (Negrelli, Kronau, Inn) der Wasserstraßendirektion mittels eines nach unten dicht schließenden Polypgreifer. Pro Probe wurden etwa 500 bis 650 kg im Labor (Baustellenlabor der Baustelle „Neue Donau - Baulos EG 1“) gesiebt (Klasz, 2002). Tab. 6 nennt neben der Entnahmestelle und der gesiebten Masse die für geschiebehydraulische Fragen wichtigen Kenngrößen, und zwar:

- den maßgebenden Korndurchmesser D_m nach Meyer-Peter,
- den D_{max} -Wert (Durchmesser des Größtkornes)¹²,
- die D_{90} -, D_{84} -, D_{50} - und D_{16} -Werte,
- das Verhältnis D_{84}/D_{16} als Maß für die (Un-)Gleichkörnigkeit;

Tab. 6: Geschiebe- bzw. Sohlentnahmen aus der Strecke zwischen Wien und Marchmündung, und daraus ermittelte Parameter; Quelle: Zottl & Erber (1987)

Nr.	Str.km	Ort im Profil	M [kg]	D_{max} [mm]	D_{90} [mm]	D_{84} [mm]	D_{50} [mm]	D_{16} [mm]	D_m [mm]	D_{84}/D_{16} [-]	Situation (flussmorph.)
S1	1881,3	40m vom liU	561,0	100	56,9	46,1	18,5	3,0	23,5	15,2	Bogen (außen), Kolk
S2	1881,3	Str.mitte	518,9	100	35,1	28,6	16,5	9,6	19,6	3,0	Bogen (Mitte)
S3	1881,3	50m vom reU	558,3	102	50,8	43,9	22,5	7,9	25,1	5,6	Bogen (innen)
S4	1885,2	30m vom liU	586,9	98	51,6	44,2	17,7	3,4	22,2	13,1	Bogenüberg.
S5	1885,2	Str.mitte	562,7	100	61,4	50,3	17,4	4,1	24,5	12,2	Bogenüberg.
S6	1885,2	Str.mitte	681,2	107	56,4	46,3	15,1	2,9	21,7	16,0	Bogenüberg.
S7	1885,2	80m vom reU	506,7	86	47,7	40,0	23,7	11,9	26,1	3,4	Bogenüberg.
S8R ¹³	1888,55	70m vom reU	556,8	110	51,1	46,1	29,0	15,7	30,2	2,9	tiefer Kolk
S9	1890,3	Str.mitte	511,7	100	49,0	40,0	20,8	10,0	24,7	4,0	(Furt)
S10	1895	Str.mitte	594,7	100	59,6	52,5	19,1	2,5	24,6	21,2	Bogen (Mitte)
S11	1895	30m vom reU	455,2	100	44,7	37,7	19,9	5,9	21,8	6,4	Bogen (außen), Kolk
S12	1894,99	40m vom reU	592,6	80	46,5	39,7	23,7	12,5	26,0	3,2	Bogen (außen), Kolk
S13	1900,9	60m vom liU	510,0	120	64,0	56,8	20,4	2,9	25,9	19,3	Kolk
S14	1905	30m vom reU	557,2	130	53,3	40,7	18,7	4,8	20,9	8,4	Furt
S15	1905	Str.mitte	600,7	167	74,1	61,5	17,6	2,5	23,5	24,3	Furt
S16	1905	80m vom liU	557,8	124	68,5	58,8	22,9	4,5	27,9	13,2	Furt
S17	1908,6	Str.mitte	601,9	105	57,8	48,2	19,7	5,0	24,2	9,5	(Furt)
S18	1913,7	100m vom liU	566,8	115	63,4	56,4	25,7	3,9	28,9	14,5	Furt
S19	1913,7	110m vom liU	616,9	128	64,0	55,7	22,6	4,9	26,8	11,4	Furt
S20	1914,6	40m vom reU	642,2	115	62,9	55,3	33,2	18,4	35,4	3,0	Kolk (außen)
S21	1917,80	40m vom reU	565,1	130	71,8	63,3	28,0	7,9	32,5	8,0	Kolk (außen)
S22	1917,80	50m vom reU	550,9	100	66,9	59,3	31,5	12,2	35,0	4,9	Kolk (außen)
S23	1917,80	Str.mitte	465,9	130	41,1	32,1	11,7	2,8	16,2	11,4	Bank
S24	1920,60	100m vom liU	456,9	100	62,4	55,9	27,3	7,5	30,3	7,5	Buhnenkopf

Beleg: Zottl & Erber (1987); Klasz (2002).

¹² Die Größtkörner wurden gewogen, D_{max} wurde dann als äquivalenter Kugeldurchmesser (unter Annahme einer mittleren Dichte von $2,63 \text{ kg/dm}^3$) rückgerechnet.

¹³ Reduziert um das dort gefundene Blockwerk (Steine bis etwa 300 mm).

- [24] Die Kornverteilungslinien aller Sohlproben sind stetig, also keine Ausfallkörnungen; die Proben S2, S7, S8R, S9 und S20 haben praktisch keine Anteile an Sand und nur wenig Feinkies; umgekehrt hat die Probe S23 einen hohen Anteil an Sand und Feinkies. Einige Proben (S2, S7, S8R, S12, S20) sind vergleichsweise eng gestuft, mit D_{84}/D_{16} -Werten unter 4; die eher weit gestuften Proben (S1, S6, S10, S13, S15) haben D_{84}/D_{16} -Werte zwischen 15 und 25. Nach den Kriterien von Schöberl (1981) ist das mit den Proben gefundene Material grundsätzlich fähig, eine Deckschicht (natürliche Abpflasterung) auszubilden, vgl. Zottl & Erber (1987). In den Abb. 14 - 17 (Anhang A) werden exemplarisch 13 Kornverteilungslinien dargestellt.

Beleg: Abb. 14 - 17 (Anhang A); Rohdaten: Zottl & Erber (1987); Schöberl (1981).

- [25] Der D_{90} -Wert liegt generell im Grobkiesbereich oder knapp darüber, zumeist zwischen 50 und 65 mm; der D_{50} -Wert liegt meist bei etwa 20 mm oder knapp darüber, also im Übergang zwischen Mittel- und Grobkies, vgl. Zottl & Erber (1987). Abb. 11 (Anhang A) zeigt (im logarithmischen Maßstab) die granulometrischen Parameter D_{16} , D_{50} , D_{84} , D_{90} und D_{max} der einzelnen Proben im Längenschnitt. In Fließrichtung nehmen die Korndurchmesser im Mittel ab, das Material wird (durch Abrieb und Sortierung) feiner. Als Abriebkoeffizient (nach Sternberg) wird in der Studie von Zottl & Erber (1987) ein Wert von $a = 0,0137 \text{ [km}^{-1}\text{]}$ angegeben. Da es sich dabei nicht nur um die Wirkung des Abriebes handelt, sondern wahrscheinlich auch um Sortierungseffekte, sollte man besser von „Verkleinerungskoeffizient“ sprechen; vgl. Schmautz, Aufleger & Strobl (2000). Bauer (1965) gibt für die bayerische Donau Werte für a von etwa $0,0084 \text{ km}^{-1}$ (Bereich Lechmündung) bis $0,0125 \text{ km}^{-1}$ (Bereich Isarmündung) an. Mikos (1996) beschreibt, dass für den Alpenrhein früher (in den dreißiger Jahren) $a=0,046 \text{ km}^{-1}$ angegeben wurde, dass aber auf Grundlage eines numerischen Modells (und der damit durchgeführten Kalibrierrechnungen) der viel kleinerer Wert $a=0,010 \text{ km}^{-1}$ plausibel scheint. Für den reinen Abrieb (also ohne Sortiereffekte) und den zu untersuchenden Donauabschnitt geben Schmautz, Aufleger & Strobl (2000) einen geschätzten Abriebbeiwert (unter Bezug auf Erfahrungen aus der Literatur) a von 0,002 bis $0,010 \text{ km}^{-1}$ an.

Beleg: Abb. 11 (Anhang A); Zottl & Erber (1987); Schmautz, Aufleger & Strobl (2000); Bauer (1965); Mikos (1996).

- [26] Abb. 12 (Anhang A; Rohdaten aus Zottl & Erber, 1987; Auswertung: Klasz, 2002) zeigt die Anteile der einzelnen Fraktionen über den Längenschnitt, gibt also Informationen über die Kornverteilung und ihre Veränderung in Fließrichtung. Der Anteil des feineren Materials ist über den Längenschnitt ziemlich konstant; erst bei den Fraktionen mit $d > 25 \text{ mm}$ ist in Fließrichtung eine deutliche Abnahme festzustellen. Für Material mit $d > 63 \text{ mm}$ erkennt man eine Abnahme von etwa 20 Gew.-% bei Wien auf etwa 5 Gew.-% bei Hainburg.

Beleg: Abb. 12 (Anhang A); Zottl & Erber (1987); Klasz (2002).

- [27] Diese Verkleinerung (der Korndurchmesser im Längsverlauf) wird durch eine Streuung überlagert, die - zumindest teilweise - durch morphologische Einflüsse (Kolke/Furten) erklärt werden kann, vgl. Abb. 13 (Anhang A) mit Rohdaten aus Zottl & Erber (1987). Über die Verhältnisse in Kiesbänken ist auf Grundlage der vorliegenden Daten keine gesicherte Aussage möglich. Ein weiterer möglicher Grund für die Streuung ist die Entnahme aus Bereichen mit deutlich ausgeprägter Deckschicht, wobei jeweils auch, da das Entnahmegesetz etwa 0,5 bis 0,7 m tief gegriffen hat, darunter liegendes Material entnommen worden sein müsste (Klasz, 2002)¹⁴.

Beleg: Abb. 13 (Anhang A); Zottl & Erber (1987); Klasz (2002);

14

Unter Berücksichtigung einer mündlichen Mitteilung von Ing. Kübelbäck (Zottl & Erber bzw. DonauConsult), der diese Untersuchungen konzipiert und überwacht hatte.

[28] Es gibt Hinweise, dass das Sohlmaterial im Laufe der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts sukzessive gröber geworden ist, und zwar als Folge der Stauerrichtungen in der Oberliegerstrecke. Gruber (1969) führt in diesem Zusammenhang Geschiebemessungen in Bad Deutsch-Altenburg an:

- von April 1956 bis April 1957 mit einer mittleren Korngröße (nach Definition von Meyer-Peter) von 12,9 mm,
- und in der Zeit zwischen 1962 und 1965 mit einem mittleren Korngröße von 26,0 mm;

Daraus zieht Gruber (1969) den Schluss: „Da die Geschiebemessungen im selben Stromabschnitt erfolgten, keine künstlichen Veränderungen des Strombettes zu verzeichnen sind, dasselbe Gerät verwendet und praktisch das gleiche Messteam eingesetzt wurde, kann diese Vergrößerung des Geschiebes nur auf eine Änderung der morphologischen Verhältnisse zurückgeführt werden. Als auslösendes Element kommt in erster Linie die Stauerrichtung Ybbs-Persenbeug in Betracht. Dieses Kraftwerk unterbricht praktisch den Geschiebefluss der Donau vollkommen. Der überwiegende Teil der Geschiebefracht in Bad Deutsch-Altenburg stammt daher heute aus der Stromsohle zwischen Ybbs und der Messstelle. Da in der Vergangenheit verständlicherweise nur das gröbere Material zur Ablagerung kam, hat das aus der Erosion stammende Geschiebe einen größeren Durchmesser. Der Abrieb in der nun kürzeren Laufstrecke unterhalb Ybbs-Persenbeug ist außerdem kleiner. Auch das von den niederösterreichischen Zubringern in den Strom gebrachte Geschiebe ist von überdurchschnittlicher Abmessung. Es fehlt das einem stärkeren Abrieb unterworfenen Korn aus dem oberösterreichischen Raum.“

Beleg: Gruber (1969).

[29] Zu diesen Beobachtungen bzw. Vermutungen passen auch die Messergebnisse von Ehrenberger (1931, 1942), der eine mittlere Mischungslinie für das von ihm aufgefangene Geschiebe mit einem D_{50} von ca. 7,5 mm und ein D_{90} von ca. 25 mm angibt.

Beleg: Ehrenberger (1931, 1942).

[30] Auch eine Untersuchung des Hydrographischen Zentralbüros (1937) führt kleinere Korndurchmesser an, vgl. Tab. 7. Details zur Probenahme (z.B. Probenmengen) und Auswertung sind aus dieser Arbeit aber nicht bekannt bzw. ableitbar.

Tab. 7: Granulometrische Angaben für die Donau zwischen Wien und Marchmündung gem. Hydrographisches Zentralbüro (1937)

Ort:	Strom-km.	Summe der Korngrößenanteile in Gew.% bis								granulometr. Parameter		
		3 [mm]	5 [mm]	10 [mm]	20 [mm]	30 [mm]	50 [mm]	70 [mm]	100 [mm]	D_{50} [mm]	D_{90} [mm]	D_{max} [mm]
Mannswörth	1917,5	24	34	52	85	94	99	100	100	9,4	25,6	70
Fischamend	1908,5	5	14	24	60	79	96	99	100	17,2	42,9	98
Dt.-Altenburg	1888,0	21	28	42	80	93	98	99	100	12,1	27,7	80

Beleg: Hydrographisches Zentralbüro (1937).

[31] Ein derartiger Prozess der Vergrößerung der Flusssohle über eine längere Strecke ist beispielsweise auch für den Oberrhein (Fluss-km 330 bis 490, das ist stromab von Iffezheim bis Mainz) und den Zeitraum zwischen 1988 und 2008 gut dokumentiert, vgl. Vollmer & Weichert (2010).

Beleg: Vollmer & Weichert (2010), S. 93 - 102 (im Besonderen: Abb. 2).

4 Angaben zur Flusstopographie (Profilformen, Profilparameter, Gefälle)

- [32] In einer Untersuchung (Diplomarbeit) von Klasz (2002) wird das charakteristische Querprofil nach der Methode von Meyer-Peter (durch Mittelung der hypsographischen Kurven der betrachteten Querprofile; in diesem Fall aus den 101 Stromprofilen zwischen Strom-km. 1890 und 1910, konstanter Profilabstand von 200 m; Bezugsebene ist der RNW-Spiegel) ermittelt, vgl. Abb. 18 (Anhang A).

$$B_m(z) = \frac{\sum_{i=1}^n B(z)_i \cdot \Delta L_i}{\sum_{i=1}^n (\Delta L_i)} \quad \text{Gl. (1)}$$

$B(z)$ ist die abflusswirksame Gerinnebreite (der Einzelprofile von $i=1$ bis n bzw. des gemittelten Profils mit Index „m“) in der Tiefe z unter dem Referenzniveau, ΔL ist der Abstand zwischen je zwei Querprofilen. In diese Darstellung wurde im Übrigen auch eine überschlägige Abschätzung hinsichtlich der Wirkung von Kiesbänken (Abb. 18: blaue Linie) und Regulierungsbauwerken (Abb. 18: rote Linie) eingearbeitet. Solche hydraulisch und geschiebehydraulisch unwirksamen Querschnittsteile (ineffective flow areas), in denen auch kein nennenswerter Geschiebetrieb zu erwarten ist, sind vom Gesamtquerschnitt abzuziehen. Die damit verbleibende, geschiebetransportwirksame Breite liegt nur knapp über 200 m. Die tiefsten Kolke reichen nach dieser Auswertung etwa 8 m unter Regulierungsniederwasser (Klasz, 2002).

Beleg: Abb. 18 (Anhang A); Klasz (2002).

- [33] Abb. 19 (Anhang A) zeigt die Breiten (Wasserspiegel) und mittleren Fließtiefen $H=A/B$ für den bordvollen Zustand (also etwa HSQ); die Grunddaten (Wasserspiegelbreiten B und Fließquerschnitt A , profilsweise mit Profilabstand 200 m) stammen aus einer hydraulischen 1d-Berechnung (DonauConsult, 2006), diese Daten wurden auf Plausibilität (im Längsverlauf) getestet, einzelne Fehler wurden im Zuge der gegenständlichen Bearbeitung korrigiert. Im oberen und weitgehend gestreckten Abschnitt (Strom-km 1920 bis ca. 1906) ist das Hauptgerinne (der Strom) etwas schmaler und tiefer als im stärker gewundenen Abschnitt stromab der Fischamündung; dabei ist aber der Teilabschnitt stromauf von Strom-km 1916,6 gesondert zu betrachten, weil dort - zumindest ab etwa HSQ - die sogenannte Neue Donau (das Entlastungsgerinne) als Parallelgerinne abflusswirksam ist. Im Mittel über die Strecke zwischen Strom-km 1916,4 (unmittelbar stromab der Mündung der Neuen Donau) bis Strom-km 1880,0 (Mündung der March) hat die Breite ca. 353,1 m und die mittlere Fließtiefe ca. 5,76 m; vgl. auch Tab. 8 und Abb. 19.

Beleg: Tab. 8; Abb. 19 (Anhang A); Rohdaten: DonauConsult (2006).

- [34] Für $Q=3'000 \text{ m}^3/\text{s}$ ist die mittlere Breite (Wasserspiegel) über die Strecke zwischen Strom-km 1916,4 (unmittelbar stromab der Mündung der Neuen Donau) bis Strom-km 1880,0 (Mündung der March) ca. 332,5 m und die zugehörige mittlere Fließtiefe ca. 4,37 m (Rohdaten: DonauConsult, 2006; Datenkontrolle und Korrektur einzelner Fehler im Rahmen der gegenständlichen Untersuchung); vgl. auch Tab. 8 und Abb. 20 (Anhang A). Im oberen Abschnitt (stromauf der Fischamündung) zeigt sich bereits in dieser Auswertung eine deutliche Breitenperiodizität, die mit den in diesem Abschnitt vorliegenden alternierenden Kiesbänken zusammenhängt.

Beleg: Tab. 8; Abb. 20 (Anhang A); Rohdaten: DonauConsult (2006).

- [35] Für MQ (Mittelwasser) ist die mittlere Breite (Wasserspiegel) über die Strecke zwischen Strom-km 1916,4 (unmittelbar stromab der Mündung der Neuen Donau) bis Strom-km 1880,0 (Mündung der March) ca. 313,0 m und die zugehörige mittlere Fließtiefe ca. 3,33 m (Rohdaten: DonauConsult, 2006;

Datenkontrolle und Korrektur einzelner Fehler im Rahmen der gegenständlichen Untersuchung); vgl. auch Tab. 8 und Abb. 21 (Anhang A). Die Breitenperiodizität im oberen Teilabschnitt (stromauf der Fischamündung) ist auch in dieser Darstellung sehr dominant; mit 8 Zyklen auf einer Länge von etwa 14 km (Strom-km 1920 bis 1906) ist eine mittlere Wellenlänge (Furt-Furt-Distanz) von etwa 1,75 km (etwa 5,6-fache MW-Breite bzw. ca. 5,0-fache Breite des bordvollen Abflusses) verbunden.

Beleg: Tab. 8; Abb. 21 (Anhang A); Rohdaten: DonauConsult (2006).

- [36] Für RNQ (Regulierungsniederwasser) ist die mittlere Breite (Wasserspiegel) über die Strecke zwischen Strom-km 1916,4 (unmittelbar stromab der Mündung der Neuen Donau) bis Strom-km 1880,0 (Mündung der March) ca. 247,3 m und die zugehörige mittlere Fließtiefe ca. 2,50 m (Rohdaten: DonauConsult, 2006; Datenkontrolle und Korrektur einzelner Fehler im Rahmen der gegenständlichen Untersuchung); vgl. auch Tab. 8 und Abb. 22 (Anhang A). Die Breitenperiodizität im oberen Teilabschnitt (stromauf der Fischamündung) ist auch in dieser Darstellung sehr gut erkennbar, vgl. Abs. [35].

Beleg: Tab. 8; Abb. 22 (Anhang A); Rohdaten: DonauConsult (2006).

- [37] Die über die Strecke zwischen Strom-km 1916,4 und 1880,0 (Mündung Neue Donau bis Marchmündung) gemittelten Wasserspiegelbreiten und mittleren Fließtiefen $H=A/B$ für verschiedene Abflüsse (RNQ, MQ, $Q=3'000 \text{ m}^3/\text{s}$; HSQ) werden in Tab. 8 aufgelistet. In Abb. 23 (Anhang A) werden diese Werte (im doppellogarithmischen Maßstab) über dem Durchfluss aufgetragen und angepasst. Im Sinn der Hydraulic-Geometry-Ansätze („At-a-station“, Leopold & Maddock, 1953; vgl. auch: Ferguson, 1986; Knighton, 1998) kann man Breiten und mittlere Fließtiefen nach Gl. (2.a-b) anpassen:

$$B = a \cdot Q^b \quad \text{Gl. (2.a)}$$

$$H = c \cdot Q^f \quad \text{Gl. (2.b)}$$

Die Exponenten b und f (=Steigung im log/log-Maßstab) sind für diesen Donauabschnitt: $b=0,209$ und $f=0,496$; diese Werte passen relativ gut zu den in der Fachliteratur bekannten Vergleichswerten, Leopold & Maddock (1953) geben beispielsweise $b \approx 0,26$ und $f \approx 0,40$ an. Andere Untersuchungen (u.a. Ferguson, 1986; Knighton, 1998) zeigen, dass diese Exponenten, die wesentlich von der vorherrschenden Profilform abhängen, vergleichsweise weit streuen.

Tab. 8: Wasserspiegelbreiten und mittlere Fließtiefen, gemittelt über die Strecke zwischen Strom-km 1916,4 und 1880,0 (Mündung Neue Donau bis Marchmündung) und für verschiedene Durchflüsse; Rohdaten: DonauConsult (2006).

	für RNQ	für MQ	für $Q=3'000 \text{ m}^3/\text{s}$	für HSQ
mittlere Profilbreite B (Wsp.) [m]	247,3	313,0	332,5	353,1
	$B \approx a \cdot Q^b \approx 60,9 \cdot Q^{0,209}$			
mittlere Querschnittsfläche A [m ²]	619,2	1042,5	1452,7	2032,6
mittlere Fließtiefe $H=A/B$ [m]	2,50	3,33	4,37	5,76
	$H \approx c \cdot Q^f \approx 0,082 \cdot Q^{0,496}$			

Beleg: Abb. 19 - 23 (Anhang A); Leopold & Maddock, 1953; Ferguson, 1986; Knighton, 1998; DonauConsult (2006).

- [38] Auf Grundlage der sogenannten KWD-1996 („Kennzeichnende Wasserstände der Donau“) können die in Tab. 9 (letzte Zeile) angegebenen Werte für das Wasserspiegellängengefälle abgeleitet werden; solche Angaben sind für die Jahre 1949 (KWD-1949), 1956 (KWD-1956), 1970 (KWD-1970), 1976 (KWD-

1976), 1985 (KWD-1985) und zuletzt 1996 (KWD-1996) verfügbar; die Tabelle enthält zudem die RNW-, MW- und HSW-Werte aller Pegelstellen zwischen Wien und Bratislava. Damit wird im Übrigen auch das derzeitige Oberflächenpegelnetz angegeben (Klasz, 2002).

Tab. 9: Kennzeichnende Wasserstände für die Pegelstellen zwischen Wien und Bratislava gem. KWD-1996

Strom-km.:	Pegelstelle:	RNW-1996:	MW-1996:	HSW-1996:
1921,42	KW Freudenau OW	161,25	161,35	161,45
1920,67	KW Freudenau UW	150,77	152,42	155,95
1919,43	Donaukanalmündung	150,59	152,20	155,45
1917,70	Mannswörth Rohrbrücke	149,88	151,46	154,72
1914,24	Barbarabrücke	148,80	150,28	153,34
1907,90	Fischamend	146,27	147,87	150,90
1901,83	Orth	144,16	145,68	148,45
1894,72	Wildungsmauer	141,21	142,64	145,24
1886,86	Bad Deutsch-Altenburg	137,68	139,34	142,35
1886,24	Hainburg Straßenbrücke	137,43	139,05	142,12
1883,92	Hainburg	136,46	138,10	141,27
1879,80	Bratislava-Devín	134,62	136,04	139,58
1879,25	Thebnerstraßl	134,43	135,91	139,44
1876,85	Devín-Lom (Theben-Steinbruch)	133,44	135,20	138,59
1874,84	Wolfsthal	132,88	134,59	137,93
1873,50	Berg	132,54	133,88	137,13
1868,75	Bratislava	131,57	132,48	135,44
	Gefälle (Wasserspiegel) Strom-km 1920 - 1880	0,00040 (d.h. 40 cm/km)	0,00041 (d.h. 41 cm/km)	0,00041 (d.h. 41 cm/km)

Beleg: KWD-1996; Klasz (2002).

- [39] Über die gesamte Strecke (Strom-km 1920 bis 1880) liegt das Gefälle bei 0,40 m/km (RNW) bzw. 0,41 m/km (MW und HSW); berechnet man die Werte für die einzelnen Stromkilometer, dann zeigen sich über den Längsverlauf deutliche Schwankungen, vgl. Abb. 24 (Anhang A). Stromauf von Strom-km. 1903 liegen die MW-Werte zwischen 0,35 und 0,40 m/km, der Wasserspiegel ist dort etwas flacher, stromab davon steigen sie auf etwa 0,42 bis 0,43 m/km und im Bereich von Hainburg sind sie noch höher, etwa bei 0,50 m/km. Abb. 24 zeigt auch die entsprechenden Verhältnisse für RNW und HSW. Die Werte für RNW streuen wesentlich stärker als jene für Mittelwasser, was schlüssig ist, weil sich örtliche Unregelmäßigkeiten bei Niederwasser besonders stark auswirken; das betrifft vor allem den Wechsel von Kolk- und Furtstrecken, daneben aber auch die Wirkung von Regulierungsbauwerken. Der generelle Trend im Längenschnitt entspricht einer Zunahme des Gefälles in Fließrichtung: etwa 0,3 bis 0,4 m/km knapp unterhalb von Wien und etwa 0,4 bis 0,5 m/km bei Hainburg. Die Werte für HSW zeigen einen recht glatten Verlauf, über weite Strecken liegen sie knapp unter oder knapp über 0,40 m/km. Abweichungen von den MW-Verhältnissen können mit der Beaufschlagung einzelner Nebenarme (Aus- und Rückleitungen) erklärt werden (Klasz, 2002).

Beleg: Abb. 24 (Anhang A); KWD-1996; Klasz (2002).

- [40] Die Wasserstände sind nicht nur für die Pegelstellen, sondern mit den KWD-1996 (bzw. allen früheren KWDs) für jeden Stromkilometer verfügbar. Dazwischen kann mit hinreichender Genauigkeit linear interpoliert werden. In Abb. 25 (Anhang A) wird ein Längenschnitt mit den RNW-, MW- und HSW-Spiegellagen angegeben. Zusätzlich wird der Sohlverlauf für den Talweg eingetragen; diese Werte stammen aus einer Auswertung von DonauConsult (2003a), wobei Rohdaten (Stromgrundaufnahmen) aus dem Jahr 1996 verwendet wurden.

Beleg: Abb. 25 (Anhang A); KWD-1996; DonauConsult (2003a).

- [41] Das Talgefälle (valley slope) der Donau im Wiener Becken ergibt sich mit den beiden geologisch bedingten Fixierungen im Bereich durch die Wiener Pforte und die Thebner Pforte¹⁵; dies ist eine externe, geologisch bedingte Randbedingung und eine obere Schranke für das Flussgefälle. Man kann diesen Wert aus den Höhenunterschieden und der kürzesten Distanz (Orthodrome) zwischen der Donau bei Langenzersdorf (Strom-km 1940) und bei der Marchmündung (Strom-km 1880) ermitteln ($\Delta\text{HSW}=164,72-139,65\approx 25,0$ m; $\Delta L\approx 49,0$ km) und erhält damit ein Talgefälle von etwa 0,51 m/km.

5 Angaben zum Geschiebehaushalt und zur Sohlstabilität

- [42] Für die Donau zwischen Wien und Hainburg wurden während der letzten Jahrzehnte, und zwar seit etwa 1930, verschiedene empirisch gestützte Messungen zu den Geschiebefrachten (von Ehrenberger, später vom Bundesstrombauamt) und zum Geschiebeaustrag (Bundesstrombauamt, später Donaukraft Engineering bzw. AHP) durchgeführt; darüber hinausgehend liegen verschiedene Rechnungen zum Geschiebetransportvermögen vor. Eine Zusammenstellung dieser Werte gibt Tab. 10 (Klasz; 2002; Klasz et al., 2009a). In der Gesamtschau passt ein langjährig gemittelter Geschiebeaustrag von etwa 350'000 bis 400'000 m³/a gut mit den verschiedenen Einzelinformationen zusammen; vgl. Klasz (2002), Klasz et al. (2009a).

Tab. 10: Geschiebefrachten bzw. Geschiebeaustrag bzw. Geschiebetransportvermögen nach verschiedenen Untersuchungen; Quellen: Klasz (2002) und Klasz et al. (2009a)

Quelle:	Jahr und Ort der Messung bzw. Gültigkeit:	Betrag [m³/a]:	Methode:
Ehrenberger (1931, 1942)	Juli 1930 bis Juni 1931; Wien	Geschiebefracht: 656'000	Transportmessungen (Wert für 1931)
Bundesstrombauamt bzw. Gruber (1969)	1957 / 1961; Bad Deutsch-Altenburg	Geschiebeaustrag: 497'000	Bilanzierung
Schmutterer (1961)	1961; Bad Deutsch-Altenburg	Geschiebefracht: 600'000	Transportmessungen (Wert für 1961)
Kresser (1987)	Wien; Durchschnittswert	Geschiebeaustrag: 400'000	Schätzung, gestützt auf Querprofilvergleiche
Bernhart (1987)	Bad Deutsch-Altenburg	Geschiebetransportvermögen: 598'000	Rechnung nach Meyer-Peter, mit Anpassungen auf Basis der Messungen von Schmutterer
Zottl & Erber (1987)	Wien (Strom-km 1920); Regeljahr	Geschiebetransportvermögen: 328'000	Rechnung nach Meyer-Peter
DonauConsult (1997a)	Strom-km 1910 – 1895; Regeljahr	Geschiebetransportvermögen: 297'700	Rechnung nach Meyer-Peter
Donaukraft Engineering (1995)	Reihe: 1987 / 1992 Strom-km 1920 - 1880	Geschiebeaustrag: von ca. 160'000 (Strom-km 1920) auf ca. 400'000 (Strom-km 1880) steigend	aus Querprofilvergleichen
Klasz (2002)	Strecke zwischen Wien und Marchmündung und Regeljahr	Geschiebetransportvermögen: 320'000	Rechnung nach Meyer-Peter; zusätzlich Sensitivitätsuntersuchungen und Geschiebebilanz
DonauConsult (2003a)	Wien bis Marchmündung; Regeljahr	Geschiebetransportvermögen: 347'900	Rechnung nach Meyer-Peter für die „Nullvariante“, also unter Berücksichtigung des WSD-1996-Projektes
Verbund-AHP (2006)	Reihe: 1996 / 2002 Strom-km 1920 - 1880	Geschiebeaustrag: rd. 209'000 obwohl gleichzeitig (im Mittel) etwa 185'000 zugegeben wurde; Gesamtdefizit somit ca. 394'000	aus Querprofilvergleichen und Aufsummieren der laufenden Geschiebezugaben der Verbund-AHP
Schimpf et al. (2009) + Schmalfluss & Gabriel (2010)	Reihe: 1996 / 2008 Strom-km 1920 - 1880	Geschiebeaustrag: rd. 1,75 Mio m ³ (über 12 Jahre) obwohl gleichzeitig (im Mittel) etwa 195'000 zugegeben wurde; Gesamtdefizit somit ca. 341'000	aus Querprofilvergleichen (Rohdaten: via donau) und Aufsummieren der laufenden Geschiebezugaben der Verbund-AHP (nach Angaben in: Schimpf et al., 2009)

Beleg: Klasz (2002); Klasz et al. (2009a); Basisdaten dazu: Ehrenberger (1931, 1942); Gruber, 1969; Schmutterer (1961); Kresser (1987); Bernhart (1987); Zottl & Erber (1987); Donaukraft-Engineering (1995); DonauConsult (1997a); DonauConsult (2003a); Verbund-AHP (2006); Schimpf et al. (2009); Schmalfluss & Gabriel (2010).

- [43] Grundlage der Werte von Ehrenberger (1931, 1942) waren Geschiebemessungen mittels Fangkorb, die von der Versuchsanstalt für Wasserbau in den Jahren 1930 und 1931 bei vier verschiedenen Wasserführungen im Wiener Donauabschnitt (unterhalb der Nordbahnbrücke) durchgeführt wurden. Auf dieser Datengrundlage bestimmte Ehrenberger eine Geschiebetransportfunktion, abhängig vom Wasserstand am Pegel Wien-Reichsbrücke, und ermittelte dann die oben angegebenen Werte unter Verwendung monatsgemittelter Pegelstände. Der Wirkungsgrad des Fangkorbes wurde durch Vergleichsmessungen an der Versuchsanstalt für Wasserbau in Zürich festgesetzt, war aber nach Einschätzung von Ehrenberger gemeinsam mit der Frage des Maschenverlustes (Geschiebe kleiner als die Maschenweite, die 4,5 mm betrug) eine nennenswerte Unsicherheitsquelle; insgesamt setzte er (zur Berücksichtigung aller Verluste) für den „wahren“ Geschiebetrieb den jeweils doppelten Wert des gemessenen Geschiebetriebes. Damit erhält er:

- ca. 656'000 m³ für den Zeitraum vom 1. Juli 1930 bis zum 30. Juni 1931,
- bzw. 944'000 m³ für das abflussreiche Jahr 1910 (Rückrechnung),
- bzw. 481'000 m³ für das eher trockene Jahr 1925 (Rückrechnung);

Beleg: Ehrenberger (1931, 1942); Klasz (2002).

- [44] Ehrenberger (1931, 1942) fand starke zeitliche Schwankungen des Geschiebetriebes, und zwar im Sinn einer ausgeprägten Periodizität; er schloss daraus, dass zu kurze Messungen stark fehlerhaft sein können. Weiters war der Geschiebetrieb über den Querschnitt ungleich verteilt; die Anzahl und Lage der Messlotrechten ist insofern von großer Bedeutung. Eine weitere Unsicherheit lag in der Einschätzung des Maschenverlustes, also jenes Geschiebeanteiles der nicht vom Korb zurückgehalten werden kann und generell in der Einschätzung des Wirkungsgrades des gesamten Auffanggerätes. Schließlich nannte Ehrenberger auch den Einfluss der Pegeltendenz (steigend oder gleichbleibend oder fallend).

Beleg: Ehrenberger (1931, 1942); Klasz (2002).

- [45] Auch das Bundesstrombauamt (bzw. Schmutterer) arbeitete mit Geschiebefangkörben, die damit verbundenen Schwierigkeiten werden bereits bei Ehrenberger (1931, 1942) beschrieben. Gruber (1969) gibt für den Zeitraum 1957 bis 1961 und die Strecke zwischen Ybbs und Bad Deutsch-Altenburg eine Geschiebebilanz gemäß Tab. 11 an:

Tab. 11: Geschiebebilanz für die Strecke zwischen Ybbs und Bad Deutsch-Altenburg in den Jahren 1957 bis 1961 nach Gruber (1969); zitiert aus Klasz (2002).

	Eintrag:	Austrag:
Geschiebeeintrag vor Teilstauerrichtung des Donaukraftwerkes Ybbs-Persenbeug	44'000 m ³	—
Geschiebe von Zubringern	429'000 m ³	—
Erosionsmenge (d.h. Abnahme des Geschiebespeichers in der Strecke)	593'000 m ³	—
Geschiebeentnahmen (Baggerungen)	—	86'000 m ³
Verlust durch Abrieb	—	483'000 m ³
Geschiebefracht	—	497'000 m ³
Summe (1957 bis 1961):	1'066'000 m ³	1'066'000 m ³
Wert, bezogen auf ein Jahr:	266'500 m³/a	266'500 m³/a

Ergänzend weist Gruber darauf hin, dass die betrachteten Jahre vergleichsweise abflussarm waren, im langjährigen Durchschnitt erwartet er eine um etwa 20% erhöhte Geschiebefracht; damit erhält man einen Wert von etwa 320'000 m³/a.

Beleg: Ehrenberger (1931, 1942); Gruber (1969); Klasz (2002).

- [46] Für die Tagesgeschiebefrachten G der Donau [m³/d] gibt Gruber (1969) die folgende Beziehung, abhängig von den Abflüssen Q [m³/s], an:

$$G = \left(\frac{Q - 400}{1000} \right)^{1.52} \quad \text{Gl. (3)}$$

Diese Formel impliziert einen Grenzabfluss (bei dem der Geschiebetransport einsetzt) von 400 m³/s und das bedeutet, dass Geschiebe auch noch unter Niederwasserbedingungen bewegt und umgelagert wird.

Ehrenberger (1931) gibt einen Grenzabfluss von $750 \text{ m}^3/\text{s}$ an und geht - unter Bezug auf die Geschiebetriebformel von Schoklitsch - von einer linearen Beziehung zwischen Geschiebetrieb und Abfluss aus.

Beleg: Gruber (1969); Ehrenberger (1931); Klasz (2002).

- [47] Die vom Ziviltechnikerbüro Zottl & Erber (1987) auf Grundlage der Meyer-Peter-Formel berechneten Werte für das Geschiebetransportvermögen liegen deutlich tiefer als die von Ehrenberger und Schmutterer angegebenen Werte. Dies könnte mit unterschiedlichen Korngrößenverteilungen zusammenhängen; sollte die Vermutung von Gruber, das Donaugeschiebe sei sukzessive gröber geworden (vgl. Abs. [28]), zutreffen, dann wären die Differenzen zwischen den angegebenen Werten zumindest qualitativ verständlich (Klasz, 2002).

Beleg: Zottl & Erber (1987); Klasz (2002).

- [48] Die von Kresser (1987) und von der Donaukraft Engineering (1995) unabhängig voneinander ermittelten Werte, die aber auf der gleichen Methodik (Bestimmung des Geschiebeaustrages durch Querprofilvergleiche) beruhen, stimmen bemerkenswert gut überein. Die Werte der Donaukraft Engineering, die im Zuge der Planung der Unterwassersicherung zum KW Freudenau (sh. Abs. [50]) und auf Basis systematisch durchgeführter Querprofilaufnahmen bestimmt und schließlich auch mit der Obersten Wasserrechtsbehörde akkordiert wurden, können als vergleichsweise verlässlich bewertet werden (Klasz, 2002).

Beleg: Kresser (1987); Donaukraft Engineering (1995); Klasz (2002).

- [49] In der Diplomarbeit von Klasz (2002) wird rechnerisch, und zwar auf Grundlage der Meyer-Peter-Methodik, die in Abb. 26 (Anhang A) angegebene Geschiebetransportfunktion ermittelt; auf dieser Basis und über lange Zeiträume (Abflussreihe: 1971/1990 bzw. 1981/2005) ergibt sich ein langjährig gemittelttes Geschiebetransportvermögen von etwa $320'000 \text{ m}^3/\text{a}$ (Reihe 1971/1990) bzw. etwa $344'000 \text{ m}^3/\text{a}$ (Reihe 1981/2005). Abb. 27 (Anhang A) zeigt die Jahreswerte des Geschiebetransportvermögens zwischen 1981 und 2005.

Beleg: Abb. 26 und 27 (Anhang A); Klasz (2002).

- [50] Seit Errichtung der Staustufe Wien-Freudenau (Teilstau im Jahr 1996, Vollstau 1998) wird vom Kraftwerksbetreiber, der Verbund - Austrian Hydro Power AG (früher: Donaukraft AG), eine permanente Geschiebezugabe im Ausmaß von etwa $190'000 \text{ m}^3/\text{Jahr}$ (langjähriges Mittel) durchgeführt, vgl. auch Schimpf et al. (2009) und Abb. 28 (Anhang A). Diese von der Obersten Wasserrechtsbehörde vorgeschriebene Geschiebepflicht hat zwei Zielrichtungen:

- einerseits darf es zu keiner Verschlechterung des Geschiebehaushaltes (gegenüber dem Zustand vor Errichtung der Staustufe) kommen, d.h. der Wegfall des Geschiebeaustrages aus dem Wiener Stromabschnitt (zwischen den Staustufen Greifenstein und Freudenau) ist zu kompensieren,
- zweitens soll die Stromsohle innerhalb einer 11 km langen Teilstrecke (zwischen KW Freudenau und Strom-km 1910) stabil gehalten werden („Erhaltungsstrecke“).

Grundsätzlich bleibt aber die Sohlerosion stromab der Erhaltungsstrecke (also zwischen Strom-km 1910 und Staatsgrenze) weiterhin wirksam, die Erosionsdynamik entspricht weitgehend jenem Zustand, der vor Errichtung des Kraftwerkes Freudenau gegeben war (vgl. auch Schmutz, Aufleger & Strobl, 2000; Klasz et al., 2009a). Abb. 28 (Anhang A) zeigt die Jahreszugabemengen (für den Zeitraum 1996/2008) nach Angaben von Schimpf et al. (2009).

Beleg: Schimpf et al. (2009); Schmutz, Aufleger & Strobl (2000); Klasz et al. (2009a); Abb. 28 (Anhang A).

- [51] Unter Berücksichtigung aller Randbedingungen kann für die späten 1990er-Jahre die Geschiebebilanz gem. Tab. 12 (mit mittleren Jahreswerten) abgeschätzt werden (vgl. Klasz, 2002; Klasz et al., 2009a); die für die Strecke wesentliche Größe ist der Geschiebeaustrag mit etwa 190'000 m³/a bzw. die Summe aus Geschiebeaustrag und AHP-Geschiebezugabe, was dem potenziellen Geschiebeaustrag entspricht, in der Höhe von rd. 370'000 m³/a.

Tab. 12: Geschiebebilanz für die Donau stromab der Staustufe Freudenau (Klasz, 2002, modifiziert); Anm.: Mit den zuletzt vorliegenden Daten wird die AHP-Geschiebezugabe (erste Zeile) etwas höher eingeschätzt: ca. 190'000 m³/a, vgl. auch Schimpf et al. (2009)

	Teilprozess / Teilsumme:	Einträge:	Speicher- änderung:	Austräge:
Geschiebetransport- vermögen ca. 320'000 bis 400'000 m ³ /a	Geschiebeeintrag von der Oberliegerstrecke bzw. AHP-Normalgeschiebezugabe	180'000 m ³	-	-
	Geschiebe von Zubringern und aus Seitenerosion	0 m ³	-	-
	Abnahme des Geschiebespeichers an der Sohle	-	190'000 m³	-
	Geschiebeentnahme (Baggerungen) für Inselschüttungen	-	-	50'000 m ³
	Verlust durch Abrieb	-	-	58'000 m ³
	Geschiebeaustrag in die Unterliegerstrecke	-	-	262'000 m ³
	Summe (für ein Regeljahr):		370'000 m³	

Beleg: Klasz (2002); Klasz et al. (2009a); Schimpf et al. (2009).

- [52] Sohlstabilität bzw. Ausmaß und Entwicklung von Sohlerosionen können durch die Analyse von NW-Ständen festgestellt werden. Kennzeichnende Niederwasserstände (im Folgenden: Regulierungsniederwasser) können aus den „Kennzeichnenden Wasserständen“ (KWD) der via donau (bzw. Wasserstraßendirektion bzw. Bundesstrombauamt) entnommen werden, und zwar für die Jahre 1949, 1956, 1970, 1976, 1985 und 1996. Die diesen KWDs zugeordneten RNQ-Werte sind, da unterschiedliche Abflussreihen zu deren Ermittlung herangezogen wurden, nicht identisch, allerdings sind die Unterschiede sehr gering und für die Frage einer NW-Stabilitätsanalyse vernachlässigbar, vgl. Tab. 13:

Tab. 13: RNQ- und MQ-Werte für die verschiedenen KWDs

	KWD-1956	KWD-1970	KWD-1976	KWD-1985	KWD-1996
RNQ (für Wien)	895	900	900	900	910
MQ (für Wien)	1'850	1'900	1'900	1'890	1'915

Diese pegelbezogenen RNW-Vergleiche werden für die in Tab. 14 angeführten Pegelstellen durchgeführt (sh. Abb. 29 bis 35, Anhang A); für Vergleichszwecke werden in einzelnen Darstellungen auch die zugehörigen MW-Stände angegeben.

Beleg: KWD-1949; KWD-1956; KWD-1970; KWD-1976; KWD-1985; KWD-1996; Tab. 14; Abb. 29 – 35 (Anhang A).

- [53] Übereinstimmend zeigen alle diese Pegelstellen im langjährigen Verlauf eine deutliche Eintiefungstendenz. Außerdem nehmen die Eintiefungsraten im Lauf der Zeit generell zu; besonders stark bei den Pegelstellen Donaukanalmündung, Bad Deutsch-Altenburg und Hainburg. Die Daten des Pegels Wolfsthal (Strom-km. 1874,84) zeigen bis zu den KWD-1970 einen praktisch konstanten Verlauf und dann, bis zu den KWD-1985 eine sehr starke Eintiefung, im Ausmaß von etwa 60 bis 80 cm. Mit den KWD-1996 wirkt sich schließlich bereits der Staueinfluss des KW Gabčíkovo (Stauerrichtung

1992) aus. Für den Pegel Orth (Strom-km. 1901,83) zeigen die Werte zwischen den KWD-1949 und KWD-1970 relativ geringe Eintiefungen (etwa -0,4 cm/a), vgl. auch Abb. 37 (Anhang A). Spätestens mit den RNW-1996 ist aber auch hier eine Beschleunigung der Eintiefung zu beobachten.

Beleg: Abb. 29 – 35 und Abb. 37 (Anhang A).

- [54] In Tab. 14 werden die zeitgemittelten Absenkraten (gemittelt zwischen 1949/1970 und 1970/1996) für die einzelnen Pegelstellen angegeben. Dabei wird die Zunahme der Eintiefungsraten während der letzten drei Jahrzehnte des 20. Jahrhunderts besonders deutlich.

Tab. 14: Aus den RNW-Veränderungen (gem. KWD) abgeleitete Eintiefungsraten der letzten Jahrzehnte; Quelle: Klasz (2002)

Pegelstelle:	vgl. Abb.:	Eintiefungsraten (gemittelt) 1949 bis 1970 [cm/a]	Eintiefungsraten (gemittelt) 1970 bis 1996 [cm/a]
Donaukanalmündung (Strom-km 1919,43)	Abb. 29	- 0,7	- 1,9
Fischamend (Strom-km 1907,9) ¹⁶	Abb. 30	+ 0,1	- 2,0
Orth (Strom-km 1901,83)	Abb. 31	- 0,4	- 1,7
Wildungsmauer (Strom-km 1894,72)	Abb. 32	- 1,1	- 2,0
Bad Deutsch-Altenburg (Strom-km 1887,10) ¹⁷	Abb. 33	- 0,2	- 3,1
Hainburg (Strom-km 1883,92)	Abb. 34	- 0,3	- 2,7
Wolfsthal (Strom-km 1874,84)	Abb. 35	+ 0,1	- 1,9

Beleg: Abb. 29 – 35 (Anhang A); KWD-1949; KWD-1970; KWD-1996; Klasz (2002).

- [55] Abb. 36 (Anhang A) zeigt die langfristige Entwicklung (zwischen 1894 und 2005) der NW-Stände für die Pegelstelle Hainburg (Strom-km 1883,92). Diese Werte streuen, weil es trockene und feuchte Jahre gibt, mit anderen Worten, weil die den NW-Werten zugeordnete NQ-Werte unterschiedlich sind. Andererseits zeigt diese Bandbreite (in ihrer Gesamtheit) einen klaren Trend, der auf die Veränderungen der geometrischen Randbedingungen (Stromsohle) zurückgeführt werden kann. Zur Absicherung dieses Bildes werden jene Jahres-NW, deren zugehöriges NQ im engen Bereich bei $Q=RNQ=910 \text{ m}^3/\text{s} \pm 5\%$ (also zwischen etwa 865 und 955 m^3/s) bzw. im engen Bereich bei $Q=750 \text{ m}^3/\text{s} \pm 5\%$ liegen, besonders gekennzeichnet; innerhalb dieser Datenreihen ist der Einfluss der NQ-Schwankungen mit praktischer Genauigkeit ausgeschaltet, die Daten bilden die Stromsohlenänderungen mittelbar ab. Damit zeigen sich für den Bereich Hainburg folgende Aspekte:

- im Zeitraum zwischen etwa 1900 und 1950 waren die Niederwasserstände (und damit auch die mittlere Stromsohle) mit geringen Schwankungen stabil;
- im Zeitraum zwischen etwa 1950 und 1970 zeigen die Niederwasserstände (und damit auch die mittlere Stromsohle) eine schwache Eintiefungstendenz (etwa 1 cm/a);
- im Zeitraum zwischen etwa 1970 und etwa 1987 erfolgen starke Eintiefungen im Ausmaß zwischen etwa 50 und 60 cm, was Eintiefungsraten von etwa 3 bis 4 cm/a entspricht;

¹⁶ „Neuer Pegel“; Vor den KWD-1956 lag die Pegelstelle bei Strom-km. 1908,52; die Werte für die KWD-1949 werden für Strom-km. 1907,9 aus Interpolation (zwischen Strom-km. 1907 und 1908) abgeleitet.

¹⁷ Die Pegelstelle wurde vor den KWD-1996 verlegt und liegt jetzt bei Strom-km. 1886,86. Alle Angaben in diesem Kapitel beziehen sich auf die alte Pegelstelle; die Werte für die KWD-1996 werden (für Strom-km. 1887,1) zwischen Strom-km. 1887 und 1888 interpoliert.

- im Zeitraum zwischen etwa 1987 und der unmittelbaren Gegenwart scheinen die Eintiefungen weitestgehend abgeklungen zu sein;

Beleg: Hydrographische Jahrbücher; KWD-1956; KWD-1970; KWD-1976; KWD-1985; KWD-1996; Klasz (2002); Abb. 36 (Anhang A).

[56] Abb. 37 (Anhang A) gibt ein synoptisches Bild der RNW-Veränderungen zwischen Wien-Nussdorf und Bratislava für den Zeitraum zwischen 1949 (KWD-1949) und 1996 (KWD-1996), vgl. auch Klasz (2002) und DonauConsult (2003a). Die Eintiefungsraten nehmen zwischen Wien und Bratislava (also stromab) zu, und zwar ab den KWD-1976. Zuvor, also zwischen den KWD-1949 und den KWD-1970, waren stärkere Eintiefungen im Wiener Abschnitt zu beobachten. Eine detaillierte Beschreibung und Analyse für die einzelnen Zeitschritte wird in Klasz (2002) gegeben. In der Zusammenschau und auf Basis der durchgeführten KWD-Vergleiche (im räumlichen und zeitlichen Zusammenhang) sind folgende grundsätzliche Muster zu erkennen:

- generell ist eine Zunahme der Eintiefungsraten (zwischen den 1960er- und 1970er- Jahren und den 1980er- und 1990er-Jahren) festzustellen;
- bis in die 1970er-Jahre sind die Eintiefungsraten im Wiener Abschnitt stärker als stromab, während sich dann ab den 1970er-Jahren der Bereich mit Tiefenerosion in talwärtige Richtung ausweitet;
- im untersten Teilabschnitt läuft in den 1970er- und 1980er-Jahren eine rückschreitende Erosion von Bratislava gegen Hainburg und weiter bergwärts;

Beleg: KWD-1949; KWD-1956; KWD-1970; KWD-1976; KWD-1985; KWD-1996; Klasz (2002); DonauConsult (2003a); Abb. 37 (Anhang A).

[57] Man kann also für die letzten Jahrzehnte im Wesentlichen die Überlagerung zweier Teilprozesse vermuten: Einerseits eine sehr langsam ablaufende Rotationserosion, die sich mit ihrem Wirkungsbereich „von oben“ (Wien) „nach unten“ (Marchmündung) ausweitet, andererseits eine rückschreitende Erosion, die ab den 1970er-Jahren von Bratislava bergwärts wandert und sich dabei mit der restlichen Erosionstendenz überlagert und allmählich „verschmiert“. Der mittlere Abschnitt (zwischen Fischamend und Hainburg) blieb vorübergehend im Zustand eines temporären Gleichgewichtes, ist mittlerweile aber ebenfalls in einen Erosionszustand übergegangen (Klasz, 2002).

Beleg: Klasz (2002).

[58] Aussagen über die Entwicklung der Sohllagen in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts (präziser: zwischen 1893/97 und 1942) können aus einer Untersuchung des Hydrographischen Zentralbüros (1948) gewonnen werden, vgl. Tab. 15. Damit findet man sehr starke Eintiefungen vor allem im Tullner Feld, während der Abschnitt zwischen Wien und Hainburg zunächst deutlich geringere Eintiefungsraten hatte (Klasz, 2002).

*Tab. 15: Zur Eintiefung während der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts;
nach Angaben des Hydrographischen Zentralbüros (1948)*

Pegel:	Lage:	Differenz zw. 1893/97 und 1942:
Pegel Spitz	Strom-km. 2018,89	ca. –45 cm
Pegel Stein-Krems	Strom-km. 2003,54	ca. –55 cm
Pegel Zwentendorf	Strom-km. 1975	ca. –115 cm
Pegel Greifenstein	Strom-km. 1949,08	ca. –80 cm
Wien-Nußdorf	Strom-km. 1934,05	ca. –15 cm
Fischamend, alter Pegel	Strom-km. 1908,87	ca. –20 cm
Hainburg	Strom-km. 1883,93	ca. –30 cm

Beleg: Hydrographisches Zentralbüro (1948); Klasz (2002).

[59] Pegelbezogene Auswertungen liegen auch aus Auswertungen vom Bundestrombauamt und von Kresser (1984, 1987) vor. Im Folgenden werden die entsprechenden Angaben für die Pegelstellen :

- Fischamend, Orth, Bad Deutsch-Altenburg (Tab. 16),
- Hainburg, Thebnerstraßl und Wolfsthal (Tab. 17)

aufgelistet (Quelle: Klasz 2002; verschiedene Daten-Quellen; alles zitiert nach Schmutz, Aufleger & Strobl, 2000):

Tab. 16: Pegelbezogene Eintiefungsraten, Wien bis Bad Deutsch-Altenburg; verschiedene Quellen; alles zitiert nach Schmautz, Aufleger & Strobl (2000); Anmerkung zur Methode: NW = Vergleich von Niederwasserständen über die Zeit; Jahres-MW = Vergleich von Jahresmittelwasserständen über die Zeit; PS = Vergleich von Pegelschlüssel (für einen speziellen Referenzdurchfluss) über die Zeit.

Pegel:	Quelle:	Methode:	Zeitreihe / abgeleitete Eintiefungsrate:
Wien-Nußdorf	Hydrographisches Zentralbüro (1948)	NW	1895/1925: - 0,1 cm/a 1925/1950: - 1,5 cm/a
Wien-Reichsbrücke	Bundesstrombauamt (1983)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1963/1977: - 1,9 cm/a 1977/1983: - 2,5 cm/a
Fischamend	Hydrographisches Zentralbüro (1948)	NW	1895/1925: ± 0,0 cm/a 1925/1950: - 1,0 cm/a
Fischamend	Kresser (1984,1987)	Jahres-MW	1940/1983: - 1,1 cm/a 1940/1985: - 1,3 cm/a
Fischamend	Kresser (1984,1987)	RNW	1940/1983: - 1,2 cm/a
Fischamend	Bundesstrombauamt (1983)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1950/1955: - 1,4 cm/a 1955/1960: - 2,2 cm/a 1960/1970: - 0,5 cm/a 1970/1975: - 4,2 cm/a 1975/1980: - 0,0 cm/a
Orth	Bundesstrombauamt (1983)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1950/1955: - 0,6 cm/a 1955/1960: - 2,2 cm/a 1960/1965: - 1,2 cm/a 1965/1970: - 1,0 cm/a 1970/1975: - 0,6 cm/a 1975/1980: - 3,1 cm/a
Bad Dt.-Altenburg	Kresser (1984,1987)	RNW	1940/1983: - 1,4 cm/a
Bad Dt.-Altenburg	Bundesstrombauamt (1983)	PS(Q=1000 m ³ /s)	1956/1965: - 1,9 cm/a 1965/1970: - 0,6 cm/a 1970/1979: - 1,3 cm/a 1979/1982: - 2,9 cm/a

Tab. 17: Pegelbezogene Eintiefungsraten, Hainburg bis Wolfsthal; verschiedene Quellen; alles zitiert nach Schmutz, Aufleger & Strobl (2000);

Pegel:	Quelle:	Methode:	Zeitreihe / abgeleitete Eintiefungsrate:
Hainburg	Hydrographisches Zentralbüro (1948)	NW	1895/1925: - 1,0 cm/a 1925/1950: - 0,4 cm/a
Hainburg	Kresser (1984,1987)	Jahres-MW	1938/1983: - 1,2 cm/a 1938/1985: - 1,4 cm/a
Hainburg	Kresser (1984,1987)	RNW	1940/1983: - 1,5 cm/a
Hainburg	Kresser (1984,1987)	PS(Q=1'000 m ³ /s)	1956/1983: - 1,3 cm/a 1974/1983: - 1,2 cm/a
Hainburg	Bundesstrombauamt (1983)	PS(Q=1'000 m ³ /s)	1956/1966: - 1,6 cm/a 1966/1976: - 1,2 cm/a 1976/1979: - 4,0 cm/a
Thebnerstraßl	Kresser (1984,1987)	RNW	1940/1983: - 1,7 cm/a
Thebnerstraßl	Kresser (1984,1987)	PS(Q=1'000 m ³ /s)	1957/1983: - 2,5 cm/a 1974/1983: - 2,8 cm/a
Thebnerstraßl	Bundesstrombauamt (1983)	PS(Q=1'000 m ³ /s)	1957/1966: - 1,2 cm/a 1966/1971: - 4,9 cm/a 1971/1978: - 3,2 cm/a 1978/1982: - 2,8 cm/a
Wolfsthal	Kresser (1984,1987)	RNW	1940/1983: - 1,9 cm/a
Wolfsthal	Kresser (1984,1987)	PS(Q=1'000 m ³ /s)	1957/1983: - 2,5 cm/a 1974/1983: - 3,7 cm/a
Wolfsthal	Bundesstrombauamt (1983)	PS(Q=1'000 m ³ /s)	1957/1962: - 2,7 cm/a 1962/1970: - 1,6 cm/a 1970/1975: - 2,2 cm/a 1975/1978: - 8,2 cm/a 1978/1983: - 2,0 cm/a

Beleg: Schmutz, Aufleger & Strobl (2000); Kresser (1984, 1987); Bundesstrombauamt (1983); Hydrographisches Zentralbüro (1948); Klasz (2002).

- [60] In einer Arbeit von Gruber (1969) wird die Sohle vor Beginn der Kraftwerkserrichtung (zur zeitlichen Abfolge des Kraftwerksbaues: sh. Tab. 24) als nahezu stabil bezeichnet, mit gemittelten Eintiefungsraten von etwa 1,0 cm/a. Hingegen gibt Gruber (1969) zur Zeit der Veröffentlichung seiner Arbeit in den freien Fließstrecken eine Eintiefungstendenz von etwa 2,2 cm/a (gemittelt) an, im unmittelbaren Unterwasserbereich der Donaukraftwerke Ybbs-Persenbeug und Aschach jedoch stärker, im Mittel rund 5,0 cm/a.

Beleg: Gruber (1969).

- [61] Die Ziviltechniker Zottl & Erber stellen in einer Studie (Zottl & Erber, 1987) fest, dass die Sohlage (zum Zeitpunkt ihrer Bearbeitung) keinem Selbststabilisierungsgefälle entspricht; ein solches wird auf Grundlage der theoretischen Arbeiten von Günter (1971) und Schöberl (1981) mit etwa 0,305 m/km (bezogen auf Strom-km. 1920) bzw. 0,271 m/km (bezogen auf Strom-km. 1887) angegeben, unter Voraussetzung einer dann reifen Deckschichte. Sowohl mit als auch ohne KW Freudenau wird, immer unter der Bedingung, dass keine geeigneten Sohlstabilisierung realisiert wird, eine maximale Eintiefung (bei Strom-km. 1920) von etwa 3,5 m angegeben, mit einer Rotationserosion ab dem Bereich bei Bad Deutsch-Altenburg (Annahme eines Fixpunktes). Es wird ergänzt, dass dieser Endzustand erst nach über 100 Jahren erreicht würde. Die Eintiefungsraten sind in beiden Szenarien (mit oder ohne KW Freudenau) unterschiedlich, vgl. Tab. 18:

Tab. 18: Eintiefungsszenarien für den Bereich bei Strom-km. 1920, mit und ohne Staustufe Wien, nach einer Studie von Zottl & Erber (1987)

	Eintiefungsraten (bei Strom-km. 1920) mit Staustufe Wien - und ohne Geschiebezugabe:	Eintiefungsraten (bei Strom-km. 1920) ohne Staustufe Wien:
innerhalb der ersten 15 Jahre:	-6,7 bis -10,0 cm/a	-3,3 cm/a
innerhalb der ersten 30 Jahre:	-5,5 bis -6,6 cm/a	-2,7 cm/a

Der geschiebehydraulisch relevante Unterschied zwischen beiden Szenarien besteht darin, dass sich ohne Staustufe Wien auch der gesamte Wiener Abschnitt (talwärts von Greifenstein) eintieft, wodurch östlich von Wien bereits ein stärkerer Geschiebeeintrag gegeben ist, während mit einer Staustufe bei Wien kein derartiger Geschiebeeintrag vorausgesetzt werden kann.

Beleg: Zottl & Erber (1987); Günter (1971); Schöberl (1981).

[62] Der wasserrechtliche Grundsatzbescheid zum Donaukraftwerk Freudenau (Oberste Wasserrechtsbehörde, 1991) enthält ergänzend zu den konkreten Auflagen verschiedene Überlegungen (der Amtssachverständigen) zur Sohlstabilität und zur diesbezüglich vorgesehenen UW-Sicherung; im Besonderen wird, unter Hinweis auf die Arbeiten von Kresser (1984, 1987), eine Eintiefungsrate (für die gesamte freifließende Donau)

- von etwa 1,5 bis 2 cm/a im Zeitraum zwischen 1960 und 1980
- und etwa 2 bis 3 cm/a nach Errichtung der Staustufe Greifenstein (also ab 1984)

zugrundegelegt, aber mit dem zusätzlichen Hinweis, dass die Eintiefung nach allen Erfahrungen örtlich sehr ungleichmäßig abläuft, auf längere Erosionsabschnitte folgen sogar kurze Auflandungszonen. Weiters unterscheidet sich der Abtrag eines Regeljahres deutlich von dem eines Trocken- oder Feuchtjahres; das Verhältnis Trocken- zu Regel- zu Feuchtjahr wird mit bis zu 1:3:9 angegeben; einzelne große aber kurz andauernde Hochwässer haben einen vergleichsweise geringen Einfluss auf die Jahresfracht (z.B. HQ₁₀ nur ein Drittel des mittleren jährlichen Transportvermögens), vgl. Oberste Wasserrechtsbehörde (1991).

Beleg: Wasserrechtliche Grundsatzgenehmigung zum Donaukraftwerk Freudenau, Bescheid der Obersten Wasserrechtsbehörde vom 31.07.1991 (Zl. 14.570/182-I 4/91); Kresser (1984, 1987); Klasz (2002).

[63] Die Studie von Schmautz, Aufleger & Strobl (2000) verweist zunächst auf die von Kresser (1984, 1987) und Bundesstrombauamt (1983) angegebenen Werte zur Eintiefung, vgl. Tab. 16 und Tab. 17. Auf dieser Basis und nach ergänzenden Überlegungen und Modellrechnungen (mittels HEC-6) kommt diese Studie zu folgenden Ergebnissen im Zusammenhang mit der Strecke östlich der Staustufe Wien-Freudenau:

- Während der nächsten 30 Jahre wird kein stationärer Endzustand erreicht, die Eintiefungsraten nehmen innerhalb dieses Zeitraumes kaum ab;
- ohne Geschiebeeintrag zeigt die Erhaltungsstrecke¹⁸ Eintiefungsraten von etwa 5 cm/a;
- mit Geschiebezugabe (gemäß AHP-Unterwassersicherung, vgl. Abs. [84], [85]) kann die Erhaltungsstrecke stabilisiert werden, es treten dort im langfristigen Mittel keine weiteren Eintiefungsraten auf; der sohlstabilisierende Effekt wird sowohl auf die gleichmäßige Verteilung der Zugabe

18

Abschnitt zwischen dem KW Freudenau (Strom-km. 1921) und Strom-km. 1910; aufgrund einer wasserrechtlichen Festlegung, sh. auch Abs.[84] und [85].

als auch auf die gegenüber dem Zustand des freien Geschiebeeintrages (vor Bau des KW Freudenau) gröberen Körnung des Zugabematerials zurückgeführt;

- im Abschnitt unterhalb der Erhaltungsstrecke zeigen die Prognoserechnungen Eintiefungsraten von etwa 1,7 cm/a, und zwar sowohl für das Szenario mit Geschiebezugabe in der Erhaltungsstrecke als auch beim Szenario ohne Geschiebezugabe,

Beleg : Schmautz, Aufleger & Strobl (2000); Kresser (1984, 1987); Bundesstrombauamt (1983); Tab. 16 und Tab. 17.

[64] In einer Studie von Jäggi (2006) wird der rückschreitenden Erosion besondere Bedeutung gegeben; sie wird dort - neben den Instandhaltungsbaggerungen - als Hauptursache bzw. Hauptform der Sohlerosion aufgefasst. In einer inhaltlichen Auseinandersetzung damit wird in DonauConsult (2008) entgegnet, dass:

„Vorliegenden Daten und Untersuchungen zeigen,

- dass es auch weit stromauf (also beispielsweise im Wiener Abschnitt) während der 1970er-, 1980er- und frühen 1990er-Jahre zu starken und tendenziell zunehmenden Eintiefungsraten kam, [...],
- dass der unterste Teilabschnitt (gemeinsame Staatsgrenze zur Slowakei) mittlerweile durch den Staueinfluss des Kraftwerkes Gabčíkovo (annähernd) stabil gehalten wird,
- dass es zumindest während der letzten etwa zehn Jahre im Längsverlauf zu keiner Konzentration der Eintiefungen in einem bestimmten Teilabschnitt kam, sondern eher das Bild einer Rotationserosion (zwischen etwa Marchmündung und der mittlerweile stabil gehaltenen AHP-Erhaltungsstrecke) vorherrscht.

Auf Grundlage der vorliegenden Daten und Untersuchungen kann geschlossen werden, dass sich die von Jäggi (2006) genannte Rückwärtserosion mit der sonstigen Sohlerosion, die durch das Geschiebedefizit aufgrund von Staustufen und sonstigen geschieberückhaltenden Maßnahmen in der Oberliegerstrecke bedingt ist, überlagert hat und letztlich in der Gesamtwirkung nicht mehr von einer Rotations- bzw. Parallelerosion zu unterscheiden ist. Eine translatorische, also ungedämpfte Fortpflanzung einer Steilstufe im Längsverlauf der Donau ist weder plausibel noch bestehen dafür hydrografische Hinweise. Die im Rahmen der UVE (zum Flussbaulichen Gesamtprojekt) durchgeführten Auswertungen der RNW- und NW-Veränderungen (s. Alternative Lösungsmöglichkeiten, Einlage 6.2.1 „Untersuchung zur Nullvariante, Zusammenfassende Darstellung, Anhang F) zeigen für den Pegel Hainburg im Zeitraum zwischen etwa 1980 und 1987 ein sehr rasches Eintiefen um etwa 50 bis 60 cm. Wenn die Baggerungen tatsächlich, wie von Jäggi (2006) beschrieben, bei Bratislava eine Tieferlegung der Erosionsbasis um etwa 2 m bewirkt haben, dann hat sich das bis Hainburg auf die genannten 0,5 bis 0,6 m reduziert, und unter Annahme eines (über den Längsverlauf) linearen Dämpfungsverlaufes kann vermutet werden, dass dieser Einfluss bereits im Abschnitt Petronell / Wildungsmauer nicht mehr (im Sinn einer zeitlich konzentrierten Zunahme der Sohleintiefungen) merkbar ist. Darauf deutet auch der dortige RNW-Trend (vgl. Abb. 32, Anhang A), der eine langanhaltend und tendenziell zunehmende Eintiefung zeigt. Im Übrigen muss der Prozess der Rückwärtserosion auch zeitlich längst abgeschlossen sein, während das in der Strecke wirksame Geschiebedefizit auch noch derzeit besteht“ (DonauConsult, 2008).

Beleg: Jäggi (2006); DonauConsult (2008); Abb. 32 (Anhang A).

[65] In Abb. 38 (Anhang A) werden die RNW-Änderungen in der Zeit zwischen 1970 und 1985 für die Pegelstellen im unteren Abschnitt der Donau (Pegel Fischamend bis Bratislava) aufgetragen; der Verlauf ist ziemlich stetig und kann gut durch eine Exponentialfunktion angepasst werden. Unter der Annahme, dass die rückschreitende Erosion hauptsächlich in diesem Zeitabschnitt in Erscheinung trat, können da-

raus die oben (unter Pkt. [64]) getroffenen Aussagen zur Dämpfung und zur Überlagerung mit der sonstigen Sohlerosion weitgehend bestätigt werden. Geht man von der zusätzlichen Hypothese aus, dass in diesem Zeitraum eine generelle Sohleintiefung von 20 bis 30 cm wirksam war, dann kann aus dieser Auswertung auch abgeleitet werden, dass der Einfluss der rückschreitenden Erosion nur bis ungefähr Bad Dt. Altenburg gereicht hat. Insgesamt ergeben die beiden Hypothesen mit den Daten ein kohärentes Gesamtbild.

Beleg: Abb. 38 (Anhang A).

6 Angaben zur Regulierungsgeschichte und zu laufenden wasserbaulichen Eingriffen

[66] Die folgenden Aussagen über wasserbauliche Eingriffe (während der letzten Jahrhunderte) stützen sich vor allem auf Arbeiten von Kandl (1969), Michlmayr (1994), auf den Donauatlas von Mohilla & Michlmayr (1996) für den Wiener Donauabschnitt und die Studie von Schmautz, Aufleger & Strobl (2000). Diese Arbeiten greifen wiederum auf verschiedene historische Kartendarstellungen zurück, vgl. Tab. 19.

Einen guten Überblick über die durch die Regulierung direkt bei Wien bedingten Veränderungen der Morphologie und Morphodynamik geben Hohensinner et al. (2008); dabei werden auch jährliche Unlagerungsraten in der aktiven Zone für den Zustand vor der Regulierung angegeben (Mittelwert für die Jahre 1805 bis 1817: etwa 1,6 % der Fläche), und es wird der Verlust ‚junger‘ Auenstandorte zugunsten einer stabilen und älteren Au quantitativ beschrieben (Anstieg des mittleren gewichteten Alters von etwa 90 Jahren vor der Regulierung auf etwa 200 Jahre im heutigen Zustand); aus dieser Arbeit wurde auch die Graphik nach Abb. 51 (sh. weiter unten) entnommen.

Tab. 19: Historische Aufnahmen der Donau bei Wien und tw. auch zwischen Wien und Hainburg; Quelle: Mohilla & Michlmayr (1996); Schmautz, Aufleger & Strobl (2000) und Klasz (2002).

Verfasser:	Jahr:	Titel:	Anm.:
Clausniez	1601	Regulierungsvorschlag für den Bereich Nußdorf	nur schematisch
Gall	1686	Gegenvorschlag für eine Regulierung von Nußdorf bis Wien	nur schematisch
Marinoni	1726 / 1729	Jagdatlas von Kaiser Karl VI	1 : 21.600 (bereits mit sehr hoher kartografischer Qualität)
Spallart	1760	Vorschlag eines Durchstiches zur Verringerung der Hochwassergefahr	
von Neu	1773 / 1781	Josephinische Landesaufnahme	1 : 28.800
Lorenzo	1816 / 1819	Aufnahme des Donaustromes	1 : 7.200 (in ein astronomisch vermessenes, übergeordnetes Netz eingepasst, daher im Großen sehr genau)
Pasetti	1857 / 1862	Aufnahme der Donau	1 : 28.800 (gilt als vergleichsweise ungenau)

Beleg: Kandl (1969); Michlmayr (1994); Mohilla & Michlmayr (1996); Schmautz, Aufleger & Strobl (2000); Klasz (2002); Hohensinner et al. (2008).

[67] Bis zum Beginn des 19. Jahrhunderts wurden nur kleinräumige flussbauliche Eingriffe vorgenommen, im Wesentlichen lokale Ufersicherungen und Regulierungsbauwerke (Sporne, Abriegelungen, Abdämmungen), dies vor allem mit dem Ziel, einen möglichst durchgehenden Treppelweg zu erhalten, denn die bergwärts fahrenden Schiffe („Gegenfahrer“) mussten damals von Menschen und Pferden gezogen

(getreidelt) werden, eine aus heutiger Sicht kaum vorstellbare Plackerei (Klasz, 2002). Der flussmorphologische Charakter der Donau wurde von diesen lokalen Baumaßnahmen nur wenig beeinflusst, sie waren zumeist nicht sehr lange wirksam, vgl. Kandl (1969), Michlmayr (1994), Mohilla & Michlmayr (1996), Schmautz, Aufleger & Strobl (2000). Eine Ausnahme bildet die Tätigkeit von Hubert, der zwischen etwa 1770 und 1785 ein System von Dämmen und Spornen zum Schutz des Praters und des Marchfeldes errichtete; diese Arbeiten waren aber umstritten, in der Öffentlichkeit wurden Befürchtungen laut, dass diese Regulierungsmaßnahmen den Strom zu stark einengen würden und zum Unglück Huberts durchbrach das Extremhochwasser von 1787 seine Dämme an mehreren Stellen, was mit verheerenden Schäden im Marchfeld verbunden war. Damit verlor er das Vertrauen Josefs II., der diese Projekte zuvor sehr gefördert hatte. *„Außerdem verdrossen Zwistigkeiten zwischen den Wasserbauexperten den Kaiser so sehr, dass er alle weitere Ausgaben für Schutzarbeiten an der Donau ablehnte“*, Michlmayr (1994).

Beleg: Kandl (1969); Michlmayr (1994); Mohilla & Michlmayr (1996); Schmautz, Aufleger & Strobl (2000); Klasz (2002).

- [68] Während der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts wurden die Eingriffe insgesamt intensiver, was einerseits mit der steigenden Bedeutung der Donauschifffahrt im Zuge der Industrialisierung und andererseits mit den damals durch den maschinellen Erd- und Wasserbau zunehmenden technischen Möglichkeiten zusammenhängt. In den Jahren 1832 bis 1834 wurde beispielsweise ein Durchstich im untersten Abschnitt des Donaukanals (früher auch als „Wiener Canal“ bezeichnet) ausgeführt, zwecks Laufverkürzung und Erhöhung der Schleppkraft. Der Donaukanal, der für die Schifffahrt bei Wien besonders wichtig war, zeigte zumindest seit dem Spätmittelalter Verlandungserscheinungen, und mit solchen Durchstichen hoffte man, diesem Problem nachhaltig entgegenwirken zu können. Ab etwa 1830 standen erstmals leistungsfähige Maschinen (Tieflöffelbagger, später auch schwimmende bzw. schienengebundene Eimerkettenbagger) für laufende Baggerarbeiten zur Verfügung. In dieser Zeit der Mechanisierung wurde auch die Treidelschifffahrt sukzessive durch die Dampfschifffahrt ersetzt, vgl. Kandl (1969), Michlmayr (1994), Mohilla & Michlmayr (1996), Klasz (2002).

Beleg: Kandl (1969); Michlmayr (1994); Mohilla & Michlmayr (1996); Klasz (2002).

- [69] Erst in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts, hauptsächlich zwischen 1869 und 1875 (Restarbeiten bis etwa 1884) wurde der Strom im Wiener Bereich durchgehend und nach einem einheitlichen Entwurf reguliert, in Form zweier Durchstiche, mit einer Ausbaubreite von 284 m und einem Hochwasserabflussbereich („Inundationsgebiet“) von 474 m. Diese Form der Regulierung wurde von Nußdorf bis beinahe zur Fischamündung durchgezogen, insgesamt auf einer Länge von etwa 26 km, vgl. Kandl (1969) und Mohilla & Michlmayr (1996). Große Teile der ursprünglichen Donau wurden vom neuen Strombett abgetrennt und damit zu Altarmen, beispielsweise die heutige „Alte Donau“, die Prater- und Lobaugewässer. Teilweise wurden solche Gewässer auch verfüllt, vor allem das Kaiserwasser im heutigen 20. Bezirk, oder sie verlandeten im Lauf der Zeit durch den Schwebstoffeintrag bei Hochwasser (Klasz, 2002).

Beleg: Kandl (1969); Mohilla & Michlmayr (1996); Klasz (2002).

- [70] Eine übersichtliche Darstellung der Wiener Donauregulierung und der langjährigen, dem Projekt vorausgehenden Fachdiskussionen wird bei Michlmayr (1994) und Mohilla & Michlmayr (1996) gegeben. Neben den Verbesserungen für die Schifffahrt waren auch der Hochwasserschutz, die Stadterweiterung, die Möglichkeit, dauerhafte Brücken über den Strom zu errichten und damit wohl auch militärische Aspekte projektbestimmend. Ein interessantes Detail betrifft den Wasserbauexperten und Ministerialrat Pasetti, der damals für die Erhaltung und Ergänzung des Hochwasserschutzes verantwortlich war. Pasetti wollte den Donaustrom im Verlauf der heutigen „Alten Donau“ stabilisieren, er hielt die Durch-

stiche im Wiener Abschnitt für zu gewagt und bekämpfte entsprechende Vorschläge überaus entschlossen. 1850 konnte er sich gegen die Mehrheit der damaligen Flussbauexperten, die eine Lösung mit Durchstich befürworteten, durchsetzen und erst nach seiner Pensionierung (im Jahr 1868) war der Weg für die letztlich ausgeführte Regulierung frei. Allein im Jahr 1865 wurden von mehreren Experten (Baumgartner, Riener, Kink, Mihalik) verschiedene Varianten erarbeitet, die als Gemeinsamkeit einen leicht gegen die Stadt gekrümmten Durchstich hatten. Den Ausschlag für die ausgeführte Variante gab die Konsultierung von vier ausländischen Ingenieuren (speziell der Engländer Abernethy), von denen sich drei für einen Durchstich aussprachen; vgl. Michlmayr (1994), Mohilla & Michlmayr (1996); Klasz (2002).

Beleg: Michlmayr (1994); Mohilla & Michlmayr (1996); Klasz (2002).

- [71] Bald nach der Fertigstellung der Regulierung zeigte der Strom die Tendenz, innerhalb des Mittelwasserbettes zu pendeln, vgl. Michlmayr (1994) und Mohilla & Michlmayr (1996). Nach heutigem Verständnis haben sich in dieser fast geradlinigen Strecke alternierende Kiesbänke gebildet (Klasz, 2002); dadurch wurden jedenfalls die rechtsufrig errichteten Umschlagländen („Handelskai“) über längere Strecken unbenutzbar. Aus diesem Grund wurde das Niederwasserbett sehr bald (etwa zwischen 1898 und 1901) praktisch durchgehend (mit Ausnahme eines Wendeplatzes stromab der Reichsbrücke) mittels linksufrig angeordneter Bühnen eingeengt, wodurch diese Pendeltendenz des Stromes tatsächlich beendet werden konnte.

Beleg: Michlmayr (1994); Mohilla & Michlmayr (1996); Klasz (2002).

- [72] Zwischen etwa 1882 und 1902 wurde die Regulierung dann auf den niederösterreichischen Abschnitt ausgedehnt, speziell auch auf die Strecke östlich von Wien. Dort wurde der Abflussquerschnitt auf ein einziges Mittelwasserbett konzentriert, und zwar mit einer Breite von etwa 380 m (360 bis 400 m). Dies erfolgte primär durch Absperrung von Nebenarmen (mittels Parallelwerken), das Kappen scharfer Bogenkrümmungen und die Befestigung der Ufer (2 m breiter Steinwurf bis 2,5 m über den niedrigsten Sommerwasserstand = „Nullwasser“), vgl. Schmutz, Aufleger & Strobl (2000). Insgesamt folgte die Regulierung aber, da keine Durchstiche vorgenommen wurden, stärker dem Verlauf des bereits vorher bestehenden Hauptarmes. Diese Strecke, unterhalb der Fischamündung, ist daher auch heute noch deutlich stärker gewunden als der Wiener Abschnitt (Klasz, 2002).

Beleg: Schmutz, Aufleger & Strobl (2000); Klasz (2002).

- [73] Zusätzlich zu den Regulierungsarbeiten wurden Hochwasserschutzdämme gebaut, linksufrig von Wien bis zur Marchmündung (Marchfeldschutzdamm) und rechtsufrig im Abschnitt zwischen Fischamündung und Wien-Simmering (vgl. Mohilla & Michlmayr, 1996; Schmutz, Aufleger & Strobl, 2000).

Beleg: Mohilla & Michlmayr (1996); Schmutz, Aufleger & Strobl (2000).

- [74] Bereits unmittelbar nach der MW-Regulierung zeigte sich, dass die gehofften nautischen Verbesserungen nur bedingt eintraten. Probleme stellten sich vor allem in den zahlreichen Furten ein. In solchen Bereichen wurden dann, etwa ab 1900 (besonders intensiv zwischen etwa 1905 und 1911), Bühnen und Leitwerke errichtet, vgl. Schmutz, Aufleger & Strobl (2000), aber immer aus der jeweiligen lokalen Situation heraus und nicht nach einem übergeordneten flussmorphologischen Konzept (Klasz, 2002). Diese zweite Regulierungsphase dauert bis heute an, denn auch während der letzten Jahre waren verschiedene Furten aus nautischer Sicht kritisch, mit Fahrwassertiefen unter RNW-Bedingungen von weniger als 25 dm. Als primäre Maßnahme wird in solchen Fällen gebaggert (Furt- und

Haufenrandbaggerungen), vielfach wurden auch Bühnen gebaut oder bereits bestehende Bühnen verlängert, wodurch das Geschiebetransportvermögen lokal erhöht wird (Klasz, 2002).

Beleg: Schmutz, Aufleger & Strobl (2000); Klasz (2002).

- [75] Die für die Instandhaltung (Fahrwasserfreihaltung) erforderliche Baggermenge liegt zwischen Wien und Marchmündung im Durchschnitt der letzten Jahre bei etwa $100'000 \text{ m}^3/\text{a}$ (mündliche Auskunft von Dipl.-Ing. Schlögl, Wasserstraßendirektion und Leiter der zuständigen Streckenbauleitung, „WSV-Ost“ bzw. „via donau - Standort Bad Dt. Altenburg“; vgl. Klasz, 2002) bzw. zuletzt auch darüber, vgl. Abs. [77]; damit wäre der Einfluss dieser Baggerungen auf die Sohlerosion relativ gering, aber nicht vernachlässigbar, etwa im Bereich zwischen 25 und 33 %. Da der größte Teil des Baggergutes dem Strom wieder beigegeben wird, einerseits in Form von Inselschüttungen (außerhalb der Fahrrinne, beispielsweise in Bühnenfeldern) oder durch Verklappen in Kolkbereichen, muss der Einfluss auf die Sohlerosion noch geringer sein (DonauConsult, 2008). Es gibt aber auch davon abweichende Angaben: In einer Studie von Bernhart et al. (1987) wird angegeben, dass durch Instandhaltungsbaggerungen „bis zu 60 %“ (Bernhart et al. (1987), Seite 73) bzw. „also ca. 60 %“ (Bernhart et al. (1987), Seite 30) der Eintiefungen bedingt seien; dies beruht auf einem Vergleich von Baggerkubaturen mit Gesamtvolumenänderungen (Einheit: Kubikmeter) bzw. auf einer Umrechnung dieser Kubaturen in Eintiefungswerte (Einheit: Zentimeter); dabei fällt auf, dass diese Auswertungen offensichtlich nur für einzelne, kurze Teilabschnitte¹⁹ durchgeführt wurden. Außerdem geben die Daten einen Zustand (1956/1985 bzw. 1962/1985 bzw. 1973/1985) wieder, der den heutigen Randbedingungen (Staustufe Wien-Freudenau mit UW-Sicherung, Baggerungen mit Wiederverklappen des Baggergutes, Staustufe Gabčíkovo usw.) nicht mehr entspricht, und der erheblich geringere Eintiefungsraten als derzeit zeigte (DonauConsult, 2008). Selbst Bernhart et al. (1987) räumen die Möglichkeit anderer Interpretationen ein: „Aufgrund der Daten in Tabelle 13 und 14 könnte man auch folgende Schlüsse ziehen: Im Zeitabschnitt nach Errichtung der Staustufe Altenwörth hat sich die Gesamteintiefung der Donau verstärkt. Da die Baggerentnahmen zur Eintiefung nur noch 10 % beitragen, hat sich auch die Selbsteintiefung, also die Differenz zwischen Gesamteintiefung und Baggerungseintiefung verdoppelt.“ (Bernhart et al., 1987; zitiert nach DonauConsult 2008).

Beleg: Bernhart et al. (1987); DonauConsult (2008); Klasz (2002).

- [76] In zwei älteren Veröffentlichungen von Geitner (1969, 1978), die von Bernhart et al. (1987) nicht berücksichtigt wurden, werden die Regulierungs- und Instandhaltungsarbeiten in der gesamten österreichischen Donau und damit auch in der Untersuchungsstrecke aufgelistet, und zwar einerseits für den Zeitraum 1957/1967 (Geitner, 1969) und andererseits für den Zeitraum 1968/1977 (Geitner, 1978), vgl. Tab. 20. Daraus lässt sich für diesen Zeitraum eine auf den Untersuchungsabschnitt bezogene mittlere Baggermenge von rd. $41'500 \text{ m}^3/\text{a}$ ableiten (vgl. auch Klasz, 2002); bezogen auf ein mittleres Geschiebetransportvermögen von $300'000$ bis $400'000 \text{ m}^3/\text{a}$ macht das einen Anteil von ca. 10,4 bis 13,8 % aus (DonauConsult, 2008).

¹⁹

Strom-km 1883 bis 1886; Strom-km 1917 bis 1920; Strom-km 1920 bis 1922; Strom-km 1918 bis 1921 (was sich mit dem zuvor genannten Untersuchungsabschnitt überschneidet); Strom-km 1928 bis 1931 (was im Abschnitt des heutigen Stauraumes von Wien-Freudenau liegt und für den aktuellen Zustand nicht mehr relevant ist); Bernhart et al. (1987), Tab. 12.

Tab. 20: Baggerungen für die Donau zwischen Strom-km 1921 (Wien-Freudenau) und Strom-km 1877 (Grenzstrecke) im Untersuchungszeitraum zwischen 1957 und 1977; Quelle: Geitner (1969, 1978).

	Strom-km	Bezeichnung	Baggermenge [m³]
Zeitraum 1957 / 1967	1909,8	Regulierung Kuhstandhaufen	39'000
	1894,6	MW-Regulierung Wildungsmauer	104'000
	1888,0	Regulierung Treuschütt	57'000
	1887,0	MW-Regulierung Bd. Dt. Altenburg	7'000
	1885,5	Furt Schanzl	65'000
	1882,1	Regulierung Rußbachfurt	37'000
	1876,9	Regulierung Theben	65'000
		Zwischensumme 1957/1967 ...	374'000
Zeitraum 1968 / 1977	1919	Regulierung Wendeplatz Freudenau	67'000
	1916,9	Regulierung Mannswörth	40'000
	1915	Regulierung Zahnetgrund	63'000
	1905,3	Regulierung Fischamündung	96'000
	1898	Regulierung Regelsbrunn	46'000
	1895,1	Regulierung Wildungsmauer	76'000
	1887	Regulierung Furt Deutsch-Altenburg	32'000
	1887	Ausbau Hafen Bad Deutsch-Altenburg	(78'000) ²⁰
	1879-1877	Regulierung Grenzstrecke	35'000
		Zwischensumme 1968/1977 ...	455'000

Beleg: Geitner (1969, 1978); Bernhart et al. (1987); Klasz (2002); DonauConsult (2008).

[77] Für den Zeitraum zwischen 1984 und 2005 wurden in der Studie von DonauConsult (2008) Baggermengen von der „via donau“ erhoben und zusammenfassend dargestellt, vgl. Tab. 21 bzw. Tab. 22:

Tab. 21: Baggerungen für die Donau zwischen Strom-km 1921 (Wien-Freudenau) und Staatsgrenze im Untersuchungszeitraum zwischen 1984 und 2005; Quelle: DonauConsult (2008)

	Baggerkubatur	
	Gesamt [m ³]	durchschnittlich pro Jahr [m ³ /a]
Zeitraum 1984 / 2005:		
Gesamtstrecke (Strom-km 1921 - 1879)	2'200'400	100'000
Gesamtstrecke (Strom-km 1921 - 1879); Abzug der Baggerungen in Häfen und Hafenzufahren	1'935'600	88'000
Abschnitt Strom-km 1921 - 1885; Abzug der Baggerungen in Häfen und Hafenzufahren	817'400	37'200

Beschränkt man sich auf den Zeitraum zwischen 1996 und 2005, dann erhält man die in Tab. 22 angegebenen Werte. Der Einfluss dieser Baggerungen auf die weitere Sohlerosion hat sich während der letzten Jahre zusätzlich reduziert, wie bereits weiter oben beschrieben, denn seit 1996 wird beinahe das ge-

samte Baggergut (mit Ausnahme des Materials aus dem Bereich des Wendeplatzes Theben) wieder in tiefere Zonen des Stromes verklappt, wodurch es dem Geschiebehalt wieder zur Verfügung steht. Allerdings sind die Verklappbereiche häufig talwärts der Baggerfelder, insofern wird der Geschiebetransport graduell doch reduziert.

Tab. 22: Baggerungen für die Donau zwischen Strom-km 1921 (Wien-Freudenau) und Staatsgrenze im Untersuchungszeitraum zwischen 1996 und 2005; Quelle: DonauConsult (2008)

	Baggerkubatur	
	Gesamt [m ³]	durchschnittlich pro Jahr [m ³ /a]
Zeitraum 1996 / 2005:		
Gesamtstrecke (Strom-km 1921 - 1879)	1'478'400	147'800
Gesamtstrecke (Strom-km 1921 - 1879); Abzug der Baggerungen in Häfen und Hafenzufahren	1'433'000	143'300
Abschnitt Strom-km 1921 - 1885; Abzug der Baggerungen in Häfen und Hafenzufahren	585'100	58'500
Gesamtstrecke (Strom-km 1921 - 1879); Abzug der Baggerungen in Häfen und Hafenzufahren und jener Baggerungen, bei denen das Baggergut <i>nicht</i> wieder im Hauptgerinne verklappt wurde	518'490	51'800
Abschnitt Strom-km 1921 - 1885; Abzug der Baggerungen in Häfen und Hafenzufahren und jener Baggerungen, bei denen das Baggergut <i>nicht</i> wieder im Hauptgerinne verklappt wurde	90'350	9'000

Beleg: DonauConsult (2008).

[78] Der größte Teil der Baggerungen konzentriert sich auf die Furt Hainburg (etwa Strom-km 1883,5) und den Wendeplatz Theben (etwa Strom-km 1879,4), also auf den untersten Teilabschnitt der zu behandelnden Donaustrecke, vgl. Abb. 39 (Anhang A); gerade dieser für die Gesamtstrecke untypische Bereich wurde aber in der Studie Bernhart et al. (1987) als Untersuchungsstrecke herangezogen (Strom-km 1883 bis 1886). Im gesamten oberen Abschnitt, also zwischen Wien und Bad Deutsch-Altenburg, blieben die Baggermengen wesentlich geringer; summiert man die Werte (für den Zeitraum 1984 bis 2005) zwischen Strom-km 1921 und 1885, dann erhält man eine Gesamtmenge von rd. 817.400 m³, das entspricht einer durchschnittlichen Jahresbaggermenge von rd. 37'200 m³/a, vgl. Tab. 21 (DonauConsult, 2008).

Beleg: Bernhart et al. (1987); DonauConsult (2008); Tab. 21; Abb. 39 (Anhang A).

[79] Die Frage der Beeinflussung des Geschiebehalt durch die Donauregulierung wurde in der Studie von Schmutz, Aufleger & Strobl (2000) näher untersucht. Die primären Faktoren sind demnach:

- die Breitenreduktion durch Umgestaltung von einem mehrarmigen Gerinne zu einem einarmigen, kompakten Gerinne (Abtrennung von (Neben)Armen) und die
- Gefällserhöhung durch Laufverkürzung (Begradigung);

Beide Mechanismen sind mit einer Erhöhung der Transportkapazität verbunden. Schmutz, Aufleger & Strobl (2000) geben die in Tab. 23 genannten Breiten- und Gefällsänderungen an und führen weiter aus, dass vor allem die Breitenreduktion einen wesentlichen Einfluss hat, während die Erhöhung des Gefälles zumindest östlich von Wien von untergeordneter Bedeutung war.

Tab. 23: Morphologische Veränderungen durch die Donauregulierung nach der Studie von Schmautz, Aufleger & Strobl (2000)

Bereich [Strom-km.]	Wsp.-Breite bordvoll: Hauptarm + Nebenarm = Gesamt [m] vor der Regulierung	Wsp.-Breite bordvoll: Hauptarm + Nebenarm = Gesamt [m] nach der Regulierung	Laufverkürzung durch die Regulierung [%]
Strom-km. 1930	260 + 230 = 490	284+ 40 (Donaukanal)	im Mittel rd. 11 %
Strom-km. 1920	230 + 530 = 760	284+ 40 (Donaukanal)	
Strom-km. 1905	490 + 220 = 710	380	im Mittel rd. 5 %
Strom-km. 1885	350 + 380 = 730	380	

Beleg: Schmautz, Aufleger & Strobl (2000), S. 77 - 78.

- [80] Die Erhöhung des Geschiebetransportvermögens führte nach Schmautz, Aufleger & Strobl (2000) östlich von Wien in einer ersten Phase nicht zu Eintiefungen sondern sogar zu einer gewissen Aufhöhung, was im Übrigen auch in der Arbeit des Hydrographischen Zentralbüros (1948) gezeigt wird; vgl. auch die NW-Analyse zur Pegelstelle Hainburg, Abb. 36 (Anhang A). Als Begründung wird angeführt, dass die Donauregulierung in der Oberliegerstrecke (Tullner Feld und bei Wien) ebenfalls erhöhte Transportraten bewirkt hat und somit in der zu untersuchenden Strecke ein erhöhter Geschiebeeintrag gegeben war, was zur Sättigung des Transportvermögens zunächst vollständig und dann zumindest weitgehend ausreichte. Nach Jäggi (1992) kann man in diesem Zusammenhang auch von einem „temporären Gleichgewicht“ sprechen. Eine Änderung dieser Situation trat erst in der Zeit um 1950 ein, und zwar, wie allgemein vermutet wird (Kresser, 1987; Gruber, 1969; Schmautz, Aufleger & Strobl, 2000; Klasz, 2002) als Folge des Baues von Flusskraftwerken (Staustufen) in der Oberliegerstrecke.

Beleg: Schmautz, Aufleger & Strobl (2000); Hydrographisches Zentralbüro (1948); Jäggi (1992); Gruber (1969); Kresser (1987); Klasz (2002); Abb. 36 (Anhang A).

- [81] Der Staustufenausbau der österreichischen Donau setzte in den 1950er-Jahren ein, mit dem bayerisch-österreichischen Donaukraftwerk Jochenstein (1955). Tab. 24 listet die Anlagen mit ihrer Stationierung und dem Jahr der Vollstauerrichtung auf (Quelle: KWD-1996). Die geschiebehdraulische Wirkung dieses Ausbaues ist sehr weitreichend, vgl. beispielsweise Strobl & Schmautz (2001):
- im Oberwasser der Stufe (also im Stauration) wird das Geschiebetransportvermögen drastisch reduziert, es kommt dort zur Stabilisierung der Stromsohle oder, falls Geschiebe (von Zubringern bzw. von der Oberliegerstrecke) eingetragen wird, zur Sedimentation (Staurationverlandung),
 - im Unterwasser der Stufe bleibt das Geschiebetransportvermögen erhalten während der Geschiebeeintrag weitestgehend unterbunden wird, wodurch es dort zu starken Eintiefungen kommt, es sei denn, diese Unterwasserstrecke wird selbst wieder eingestaut;

*Tab. 24: Bau von Staustufen in der Oberliegerstrecke,
Angaben nach KWD-1996 bzw. Klasz, 2002.*

Jahr der Vollstauerrichtung:	Staustufe:	Strom-km:	Nutzfallhöhe bei MW [m]:
1955	Jochenstein	2203,3	9,09
1964	Aschach	2162,7	15,26
1973	Ottenheim	2146,9	10,51
1979	Abwinden-Asten	2119,6	9,27
1968	Wallsee-Mitterkirchen	2095,6	10,80
1958	Ybbs-Persenbeug	2060,4	10,89
1982	Melk	2038,0	9,59
1976	Altenwörth	1980,4	14,97
1984	Greifenstein	1949,2	12,64
1997	Wien-Freudenau	1921,1	8,56

Aus den hier genannten Gründen wurde in der Vergangenheit ein lückenloser Staustufenausbau (Staustufenkette) angestrebt; Erosionsprobleme treten dann jeweils nur am untersten Ende auf.

Beleg: KWD-1996; Klasz (2002); Strobl & Schmutz (2001).

- [82] Außer der Donau wurden auch in Zubringern Staustufen errichtet, und zwar am Inn (u.a. Braunau 1953, Ering, 1942; Eggfing, 1944; Schärding, 1961, Passau, 1965), an der Traun (u.a. Traunleiten, 1970; Marchtrenk, 1979; Traun-Pucking, 1982; Kleinmünchen, 1978) und an der Enns (u.a. Staning, 1946; Mühlrading, 1948; St.Pantaleon, 1964). In Schmutz, Aufleger & Strobl (2000) und Strobl & Schmutz (2001) wird als Wirkung des Staustufenausbau eine Gesamtreduktion des Geschiebeeintrages (in die österreichische Donau) von etwa $500 \cdot 000 \text{ m}^3/\text{a}$ angegeben, davon entfällt der Hauptanteil auf Inn ($330 \cdot 000 \text{ m}^3/\text{a}$) und Enns ($150 \cdot 000 \text{ m}^3/\text{a}$).

Beleg: Schmutz, Aufleger & Strobl (2000); Strobl & Schmutz (2001).

- [83] In den Jahren zwischen 1992 und 1998 wurde, nach dem positiven Ausgang einer Volksbefragung (in Wien) und der Erteilung der erforderlichen behördlichen Genehmigungen, bei Strom-km 1921,05 (Wehrachse) das Donaukraftwerk Wien-Freudenau gebaut. Kennzeichnende Parameter dieses Niederdruck-Flussstaukraftwerks sind:

- das Stauziel bei 161,35 m ü.A. (bei MW),
- die Nutzfallhöhe von etwa 8,6 m (bei MW),
- die Ausbauwassermenge von $3 \cdot 000 \text{ m}^3/\text{s}$;
- eine Engpassleistung von 172 MW,
- ein Jahresregelarbeitsvermögen von 1052 Mio. kWh

Angaben gem. KWD-1996 bzw. www.verbund.at (Internetseite der Verbund-AG):

Der Vollstau wurde am 28. November 1997 realisiert. Für die gegenständliche Untersuchung sind nur die Fragen der Beeinflussung der Sohlerosion im Unterwasser der Staustufe und die diesbezüglich vom Kraftwerksbetreiber (Verbund - Austrian Hydro Power AG) vorgesehenen Sicherungsmaßnahmen von Bedeutung. Das im Folgenden beschriebene Konzept zur Unterwassersicherung wurde wasser- und schifffahrtsrechtlich bewilligt und es wird eine begleitende Beweissicherung (Monitoring) durchgeführt. Die im wasserrechtlichen Grundsatzverfahren (1991) zunächst von einzelnen Parteien erhobene

Maximalforderung, Donaukraft (Austrian Hydro Power AG) möge zur Stabilisierung der gesamten freien Fließstrecke unterhalb des Kraftwerkes verpflichtet werden, wurde von der Wasserrechtsbehörde zurückgewiesen (Oberste Wasserrechtsbehörde, 1991).

Beleg: KWD-1996; www.verbund.at; Oberste Wasserrechtsbehörde (1991).

- [84] Als primäre Sicherungsmaßnahme wird im Unterwasser des Hauptbauwerkes jene Kiesmenge eingebracht, die zwischen Greifenstein und dem KW Freudenaus nach der Stauerrichtung nicht mehr ausgebracht werden kann. Dieses Geschiebedefizit wurde zunächst aus dem Überschussmaterial aus dem Baustellenaushub (der Kraftwerksbaustelle) beigegeben, mittlerweile (ab etwa 2001) wird Baggermaterial aus dem Bereich der Stauwurzel des KW Altenwörth (Bereich Stein-Krems) verwendet, vgl. Schimpf et al. (2009), was bereits deutlich aufwendiger ist. In Summe waren dies in 13 Jahren ca. 2,5 Mio. Kubikmeter (Schimpf et al., 2009). Mittel- bis langfristig werden weitere Kiesquellen (durch Zukauf) zu erschließen sein. In diesem Zusammenhang sind auch die Überlegungen der Obersten Wasserrechtsbehörde (1991) von Bedeutung: *„Der weitere Fehlbedarf ist durch den Zukauf von Schotter abzudecken. Es besteht kein Zweifel, dass diese Kubaturen ohne größere Schwierigkeiten zu beschaffen sind, betragen sie doch nur wenige Prozent des jährlich in Österreich gewonnenen Schotters (Größenordnung der Schottergewinnung: mehrere Millionen Kubikmeter). Diesbezügliche Überlegungen, die über ein oder zwei Jahrzehnte hinausgehen, sind aus wasserbautechnischer Sicht aber rein theoretischer Natur, da eine fortschreitende Sohleintiefung der freifließenden Donau unterhalb der Erhaltungsstrecke im bisherigen Ausmaß von 2 bis 3 cm/a sicher nicht über mehrere Jahrzehnte toleriert werden kann und für eine endgültige Sohlsicherung andere Maßnahmen – Stauhaltung oder Abpflasterung mit auch bei Hochwasser standfestem Material – vorzuziehen sind.“* (vgl. Wasserrechtliche Grundsatzgenehmigung zum Donaukraftwerk Freudenaus, Bescheid der Obersten Wasserrechtsbehörde, Zl. 14.570/182-I 4/91 vom 31.07.1991; Erläuterungen der wasserbautechnischen Amtssachverständigen).

Beleg: Bescheid der Obersten Wasserrechtsbehörde, Zl. 14.570/182-I 4/91 vom 31.07.1991; (inkl. der Erläuterungen der wasserbautechnischen Amtssachverständigen); Schimpf et al. (2009).

- [85] Der Kies wird mittels Schiff (Klappschuten mit Schubschiff) zur Einbaustelle transportiert und eingebracht (verklappt), die Positionierung erfolgt mittels Differential-GPS. Die mittlere Zugabemenge liegt bei etwa 190'000 m³/a; vgl. auch Abb. 28 (Anhang A) bzw. Schimpf et al. (2009). Die hier beschriebene Methode wird als „Normalgeschiebezugabe“ bezeichnet, sie entspricht der am Oberrhein, unterhalb der Staustufe Iffezheim angewandten Sicherungsmethode. Zusätzlich besteht die wasserrechtliche Auflage, die Stromsohle zwischen Kraftwerksachse und Strom-km. 1910 („Erhaltungsstrecke“), also auf einer Länge von etwa 11 km, nach Stauerrichtung stabil zu halten, mit einem Toleranzmaß von 10 cm (flächhaft) bzw. 40 cm (örtlich). Das bedeutet, dass mit dieser Form der UW-Sicherung, die (sowohl nach Angabe der Wasserrechtsbehörde als auch des Kraftwerksbetreibers) nur als mittelfristige Maßnahme konzipiert ist, weitere Eintiefungen in der Erhaltungsstrecke gestoppt werden und dort keine Wasserspiegelabsenkungen auftreten, zweitens, dass im folgenden 30 km langen Stromabschnitt bis zur Marchmündung keine kraftwerksbedingte Verstärkung der Eintiefung eintritt, drittens aber, dass die dort vor Kraftwerkerrichtung gegebene Eintiefungstendenz weiterhin wirksam ist, mit mittleren Eintiefungsraten von etwa 2 bis 3,5 cm/a. Das Zugabematerial wird vorrangig in jenen Bereichen der Erhaltungsstrecke verklappt, wo sich übermäßige Eintiefungen (> 40 cm lokal bzw. >10 cm großflächig) zeigen; hierfür und zur Kontrolle der Maßnahmen werden jährlich Stromgrundaufnahmen (zusätzlich nach jedem größeren Hochwasser) und Niederwassernivellments erstellt. Entsprechend der wasserrechtlichen Vorschrift ist nur hygienisch und chemisch einwandfreies Material mit etwa der gleichen Sieblinie und Kornform (Rundkies), wie sie das natürliche Sohlmaterial aufweist, zu verwenden.

Für die Schifffahrt störenden Anlandungen waren bisher nicht zu beobachten; gegebenenfalls wären sie durch maschinelle Verteilung (etwa Hydraulikbagger auf Ponton) zu entfernen, vgl. DonauConsult (2003a); Klasz (2002); Schimpf et al. (2009).

Beleg: Bescheid der Obersten Wasserrechtsbehörde, Zl. 14.570/182-14/91 vom 31.07.1991; (inkl. der Erläuterungen der wasserbautechnischen Amtssachverständigen); DonauConsult (2003a); Klasz (2002); Schimpf et al. (2009); Abb. 28 (Anhang A).

7 Festlegung der für die folgenden Auswertungen maßgebenden Parameter

[86] Der dominante (bzw. repräsentative) Abfluss (dominant discharge; channel-forming discharge; representative discharge), der als Einzelwert die Wirkung des gesamten Abflussspektrums auf die Gewässermorphologie gleichwertig ersetzen bzw. beschreiben soll (concept of dominant discharge, vgl. Knighton, 1998, p. 162 - 167), kann nach verschiedenen Methoden abgeschätzt werden: als bordvoller Durchfluss (bankfull discharge), als bettbildender Durchfluss (effective discharge), als mittlerer Jahreshochwasserabfluss MJHQ (mean annual flood, vgl. Van den Berg, 1995), als Hochwasserabfluss mit Jährlichkeit 1,5 (= $HQ_{1,5}$). Alle diese Werte werden im Folgenden angegeben (Tab. 25); im Rahmen der gegenständlichen Untersuchung soll aber nicht mit einem „scharfen“ Einzelwert gerechnet werden, sondern mit einer Bandbreite.

Beleg: Knighton (1998), p. 162 - 167; Van den Berg (1995), Tab. 25.

[87] Der bordvolle Durchfluss liegt nach allgemeinen Erfahrungen im Bereich des HSQ (HSQ-1996, ca. $5'030 \text{ m}^3/\text{s}$); in diesem Zustand werden nach vorliegenden hydraulischen Untersuchungen (DonauConsult, 2006) über weite Abschnitte bereits verschiedene Donauebename durchströmt, der Durchfluss für den Strom ist nach einer in Klasz (2002) entwickelten Durchflussbeziehung ($Q(\text{Strom})/Q(\text{Nebenarme})$), vgl. Abb. 40, Anhang A) auf etwa $4'788 \text{ m}^3/\text{s}$ zu reduzieren.

Beleg: KWD-1996; DonauConsult (2006); Klasz (2002); Abb. 40 (Anhang A).

[88] Der bettbildende Durchfluss, der sich aus dem Produkt aus Geschiebetransportfunktion (Geschiebetransport als Funktion des Durchflusses) und der Häufigkeiten der Durchflüsse ergibt, liegt bei $2'600 \text{ m}^3/\text{s}$, vgl. Abb. 41 (Anhang A).

Beleg: Abb. 41 (Anhang A).

[89] Der mittlere Jahreshochwasserabfluss MJHQ (Reihe: 1951/2005, Tages-HQ) liegt bei etwa $5'667 \text{ m}^3/\text{s}$; unter Berücksichtigung der Durchflussbeziehung ($Q(\text{Strom})/Q(\text{Nebenarme})$), Klasz (2002), vgl. Abb. 40, Anhang A) ergibt sich für die Nebenarme eine Beaufschlagung von ca. $415 \text{ m}^3/\text{s}$ (bzw. ca. 7,3 %) und damit ein auf den Strom bezogener Wert von etwa $5'252 \text{ m}^3/\text{s}$.

Beleg: Klasz (2002); Hydrographische Jahrbücher; Abb. 40 (Anhang A).

[90] Mit den in Tab. 5 angegebenen HQ-Bemessungswerten ergibt sich ein $HQ_{1,5}$ von ca. $5'575 \text{ m}^3/\text{s}$; unter Berücksichtigung der Beaufschlagung von Nebenarmen (Schätzwert: ca. $390 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. ca. 7,0 %; vgl. Abb 40 und Klasz, 2002) erhält man einen auf den Strom bezogenen Wert von etwa $5'185 \text{ m}^3/\text{s}$.

Beleg: Tab. 5; Abb. 40 (Anhang A); Klasz (2002).

[91] In Tab. 25 werden die wesentlichen Kennwerte zur Bestimmung des dominanten Durchflusses zusammengeführt; da sich die meisten Vergleichsdaten aus der Fachliteratur auf den Zustand mit bordvollem Durchfluss beziehen und dieser Wert im Fall der Donau annähernd in der Mitte zwischen den anderen kennzeichnenden Durchflüssen liegt, ist dieser Parameter besonders relevant. Unter Berücksichtigung

der etwas höheren $HQ_{1,5}$ - und MJHQ-Werte wird letztlich allen nachfolgenden Untersuchungen eine Bandbreite für den dominanten Durchfluss mit den Stützstellen $4'320 \text{ m}^3/\text{s}$ / $4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ / $5'280 \text{ m}^3/\text{s}$ (Durchfluss im Strom) zugrundegelegt; diese Bandbreite entspricht einer Variation mit $\pm 10 \%$.

Beleg: Tab. 25.

- [92] Unter Berücksichtigung der Sohlproben und der Auswertung gem. Zottl & Erber (1987), vgl. Abs. [23] und [25] und Abb. 11 (Anhang A), wird den weiteren Untersuchungen ein D_{50} -Wert von 22,5 mm bzw. (im Sinn einer Bandbreite) von 20 ... 25 mm (mit den Stützstellen 20 mm / 22,5 mm / 25 mm) zugrundegelegt.

Beleg: Zottl & Erber (1987); Abb. 11 (Anhang A).

- [93] Mit den Auswertungen zu den mittleren Breiten und mittleren Fließtiefen für verschiedene Abflüsse (vgl. Abs. [33] bis [36], Abb. 19 - 22 und Tab. 8) findet man die in Tab. 26 aufgelisteten gemittelten Profilparameter.

Beleg: Abb. 19-26 (Anhang A); Tab. 8, Tab. 26.

- [94] Für breite Flüsse (R→H) können die profilgemittelten Sohlschubspannungen τ gem. Gl. (4.a) berechnet werden; die zugehörigen dimensionslosen Sohlschubspannungen τ_* ergeben sich nach Gl. (4.b). Diese Variablen beschreiben die Intensität der auf die Sohle einwirkenden Strömungsbeanspruchungen.

$$\tau = \rho g \cdot H \cdot S \quad \text{Gl. (4.a)}$$

$$\tau_* = \frac{\rho g \cdot H \cdot S}{(\rho_S - \rho) g \cdot D_{50}} = \frac{H \cdot S}{\Delta \cdot D_{50}} \quad \text{Gl. (4.b)}$$

Die damit berechneten Werte für RNQ, MQ, $Q=3'000 \text{ m}^3/\text{s}$ und HSQ werden in den Abb. 42 (τ im Längsverlauf, Anhang A) und Abb. 43 (τ_* im Längsverlauf, Anhang A) dargestellt; charakteristische Mittelwerte werden in Tab. 26 angegeben. Für den mittleren Korndurchmesser D_{50} (Gl. 4.b) wird - in Übereinstimmung mit Abs. [92] - ein Wert von 22,5 mm gesetzt. Im Talweg (Tiefenlinie) sind generell höhere Sohlschubspannungen zu erwarten.

Beleg: Abb. 42 und Abb. 43 (Anhang A); Tab. 26.

- [95] Mit Gl. (5) kann die Froude-Zahl (des Hauptgerinnes) für jedes Querprofil gebildet werden; Abb. 44 (Anhang A) zeigt diese Fr-Zahlen nach Angaben von DonauConsult (2006) für RNQ, MQ, $Q=3'000 \text{ m}^3/\text{s}$ und HSQ im Längsverlauf, und in Tab. 26 werden charakteristische Mittelwerte (für die verschiedenen Durchflüsse) angegeben. Die Fr-Zahlen sind nur wenig vom Durchfluss abhängig, sie liegen im Mittel (über die Gesamtstrecke) bei etwa 0,3 bzw. knapp darüber.

$$Fr_{channel} = \frac{U_{channel}}{\sqrt{g \cdot H_{channel}}} \quad \text{Gl. (5)}$$

Beleg: DonauConsult (2006); Abb. 44 (Anhang A); Tab. 26.

- [96] Mit Gl. (6) kann die Specific Stream Power ω [W/m^2] für jedes Querprofil gebildet werden; Abb. 45 (Anhang A) zeigt diese Werte für RNQ, MQ, $Q=3'000 \text{ m}^3/\text{s}$ und HSQ im Längsverlauf, und in Tab. 26 werden charakteristische Mittelwerte (für die verschiedenen Durchflüsse) angegeben:

$$\omega = \frac{\Omega}{B} = \frac{\gamma \cdot Q \cdot S}{B} \quad \text{Gl. (6)}$$

Beleg: Abb. 45 (Anhang A); Tab. 26.

- [97] Zusammenfassend werden mit Tab. 25 und Tab. 26 die für die weiteren Untersuchungen wichtigsten hydrologischen, hydromorphologischen und hydraulischen Eingangsparameter aufgelistet.

Tab. 25: Hydrologische, hydromorphologische und hydraulische Kennzahlen für die Donau zwischen Wien und Marchmündung

charakteristische Abflüsse	HSQ = Q(1%)	ca. 5'010 m ³ /s
	HQ _{1,5}	ca. 5'575 m ³ /s
	MJHQ	ca. 5'625 m ³ /s
	bordvoller Durchfluss (bankfull discharge) (unterer / mittlerer / oberer Wert) für das Hauptgerinne (Strom)	4'320 m ³ /s
		4'800 m³/s
		5'280 m ³ /s
bettbildender Abfluss (effective discharge)	2'600 m ³ /s	
Bettmaterial, Kornverteilung	mittlerer Korndurchmesser D ₅₀ (unterer / mittlerer / oberer Wert)	20 mm
		22,5 mm
		25 mm
	D ₉₀	50 ... 70 mm
	D _{max}	100 ... 130 mm

Tab. 26: Flussmorphologische und hydraulische Kennzahlen für die Donau zwischen Wien und Marchmündung

		RNW	MW	Q=3'000	HSW
Durchfluss (gesamt)	m ³ /s	923	1'932	3'000	5'030
Durchfluss im Hauptgerinne Q	m ³ /s			2'995	4'780
mittlere Breite (Wsp.) B	m	247,3	313,0	332,5	353,1
mittlere Tiefe H	m	2,50	3,33	4,37	5,76
mittleres Gefälle S	m/m	0,00041			
Fr-Zahlen (Hauptgerinne)	-	0,29	0,31	0,32	0,32
Sohlschubspannungen τ	N/m ²	9,1	11,9	15,2	19,9
Shields-Parameter τ*	-	0,025	0,033	0,042	0,055
Specific Stream Power ω	W/m ²	13,9	22,4	31,7	47,5

8 Untersuchungen zur Breite der Donau

- [98] Mit dem von Leopold & Maddock (1953) eingeführten und mittlerweile von verschiedenen anderen Flussmorphologen (u.a. Parker, 1979; Griffiths, 1980; Andrews, 1984; Hey & Thorne, 1983; Ferguson, 1986; Cao & Knight, 1996; Parker et al., 2003) weiterentwickelten Hydraulic-Geometry-Konzept kann die Flussbreite B (Wasserspiegelbreite) als Potenzfunktion des dominanten Abflusses Q bestimmt werden:

$$B = c_B \cdot Q^\beta \qquad \text{Gl. (7)}$$

Im vorliegenden Fall wird $Q=Q_{\text{bf}}$ (bordvoller Abfluss) gesetzt; die Breite entspricht dann ebenfalls dem bordvollen Zustand: $B=B_{\text{bf}}$.

Beleg: Leopold & Maddock (1953); Parker (1979); Griffiths (1980); Andrews (1984); Hey & Thorne (1983); Ferguson (1986); Cao & Knight (1996); Parker et al. (2003).

- [99] In der Fachliteratur werden verschiedene empirisch oder theoretisch ermittelte Werte für den Koeffizienten c_B und den Exponenten β angegeben, vgl. Tab. 27. In den meisten Untersuchungen wird entweder $\beta=0,5$ oder zumindest $\beta \approx 0,5$ angegeben (Ferguson, 1986; Yalin, 1992; Cao & Knight, 1996; Knighton, 1998), und zwar weitestgehend unabhängig von den sonstigen (hydraulischen, hydrologischen und geologischen) Randbedingungen. Der Koeffizient c_B streut offensichtlich stärker und hängt auch von anderen Faktoren ab, u.a. von Stärke und Dichte des Uferbewuchses (type and density of bank vegetation), Ufermaterial (bank material type, bank strength), Geschiebezufuhr (gravel supply) und Fluss-Grundrisstyp (channel planform), vgl. Parker et al. (2007). Im Folgenden wird im Zusammenhang mit den Hydraulic-Geometry- und Regimeansätzen immer von unverzweigten Flüssen (single-thread rivers) ausgegangen.

Tab. 27: Hydraulic-Geometry-Parameter für das Breiten-/Durchfluss-Verhältnis aus der Fachliteratur: [1] = Knighton (1998); [2] = Yalin (1992) [3] = Cao & Knight (1996), p. 163.

Autor:	c_B	β	Anmerkung:	zitiert nach:
Lacey (1929)	4,84	0,5	D_{50} : 0,1 - 0,4 mm: sand-bed canals	[1]; [2]
Leopold, Maddock (1953)	--	0,5	mid-western rivers, USA	[3]
Simons, Albertson (1963)	2,61	0,5	gravel-bed; Indian & US canals, non-cohesive banks	[1]
Kellerhals (1967)	3,26	0,5	Western Canada; threshold channels	[1]
Emmett (1975)	2,77	0,56	Upper Salmon River, Idaho; gravel-bed	[1]
Rundquist (1975)	4,39	0,52	rivers, canals; gravel and sand beds	[1]
Charlton et al. (1978)	3,74	0,45	23 gravel rivers, Britain	[1]; [3]
Bray (1982)	4,79	0,53	Alberta; gravel-bed rivers	[1]
Andrews (1984)	3,91	0,48	Colorado, thick bank vegetation; gravel-bed	[1]
Andrews (1984)	4,94	0,48	Colorado, thin bank vegetation; gravel-bed	[1]
Hey & Thorne (1986)	3,67	0,45	Britain; gravel-bed rivers, simple version	[1]
Hey & Thorne (1986)	4,33	0,50	type I (grassy banks)	[1]
Hey & Thorne (1986)	3,33	0,50	type II (1 ... 5 % tree/shrub cover)	[1]
Hey & Thorne (1986)	2,73	0,50	type III (5 ... 50 % tree/shrub cover)	[1]
Hey & Thorne (1986)	2,34	0,50	type IV (> 50 % tree/shrub cover)	[1]
Parker (1979)	4,4	0,5	theoretical; momentum diffusion; gravel-bed rivers	[1]
Yalin (1992)	--	0,5	gravel (in general)	[2]
Cao & Knight (1995)	--	0,5	theoretical	[3]

Beleg: Ferguson (1986); Knighton (1998), p. 170-173; Yalin (1992), p. 119-120; Cao & Knight (1996), p. 163; Parker et al. (2007).

[100] Für die vorliegende Studie wurde eine Stichprobe mit $N=331$ Kiesflussabschnitten aus publizierten Untersuchungen (vgl. Tab. 28; Daten: Anhang B) statistisch ausgewertet und für die Abschätzung der Breite der Donau herangezogen. Es sind jeweils $Q=Q_{bf}$, D_{50} , B_{bf} , H_{bf} und S bekannt, und es handelt sich hauptsächlich um nordamerikanische Flüsse. Abb. 46 (Anhang A) zeigt die Breiten (über Q im doppel-logarithmischen Maßstab aufgetragen) und die wesentlichen Ergebnisse der damit erstellten Regressionsanalyse. Mit hohem Bestimmtheitsmaß bzw. guter Datenanpassung ($R^2=0,917$) ergibt diese Auswertung $\beta=0,502$ und $c_B=3,884$, in sehr guter Übereinstimmung mit den Werten aus der Fachliteratur.

Tab. 28: Datenquellen für eigene Auswertungen; Daten: sh. Anhang B.

Source :	N:	Region / Remark:
Andrews (1984)	24	gravel-bed rivers in Colorado; USGS stations;
McCandless & Everett (2002)	16	Piedmont (Maryland); USGS stations;
McCandless (2003a, 2003b)	15	Allegheny Plateau (Maryland); Valley and Ridge (Maryland); Maryland Coastal Plain; USGS stations;
Krstolic & Chaplin (2007)	3	Coastal Plain (Virginia and Maryland); USGS stations;
Chaplin (2005)	42	Pennsylvania and selected areas of Maryland; USGS stations;
Cinotto (2003)	12	Piedmont (Pennsylvania and Maryland); USGS stations;
Sherwood & Huitger (2005)	39	Ohio; USGS stations;
Mulvihill et al. (2005)	12	New York, Region 6 (in the Southern Tier of New York); USGS stations;
Mulvihill et al. (2006)	7	New York State, Region 7 (Western New York); USGS stations;
Mulvihill et al. (2007)	14	New York State, Regions 1 and 2 (Adirondack Region); USGS stations;
Mulvihill & Baldigo (2007)	12	New York State, Region 3 (East of the Hudson River); USGS stations;
Westergard et al. (2005)	13	New York State, Region 5 (Central New York); USGS stations;
King et al. (2004)	32	Idaho
Parker et al. (2007)	16	rivers in Alberta (Canada); data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
	23	rivers in Britain; data from: Charlton et al. (1978)
	23	rivers in Idaho; data from: Parker et al. (2003)
	10	Colorado River; data from: Pitlick, Cress (2002)
Emmett (1972)	18	Alaska

Beleg: Anhang B; Abb. 46 (Anhang A).

[101] Mit diesem einfachen Regressionsmodell („DHG-1“) ist für die Donau für einen dominanten Abfluss von $Q=Q_{bf}= 4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (bzw. $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$, mit einer $\pm 10 \%$ -Spannweite) eine bordvolle Breite von $B=B_{bf}= 273,7 \text{ m}$ (bzw. $259,6 \dots 287,1 \text{ m}$) zu erwarten (Tab. 30); dieser Wertebereich liegt unter der tatsächlichen mittleren Breite, die Donau ist also vergleichsweise breit, sie liegt aber noch innerhalb der Punktwolke (vgl. Abb. 46) der natürlichen Kiesflüsse.

Beleg: Abb. 46 (Anhang A); Berechnung nach Gl. (7); Tab. 30.

[102] Einzelne Flussmorphologen (Parker, 1979; Griffiths, 1980; Andrews, 1984; Parker et al., 2007) haben für DHG-Auswertungen dimensionslose Parameter Q_* , B_* verwendet, wobei als zusätzlicher unabhängige Variable der mittlere Korndurchmesser D_{50} berücksichtigt wird:

$$Q_* = \frac{Q_{bf}}{\sqrt[2]{g \cdot \Delta \cdot D_{50}^{2,5}}} \quad \text{Gl. (8.a)}$$

$$B_* = \frac{B}{D_{50}} \quad \text{Gl. (8.b)}$$

und analog für die mittlere Fließtiefe:

$$H_* = \frac{H}{D_{50}} \quad \text{Gl. (8.c)}$$

Eine theoretische Begründung für diese Vorgangsweise kann mittels Dimensionsanalyse gegeben werden (vgl. u.a. Garde, 2001); mit einem verwandten Ansatz wurden auch kennzeichnende Parameter von

Mäandern (Mäanderlängen) empirisch untersucht (Shahjahan, 1970). Abb. 47 (Anhang A) zeigt die Daten (B_* über Q_* aufgetragen) aller verfügbaren Kiesflussabschnitte (Datenquellen vgl. Tab. 28) und die damit erstellte Regressionsanalyse in dimensionsloser Form. Mit hohem Bestimmtheitsmaß ($R^2 = 0,933$) ergibt dieses Regressionsmodell $\beta_* = 0,439$ und $c_{B_*} = 6,515$, also:

$$B_* = 6.515 \cdot Q_*^{0,439} \quad \text{Gl. (9.a)}$$

somit:

$$B = 6,515 \cdot \left(\frac{Q_{bf}}{\sqrt{\Delta \cdot g} \cdot D_{50}^{2,5}} \right)^{0,439} \cdot D_{50} = 3,536 \cdot Q_{bf}^{0,439} \cdot D_{50}^{-0,098} \quad \text{Gl. (9.b)}$$

Beleg: Parker (1979); Griffiths (1980); Andrews (1984); Parker et al. (2007); Garde (2001); Shahjahan (1970); Tab. 28; Abb. 47 (Anhang A).

[103] Mit diesem zweiten Regressionsmodell („DHG-2“) ist für die Donau für einen dominanten Abfluss von $Q=Q_{bf}= 4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (bzw. $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$, mit einer $\pm 10 \%$ -Spannweite) und $D_{50}= 22,5 \text{ mm}$ (bzw. $20 \dots 25 \text{ mm}$) eine bordvolle Breite von $B=B_{bf}= 211,5 \text{ m}$ (minimal: $199,8 \text{ m}$; maximal: $223,0 \text{ m}$) zu erwarten (Tab. 30); dieser Wertebereich liegt deutlich unter der tatsächlichen mittleren Breite, die Donau ist also vergleichsweise breit, ihr Breiten-Wert liegt aber noch innerhalb der Punktwolke (vgl. Abb. 47, Anhang A) der natürlichen Kiesflüsse.

Beleg: Abb. 47 (Anhang A); Berechnung nach Gl. (9.b); Tab. 30.

[104] Man kann das zweite Regressionsmodell mit dimensionslosen Variablen (Q_*/B_*) noch weiter differenzieren, wenn man nur Kiesflussabschnitte mit mäßigen τ_* -Werten (und somit mäßigen Geschiebetransportraten) im bordvollen Zustand verwendet (G1-Kiesflüsse), weil die Donau diesem Typ (gravel-bed rivers, bedload-dominated, plane bed) entspricht (Auswahlkriterium ist $0,03 \leq \tau_* \leq 0,10$, vgl. Klasz & Gutknecht, in prep.). Abb. 48 (Anhang A) zeigt die Daten (B_* über Q_* aufgetragen, log/log-Maßstab) aller verfügbarer G1-Kiesflussabschnitte dieser Teilmenge ($N= 192$) und die damit erstellte Regressionsanalyse in dimensionsloser Form. Mit sehr hohem Bestimmtheitsmaß ($R^2 = 0,948$) ergibt dieses Regressionsmodell $\beta_* = 0,453$ und $c_{B_*} = 5,693$, also:

$$B_* = 5,693 \cdot Q_*^{0,453} \quad \text{Gl. (10.a)}$$

somit:

$$B = 5,693 \cdot \left(\frac{Q_{bf}}{\sqrt{\Delta \cdot g} \cdot D_{50}^{2,5}} \right)^{0,453} \cdot D_{50} = 3,030 \cdot Q_{bf}^{0,453} \cdot D_{50}^{-0,133} \quad \text{Gl. (10.b)}$$

Beleg: Abb. 48 (Anhang A).

[105] Mit diesem dritten Regressionsmodell („DHG-3“) ist für die Donau für einen dominanten Abfluss von $Q=Q_{bf}= 4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation $\pm 10 \%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) und $D_{50}= 22,5 \text{ mm}$ (Variation: $20 \dots 25 \text{ mm}$) eine bordvolle Breite von $B=B_{bf}= 233,0 \text{ m}$ (minimal: $219,1 \text{ m}$; maximal: $247,1 \text{ m}$) zu erwarten (Tab. 30); dieser Wertebereich liegt unter der tatsächlichen mittleren Breite.

Beleg: Abb. 48 (Anhang A); Berechnung nach Gl. (10.b); Tab. 30.

- [106] Andrews (1984) untersuchte ebenfalls auf Basis dimensionsloser Parameter (B^* , H^* , Q^*) $N=24$ Kiesflüsse in Colorado (diese sind auch in der für die DHG-1, DHG-2 und DHG-3 verwendeten Stichprobe enthalten, sie zählen überwiegend zum Typ „G1“), wobei er die Flussabschnitte entsprechend ihres Uferbewuchses in zwei Klassen („thin bank vegetation“; „thick bank vegetation“) einteilte (unter Uferbewuchs sind hier Bäume und Sträucher zu verstehen) und folgende Ergebnisse erhielt:

Tab. 29: Hydraulic-Geometry Parameter für Kiesbettflüsse nach Andrews (1984).

relation	gravel-bed rivers, thin bank vegetation			gravel-bed rivers, thick bank vegetation		
	coefficient	exponent	R^2	coefficient	exponent	R^2
$B^* = c_{B^*} \cdot Q^{*\beta^*}$	$c_{B^*} = 4,94$	$\beta^* = 0,478$	0,966	$c_{B^*} = 3,911$	$\beta^* = 0,482$	0,937
$H^* = c_{H^*} \cdot Q^{*\eta^*}$	$c_{H^*} = 0,485$	$\eta^* = 0,377$	0,927	$c_{H^*} = 0,491$	$\eta^* = 0,370$	0,892
$S = c_{S^*} \cdot Q^{*\zeta^*}$	$c_{S^*} = 0,162$	$\zeta^* = -0,406$	0,924	$c_{S^*} = 0,318$	$\zeta^* = -0,439$	0,790

Mit den Parametern für dichte Ufervegetation ($c_{B^*}=3,911$ und $\beta^*=0,482$) erhält man für die bordvolle Breite:

$$B_{bf} = 1.999 \cdot Q_{bf}^{0,482} \cdot D_{50}^{-0,205} \quad \text{Gl. (11)}$$

Damit und mit $Q_{bf}=4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) und $D_{50}=22,5 \text{ mm}$ (Variation: $20 \dots 25 \text{ mm}$) erhält man eine bordvolle Breite von $258,8 \text{ m}$ (minimal: $240,8 \text{ m}$; maximal: $277,6 \text{ m}$; vgl. Tab. 30). Dieser Wertebereich liegt unter der tatsächlichen mittleren Breite.

Beleg: Andrews (1984), p. 371, p. 376; Berechnung nach Gl. (11); Tab. 30.

- [107] Parker et al. (2007) erhalten auf Grundlage ähnlicher statistischer Untersuchungen für Kiesflüsse (mit den in Tab. 28 angegebenen vier Sub-Datensätzen, $N=72$) die Beziehung:

$$B_{bf} = \frac{4.63}{g^{1/5}} \cdot Q_{bf}^{0,4} \cdot \left(\frac{Q_{bf}}{\sqrt{g} \cdot D_{50}^{2,5}} \right)^{0,0667} \quad \text{Gl. (12.a)}$$

bzw.

$$B_{bf} = 2.718 \cdot Q_{bf}^{0,467} \cdot D_{50}^{-0,167} \quad \text{Gl. (12.b)}$$

Damit und mit $Q_{bf}=4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) und $D_{50}=22,5 \text{ mm}$ (Variation: $20 \dots 25 \text{ mm}$) erhält man eine bordvolle Breite von $267,3 \text{ m}$ (minimal: $250,0 \text{ m}$; maximal: $285,0 \text{ m}$; vgl. Tab. 30); dieser Wertebereich liegt unter der tatsächlichen mittleren Breite.

Beleg: Parker et al. (2007), p. 4; Berechnung nach Gl. (12.b); Tab. 28; Tab. 30.

- [108] Der ebenfalls empirisch für Kiesflüsse gefundene Ansatz nach Hey & Thorne (1986) [zitiert nach Knighton, 1998] erlaubt ähnlich wie Andrews (1984) eine gewisse Berücksichtigung des Uferbewuchses (im Folgenden alle Werte: zitiert nach Knighton, 1998); der Exponent β ist generell $0,50$, der Koeffizient c_B hängt vom Uferbewuchs ab: $c_B \approx 4,33$ (type I, grassy banks), $c_B \approx 3,33$ (type II, $1 \dots 5\%$ tree/shrub cover), $c_B \approx 2,73$ (type III, $5 \dots 50\%$ tree/shrub cover), $c_B \approx 2,34$ (type IV, $> 50\%$ tree/shrub cover); für die Donau (Zuordnung zu Typ III) mit $Q_{bf}=4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation: $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) wäre eine bordvolle Breite von $189,1 \text{ m}$ (minimal: $179,4 \text{ m}$; maximal: $198,4 \text{ m}$) zu erwarten (Tab. 30); das liegt deutlich unter der tatsächlichen mittleren Breite.

Beleg: Hey & Thorne (1986); Knighton (1998), p. 171; Tab. 30.

[109] Die auf Lane zurückgehende Stable-Channel-Theorie (auch: threshold-channel-theory) setzt voraus, dass (für den bordvollen Zustand) jeder Punkt der Sohle gerade im Grenzgleichgewicht (Bewegungsbeginn) ist ('the bed material is just on the point of motion at every part of the boundary', Henderson, 1966). Man erhält damit (Ableitung: sh. Henderson, 1966) die Breiten-Beziehung gem. Gl. (13.a), die auf das angloamerikanische Maßsystem ([ft], [ft³/s]) aufbaut:

$$B_{bf} = 1,14 \cdot Q \cdot S^{7/6} \cdot D_{50}^{-3/2} \quad \text{Gl. (13.a)}$$

bzw. Gl. (13.b) auf Basis des SI-Maßsystems:

$$B_{bf} = 2,06 \cdot Q \cdot S^{7/6} \cdot D_{50}^{-3/2} \quad \text{Gl. (13.b)}$$

vgl. auch Ferguson (1986). Dieser Ansatz setzt (nach Henderson, 1966) $\tau_{*,crit} \approx 0,056$ voraus; weiters einen Rauigkeitsansatz vom Typ der Strickler-Beziehung (1923), also mit: $n \propto D_{50}^{1/6}$. Für die Donau mit $Q_{bf} = 4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation: $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$), $D_{50} = 22,5 \text{ mm}$ (Variation: $20 \dots 25 \text{ mm}$) und einem Gefälle von $0,41 \text{ m/km}$ ($=0,00041$) wäre damit eine bordvolle Breite von $327,4 \text{ m}$ (minimal: $251,6 \text{ m}$; maximal: $429,7 \text{ m}$) zu erwarten (Tab. 30); aufgrund des Exponenten $-1,50$ (über D_{50}) ist dieser Ansatz vergleichsweise sensitiv in Bezug auf Änderungen des mittleren Korndurchmessers. Die grundsätzliche Voraussetzung in Bezug auf die Sohlschubspannung ($\tau_* = \tau_{*,crit} \approx 0,056$) ist an der Donau für den bordvollen Zustand numerisch annähernd erfüllt, vgl. Tab. 26, dennoch kann man (für diesen Zustand) nicht von einem „stable-channel“ oder „threshold-channel“ sprechen, und zwar aus zwei Gründen:

- die rechnerisch ermittelten τ_* -Werte gelten profilmittelt, aber nicht für die Tiefenrinne (Talweg); gerade für einen breiten Fluss vom Typ der Donau kann aber zwischen beiden Formen der Sohlschubspannung ein deutlicher Unterschied bestehen;
- der von Henderson (1966) angesetzte Schwellenwert $\tau_{*,crit} \approx 0,056$ ist nach heutigem Kenntnisstand zu hoch; Bewegungsbeginn (wenngleich mit geringen Transportraten) ist bereits bei etwa $\tau_{*,crit} \approx 0,03$ möglich; vgl. u.a. Günter, 1971; Andrews, 1984; Parker et al., 2003;

Obwohl die statische Sohlstabilität im Sinn des Henderson-Ansatzes im bordvollen Zustand nicht gegeben ist, wird dennoch die numerische Voraussetzung ($\tau_* \approx 0,056$) annähernd erfüllt; es ist daher nicht überraschend, dass der Ansatz geeignet ist, die bordvolle Breite relativ gut abzuschätzen.

Beleg: Henderson (1966), p. 452-455; Ferguson (1986), p. 16; Günter (1971); Andrews (1984); Parker et al. (2003); Berechnung nach Gl. (13.b); Tab. 30.

[110] Huang & Nanson (1998) bzw. Huang & Warner (1995) entwickeln eine empirische Breiten-Beziehung gem. Gl. (14):

$$B = C_W \cdot Q^{0,50} \cdot n^{0,355} \cdot S^{-0,156} \quad \text{Gl. (14)}$$

mit dem Durchfluss Q , dem Manning-Rauheitsbeiwert n und dem Gefälle S ; der Beiwert C_W berücksichtigt den Widerstand des Ufers gegen Erosion (keine Verbindung zum c_W -Beiwert aus der Strömungsmechanik!) und liegt zwischen etwa $2,1$ („heavily vegetated and highly cohesive sand banks“) und etwa $6,25$ („banks with non-cohesive sand“); für kiesige Ufer („gravel banks“) geben Huang & Nanson (1998) eine Bandbreite von $4,5 \dots 6,0 \text{ an}$; da beim letztgenannten Wertebereich die spezifischen Randbedingungen der Donau (kiesiges Flussbett mit Aulehm- und Ausandauflage am Ufer und

starkem Uferbewuchs) nicht berücksichtigt werden, wird für die folgende Abschätzung der ebenfalls bei Huang & Nanson (1998) angegebene und aus den Daten von Andrews (1984) rückgerechneten Wert für „Gravel-bed rivers, bank type B: thick vegetation (trees and dense bushes)“ verwendet: $C_w \approx 5,55$ (Huang & Nanson, 1998). Für die Donau mit $Q_{bf} = 4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation: $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$), einem Manning-Beiwert (für die Gerinnesohle unter HSW) zwischen 0,025 und 0,027 (DonauConsult, 2006) und einem Gefälle von 0,41 m/km ($=0,00041$) wäre damit eine bordvolle Breite von 355,3 m (minimal: 332,4 m; maximal: 377,7 m) zu erwarten (Tab. 30).

Beleg: Huang & Warner (1995); Huang & Nanson (1998), p. 866-868; Andrews (1984); Berechnung nach Gl. (14); DonauConsult (2006), UVE-Einlage F.2.1, S. 38; Tab. 30.

- [111] Der Optimum-Width-Ansatz verknüpft (neben anderen Variablen) Breite, Gefälle und Geschiebetransportvermögen miteinander. Bei gegebenem Durchfluss Q , Gefälle S , mittleren Korndurchmesser D_{50} und Profiltyp ist das Geschiebetransportvermögen eine Funktion der Breite. Bei sehr engen und tiefen Gerinnen (d.h. sehr geringen B/H-Verhältnissen) ist der Ufereinfluss sehr stark, ein erheblicher Anteil der Strömungsenergie ist dann nicht geschiebetransportwirksam; das Geschiebetransportvermögen wird daher mit sinkender Breite (unter einem bestimmten Wert: B_{opt}) geringer. Andererseits sind sehr breite Gerinne wegen der dann geringen Fließtiefen und damit verbundenen geringen Sohlschubspannungen ebenfalls gering. Dazwischen - bei der optimalen Breite: B_{opt} - hat das Geschiebetransportvermögen sein Maximum. 'For a given discharge, bed slope and material size, there is an optimum width of channel that maximises bedload transport capacity' (Griffiths & Carson, 2000); vgl. auch Knighton (1998). Dieser Sachverhalt kann auch anders formuliert werden: Bei gegebenem Durchfluss Q , mittleren Korndurchmesser D_{50} und Geschiebetransportvermögen Q_s kann die Breite variiert werden, wenn sich gleichzeitig das Gefälle S ändern kann. Geringe Breiten sind (wegen des Ufereinflusses) mit hohen Gefällswerten verbunden, und Ähnliches gilt für große Breiten. Bei der optimalen Breite B_{opt} hat das Gefälle - das zum Transport von Q und Q_s erforderlich ist - sein Minimum.

Beleg: Griffiths & Carson (2000), p. 107; Knighton (1998).

- [112] Die optimale Breite B_{opt} wird über die Extremalhypothese von White et al. (1982) mit der zu erwartenden Gleichgewichtsbreite gleichgesetzt: 'An alluvial channel adjusts its geometric characteristics and gradient in such a way that the sediment transporting capacity is maximised' (Griffiths & Carson, 2000). Das bedeutet, dass sich die Flussbreite der optimalen Breite annähert: $B \rightarrow B_{opt}$. Diese Hypothese wird im Rahmen der vorliegenden Studie für die Donau im bordvollen Zustand getestet, und zwar für $Q_{bf} = 4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ und $D_{50} = 22,5 \text{ mm}$, vgl. Abb. 49 (Anhang A) und die Berechnungstab. in Anhang C.

Beleg: Griffiths & Carson (2000); White et al. (1982); Abb. 49 (Anhang A); Anhang C.

- [113] Für die Berechnung des Geschiebetransportes wird die Meyer-Peter-Formel (neuere Schreibweise: vgl. z.B. Schröder, 1994) verwendet:

$$\Phi_G = \frac{m_G}{\rho_s} \cdot \frac{1}{\sqrt{g \cdot d_m^3}} = 8 \cdot (\theta' - \theta_{crit})^{3/2}$$

$$\theta' = \frac{\tau'}{\rho g' \cdot d_m} \wedge \theta_{crit} \approx 0,047 \quad \text{Gl. (15.a-c)}$$

$$g' = g \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \approx 16,2 \text{ m/s}^2$$

mit dem Geschiebetransport m_G [kg/s], dem maßgebenden Korndurchmesser d_m [m], der Dichte des Wassers ρ , der Feststoffdichte ρ_s , der transportwirksamen Sohlschubspannung τ' , der Erdbeschleuni-

gung g (bzw. der modifizierten Erdbeschleunigung g') [m/s^2], der dimensionslosen Strömungsbeanspruchung θ' , der kritischen Strömungsbeanspruchung θ_{crit} und der Geschiebetransportintensität Φ_G . Für den maßgebenden Korndurchmesser d_m wird im Folgenden der D_{50} gesetzt.

Beleg: Schröder (1994); Anhang C (Berechnungstabelle zum Optimum-Width-Ansatz).

[114] Es wird ein Rauheitsbeiwert (nach Manning) von $0,025 \text{ s/m}^{1/3}$ angesetzt (vgl. Berechnungstabellen, Anhang C), das entspricht einem Strickler-Beiwert von $k_{\text{st}}=40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

Beleg: Anhang C (Berechnungstabelle zum Optimum-Width-Ansatz).

[115] Die Berechnung der optimalen Breite wird für zwei verschiedene Profiltype durchgeführt (vgl. Berechnungstabellen, Anhang C):

- Typ A: ein Rechteckquerschnitt (konstante Fließtiefe H auf gesamter Breite B)
- Typ B: Gliederung des Profils zur Berücksichtigung von Bankbildungen (alternate bars, point bars), die eine Hälfte tiefer ($1,3 \cdot H$), die andere Hälfte flacher ($0,7 \cdot H$).

Beleg: Anhang C (Berechnungstabelle zum Optimum-Width-Ansatz).

[116] Mit diesem Optimum-Width-Ansatz (und dem Profiltyp B) erhält man eine mittlere bordvolle Breite von etwa 220 m (bei einem Gefälle von etwa 0,36 m/km; vgl. Berechnungstabellen, Anhang C); die durch diesen Punkt (und andererseits durch den Punkt mit der tatsächlichen Breite und dem tatsächlichen Gefälle) laufende M_G -Isolinie entspricht einem Geschiebetransport von etwa 158 kg/s (bezogen auf den Durchfluss von etwa $4'800 \text{ m}^3/\text{s}$: ca. 33 ppm), vgl. auch Abb. 49 (Anhang A). Dieser Ansatz liefert somit sowohl für die Breiten als auch für das Geschiebetransportvermögen zu tiefe Werte.

Beleg: Abb. 49 (Anhang A); Anhang C (Berechnungstabelle zum Optimum-Width-Ansatz).

[117] Tab. 30 enthält die nach den verwendeten Ansätzen erhaltenen bordvollen Breiten:

Tab. 30: *Zusammenschau, Abschätzung der (bordvollen) Breite der Donau nach verschiedenen Ansätzen*

Ansatz:	Quer- verweis:	Relation:	R ²	B _{bf,min}	B _{bf}	B _{bf,max}
Regressionsmodell DHG-1: B/Q; Basis: N=331 Kiesflussabschnitte	[100]...[101]; Abb. 46	$B = 3,884 \cdot Q_{bf}^{0,502}$	0,917	259,6	273,7	287,1
Regressionsmodell DHG-2: B*/Q*; Basis: N=331 Kiesflussabschnitte	[102]...[103]; Abb. 47	$B = 3,536 \cdot Q_{bf}^{0,439} \cdot D_{50}^{-0,098}$	0,933	199,8	211,5	223,0
Regressionsmodell DHG-3: B*/Q*; Basis: N=192 G1-Typ-Abschnitte	[104]...[105], Abb. 48	$B = 3,030 \cdot Q_{bf}^{0,453} \cdot D_{50}^{-0,133}$	0,948	219,1	233,0	247,1
Andrews (1984); N=24	[106]	$B = 1,999 \cdot Q_{bf}^{0,482} \cdot D_{50}^{-0,205}$	(0,937)	240,8	258,8	277,6
Parker et al. (2007); N=72	[107]	$B = 2,718 \cdot Q_{bf}^{0,467} \cdot D_{50}^{-0,167}$	-	250,0	267,3	285,0
Hey & Thorne (1986)	[108]	$B = 2,73 \cdot Q_{bf}^{0,50}$	-	179,4	189,1	198,4
Henderson (1966)	[109]	$B = 2,06 \cdot Q_{bf} \cdot S^{7/6} \cdot D_{50}^{-3/2}$	-	251,6	327,4	429,7
Huang & Nanson (1998)	[110]	$B = 5,55 \cdot Q_{bf}^{0,50} \cdot n^{0,355} \cdot S^{-0,156}$	-	332,4	355,3	377,7
Optimum-width	[111]...[116]	Graphik, Abb. 49			220	

Beleg: Abs. [100] bis [116]; Abb. 46 - 48 (Anhang A).

[118] Die aktuelle bordvolle Breite der Donau, die im Wesentlichen durch die Regulierung und die seitdem abgelaufene Kiesbankbildung beeinflusst wird, ist im Vergleich mit anderen unverzweigten Kiesflüssen (vgl. Abb. 46 - 48, Anhang A) relativ groß; dies gilt sowohl für die Auswertungen auf Basis der Methodik der Downstream Hydraulic Geometry als auch in Bezug auf verschiedene empirisch gestützte Abschätzungen (Andrews, 1984; Hey & Thorne, 1986; Parker et al., 2007), die auf ähnlichen Auswertemethoden, aber anderen Daten beruhen. Zwei Ansätze, der Stable-channel- (bzw. threshold-channel-) Ansatz nach Henderson (1966) und der semiempirische Ansatz nach Huang & Nanson (1998), liefern hingegen zutreffende Breiten (vgl. Tab. 30).

Beleg: Abb. 46-48 (Anhang A); Tab. 30.

[119] Verschiedene Ansätze und Beiträge (u.a. Andrews, 1984; Hey & Thorne, 1986; Huang & Nanson, 1998; vgl. aber auch Knighton, 1998) berücksichtigen, dass neben dem bordvollen Durchfluss Q_{bf} und (im untergeordneten Ausmaß) dem mittleren Korndurchmesser D_{50} des Bettmaterials auch andere Faktoren auf die Entwicklung der (bordvollen) Breite einwirken. Starker Uferbewuchs (also eine hohe Gehölzdichte) und/oder stark kohäsive Ufersedimente (silt/clay-content) bewirken zumeist unterdurchschnittliche Breiten, was in den einzelnen DHG-Ansätzen über eine Differenzierung der c_B -Koeffizienten berücksichtigt wird, vgl. auch die Abs. [106], [108] und [110]. Und umgekehrt, locker gelagerte Sand- oder Kiesufer mit wenig Gehölzbewuchs sind zumeist mit überdurchschnittlichen Breiten verbunden. Der Schlüsselfaktor ist offensichtlich das Verhältnis aus den Erosionswiderständen von Sohle und Ufer. Dieses Verhältnis wird an der Donau durch den Abtrag harter Ufersicherungen (Uferrückbau) abschnittsweise so weit verändert, dass eine gewisse Breitenzunahme zu erwarten ist, doch ist andererseits die regulierungsbedingte bordvolle Breite relativ hoch und daher das Potential für Verbreiterungen eher gering. Die Geschiebezufuhr (sediment supply) hat nach diesen Ansätzen zwar einen großen Einfluss auf das Gerinnegefälle, insgesamt aber wenig oder gar keine Wirkung auf die Breite. Eine Diskussion über andere Einflussfaktoren geben Anderson et al. (2004); beispielsweise wirkt auch

ein hoher Treibholzanteil (large woody debris) oder ein häufiger Frost-Tau-Wechsel breitenerhöhend; die Geschiebezufuhr wird in Anderson et al. (2004) nicht explizit erwähnt. Für die Donau sind alle diese Faktoren kaum oder gar nicht gestaltbar.

Beleg: Andrews (1984); Hey & Thorne (1986); Huang & Nanson (1998); Knighton (1998); Anderson et al. (2004).

9 Untersuchungen zur mittleren Fließtiefe und zum Breiten/Tiefen-Verhältnis

[120] Das von Leopold & Maddock (1953) eingeführte Hydraulic-Geometry-Konzept kann auch auf die mittleren Fließtiefen angewandt werden, vgl. auch Knighton (1998):

$$H = c_H \cdot Q^\eta \quad \text{Gl. (16)}$$

mit $Q=Q_{\text{bf}}$ (bordvoller Abfluss) und $H=H_{\text{bf}}$, d.h. die damit errechnete mittlere Fließtiefe bezieht sich auf den bordvollen Zustand.

Beleg: Leopold & Maddock (1953); Knighton (1998).

[121] In der Fachliteratur werden verschiedene empirisch oder theoretisch gewonnenen Werte für den Koeffizienten c_H und den Exponenten η angegeben, vgl. Tab. 31. Die Werte für η liegen meist zwischen 0,33 und 0,40, Parker (1979) und Yalin (1992) geben (zumindest für Kiesflüsse) dafür sogar etwas höhere Werte an.

*Tab. 31: Hydraulic-Geometry-Parameter für das Breiten-/Durchfluss-Verhältnis
aus der Fachliteratur: [1] = Knighton (1998); [2] = Yalin (1992);
[3] = Cao & Knight (1996)*

Autor:	c_H	η	Anmerkung:	zitiert nach:
Lacey (1929)	0,39	0,33	D_{50} : 0,1 - 0,4 mm; sand-bed canals	[1]; [2]
Leopold, Maddock (1953)	--	0,4	mid-western rivers, USA	[3]
Simons, Albertson (1963)	0,69	0,36	sand-bed; Indian & US canals, sandy banks	[1]
Simons, Albertson (1963)	0,58	0,36	sand-bed; Indian & US canals, cohesive banks, small load	[1]
Simons, Albertson (1963)	0,45	0,36	sand-bed; Indian & US canals, cohesive banks, large load	[1]
Simons, Albertson (1963)	0,31	0,36	gravel-bed; Indian & US canals, non-cohesive banks	[1]
Ackers (1964)	0,28	0,43	D_{50} : 0,16 & 0,34 mm (experimental data)	[2]; [3]
Kellerhals (1967)	0,42	0,4	Western Canada; threshold channels	[1]
Emmett (1975)	0,27	0,34	Upper Salmon River, Idaho; gravel-bed	[1]
Rundquist (1975)	0,38	0,32	rivers, canals; gravel and sand beds	[1]
Charlton et al. (1978)	0,31	0,4	23 gravel rivers, Britain	[1]; [3]
Mahmood et al. (1979)	0,53	0,31	Canals (Pakistan), sand-bed	[1]
Bray (1982)	0,26	0,33	Alberta; gravel-bed rivers	[1]
Andrews (1984)	0,49	0,37	Colorado, thick bank vegetation; gravel-bed	[1]
Andrews (1984)	0,48	0,38	Colorado, thin bank vegetation; gravel-bed	[1]
Hey and Thorne (1986)	0,33	0,35	Britain; gravel-bed rivers, simple version	[1]
Parker (1979)	0,25	0,42	theoretical; momentum diffusion; gravel-bed rivers	[1]
Yalin (1992)	--	0,43	gravel (in general)	[2]
Cao & Knight (1995)	--	0,33	theoretical	[3]

Beleg: Parker (1979); Knighton (1998), p. 170-173; Yalin (1992), p. 119-120; Cao & Knight (1996), p. 163.

[122] Für die vorliegende Studie wurde der in Tab. 28 genannte Datensatz aus N=331 Kiesflussabschnitten (aus publizierten Untersuchungen) auch bezüglich der mittleren Fließtiefen statistisch ausgewertet. Abb. 46 (Anhang A) zeigt die mittleren Fließtiefen (über Q aufgetragen) und die wesentlichen Ergebnisse der damit erstellten Regressionsanalyse. Man erhält damit $\eta=0,349$ und $c_H=0,297$, in guter Übereinstimmung mit den Werten aus der Fachliteratur. Das Bestimmtheitsmaß ist mit $R^2=0,837$ etwas geringer als bei der Auswertung für die Breiten.

Beleg: Tab. 28; Abb. 46 (Anhang A).

[123] Mit diesem einfachen Regressionsmodell („DHG-1“) ist für die Donau für einen dominanten Abfluss von $Q=Q_{bf}=4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation: $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) eine mittlere bordvolle Fließtiefe von $H=H_{bf}=5,72 \text{ m}$ (minimal: 5,51 m; maximal: 5,92 m) zu erwarten (vgl. Tab. 32); dieser Wertebereich passt gut mit der beobachteten mittleren Tiefe zusammen.

Beleg: Abb. 46 (Anhang A); Berechnung nach Gl. (16); Tab. 32.

[124] Mit den bereits unter Abs. [102] und unter Referenz auf Parker (1979), Griffiths (1980) und Andrews (1984) eingeführten dimensionslosen Parametern Q^* und H^* (Gl. (8.a-c)) wird als zusätzliche unabhängige Variable der mittlere Korndurchmesser D_{50} berücksichtigt, wodurch die Regressionsanalyse mit

verbesserter Anpassung der Daten (und höherem Bestimmtheitsmaß R^2) möglich ist. Abb. 47 (Anhang A) zeigt die Daten (H_* über Q_* im doppellogarithmischen Maßstab aufgetragen) aller verfügbarer Kiesflussabschnitte. Mit sehr hohem Bestimmtheitsmaß ($R^2=0,934$) ergibt dieses Regressionsmodell $\eta_*=0,410$ und $c_{H^*}=0,395$, also:

$$H_* = 0,395 \cdot Q_*^{0,410} \quad \text{Gl. (17.a)}$$

somit:

$$H = 0,395 \cdot \left(\frac{Q_{bf}}{\sqrt{\Delta \cdot g} \cdot D_{50}^{2,5}} \right)^{0,410} \cdot D_{50} = 0,223 \cdot Q_{bf}^{0,410} \cdot D_{50}^{-0,025} \quad \text{Gl. (17.b)}$$

Beleg: Abs. [102]; Parker (1979), Griffiths (1980); Andrews (1984); Abb. 47 (Anhang A).

[125] Mit diesem zweiten Regressionsmodell („DHG-2“) ist für die Donau für einen dominanten Abfluss von $Q=Q_{bf}=4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) und $D_{50}=22,5 \text{ mm}$ (Variation: $20 \dots 25 \text{ mm}$) eine bordvolle mittlere Fließtiefe von $H=H_{bf}=7,93 \text{ m}$ (minimal: $7,57 \text{ m}$; maximal: $8,27 \text{ m}$) zu erwarten (Tab. 32); dieser Wertebereich liegt deutlich über der tatsächlich beobachteten mittleren Tiefe. Die Donau ist also vergleichsweise flach, ihr Tiefen-Wert liegt aber noch innerhalb der Punktwolke (vgl. Abb. 47, Anhang A) der natürlichen Kiesflüsse.

Beleg: Abb. 47 (Anhang A); Berechnung nach Gl. (17.b); Tab. 32.

[126] Wenn man nur Daten von G1-Kiesflüssen verwendet, weil die Donau diesem Typ (gravel-bed rivers, bedload-dominated, plane bed) entspricht, vgl. Pkt. [104], erhält man ein drittes, weiter differenziertes Regressionsmodell („DHG-3“). Abb. 48 (Anhang A) zeigt die Daten (H_* über Q_* im doppellogarithmischen Maßstab aufgetragen) aller verfügbarer G1-Kiesflussabschnitte ($N=192$) und die damit erstellte Regressionsanalyse in dimensionsloser Form. Mit sehr guter Anpassung der Daten ($R^2=0,943$) ergibt dieses Regressionsmodell $\eta_*=0,406$ und $c_{H^*}=0,409$, also:

$$H_* = 0,409 \cdot Q_*^{0,406} \quad \text{Gl. (18.a)}$$

somit:

$$H = 0,409 \cdot \left(\frac{Q_{bf}}{\sqrt{\Delta \cdot g} \cdot D_{50}^{2,5}} \right)^{0,406} \cdot D_{50} = 0,232 \cdot Q_{bf}^{0,406} \cdot D_{50}^{-0,015} \quad \text{Gl. (18.b)}$$

Beleg: Abs. [104]; Abb. 48 (Anhang A); Tab. 32.

[127] Mit diesem dritten Regressionsmodell ist für die Donau für einen dominanten Abfluss von $Q=Q_{bf}=4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) und $D_{50}=22,5 \text{ mm}$ (Variation: $20 \dots 25 \text{ mm}$) eine bordvolle mittlere Fließtiefe von $H=H_{bf}=7,68 \text{ m}$ (minimal: $7,35 \text{ m}$; maximal: $8,00 \text{ m}$) zu erwarten (Tab. 32); dieser Wertebereich liegt über der tatsächlich beobachteten mittleren Tiefe.

Beleg: Abb. 48 (Anhang A); Berechnung nach Gl. (18.b); Tab. 32.

[128] Mit dem Regressionsmodell von Andrews (1984) für Flüsse mit dichtem Uferbewuchs ($c_{H^*}=0,491$ und $\eta_*=0,370$), vgl. Abs. [106] und Tab. 29, und mit $Q_{bf}=4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ ($\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) und $D_{50}=22,5 \text{ mm}$ ($20 \dots 25 \text{ mm}$) erhält man:

$$H_{bf} = 0.293 \cdot Q_{bf}^{0.370} \cdot D_{50}^{0.075} \quad (19)$$

und damit eine bordvolle mittlere Fließtiefe von 5,08 m (minimal: 4,84 m; maximal: 5,30 m), dieser Wertebereich liegt unter der tatsächlich beobachteten mittleren Tiefe.

Beleg: Beleg: Andrews (1984), p. 371, p. 376; Abs. [106]; Berechnung nach Gl. (19); Tab. 29; Tab. 32.

[129] Parker et al. (2007) erhalten auf Grundlage ähnlicher statistischer Untersuchungen für Kiesflüsse (mit den in Tab. 28 angegebenen vier Sub-Datensätzen, N= 72) die Beziehung:

$$H_{bf} = \frac{0,382}{g^{1/5}} \cdot Q_{bf}^{2/5} \quad \text{Gl. (20.a)}$$

bzw.

$$H_{bf} = 0,242 \cdot Q_{bf}^{0.400} \quad \text{Gl. (20.b)}$$

Damit und mit $Q_{bf} = 4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) und $D_{50} = 22,5 \text{ mm}$ (Variation: $20 \dots 25 \text{ mm}$) erhält man eine bordvolle mittlere Fließtiefe von 7,18 m (minimal: 6,89 m; maximal: 7,46 m; vgl. Tab. 32).

Beleg: Parker et al. (2007), p. 4; Tab. 32.

[130] Hey & Thorne (1986) geben für die mittlere bordvolle Fließtiefe eine Beziehung vom gleichen Typ wie Andrews an, mit etwas anderen Koeffizienten und Exponenten [alle Werte zitiert nach Knighton, 1998]:

$$H_{bf} = 0,22 \cdot Q_{bf}^{0.370} \cdot D_{50}^{-0.11} \quad \text{Gl. (21)}$$

Mit $Q_{bf} = 4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) und $D_{50} = 22,5 \text{ mm}$ (Variation: $20 \dots 25 \text{ mm}$) erhält man eine bordvolle mittlere Fließtiefe von 7,69 m (minimal: 7,31 m; maximal: 8,07 m; vgl. Tab. 32).

Beleg: Hey & Thorne (1986); Knighton (1998), p. 171; Tab. 28; Tab. 32.

[131] Das Optimum-Width-Konzept, vgl. Pkt. [111] bis [116], liefert für jeden Berechnungsfall auch eine mittlere Fließtiefe. Für das Minimum der relevanten M_G -Isolinie (durch den Punkt mit der tatsächlichen Breite und dem tatsächlichen Gefälle) erhält man eine mittlere Tiefe (Profiltyp B) von 7,27 m (zugeordnet der Breite von 220 m und dem Gefälle von 0,36 m/km), vgl. Abb. 49 (Anhang A).

Beleg: Abb. 49 (Anhang A); Anhang C (Berechnungstabelle zum Optimum-Width-Ansatz).

[132] Tab. 32 zeigt die nach den verwendeten Ansätzen erhaltenen bordvollen Tiefen:

Tab. 32: Zusammenschau, Abschätzung der (bordvollen) mittleren Tiefe der Donau nach verschiedenen Ansätzen

Ansatz:	Querverweis:	Relation:	R ²	B _{bf,min}	B _{bf}	B _{bf,max}
Regressionsmodell DHG-1: B*/Q; Basis: N=331 Kiesflussabschnitte	[122]...[123]; Abb. 46	$H = 0,297 \cdot Q_{bf}^{0,349}$	0,837	5,51	5,72	5,92
Regressionsmodell DHG-2: B*/Q*; Basis: N=331 Kiesflussabschnitte	[124]...[125]; Abb. 47	$H = 0,223 \cdot Q_{bf}^{0,410} \cdot D_{50}^{-0,025}$	0,934	7,57	7,93	8,27
Regressionsmodell DHG-3: B*/Q*; Basis: N=192 G1-Typ-Abschnitte	[126]...[127]; Abb. 48	$H = 0,232 \cdot Q_{bf}^{0,406} \cdot D_{50}^{-0,015}$	0,943	7,35	7,68	8,00
Andrews (1984); N=24	[128]	$H = 0,293 \cdot Q_{bf}^{0,370} \cdot D_{50}^{0,075}$	(0,892)	4,84	5,08	5,30
Parker et al. (2007); N=72	[129]	$H = 0,242 \cdot Q_{bf}^{0,400}$	-	6,89	7,18	7,46
Hey & Thorne (1986)	[130]	$H = 0,22 \cdot Q_{bf}^{0,37} \cdot D_{50}^{-0,11}$	-	7,31	7,69	8,07
Optimum-width	[131]	Graphik, Abb. 49	-		7,27	

[133] Das Breiten-/Tiefen-Verhältnis der Donau im bordvollen Zustand liegt bei etwa 61,3 (= 353,1: 5,76). Nach den verschiedenen Regressionsmodellen wären etwa 47,8 (DHG-1) bzw. 26,7 (DHG-2) bzw. 30,3 (DHG-3) bzw. 51,0 (Andrews, 1984) bzw. 37,2 (Parker et al, 2007) zu erwarten. Die Donau ist also weniger kompakt (also breiter und flacher) als man es nach diesen Ansätzen erwarten könnte. Abb. 50 (Anhang A) zeigt die bordvollen Verhältnisse für die Donau im Da Silva-Diagramm und erlaubt damit den Vergleich der Breiten-/Tiefen-Verhältnisse. Die Donau kann in dieser Darstellung als Fluss mit relativ hohem B/H-Verhältnis identifiziert werden. Bezüge zwischen dem B/H-Verhältnis und dem Flusstyp werden später, in Abs. [157] diskutiert.

Beleg: Tab. 32; Abb. 50 (Anhang A).

10 Untersuchungen zum Gefälle der Donau

[134] Das von Leopold & Maddock (1953) eingeführte Hydraulic-Geometry-Konzept kann auch auf das Gefälle S (slope) angewandt werden.

$$S = c_S \cdot Q^\zeta \quad \text{Gl. (22)}$$

mit $Q=Q_{bf}$ (bordvoller Abfluss), wobei ein negativer Exponent ζ zu erwarten ist: mit größeren Abflüssen werden die Flüsse flacher.

Beleg: Leopold & Maddock (1953).

[135] Im Gegensatz zu Breite und mittlerer Fließtiefe ist für das Gefälle ein einfaches Regressionsmodell mit dem Abfluss als einziger unabhängigen Variable von vornherein als ungeeignet zu vermuten; dies wird klar, wenn man die Streuung dieser Daten (S/Q) betrachtet, vgl. Abb. 46 (Anhang A). In der Fachliteratur werden daher meistens Regimeformeln mit zumindest zwei unabhängigen Variablen (Q und D_{50}) angegeben, vgl. Tab. 33. Die Werte für den Exponenten ζ (über Q) liegen meist zwischen -0,3 und -0,45, sie sind deutlich weniger einheitlich als die DHG-Parameter für Breite und Tiefe. In den meisten Ansätzen geht der mittlere Korndurchmesser D_{50} als zweiter Parameter ein; der zugehörige Exponent liegt meist zwischen 0,8 und 1,2.

Tab. 33: Hydraulic-Geometry-Formeln für die Gefälle-/Durchfluss-Beziehung aus der Fachliteratur: [1] = Knighton (1998),; [2] = Yalin (1992):

Autor:	Formel:	Anmerkung:	zitiert nach:
Lacey (1929)	$S = 0,00065 \cdot D_{50}^{0,83} \cdot Q_d^{-0,167}$	D ₅₀ : 0,1 - 0,4 mm: sand	[1]
Blench (1957)	$S \propto D_{50}^{1,20} \cdot Q_{bf}^{-0,40}$	for gravel (> 7 mm)	[2]
Kellerhals (1967)	$S = 0,086 \cdot D_{90}^{0,92} \cdot Q_3^{-0,40}$	threshold channels, Western Canada	[1]
Bray (1982)	$S = 0,0965 \cdot D_{50}^{0,586} \cdot Q_2^{-0,334}$	regression; D ₅₀ : 19 - 145 mm	[2]
Bray (1982)	$S = 0,968 \cdot D_{50}^{1,285} \cdot Q_2^{-0,428}$	threshold method; D ₅₀ : 19 - 145 mm	[2]
Bray (1982)	$S = 0,12 \cdot D_{50}^{0,92} \cdot Q_2^{-0,40}$	Kellerhals method; D ₅₀ : 19 - 145 mm	[2]
Bray (1982)	$S = 0,06 \cdot D_{50}^{0,59} \cdot Q_2^{-0,33}$	Alberta; gravel-bed rivers	[1]
Ghosh (1983)	$S = 0,68 \cdot D_{50}^{1,15} \cdot Q^{-0,46}$	D ₅₀ > 6 mm	[2]
Hey & Thorne (1983)	$S = 0,42 \cdot Q_s^{0,17} \cdot D_{50}^{0,83} \cdot Q^{-0,57}$	D ₅₀ : 14 - 176 mm	[2]
Andrews (1984)	$S = 0,285 \cdot D_{50}^{1,02} \cdot Q_{bf}^{-0,406}$	Colorado, thin bank vegetation; gravel-bed	Andrews (1984)
Andrews (1984)	$S = 0,586 \cdot D_{50}^{1,10} \cdot Q_{bf}^{-0,439}$	Colorado, thick bank vegetation; gravel-bed	Andrews (1984)
Hey and Thorne (1986)	$S = 0,087 \cdot Q_{bf}^{-0,43} \cdot D_{50}^{-0,09} \cdot D_{84}^{0,84} \cdot Q_{sb}^{0,10}$	Britain; gravel-bed rivers	[1], p. 171
Parker (1979)	$S = 0,395 \cdot D_{50}^{1,02} \cdot Q_{bf}^{-0,41}$	theoretical; momentum diffusion; gravel-bed rivers	[1]
Yalin (1992)	$S_R = 0,55 \cdot D_{50}^{1,07} \cdot Q^{-0,43}$	gravel channels with no bed forms	[2], p. 144
Parker et al. (2007)	$S = 0,150 \cdot D_{50}^{0,86} \cdot Q_{bf}^{-0,344}$	regression; D ₅₀ : 27 - 167,5 mm	Parker et al. (2007)

Beleg: Abb. 46 (Anhang A); Knighton (1998, p. 170-173; p. 246); Yalin (1992, p. 119-120); Andrews (1984); Parker et al. (2007).

[136] Für die vorliegende Studie wurden die bereits in Tab. 28 genannten Datensätze aus 331 Kiesflussabschnitten (aus publizierten Untersuchungen) auch bezüglich der Gefällewerte statistisch ausgewertet. Abb. 46 (Anhang A) zeigt die Werte für das Gefälle S (über Q im doppellogarithmischen Maßstab aufgetragen) und die wesentlichen Ergebnisse der damit erstellten Regressionsanalyse. Man erhält damit $\zeta = -0,428$ und $c_s = 0,017$, in guter Übereinstimmung mit den Werten aus der Fachliteratur. Die Streuung ist mit $R^2 = 0,432$ wesentlich höher als bei den Auswertungen für Breite und mittlere Fließtiefe, vgl. Abs. [100] und [122].

Beleg: Tab. 28; Abs. [100] und [122]; Abb. 46 (Anhang A).

[137] Mit diesem einfachen Regressionsmodell („DHG-1“) ist für die Donau für einen dominanten Abfluss von $Q = Q_{bf} = 4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (mit $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) ein Gefälle von $S = 0,45 \text{ m/km}$ (für $Q \pm 10\%$: $0,43 \dots 0,47 \text{ m/km}$) zu erwarten; die Donau verhält sich also in Bezug auf ihr Gefälle und im Sinn dieses Regressionsmodelles annähernd durchschnittlich.

Beleg: Abb. 46 (Anhang A); Tab. 34.

[138] Mit dem bereits unter Pkt. [102] und unter Referenz auf Parker (1979), Griffiths (1980) und Andrews (1984) eingeführten dimensionslosen Durchfluss Q_* (Gl. (8. c)) wird als zusätzliche unabhängige Variable der mittlere Korndurchmesser D_{50} berücksichtigt, wodurch die Regressionsanalyse mit (etwas) verbesserter Anpassung der Daten (und höherem Bestimmtheitsmaß R^2) möglich ist. Abb. 47 (Anhang A) zeigt die Daten (S über Q_* im doppellogarithmischen Maßstab aufgetragen) aller verfügbarer Kiesflussabschnitte. Mit nicht sehr hohem Bestimmtheitsmaß ($R^2 = 0,547$) ergibt dieses Regressionsmodell $\zeta_* = -0,327$ und $c_{s*} = 0,100$, also:

$$S = 0,100 \cdot Q_*^{-0,327} \quad \text{Gl. (23.a)}$$

somit:

$$S = 0,100 \cdot \left(\frac{Q_{bf}}{\sqrt{\Delta \cdot g \cdot D_{50}^{2,5}}} \right)^{-0,327} = 0,158 \cdot Q_{bf}^{-0,327} \cdot D_{50}^{0,818} \quad \text{Gl. (23.b)}$$

Beleg: Abb. 47 (Anhang A); Parker (1979); Griffiths (1980); Andrews (1984).

[139] Mit diesem zweiten Regressionsmodell („DHG-2“) ist für die Donau für einen dominanten Abfluss von $Q=Q_{bf}=4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) und $D_{50}=22,5 \text{ mm}$ (Variation: $20 \dots 25 \text{ mm}$) ein Gefälle von $S = 0,44 \text{ m/km}$ ($0,39 \text{ m/km} \dots 0,50 \text{ m/km}$) zu erwarten (Tab. 34). Die Donau verhält sich in diesem Kontext annähernd durchschnittlich, ähnlich wie das bereits mit dem ersten Regressionsmodell (DHG-1) festgestellt wurde.

Beleg: Abb. 47 (Anhang A); Berechnung nach Gl. (23.b); Tab. 34.

[140] Wenn man nur Daten von G1-Kiesflüssen verwendet, weil die Donau diesem Typ (gravel-bed rivers, bedload-dominated, plane bed) entspricht, vgl. Pkt. [104], erhält man ein drittes, weiter differenziertes Regressionsmodell („DHG-3“). Abb. 48 (Anhang A) zeigt die Daten (S über Q_* im doppellogarithmischen Maßstab aufgetragen) aller verfügbarer G1-Kiesflussabschnitte dieses Types ($N=192$) und die damit erstellte Regressionsanalyse in dimensionsloser Form. Mit guter Anpassung der Daten ($R^2=0,867$; und damit im Übrigen gegenüber den beiden anderen Regressionsmodellen DHG-1 und DHG-2 verbessert angepasst) ergibt dieses Regressionsmodell $\zeta_*=-0,406$ und $c_{S*}=0,213$, also:

$$S = 0,213 \cdot Q_*^{-0,406} \quad \text{Gl. (24.a)}$$

somit:

$$S = 0,213 \cdot \left(\frac{Q_{bf}}{\sqrt{\Delta \cdot g \cdot D_{50}^{2,5}}} \right)^{-0,406} = 0,375 \cdot Q_{bf}^{-0,406} \cdot D_{50}^{1,015} \quad \text{Gl. (24.b)}$$

was übrigens sehr ähnlich zu den Ergebnissen von Andrews (1984) ist, wobei der Koeffizient von $0,375$ etwas über der für ‚thin vegetation‘ ($c_{S*} \approx 0,285$) liegt.

Beleg: Abb. 48 (Anhang A); Tab. 33; Andrews (1984).

[141] Mit diesem dritten Regressionsmodell („DHG-3“) ist für die Donau für einen dominanten Abfluss von $Q=Q_{bf}=4'800 \text{ m}^3/\text{s}$ (Variation $\pm 10\%$: $4'320 \dots 5'280 \text{ m}^3/\text{s}$) und $D_{50}=22,5 \text{ mm}$ (Variation: $20 \dots 25 \text{ mm}$) ein Gefälle von $S = 0,26 \text{ m/km}$ ($0,22 \text{ m/km} \dots 0,30 \text{ m/km}$) zu erwarten (Tab. 34). Damit ist die Donau im Vergleich mit der Klasse der G1-Kiesflüsse vergleichsweise steil, das Verhältnis zum Erwartungswert (aus der Regressionsrechnung) liegt bei ca. $0,41/0,26 \approx 1,58$. Berücksichtigt man einerseits, dass sich die Donau derzeit nicht im Gleichgewicht befindet (non-equilibrium), sondern durch Tiefenerosion einem etwas reduzierten Gefälle zustrebt, und andererseits, dass die unregulierte Donau infolge ihrer etwas höheren Sinuosität ebenfalls flacher war (geschätzt ca. $0,36 \dots 0,38 \text{ m/km}$), dann passen die Ergebnisse dieses dritten Regressionsmodells (DHG-3) vergleichsweise gut und erlauben ein konsistentes Gesamtbild.

Beleg: Abb. 48 (Anhang A); Tab. 34.

[142] Nach Parker et al (2007) ergibt sich ein Gefälle von 0,31 m/km (bzw. 0,27 ... 0,35 m/km für Variation von Q_{bf} zwischen 4'320 und 5'280 m³/s und D_{50} zwischen 20 und 25 mm). / Nach dem Ansatz von Andrews (1984) erhält man für ‚thin bank vegetation‘ Werte zwischen 0,16 und 0,22 m/km und für ‚thick bank vegetation‘ Gefällewerte zwischen 0,18 und 0,26 m/km; für mittlere Eingangswerte ergeben sich 0,19 m/km (‚thin bank vegetation‘) bzw. 0,24 m/km (‚thick bank vegetation‘), vgl. Tab. 34.

Beleg: Parker et al (2007); Andrews (1984); Tab. 34.

[143] In der Untersuchung von Zottl & Erber (1987) wird unter Anwendung der theoretischen Grundlagen von Günter (1971) und Schöberl (1981) nachgewiesen, dass mit einer reifen Deckschicht (natürliche Sohlabpflasterung) ein statisches Selbststabilisierungsgefälle zwischen etwa 0,305 m/km (Berechnung für Strom-km 1920) bzw. 0,271 m/km (Berechnung für Strom-km 1887) verbunden wäre; ein solches Gerinne mit einem (langfristig) gegen Null gehenden Geschiebetransport könnte auch als ‚threshold channel‘ im Sinne der ‚stable channel theory‘ (vgl. z.B. Henderson, 1966; Ferguson, 1986) bezeichnet werden. In einer weiteren Untersuchung (DonauConsult, 2003a) wird unter Annahme eines reduzierten Geschiebetransportes (im Zusammenhang mit der AHP-Normalgeschiebezugabe) und unter Anwendung der Theorie von Meyer-Peter ein dynamisches Selbststabilisierungsgefälle von etwa 0,333 m/km (für durchschnittliche Geschiebetransportmengen von 155'000 m³/a) bzw. 0,350 m/km (für durchschnittliche Geschiebetransportmengen von 195'000 m³/a) ermittelt.

Beleg: Zottl & Erber (1987); Günter (1971); Schöberl (1981); Henderson (1966); Ferguson (1986); DonauConsult (2003a);

[144] In Tab. 34 werden die nach den verwendeten Ansätzen erhaltenen Gefällewerte aufgelistet:

Tab. 34: Zusammenschau, Abschätzung des Gerinnegefälles der Donau nach verschiedenen Ansätzen

Ansatz:	Querverweis:	Relation:	R ²	S _{min} [m/km]	S [m/km]	S _{max} [m/km]
Regressionsmodell DHG-1: B/Q; Basis: N=331 Kiesflussabschnitte	[122]...[123]; Abb. 46	$S = 0,017 \cdot Q_{bf}^{-0,428}$	0,432	0,43	0,45	0,47
Regressionsmodell DHG-2: B*/Q*; Basis: N=331 Kiesflussabschnitte	[124]...[125]; Abb. 47	$S = 0,158 \cdot Q_{bf}^{-0,327} \cdot D_{50}^{0,818}$	0,547	0,39	0,44	0,50
Regressionsmodell DHG-3: B*/Q*; Basis: N=192 G1-Typ-Abschnitte	[126]...[127]; Abb. 48	$S = 0,375 \cdot Q_{bf}^{-0,406} \cdot D_{50}^{1,015}$	0,867	0,22	0,26	0,30
Parker et al. (2007); N=72	[129]	$S = 0,150 \cdot D_{50}^{0,86} \cdot Q_{bf}^{-0,344}$	-	0,27	0,31	0,35
Andrews (1984), ‚thin bank vegetation‘	[106], [135]	$S = 0,285 \cdot D_{50}^{1,02} \cdot Q_{bf}^{-0,406}$	-	0,16	0,19	0,22
Andrews (1984), ‚thick bank vegetation‘	[106], [135]	$S = 0,586 \cdot D_{50}^{1,10} \cdot Q_{bf}^{-0,439}$	-	0,18	0,24	0,26
Optimum-width-theory	[131]	Graphik, Abb. 49	-		0,36	

11 Untersuchungen zum Flusstyp (channel pattern)

[145] Die unregulierte (also: „historische“) Donau wird im Allgemeinen als „verzweigt“, teilweise auch als „mäandrierend“ bezeichnet. Hohensinner et al. (2008) bzw. Hohensinner & Jungwirth (2009) beschreiben diesen Zustand differenzierter:

- der Fluss hatte sowohl Eigenschaften eines verzweigten, als auch eines gewundenen Flusstyps;

- der Fluss hatte zumeist einen oder zwei dominante Flussarme und zusätzlich zahlreiche Neben- und Altarme verschiedener Breite;
- es gab großflächige Kiesbänke an den Gleitufeln (point bars), aber auch Kiesinseln in Flussmitte (mid-channel bars);
- die Kiesinseln in Flussmitte waren teilweise kleinräumig und kurzfristig, teilweise aber auch großflächige, stabile und bewachsene Inseln, die zum Teil gleiche Geländelagen wie das angrenzende Augebiet aufwiesen;
- einzelne Nebenarme waren stark gewunden bzw. bildeten vollständige Mäander aus;
- dieses komplexe Gerinnesystem war einerseits durch allmähliche Laufverlagerungen bestimmt, andererseits aber auch durch sehr rasch auftretende Gerinneverlagerungen (in der englischsprachigen Fachliteratur: ‚avulsion‘²¹);

Einen ersten Eindruck gibt Abb. 51 (Quelle: Hohensinner et al., 2008):



Abb. 51: Donau, Flusslandschaft im Bereich der heutigen Lobau vor der Regulierung, im Jahr 1817; Quelle: Hohensinner et al. (2008); die rote Linie begrenzt die flussmorphologisch aktive Zone.

Beleg: Hohensinner et al. (2008); Hohensinner & Jungwirth (2009).

[146] Nach der Systematik von Da Silva & Yalin (2002), häufig auch als „da-Silva-Diagramm“ bezeichnet, vgl. Abb. 50 (Anhang A), ist dieser historische Zustand als verzweigter Fluss (braided river) einzustufen.

²¹

Mit dem in der englischsprachigen Fachliteratur gebräuchlichen Begriff ‚avulsion‘ werden rasche Laufänderungen (Laufverlagerungen) bezeichnet; solche Prozesse können bei Dammlüssen oder bei stark mäandrierenden Flüssen während größerer Hochwässer ablaufen, wenn eigendynamisch ein Mäander durchgeschnitten wird (meander cut-off) oder ein Dammluss seine Uferwälle durchbricht. In diesen Fällen folgt der Fluss einem neuen Lauf mit deutlich höherem Gefälle.

fen; unter Bezug auf Nanson & Knighton (1996) als „gravel dominated laterally active anabranching river“ (Hohensinner et al., 2008; Hohensinner & Jungwirth, 2009). Wesentliche Einflussfaktoren für die Entwicklung in die Richtung dieses Typs waren im Fall der Donau (Hohensinner & Jungwirth, 2009):

- stark schwankende Abflüsse (alpin geprägtes Abflussregime);
- hohe Geschiebezulieferung;
- Abflusshindernisse in Form von Eisstößen und größeren Holzagglomerationen (large woody debris) und dadurch bedingte Rückstauhochwässer;
- geologisch bedingte Profileinengungen (Wiener Pforte, Thebner Pforte²²);

Beleg: Abb. 50 (Anhang A); Hohensinner et al. (2008); Hohensinner & Jungwirth (2009); Da Silva & Yalin (2002); Nanson & Knighton (1996)

[147] Schmautz, Aufleger & Strobl (2000) bezeichnen die unregulierte Donau als „mehrarmigen Strom, also nicht ein sogenanntes verzweigtes Gerinne; das heißt, die Bereiche zwischen den Armen sind teilweise dicht bewachsen.“ Damit sind auch zwei Eigenschaften verbunden:

- nicht jedes Hochwasser hat eine Verlagerung des Flusslaufes zur Folge,
- einzelne Arme verlagern langsam ihr Bett;

Für die regulierungsbedingte Laufverkürzung geben Schmautz, Aufleger & Strobl (2000) auf Grundlage von Kartenauswertungen für die Strecke zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880 einen Wert von 4,6 % und für das Tullner Becken (Strom-km 2000 bis 1940) einen Wert von 4,7 % an; lediglich direkt im Wiener Abschnitt (Strom-km 1940 bis 1920) war die Laufverlagerung durch die zwei großen Durchstiche höher, und zwar etwa 11,3 %.

Beleg: Schmautz, Aufleger & Strobl (2000), S. 68-76.

[148] Mit den Angaben von Schmautz, Aufleger & Strobl (2000) kann das durchschnittliche Gefälle des Hauptarmes der Donau zwischen Strom-km 1920 und 1880 auf einen Wert von ca. $0,4/1,046 \approx 0,38$ m/km abgeschätzt werden. Eigene Abschätzungen lassen etwas größere Laufverkürzungen vermuten (etwa 5 ... 10 %), das Gefälle der unregulierten Donau lag demgemäß zwischen etwa 0,36 und 0,38 m/km [Vermutung].

Beleg: Schmautz, Aufleger & Strobl (2000).

[149] Die Donau lag nach dem weit verbreiteten Abgrenzungskriterium von Leopold & Wolman (1957) [meandering / braided rivers] mit dem kritischen Gefälle S_{cr} nach Gl. (25):

$$S_{cr} = 0,013 \cdot Q_{bf}^{-0,44} \quad \text{Gl. (25)}$$

und Werte für den bordvollen Abfluss zwischen $4'320 \text{ m}^3/\text{s}$ und $5'280 \text{ m}^3/\text{s}$, was Werte zwischen 0,30 und 0,33 m/km ergibt, sowohl im historischen Zustand (mit einem geschätzten Flussgefälle von ca. 0,36 ... 0,38 m/km) als auch im regulierten Zustand (Flussgefälle ca. 0,41 m/km, vgl. Abs. [38] bzw. Tab. 9) knapp im verzweigten Bereich, vgl. Tab. 35 und Abb. 52 (Anhang A).

Beleg: Leopold & Wolman (1957); Abb. 52 (Anhang A); Tab. 9; Tab. 35.

[150] Auf Leopold & Wolman (1957) aufbauende bzw. neuere Arbeiten (Henderson, 1966; Carson, 1984; Ferguson, 1986; Van den Berg, 1995; vgl. auch Knighton, 1998) kritisieren diesen Ansatz als unzurei-

chend, weil damit der Einfluss der Korngröße unberücksichtigt bleibt und zweitens das Gefälle nur einen Teil der relevanten unabhängigen Variablen umfasst. Nach Ferguson (1986) und Knighton & Nanson (1993) sollte sich die Grenzlinie im Q_{bf}/S -Diagramm für gröberes Sohlmaterial nach oben und für feineres Material nach unten verschieben. Henderson (1966) gibt auf Grundlage einer vertieften Datenanalyse (mit Auftragung des Verhältnisses von $S/(0,06 \cdot Q^{-0,44})$ gegen D_{50}) ein korrigiertes Grenzgefälle nach Gl. (26) an:

$$S_{cr} = 0,52 \cdot D_{50}^{1,14} \cdot Q_{bf}^{-0,44} \quad \text{Gl. (26)}$$

und mit plausiblen Werten für den mittleren Korndurchmesser D_{50} verschiebt sich für die Donau (Variation des D_{50} zwischen 20 und 25 mm und des Q_{bf} zwischen 4'320 und 5'280 m³/s) das Grenzgefälle nach unten, der Abstand des tatsächlichen Gefälles ist also höher als beim Leopold-Wolman-Kriterium, vgl. Tab. 35 und Abb. 52 (Anhang A).

Tab. 35: Grenzgefälle S_{cr} zwischen verzweigtem und unverzweigtem Flusstyp gem. Leopold & Wolman (1957) und Henderson (1966):

		Grenzgefälle S_{cr} [m/km]		
		$Q_{bf}=4'320 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{bf}=4'800 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q_{bf}=5'280 \text{ m}^3/\text{s}$
nach Gl. (25) Leopold & Wolman (1957):	D_{50} beliebig	0,33	0,31	0,30
nach Gl. (26) Henderson (1966):	$D_{50}=20 \text{ mm}$	0,15	0,14	0,14
	$D_{50}=22,5 \text{ mm}$	0,17	0,17	0,16
	$D_{50}=25 \text{ mm}$	0,20	0,19	0,18

Beleg: Leopold & Wolman (1957); Henderson (1966, p. 471-472); Carson (1984); Ferguson (1986); Van den Berg (1995); Knighton & Nanson (1993); Knighton (1998, p. 208-211); Abb. 52 (Anhang A).

[151] In Abb. 52 (Anhang A) werden die Gefällewerte von 331 unverzweigten (single-thread; Quellen: Tab. 28) und 25 verzweigten (braided) Kiesflussabschnitten (Quelle: Van den Berg, 1995) den Werten für die Donau gegenübergestellt, wobei gleichzeitig die Grenzbedingungen für meandering/braided-rivers nach Leopold & Wolman (1957) nach Gl. (25) und jene nach Henderson (1966) nach Gl. (26) für einen D_{50} -Wert von 25 mm dargestellt werden. Dabei ist unübersehbar, dass diese beiden Abgrenzungskriterien praktisch unbrauchbar sind, weil sie die durch Daten belegten Bereiche für unverzweigte (single-thread rivers) und verzweigte Flüsse (braided rivers) nicht trennen, sondern viel zu tief und auch zu flach verlaufen. Auch Marti (2006) findet, zumindest in Anwendung auf seine (und ähnliche) Modellversuche, dass diese Kriterien unbrauchbare Resultate liefern. Ein nach Augenmaß für die vorliegenden Daten getroffenes Abgrenzungskriterium (schwarz strichlierte Linie in Abb. 52) verläuft etwa im Bereich des Wertes für die Donau, demgemäß liegt die Donau im Übergangsbereich zwischen beiden Flusstypen.

Beleg: Marti (2006), S. 110; Abb. 52 (Anhang A); Tab. 28; Leopold & Wolman (1957); Henderson (1966); Van den Berg (1995); Gl. (25) und (26).

[152] Jäggi (1983) gibt (auf Grundlage von Modellversuchen) mit Gl. (27.a) ein Grenzgefälle für Flüsse mit ebener Sohle und solchen mit alternierenden Kiesbänken an:

$$S_{Grenz} = \frac{e^{[1,07 \cdot (B_{bf}/D_m)^{0,15} + m]}}{12,9 \cdot (B_{bf}/D_m)} \quad \text{Gl. (27.a)}$$

mit $m=0,34$ für gleichkörniges Sohlmaterial; $m=0,5$ für Fuller-verteiltes Sohlmaterial und $m=0,7$ für log-verteiltes Sohlmaterial [zitiert nach Marti, 2006]. Da alternierende Bänke als Vorstadium für die Bildung von Mäandern oder verzweigte Gerinne aufgefasst werden können, verallgemeinert Jäggi (1983) Gl. (27.a) für Kiesflüsse:

$$S_{Grenz} = \frac{n \cdot e^{[1,07 \cdot (B_{bf}/D_m)^{0,15} + m]}}{12,9 \cdot (B_{bf}/D_m)} \quad \text{Gl. (27.b)}$$

wobei n für die mittlere Anzahl von Teilgerinnen steht, die sich in einem verzweigten Gerinne ausbilden. Für $n=1$ erhält man ein Abgrenzungskriterium für Flüsse mit ebener Sohle und solchen mit alternierenden Bänken; $n=2$ steht dann für die Abgrenzung zum verzweigten Gerinne (Marti, 2006).

Beleg: Jäggi (1983); Marti (2006), S. 12;

[153] Mit dem Kriterium von Jäggi (1983) gem. Gl. (27.a), einer bordvollen Breite von $B_{bf}=353$ m, einem mittleren Korndurchmesser von $D_m=25$ mm und Werten für $m \approx 0,7$ erhält man ein Grenzgefälle (ebene Sohle/alternierende Kiesbänke) von etwa 0,73 m/km (bzw. 0,60 m/km für $m=0,5$). Mit Verzweigungen ($n=2$) wäre gem. Gl. (27.b) erst im Bereich zwischen etwa 1,2 ... 1,46 m/km zu rechnen. Da alternierende Kiesbänke bereits beim gegebenen Gefälle (von ca. 0,4 m/km) beobachtet werden können, ist dieses Kriterium (zumindest) im vorliegenden Fall nicht als verlässlich zu bezeichnen; ein Grund für das Versagen des Kriteriums könnte darin liegen, dass das Verhältnis B_{bf}/D_m im vorliegenden Fall (mit über 15'000) sehr weit über jenem Bereich liegt, der im Rahmen der Modellversuche getestet wurde, man liegt damit also in einem extremen Extrapolationsbereich.

Beleg: Jäggi (1983); Gl. (27.a) und (27.b).

[154] Nach Van den Berg (1995) und Kleinhans & Van den Berg (2010) wird eine energetische Größe (die „potential specific streampower“ ω_{PV}) als unabhängige Variable gesehen, allerdings mit dem Talgefälle S_v , das im Fall der Donau mit etwa 0,51 m/km abgeschätzt werden kann, an Stelle des Flussgefälles, vgl. Abs. [41]. Höhere ω_{PV} -Werte sind den verzweigten Flüssen zuzuordnen, tiefere Werte den mäandrierenden.

$$\omega_{PV} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot S_v}{B_r} \quad \text{Gl. (28.a)}$$

Wobei als Bezugs-Breite (reference channel width) der Wert

$$B_r = \alpha \cdot \sqrt{Q} \quad \text{Gl. (28.b)}$$

gesetzt wird, mit $\alpha = 3,0$ für Kiesflüsse, was für die Donau 208 m ($Q_{bf}=4'800$ m³/s) bzw. 197 ... 218 m ($Q_{bf}=4'320$... 5'280 m³/s) liefert.

Diese Variable wird dann von Van den Berg (1995) auf Basis umfangreicher Datenanpassungen mit einem vom D_{50} abhängigen kritischen Wert (für die Grenze braided/meandering) in Beziehung gesetzt:

$$\omega_{bm} = 900 \cdot D_{50}^{0,42} \quad \text{Gl. (28.c)}$$

Mit Gl. (28.a) erhält man Werte für ω_{PV} („potential specific stream power“) von etwa 116 W/m² (für $Q_{bf}=4'800$ m³/s; für eine Q_{bf} -Bandbreite von 4'320 ... 5'280 m³/s: 110 ... 121 W/m²), und mit Gl. (28.c) für ω_{bm} (kritischer Wert für die Grenze braided/meandering) etwa 183 W/m² (für $D_{50} = 22,5$ mm, für die D_{50} -Bandbreite zwischen 20 und 25 mm: 175 ... 191 W/m²), somit findet man für diesen Do-

nauabschnitt: $\omega_{PV} < \omega_{bm}$ und damit ist nach diesem Kriterium kein verzweigter Fluss (braided river) zu erwarten; für aktuelle bordvolle Breiten, die über dem nach Gl. (28.b) erhaltenen Wert liegen, sinken die ω_{PV} -Werte weiter ab, und die Aussage (im Sinn dieses Kriteriums) erhärtet sich. Wird die Donau (durch Uferrückbau) breiter, dann nimmt die ‚potential specific Stream Power‘ weiter ab, während der kritische Vergleichswert, der nur von der Korngröße abhängt, gleich bleibt. Andererseits wäre demgemäß auch für die historische Donau nicht mit Verzweigungen zu rechnen, was aber nicht mit dem Befund aus historischen Karten zusammenpasst. Allerdings könnte der mittlere Korndurchmesser früher kleiner gewesen sein, was bereits von Gruber (1969) vermutet wurde (vgl. Abs. [28]), dann hätte der kritische Wert tiefer gelegen (beispielsweise für $D_{50}=12$ mm bei $\omega_{bm} \approx 140$ W/m², was aber nach diesem Kriterium für Verzweigungen immer noch zu hoch wäre). Marti (2006) findet mit dem Kriterium nach Van den Berg (1995) in Bezug auf seine (und ähnliche) Modellversuche „schlechte Ergebnisse“.

Beleg: Van den Berg (1995); Kleinhans & Van den Berg (2010); Gruber (1969); Marti (2006), S. 110-112.

[155] Kleinhans & Van den Berg (2010) geben (unter Bezug auf Makaske et al., 2009) eine zweite Grenzbedingung (mit ω_{ia}) für ‚low energy stable channels‘ (bzw. ‚laterally immobile, no bars‘) nach Gl. (28.d) an; und sie finden eine dritte Grenzbedingung (mit ω_{sc}) für die Abgrenzung zwischen ‚meandering with scroll bars‘ und ‚moderately braided and meandering with scrolls and chutes‘ gem. Gl. (28.e):

$$\omega_{ia} = 90 \cdot D_{50}^{0,42} \quad \text{Gl. (28.d)}$$

$$\omega_{sc} = \frac{900}{\sqrt{10}} \cdot D_{50}^{0,42} \approx 285 \cdot D_{50}^{0,42} \quad \text{Gl. (28.e)}$$

Beide Gleichungen sind in ihrer Grundstruktur gleich (idiomorph) zu Gl. (28.c), sie unterscheiden sich lediglich in der Größe des Koeffizienten, und liefert für die Donau $\omega_{ia} \approx 18$ W/m² (für die D_{50} -Bandbreite zwischen 20 und 25 mm: 17 ... 19 W/m²) bzw. $\omega_{sc} \approx 58$ W/m² (für die D_{50} -Bandbreite zwischen 20 und 25 mm: 55 ... 60 W/m²). Mit diesem Ergebnis (vgl. auch Tab. 36) folgt:

$$\omega_{sc, Donau} < \omega_{PV, Donau} < \omega_{bm, Donau} \quad \text{Gl. (29)}$$

und die Donau ist damit dem Übergangszustand zwischen mäandrierenden und verzweigten Flüssen zuzuordnen, es sind ausgeprägte Kiesbänke (scroll bars) und Seitengräben (Rinnen) zwischen diesen Bänken und dem jeweiligen Innenufer zu erwarten; solche Gräben (chutes) werden an der Donau [nach einem Vorschlag von G. Zauner] als „Hinterrinnen“ bezeichnet. Requena (2008), die diesen Prozess ebenfalls beschreibt, übersetzt ‚chute cutoff‘ mit: „Abkürzungsrinnen über seitliche Bänke“.

Tab. 36: Kriterien nach Kleinhans & Van den Berg (2010) für den Flusstyp (channel pattern), Schwellenwerte für die Donau

Typ:	Kriterium:	Schwellenwerte für die Donau für		
		D ₅₀ =20 mm	D ₅₀ =22,5 mm	D ₅₀ =25 mm
no bars, laterally stable	$\omega_{PV} < \omega_{ia} = 90 \cdot D_{50}^{0,42}$	17 W/m ²	18 W/m ²	19 W/m ²
meandering, scroll bars	$\omega_{ia} < \omega_{PV} < \omega_{sc} = 285 \cdot D_{50}^{0,42}$	55 W/m ²	58 W/m ²	60 W/m ²
moderately braided & meandering, scrolls & chutes	$\omega_{sc} < \omega_{PV} < \omega_{bm} = 900 \cdot D_{50}^{0,42}$	175 W/m ²	ca. 183 W/m ²	ca. 191 W/m ²
braided, multiple bars	$\omega_{PV} > \omega_{bm} = 900 \cdot D_{50}^{0,42}$			

Beleg: Kleinhans & Van den Berg (2010); Makaske et al. (2009); Requena (2008), S. 50.

[156] ‚Scroll bars‘ bilden sich (während höherer Wasserführungen) unter der Wirkung von Sekundärströmungen im Innenbogen von Mäandern und ragen bei Niederwasser aus dem Wasser; sie werden vielfach auch als ‚pointbar‘ klassifiziert. ‚Scroll bars‘ verlaufen im Grundriss gekrümmt und annähernd parallel zum Gerinne. Bei höheren Strömungsbeanspruchungen können sich in solchen Bänken ‚chutes‘, also Rinnen bzw. Senken in Richtung des Innenufers bzw. des unterstromigen Endes der Bank bilden, die Sohle fällt dann zwischen Bank und Innenufer wieder ab. Im unterstromigen Teil solcher ‚chute channels‘ (Hinterrinnen) können sich dann erneut kleinere Bänke bilden (‚chute bars‘), wo die im Bereich der ‚chutes‘ konzentrierte Seitenströmung wieder breiter wird (Kleinhans & Van den Berg, 2010). Solche Verhältnisse findet man in der Donau ansatzweise im Innenbogen gegenüber von Hainburg (Thurnhaufen, bei etwa Strom-km 1884). Aus solchen ‚chute channels‘ können sich auch weitergehende Verzweigungen des Gerinnes bilden (‚chute cutoff‘), was neben der Bildung von Mittenbänken (‚central bars‘ bzw. ‚mid-bars‘) einen weiteren Mechanismus hin zu den braided rivers bildet (Ashmore, 1991). Auch in Modellversuchen konnten solche Prozesse beobachtet werden (Eaton & Church, 2004), vgl. u.a. auch Marti (2006) und Requena (2008). Im Übrigen ist auch für die unregulierte Donau eine größere Bedeutung solcher Prozesse zu vermuten.

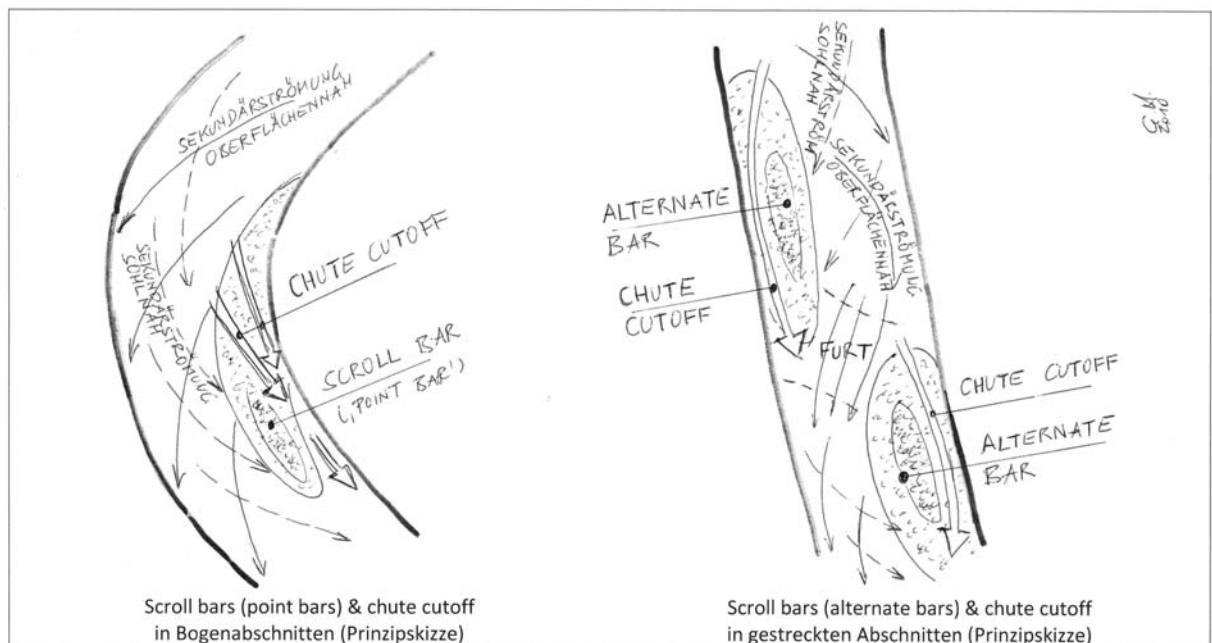


Abb. 53: Prinzipiskizze zu ‚chute channels‘

Beleg: Kleinhans & Van den Berg (2010); Ashmore (1991); Eaton & Church (2004); Marti (2006); Requena (2008).

[157] Eine Abschätzung des natürlich zu erwartenden Flusstyps (channel pattern) ist auch nach dem Diagramm von Da Silva & Yalin (2002) bzw. Da Silva (2006) möglich, vgl. Abb. 50 (Anhang A). Dabei wird das Breiten-/Tiefen-Verhältnis B/H gegen die relative Fließtiefe H/D_{50} aufgetragen. Da Silva & Yalin (2002) bzw. Da Silva (2006) geben als Abgrenzungskriterien für unverzweigte/verzweigte Flüsse die obere strichlierte Linie an. Die untere strichlierte Linie gibt ein Kriterium für das Vorkommen von alternierenden Bänken (in annähernd geraden Strecken) an. Mit den für die Donau gegebenen B/H -Werten von etwa 61 (vgl. Abs. [133]) und H/D_{50} -Werten von etwa 256 (für $D_{50}=22,5$ mm) bzw. 230 ... 288 (für $D_{50}=20$... 25 mm) ist nach diesem Kriterium, das auch nach neueren Untersuchungen an der ETH-Zürich (Marti, 2006) „sehr gute Übereinstimmungen“ mit der beobachtbaren Morphologie liefert, kein verzweigter, sondern ein mäandrierender Flusstyp verbunden, und in den geraden Strecken sind alternierende Bänke zu erwarten; der Abstand von der oberen Grenzlinie ist relativ groß, die Aussage

sollte daher (im Sinn des Kriteriums) ziemlich verlässlich sein. Die obere Grenzbedingung (meandering/braided) in Abb. 50 (Anhang A) entspricht folgender Funktion:

$$B_{bf}/D_{50} \leq 200 \Rightarrow \left(\frac{B}{H}\right)_{Grenz} = 25 \cdot \left(\frac{H}{D_{50}}\right)^{1/3} \quad \text{Gl. (30.a)}$$

$$B_{bf}/D_{50} \geq 200 \Rightarrow \left(\frac{B}{H}\right)_{Grenz} = 146 \quad \text{Gl. (30.b)}$$

Beleg: Da Silva & Yalin (2002); Da Silva (2006); Marti (2006), S. 116-117; Abb. 50 (Anhang A).

[158] In Bezug auf die Frage, welche Größen für den Flusstyp überhaupt bestimmend sind (governing parameters), bestehen zwischen den verschiedenen Ansätzen zur Abschätzung des Flusstyps teilweise tiefgehende Widersprüche. Nach Leopold & Wolman (1957) sind das die Gefälleverhältnisse, abhängig vom bordvollen Durchfluss; nach Da Silva & Yalin (2002) die Breiten-Tiefen-Verhältnisse (abhängig auch von der relativen Fließtiefe); nach Jäggi (1983) die Gefälleverhältnisse, abhängig von den relativen Breiten (bordvolle Breite relativ zum mittleren Korndurchmesser), und nach Van den Berg (1995) und Kleinhans & Van den Berg (2010) die Specific Stream Power, wobei Talgefälle, Durchfluss und Breite eingehen.

Beleg: Leopold & Wolman (1957); Da Silva & Yalin (2002); Jäggi (1983); Van den Berg (1995); Kleinhans & Van den Berg (2010).

[159] Die angewandten Abgrenzungskriterien zur Abschätzung des natürlichen Flusstyps (channel pattern) liefern uneinheitliche und teilweise nicht direkt vergleichbare (d.h. inkommensurable) Ergebnisse und stimmen nur bedingt mit Naturbeobachtungen und Experimenten überein. Nach den Ansätzen von Jäggi (1983), Da Silva & Yalin (2002) und Van den Berg (1995) ist die Donau jedenfalls nicht den ‚braided rivers‘ zuzuordnen, während man für die unregulierte Donau auf historischen Karten sehr wohl Verzweigungen und Inseln erkennen kann, vgl. Abb. 51 (Hohensinner et al., 2008). Dieser frühere Zustand entspricht aber auch nicht dem Typ eines ‚braided rivers‘, wie man ihn von den Oberläufen des Tagliamentos oder des Lechs kennt, mit sehr dynamischen Kiesbänken zwischen zwei oder mehreren Hauptgerinnen, sondern eher einem ‚anabranching river‘ mit relativ stabilen und häufig auch durch Gehölzbewuchs stabilisierten Inseln, wobei jeweils ein bis zwei Hauptarme dominierten und sich schmalere seitliche Nebenarme (mit häufig höherer Sinuosität) mutmaßlich in einem Verlandungszustand befanden. Die Kriterien nach Leopold & Wolman (1957) und Henderson (1966), die aber aufgrund der vorliegenden Kiesfluss-Daten als wenig verlässlich einzuschätzen sind, deuten im Fall der Donau auf einen verzweigten Flusstyp. Ein (hier) modifiziertes Q/S-Kriterium (strichlierte Linie in Abb. 52, Anhang A) und neuere Ansätze von Kleinhans & Van den Berg zeigen die Donau in einem Übergangszustand zwischen ‚meandering‘ und ‚braided‘ bzw. im Zustand ‚moderately braided & meandering, scrolls & chutes‘, was als insgesamt zutreffend eingeschätzt werden kann.

Beleg: Abb. 51 (Hohensinner et al., 2008); Abb. 52 (Anhang A); Jäggi (1983), Da Silva & Yalin (2002); Van den Berg (1995); Leopold & Wolman (1957); Henderson (1966).

[160] Eine wichtige Rolle, die in keinem der verwendeten Ansätze explizit berücksichtigt wird, spielt die Geschiebezufuhr. Modellversuche an der ETH-Zürich (Marti, 2006) zeigen, dass es durch eine starke Reduktion der Geschiebezufuhr (bei den Versuchen auf 20 % des gleichgewichtsnahen Basiswertes) zur Konzentration auf ein Einzelgerinne (bzw. zur Abnahme der Verzweigungsintensität und der Gerinnebreite) kam, während es ansonsten (bei gleichen hydraulischen und sedimentologischen Rand-

bedingungen, aber mit voller Deckung des Geschiebetransportvermögens) zur Verzweigung (braiding) gekommen war. Damit der Fluss wieder aus dem von ihm selbst erodierten Kanal ausbrechen konnte, bedurfte es einer erneuten Phase mit stark erhöhter Geschiebezufuhr; zwischenzeitlich konzentrierte sich der Fluss auf das Einzelgerinne, die Geschiebebänke wuchsen dann - relativ zum Wasserspiegel - in die Höhe, was bei natürlichen Flüssen die dortige Entwicklung einer mehr oder weniger dichten Vegetation (Gehölzbewuchs) ermöglichen kann, und dann auch eine weitere stabilisierende Wirkung haben und der Verzweigung zusätzlichen Widerstand entgegenwirken kann (Marti & Bezzola, 2004; Marti, 2006). Unter solchen Randbedingungen (starkes Geschiebedefizit) gelten die üblichen morphologischen Kriterien, die zumindest implizit annähernd Gleichgewichtsbedingungen (oder zumindest ausreichende Geschiebezufuhr für Kiesbankbildungen und ähnliche akkumulative Prozesse) voraussetzen, nicht.

Beleg: Marti & Bezzola (2004); Marti (2006).

[161] Die bisher angewandten Beiträge und Ansätze zur Abschätzung des Flusstyps konzentrieren sich auf die Prozesse im Gerinne (bzw. in den Teilgerinnen bei verzweigten Flüssen), und speziell auf die Bildung von Bänken. Von besonderer Bedeutung ist aber auch die Entwicklung des Vorlandes (floodplain development) und die damit verbundenen Prozesse und Faktoren. Nanson & Croke (1992) klassifizieren diesbezüglich nach der Specific Stream Power (im Gegensatz zu Van den Berg, 1995 mit dem Gerinnegefälle gerechnet, vgl. auch Abs. [96] und [97]) für den bordvollen Zustand:

- Class A: high-energy non-cohesive floodplains (für $\omega > 300 \text{ W/m}^2$),
- Class B: medium-energy non-cohesive floodplains (für $\omega = 10 \dots 300 \text{ W/m}^2$),
- Class C: low- energy cohesive floodplains (für $\omega < 10 \text{ W/m}^2$);

Mit aktuellen Werten für ω bei etwa 50 W/m^2 (profilweise Schwankungen im Bereich zwischen $40 \dots 60 \text{ W/m}^2$, vgl. Abb. 45, Anhang A) ist die Donau und ihr Vorland in die Klasse B einzuordnen (nähere Beschreibung: „equilibrium floodplains formed by regular flow-events in relatively unconfined valleys“, Nanson & Croke, 1992; Knighton, 1998, ergänzt: „the main mechanism is lateral point-bar or braid-channel accretion“). Unter den drei zugehörigen Sub-Klassen: B1 („braided river floodplains“; $\omega=50 \dots 300 \text{ W/m}^2$), B2 („wandering gravel-bed river floodplains“; $\omega=30 \dots 200 \text{ W/m}^2$) und B3 („meandering river, lateral-migration floodplains“, $\omega=10 \dots 60 \text{ W/m}^2$) wären die beiden letztgenannten Sub-Klassen (B2, B3) grundsätzlich zutreffend. Hohensinner & Jungwirth (2009) ordnen die Donau dem Typ B2 zu; Nanson & Croke (1992) geben dafür folgende Beschreibung: „wandering gravel-bed rivers [...] exhibit irregularly sinuous channels with stable, well vegetated and sometimes leveed islands, anastomosing channels and braid bars. They have fewer channels and active bar planforms than in braided rivers and there is generally one dominant channel. Unstable braided or anastomosed reaches alternate with relatively stable single-channel meandering reaches [...]. It is this combination of meandering, braided and anastomosing channel planform and depositional styles in the one fluvial system that makes this floodplain type distinctive, however, they are too diverse in character to easily represent in the form of a schematic diagram [...]“

Beleg: Nanson & Croke (1992, p. 459 - 475); Knighton (1998, p. 146); Hohensinner & Jungwirth (2009); Abb. 45 (Anhang A).

12 Anmerkungen zu mittelmaßstäblichen Strukturen und zur Uferausbildung der Donau

[162] Natürliche Laufverlagerungen und eine unbeeinflusste, natürliche Uferausbildung sind im untersuchten Abschnitt der Donau nicht möglich, weil die Ufer praktisch durchgehend durch Steinsicherungen fixiert

wurden (Klasz, 2002). In vielen Teilabschnitten wurden diese Sicherungen aber durch Feinsedimente (Ausand und Aulehm) überdeckt (DonauConsult & ÖIR, 2007).

Beleg: Klasz (2002); DonauConsult & ÖIR (2007).

[163] Die Ausformung der Ufer wird durch mittel- bis großräumige Ausbildung des Flusses (im Grundriss) und seiner Strukturen (Furte, Kolke, Bänke) geprägt. Wesentlich ist einerseits, ob das Ufer stark strömungsexponiert (Prallufer) oder wenig strömungsexponiert (Gleitufer) liegt und andererseits, ob Kiesbänke oder Regulierungsbauwerke (Leitwerke, Bühnen) vorgelagert sind oder nicht. Man kann daraus eine Ufertypologie gem. Tab. 37 entwickeln:

Tab. 37: Systematik zur Ufertypologie

	Bogenstrecken		gestreckte Abschnitte	
	keine Wirkung von Regulierungsbauwerken	im Strömungsschatten von Regulierungsbauwerken	keine Wirkung von Regulierungsbauwerken	im Strömungsschatten von Regulierungsbauwerken
Ufer stark strömungsexponiert	Typ A1: Prallufer mit vorgelagertem Kurvenkolk; Ufer weitgehend unstrukturiert	Typ A2: Prallufer, unter Einfluss von Regulierungsbauwerken; i.A. Anlandungen im Strömungsschatten der Regulierungsbauwerke	Typ C1: mit langgestrecktem Kolk vor den Ufer, entspricht weitgehend einer Prallufersituation; Ufer weitgehend unstrukturiert	Typ C2: quasi-Prallufer, unter Einfluss von Regulierungsbauwerken; i.A. Anlandungen im Strömungsschatten der Regulierungsbauwerke
Übergang	Typ AB1: Furtbereich (zwischen Bögen)	Typ AB2: Furtbereich, unter Einfluss von Regulierungsbauwerken	Typ CD1: Furtbereich	Typ CD2: Furtbereich, unter Einfluss von Regulierungsbauwerken
Ufer wenig strömungsexponiert	Typ B1: Gleitufer mit vorgelagerter stationären Kiesbank	Typ B2: Gleitufer, unter Einfluss von Regulierungsbauwerken	Typ D1: mit vorgelagerter (alternierender) Kiesbank	Typ D2: mit vorgelagerter (alternierender) Kiesbank, unter Einfluss von Regulierungsbauwerken

In Abb. 54 (Anhang A) werden die Zuordnungen der Ufer zwischen Strom-km 1916 und 1901 nach dieser Typologie angegeben.

Beleg: Abb. 54 (Anhang A).

[164] In einem natürlichen Fluss käme es (bezogen auf konkrete Querprofile) in Kombination mit Laufverlagerungen, Seitenerosionen und der Verlagerung von Kiesbänken und Furten immer wieder zur grundlegenden Veränderung der Uferausformung und damit zum Wechsel des Ufertyps. Da aber der Lauf der Donau fixiert ist und zufolge der Regulierungsbauwerke verschiedene morphologische Zwänge auch klein- bis mittelmaßstäblich fixierend wirken, können sich die Kiesbänke und Furten nur geringfügig verlagern, was insgesamt sehr stabilisierende und stationäre Randbedingungen für die Ufer ergibt und damit eine stark eingeschränkte Uferdynamik. In den meisten Uferabschnitten konnte während der letzten Jahrzehnte jedenfalls keine grundsätzlichen Veränderungen des Ufertypes beobachtet werden, sondern lediglich die Fortsetzung bestimmter Trends (hauptsächlich Feinsedimentablagerungen, Aubodenbildung).

[165] Bei höheren Wasserführungen und Hochwässern ist der Schwebstoffgehalt der Donau stark erhöht (Nachtnebel et al., 1998; DonauConsult, 2004), wenn das Vorland überströmt wird, kommt es dort zur Ablagerung von Feinsanden, Schluffen und u.U. auch Tonen. Dieses Material wird als Ausand bzw. Aulehm bezeichnet und ist im Vorland der Donau über große Flächen mehrere Meter mächtig, vgl. Abs. [12] und DonauConsult (2004). Dies ist ein natürlicher Prozess, allerdings wurde der Auboden vor

der Regulierung auch wieder durch Ufererosion und die seitliche Verlagerung der Donauarme abgetragen, insgesamt hat sich damals ein Quasi-Gleichgewicht zwischen Sedimentation und Erosion eingestellt. Durch die regulierungsbedingte Fixierung der Ufer hat sich die Situation grundlegend geändert, denn während sich die Sedimentation unverändert fortsetzt, fehlt die Seitenerosion als gegenläufiger Prozess. In den ufernahen Bereichen der Au setzen sich eher gröbere (in diesem Fall: feinsandige) Teilchen ab, in größerer Entfernung vom Strom werden die Ablagerungen tendenziell feiner (höherer Schluffgehalt); außerdem sind die Mächtigkeiten der Aubodenschichte in der Uferzone größer als in den uferfernen Bereichen („Uferwallbildung“). Quantitative Angaben zur großflächigen und langjährigen Aubodenbildung im Nationalpark sind derzeit nicht verfügbar, diesbezüglich wären weiterführende Untersuchungen zweckmäßig.

Beleg: Nachtnebel et al. (1998); DonauConsult (2004).

- [166] Eine relativ starke Ufer- und Uferzonendynamik ist für den Zeitraum unmittelbar nach der großen Regulierung zu vermuten, also Ende des 19. Jahrhunderts und eventuell auch noch zu Beginn des 20. Jahrhunderts, weil das System durch die Regulierungsbauwerke und Fixierungen aus seinem dynamischen Gleichgewicht gebracht wurde und im Zuge eigendynamisch ablaufender Reaktionen wieder erst einem neuen gleichgewichtsnahen Zustand anzustreben versuchte. So ist beispielsweise aus alten Ansichtskarten zu vermuten, dass im Bereich des heutigen ‚Johlerhaufens‘ (Strom-km 1885,5 bis 1884,4) eine kleinere Insel lag, die stärker vom rechten Ufer abgerückt und wohl auch kürzer war als heute (breiterer Seitenarm). Etwa 1 km stromab davon, am gegenüberliegenden (linken) Innenbogen wurden im Zuge des Uferrückbaues Thurnhaufen alte Ufersicherungen (etwa Strom-km 1883,6 bis 1882,9) landseits der heutigen Uferlinie gefunden, was vermuten lässt, dass die Donau dort breiter reguliert wurde²³. Eine besondere Situation liegt auch querab von Orth (Strom-km 1900) vor, wo unter dem Einfluss eines bei etwa Strom-km. 1901 (linksufrig) angeordneten Leitwerkes, im Außenbogen mehrere inselförmige Anlandungen („Orther Inseln“) entstanden sind; Talweg und Stromstrich verlaufen dort nahe am Innenufer (Klasz, 2002), ganz gegen die für Innenufer übliche Gleitufercharakteristik, vgl. Abb. 55. Dieses Beispiel zeigt die starke morphologische Wirkung von Regulierungsbauwerken.

23

Mutmasslich kam es zunächst zur Bildung einer stationären Kiesbank (point-bar), was der dortigen morphologischen Charakteristik (Gleitufer) entspricht, und dann zu starken Feinsedimentablagerungen (Ausand- und Aulehm). Die Existenz zweier Uferlinien ist im untersten Teil dieses Abschnittes, unmittelbar stromauf der Mündungstraverse des Spittelauer-Armes (also zwischen etwa Strom-km 1883,0 und 1882,9) auch an Ort und Stelle erkennbar.

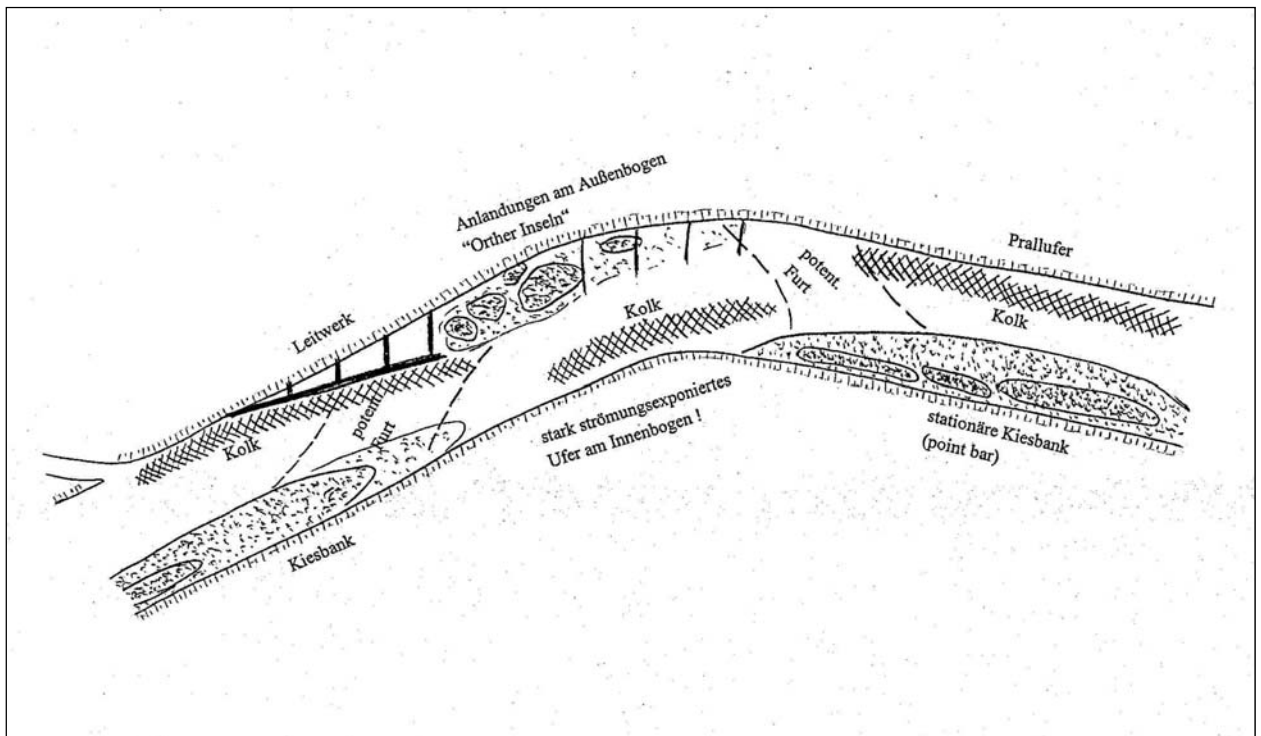


Abb. 55: Spezielle Situation bei Strom-km. 1900 („Orther Inseln“ am Außenbogen),
skizzenhaft (aus Klasz, 2002)

[167] In den stark strömungsexponierten Abschnitten lagern sich kaum Feinsedimente ab, die Steinsicherungen (Uferdeckwerk, Steinschüttung) liegen zumeist offen und sind zumindest bei niederen und mittleren Wasserführungen sehr dominant in Bezug auf das Landschaftsbild. In solchen Situationen sind im Allgemeinen auch keine Kiesbänke vorgelagert, die Uferlinie verläuft weitestgehend unstrukturiert entlang der Steinsicherungen. Ein idealtypisches Beispiel für solche stark strömungsexponierte und unstrukturierte Ufer ist der Außenbogen zwischen Strom-km 1904,7 (Fischamündung) und Strom-km. 1902, mit einem langgestreckten Krümmungskolk, dem Prallufer vorgelagert, vgl. Abb. 56 (Skizze) und Abb. 57 bis 58 (Fotos). Nach der in Tab. 37 angegebenen Systematik entspricht das dem Typ A1.

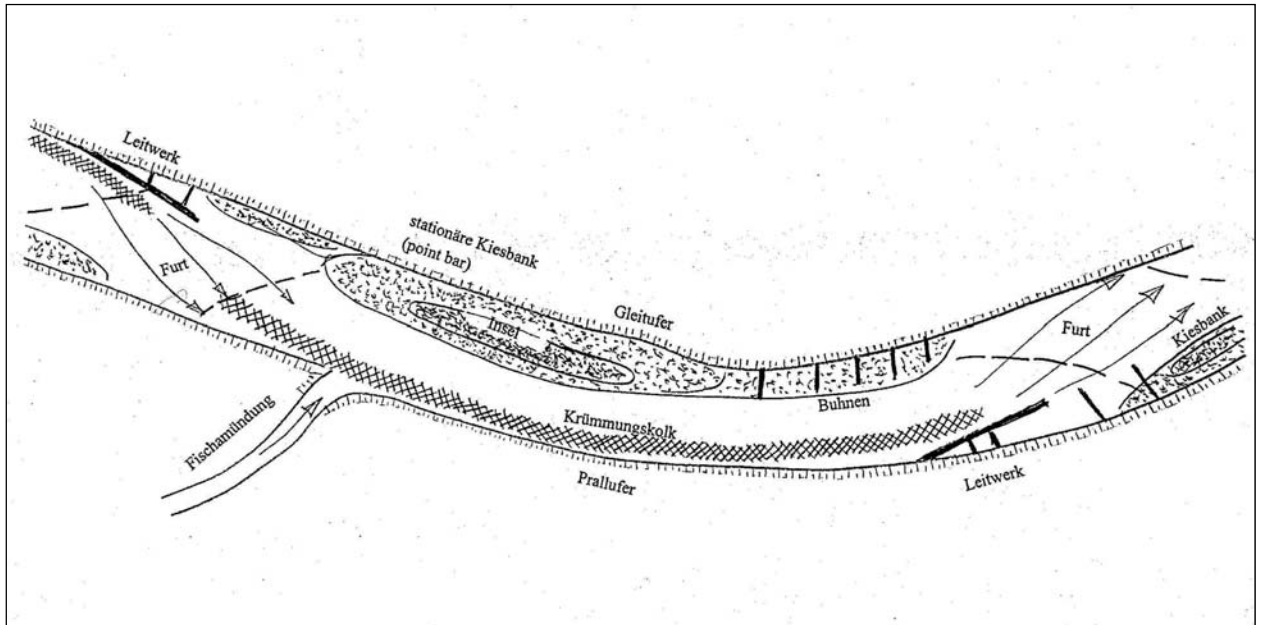


Abb. 56: Bogensituation zwischen Strom-km 1904,7 (Fischamündung) und etwa Strom-km 1902 (Furt Orth), skizzenhaft (aus Klasz, 2002)



Abb. 57: Rechtes Donauufer bei Strom-km 1904,2; Blick talwärts (gegen Osten); Aufnahme ca. Jänner 2005, daher tw. Schneebedeckung; Bildnachweis: DonauConsult



Abb. 58: Rechtes Donauufer bei Strom-km 1903,0; Blick bergwärts (gegen Westen); Aufnahme ca. Jänner 2005, daher tw. Schneebedeckung; Bildnachweis: DonauConsult

Eine ähnliche Situation liegt linksufrig zwischen Strom-km 1881,8 und 1880,0 (Marchmündung) vor, vgl. Abb. 59 und 60 (Fotos):



Abb. 59: Linkes Donauufer bei Strom-
km 1981,2; Blick bergwärts (gegen
Westen); Aufnahme ca. Jänner 2005;
Bildnachweis: DonauConsult



Abb. 60: Linkes Donauufer bei Strom-
km 1880,8; Blick talwärts (gegen
Osten); Aufnahme ca. Jänner 2005;
Bildnachweis: DonauConsult

Man beachte in all diesen Fällen die glatte, unstrukturierte und weitestgehend durch Steinsicherungen gebildete Uferlinie.

- [168] Entlang des Innenbogens bilden sich stationäre Kiesbänke (point-bars) und in der unmittelbaren Uferzone können die Steinsicherungen durch mehrere Meter mächtige Feinsedimentablagerungen (Auboden) überdeckt werden. Dieser Auboden kann steilere Uferböschungen ausbilden, bis hin zu annähernd lotrechten Ufersteilwänden, sofern er erodiert wird. Nach der in Tab. 37 angegebenen Systematik entspricht das dem Typ B1. In den Kiesbänken bzw. zwischen den Bänken und dem Innenufer bilden sich zumeist Vertiefungen bzw. Rinnen (Hinterrinner), wodurch es bei mittleren oder leicht erhöhten Wasserführungen lokal zur Inselbildung kommt. Diese speziellen Formen wurden unter den (aus der englischsprachigen Fachliteratur: Ashmore, 1991; Nanson & Croke, 1992; Kleinhans & Van den Berg, 2010) entnommenen Begriffen der ‚scrolled bars‘ und ‚chutes‘ (bzw. ‚chute cutoffs‘) bereits beschrieben, vgl. Abs. [155] und [156]. Typische Beispiele dafür sind die Gleitufer zwischen Strom-km 1905 und 1903 („Paradeiserinsel“, vgl. Abb. 56 (Skizze) und Fotos: Abb. 61 und 62), zwischen Strom-km 1884,5 und 1883 (Thurnhaufen) und zwischen Strom-km 1882 und 1880 (gegenüber Marchmündung bzw. knapp stromauf davon). In manchen Fällen bilden sich keine Vertiefungen zum Innenufer aus, die Kiesbank steigt dann mit schwacher Neigung zum Innenufer an und bleibt insgesamt weitgehend unstrukturiert. Diese Situation ist am Gleitufer gegenüber von Wildungsmauer, zwischen Strom-

km 1896,5 und 1894,5 gegeben; dort wurde das aber mutmaßlich durch den starken lokalen Verbauungsgrad mit Buhnen gefördert (Typ B2 gem. Tab. 37).



Abb. 61: Linkes Donauufer bei Strom-km 1905,0; Blick talwärts (gegen Osten); Aufnahme ca. Jänner 2005; Bildnachweis: DonauConsult



Abb. 62: Linkes Donauufer bei Strom-km 1903,8; Blick bergwärts (gegen Westen); Aufnahme ca. Jänner 2005; Bildnachweis: DonauConsult

Beleg: Tab. 37; Abb. 56, Abb. 61 -62; Ashmore, 1991; Nanson & Croke, 1992; Kleinhans & Van den Berg, 2010

[169] Auch in den weitgehend geraden Abschnitten der Donau, speziell im oberen Teilabschnitt (zwischen Wien und Fischamündung, ca. Strom-km 1920 ... 1905), pendelt der Strom in einem gewissen Ausmaß und gliedert die Ufer in stärker strömungsexponierte Prallufer und schwächer strömungsexponierte Zonen. Der dahinter stehende Prozess ist die Bildung und Ausformung alternierender Kiesbänke, vgl. Abb. 63 (Skizze). In den Übergängen zwischen den Kiesbänken liegen die Furte (beispielsweise „Furt Kuhstand“ bei Strom-km 1910,1; „Furt Fischamend“ bei Strom-km 1908,4; „Furt Pfarrgraben“ bei Strom-km 1906,8; „Furt Fischamündung“ bei Strom-km 1905,1 usw.). Die alternierenden Kiesbänke folgen einem gewissen Rhythmus, und damit sind auch die dazwischen liegenden Furte in annähernd gleichen Abständen angeordnet, mit einem Furtabstand von etwa 1,5 bis 2,0 km (im Mittel: 1,75 km); das entspricht etwa der 5- bis 6-fachen MW-Breite bzw. der 5-fachen Breite des bordvollen Gerinnequerschnittes, vgl. auch Abs. [35]. Dieser Rhythmus ist beispielsweise auch in Abb. 21 (Anhang A) gut erkennbar. Yalin (1992) gibt für solche Strukturen eine Länge von etwa der 6-fachen Gewässerbreite B an und begründet dies mit turbulenztheoretischen Überlegungen. „[...] it has been ex-

plained that the length L_H of horizontal bursts corresponding to the basic configuration $N=1$ can be identified with the length Λ_a of alternate bars, viz. $\approx 6B$. Hence we have $\Lambda_a \equiv (L_H)_1 \approx 6B$.

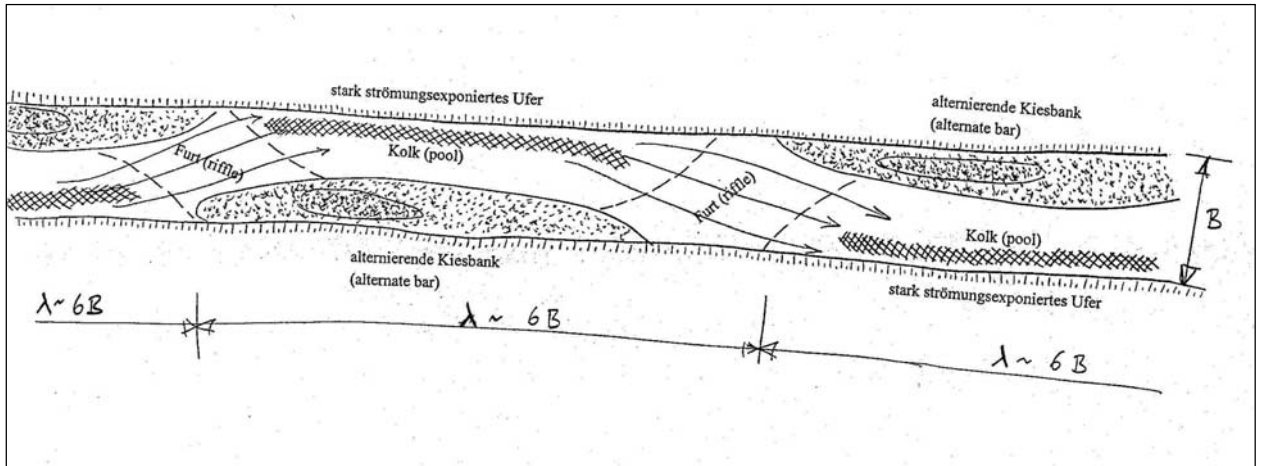


Abb. 63: Gestreckter Abschnitt (zwischen Wien-Freudenau und Fischamündung) mit alternierenden Kiesbänken, skizzenhaft (aus Klasz, 2002)



Abb. 64: Linkes Donauufer bei Strom-km 1909,6; Blick talwärts (gegen Osten); Aufnahme ca. Jänner 2005; Bildnachweis: DonauConsult



Abb. 65: Rechtes Donauufer bei Strom-km 1909,6; Blick talwärts (gegen Osten); Aufnahme ca. Jänner 2005; Bildnachweis: DonauConsult

Exemplarisch kann die Situation bei Strom-km 1909,6 (querab von Schönau) gezeigt werden, wo das linke Ufer stark strömungsexponiert und völlig unstrukturiert ist (Foto: Abb. 64), während rechtsufrig eine Kiesbank vorliegt, die bereits stark mit Bäumen und Sträuchern bewachsen ist (Foto: Abb. 65):

Beleg: Abb. 21 (Anhang A); Yalin (1992); Klasz (2002).

[170] Im Allgemeinen sind alternierende Kiesbänke (und die damit zusammenhängenden alternierenden Kolke) mobil, sie verlagern sich langsam flussabwärts (Lisle et al., 1991). Verschiedene Faktoren können aber lagefixierend wirken:

- durch flussbauliche Maßnahmen (Buhnen oder sonstige Regulierungsbauwerke) wird der Rhythmus der Kiesbänke insgesamt fixiert,
- durch stärkere Tiefenerosion kommt es geschiebehdraulisch zu einer stärkeren Differenzierung (Entkopplung) zwischen Talweg (Tiefenlinie) und den seitlichen Kiesbänken; der Geschiebetransport (und damit auch die Sohlerosion) konzentriert sich immer mehr auf die tieferen Querschnittswerte, wo die Strömungsbeanspruchungen (mit dem Parameter τ_*) bei allen Wasserführungen deutlich höher sind als im Bereich der „reifen“ Bänke (VAW, 1989),
- der Prozess des Herauswachsens der Kiesbänke (relativ zu den relevanten Referenzwasserspiegeln) wird im Besonderen durch den Bewuchs und seine fixierende Wirkung verstärkt. In allen über dem Sommer-MW²⁴ ragenden Teilen der Kiesbänke bilden sich entsprechend der natürlichen Sukzession innerhalb weniger Jahre dichte Vegetation, zunächst durch Pionierpflanzen, etwa Strauchweiden, später folgen verschiedene andere Gehölze. Bei Hochwasser fördern diese zumeist sehr dichten Pflanzenbestände die Ablagerung von Schwebstoffen, es kommt dann zur Sedimentation von Ausanden und Aulehm (Klasz, 2002);

Beleg: Lisle et al. (1991); VAW (1989); Klasz (2002).

[171] Auf die Behinderung der Kiesbankwanderung durch flussbauliche Maßnahmen wird bereits in einer Untersuchung der VAW (1989) hingewiesen. In der Entstehungsphase von alternierenden Kiesbänken bewegt sich das Geschiebe gerade und diskontinuierlich aus der späteren Kolkzone hin zum entstehenden Bankkopf. Ein solcher Transportmechanismus ist in der heutigen Donau aber nur mehr bei äußerst hohen Durchflüssen, also bei Hochwasser zu erwarten (VAW, 1989; zitiert nach Klasz, 2002). „Reife“ Bänke sind durch eine diskontinuierlich umgelenkte Geschiebebewegung gekennzeichnet. Aus der Erosionszone am talwärtigen Ende des Kolkbereiches wird Material um die Bankköpfe herum transportiert und talwärts davon in Form einer langgestreckten Zunge abgelagert. Parallel dazu wird zunehmend mehr Material kontinuierlich bewegt, entlang des Talweges. Je stärker die Kiesbänke durch Buhnen und Leitwerke in ihrer Lage fixiert werden, umso stärker ist ein solcher kontinuierlicher Geschiebetransportmechanismus anzunehmen, vgl. (VAW, 1989; zitiert nach Klasz, 2002). Im Zusammenwirken mit der Eintiefung kommt es zum Absinken des Talweggerinnes, die Bänke wachsen immer stärker aus der Flusssohle heraus.

Beleg: VAW (1989); Klasz (2002).

[172] Die Bildung alternierender Kiesbänke ist auch für den Geschiebehaushalt von Bedeutung, und zwar in erster Linie durch die Reduktion der geschiebetransportwirksamen Strombreite. In der ursprünglichen Form, also in den mobilen alternierenden Bänken, war das Kiesmaterial nur zwischenzeitlich gespei-

24

„Sommer-MW“ bezeichnet den mittleren Wasserstand in der Vegetationsperiode (etwa von März/April bis etwa Oktober / November); aufgrund der hydrologischen Charakteristik der Donau (Anstieg des Basisabflusses im Frühling und Sommer) liegt das Sommer-MW etwa 40 bis 50 cm über dem normalen MW (Klasz, 2002).

chert (bzw. fixiert); nach einigen Jahren oder Jahrzehnten, wenn die Bank wieder abgetragen (und verlagert) wurde, kam das Material wieder in das System. Im derzeitigen Zustand ist das nicht oder nur mehr im geringen Ausmaß der Fall, die Fixierung der Kiesbänke bedeutet somit auch eine Abnahme des Geschiebezischenspeichers (Klasz, 2002).

Beleg: Klasz (2002).

- [173] In der untersuchten Donaustrecke wurden Buhnen und Leitwerke zum Zweck der Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse errichtet (Niederwasserregulierung), und zwar hauptsächlich in den Furtbereichen (z.B. Furt „Kuhstand“ bei Strom-km 1910, rechtsseitig; Furt „Orth“ bei Strom-km 1902, beidseitig; Furt „Regelsbrunn“ und „Rote Werd“, Strom-km 1898,5 bis 1896,0, beidseitig). Generell nimmt die Verbauungsintensität von oben (Wien) nach unten (Hainburg) deutlich zu. Im obersten, gestreckten Abschnitt (zwischen Strom-km 1921 und 1905) findet man (mit Ausnahme des Leitwerkes bei Strom-km 1905,5) nur wenige und teilweise eingeschottete Buhnen, während der Abschnitt bei Orth durch das Leitwerk bei Strom-km. 1901 flussmorphologisch entscheidend verändert wurde, vgl. Abs. [166] und Abb. 55 (Skizze), und auch die Teilstrecke zwischen der Furt „Regelsbrunn“ und Hainburg wird sehr stark durch Regulierungsbauwerke geprägt (Klasz, 2002).

Beleg: Klasz (2002).

- [174] Die hydraulische Wirkung ist auf die Einengung des Durchflussquerschnittes und andererseits auch auf die Formrauigkeit der Einbauten zurückzuführen. Dadurch werden die Fließtiefen angehoben und gleichzeitig das Geschiebetransportvermögen erhöht, was einer allfälligen lokalen Anlandungstendenz entgegenwirkt bzw. eine bereits vorhandene Stromsohlenerosion weiter verstärkt; im Übrigen wird die geschiebetransportwirksame Breite vermindert (Klasz, 2002). Hinweise zur Verstärkung der Tiefenerosion durch Buhnen geben z.B. Spannring & Seus (2000).

Beleg: Klasz (2002); Spannring & Seus (2000).

- [175] An den Buhnenköpfen bzw. knapp nauwärts davon kommt es zur Bildung lokaler Buhnenkopfkolke, was mit der dort auftretenden besonders starken Turbulenz (Ablösung der Strömung) zusammenhängt. Werden mehrere Buhnen hintereinander angeordnet, so ist der tiefste Kolk im Allgemeinen am obersten Buhnenkopf festzustellen. Kolk-tiefen von 5 bis 7 m (unter RNW) sind in solchen Situationen häufig, gelegentlich werden auch Tiefen bis etwa 8 bis 10 m (unter RNW) erreicht. Diese Kolke sind lokal begrenzt, können aber durch das Nachrutschen der Wasserbausteine zur Beschädigung oder Zerstörung der Buhnen führen (Klasz, 2002). In den Buhnenfeldern wird bis zu einem gewissen Ausmaß Geschiebe abgelagert, es bilden sich dann kleinere inselförmige Strukturen, vgl. Abb. 66 (Skizze). Aufgrund der ausgeführten Höhenlage der Buhnenkronen (zumeist zwischen RNW und MW²⁵) verlanden diese Bereiche aber nicht durchgehend, weil die Buhnen bei stärkeren Durchflüssen überströmt werden und es dann wieder zur Erosion kommen kann (Klasz, 2002).

Beleg: Klasz (2002); Abb. 66.

- [176] Die Strömungsverhältnisse zwischen den Buhnen sind wesentlich vom Wasserstand (und damit vom Durchfluss) abhängig. Bei Niederwasser ist das gesamte Buhnenfeld nicht-durchflusswirksam (ineffective flow area). Ausgehend von den Buhnenköpfen bilden sich Ablösungswalzen (periodisch ins

25

Die Buhnen wurden im Allgemeinen bis auf die Höhenlage des RNW + Einbautoleranz (etwa 0,5 m) geschüttet, vgl. Geitner (1969) und mündliche Auskunft von Dipl.-Ing. Schlögl, via donau. Durch die laufende Eintiefung der Donau und die damit verbundene Wasserspiegelabsenkung liegen die Kronen heute vielfach bereits auf MW-Niveau, teilweise sogar noch höher. Querab von Regelsbrunn (Strom-km 1897 bis 1896, rechtsseitig) liegen die Buhnenkronen so stark über MW, dass sie mit Gehölzen (Weiden) bestockt sind.

Unterwasser abwandernde und sich langsam auflösende Turbulenzballen mit vertikaler Drehachse). Zwischen den Bühnen (in den Bühnenfeldern) beobachtet man häufig Kehrströmungen. Sobald die Bühnen überströmt werden, wirken sie wie Überfallwehre. Mit größeren Fließtiefen, speziell bei Hochwasser, nimmt ihre hydraulische Wirkung schließlich weitgehend ab, es ist dann lediglich eine gewisse Erhöhung der Rauigkeit (durch den Formwiderstand) gegeben, ohne Flächenabzug. Abb. 66 (Skizze) zeigt eine für Bühnenfelder typische Situation:

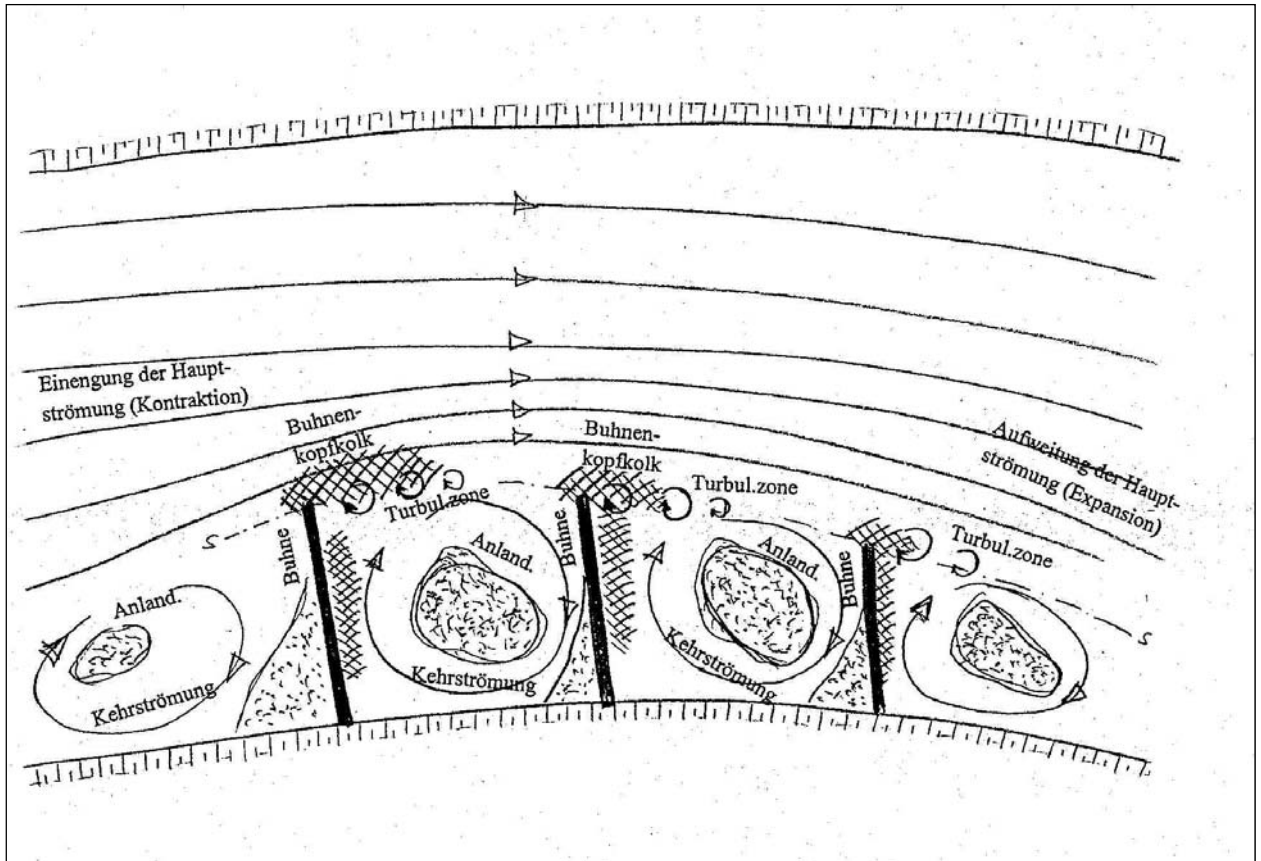


Abb. 66: Prinzipskizze zur Situation in den Bühnenfeldern (aus Klasz, 2002)

13 Zusammenfassung (zu Teil I)

[177] Zwischen Wien und Marchmündung hat die Donau sowohl naturnahe als auch flussbaulich geprägte morphologische Strukturen, denn einerseits wurden die Ufer praktisch durchlaufend durch Uferdeckwerke und Regulierungsbauwerke fixiert, der Flusslauf also festgelegt, andererseits blieb die Flusssohle zwischen den fixierten Ufern beweglich und formbar. Im gestreckten obersten Teilabschnitt (Wien-Freudenau bis Fischamündung) findet man alternierende Kiesbänke mit einem mittleren Abstand von etwa 1,5 bis 2,0 km (im Mittel etwa 1,75 km). Durch flussbauliche Eingriffe (Bühnen), Tiefenerosion und stabilisierende Wirkung des Uferbewuches in den höheren Teilen der Bänke wurde diese Kiesbanksequenz und die damit verbundene Kolk-Furt-Abfolge weitgehend in ihrer Lage fixiert. Stromab der Fischamündung wird die Morphologie primär durch die Abfolge langgestreckter Gerinnebögen bestimmt, mit einer lokalen Besonderheit bei Strom-km 1901 (Orther Inseln am Außenbogen). Sowohl die alternierenden Kiesbänke als auch die stationären Bänke im Innenbogen (point-bars) zeigen lokal eine gewisse Tendenz, Hinterrinner („chute channels“) auszubilden, beispielsweise linksseitig bei Strom-km 1904 („Paradeiserinsel“) oder (ebenfalls linksseitig) bei Strom-km 1884 (Thurnhaufen). Die mor-

phologische Situation wird vielfach auch durch Regulierungsbauwerke (Buhnen und Leitwerke) beeinflusst, der Verbauungsgrad ist im Abschnitt zwischen Wien und etwa Strom-km 1906 (querab von Fischamend) gering, nimmt aber von dort in talwärtiger Richtung zu.

- [178] Aus geologischer Sicht sind die lage- und höhenmäßigen Fixierungen bei Wien (zwischen Leopoldsberg und Bisamberg: ‚Wiener Pforte‘) und unmittelbar östlich von Hainburg (zwischen den Hainburger Bergen und dem Thebner Kogel: ‚Thebner Pforte‘²⁶), das dadurch gegebene Talgefälle von etwa 0,5 m/km und die tektonischen Vorgänge im Wiener Becken, ein bis in die Gegenwart tektonisch aktives Zerrungsbecken zwischen Alpen und Karpaten, bestimmend. Im Pleistozän und seinem Wechselspiel aus Eis- und Zwischeneiszeiten haben sich ausgedehnte Schotterrassen gebildet, die auch belegen, dass die Donau in langfristiger Perspektive immer wieder durch Phasen des sedimentologischen Ungleichgewichtes (Akkumulation / Erosion) bestimmt wird.
- [179] Die unregulierte Donau war im untersuchten Abschnitt als verzweigter Fluss einzustufen, allerdings nicht im Sinn eines ‚braided rivers‘, sondern nach dem Typus eines ‚anabranching rivers‘ (präziser: ‚gravel dominated laterally active anabranching river‘, Hohensinner & Jungwirth, 2009). Sie hatte also vielfach relativ stabile und dicht mit Gehölzen bewachsene Inseln, wobei es abschnittsweise zwei Hauptarme gab, in anderen Teilabschnitten aber auch nur einen Hauptarm. Weiter landwärts verliefen verschiedene schmälere, meist auch deutlich mäandrierende Seitenarme, die sich zumeist im Zustand der Verlandung befanden. Wesentliche Faktoren der morphologischen Dynamik waren Seitenerosionen, Bildung und Umformung von Kiesbänken, größere Holzagglomerationen und Eisstosshochwässer. Die morphologische Dynamik war im Vergleich zum heutigen Zustand ungleich stärker.
- [180] Durch die Regulierung in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts wurde der Fluss in ein Hauptgerinne konzentriert, und damit zum unverzweigten Fluss; die Seitenarme wurden abgetrennt und werden im derzeitigen Zustand so selten durchströmt, dass in der Wechselwirkung aus Sohleintiefung (Donau), Feinsedimentablagerungen (Vorland und Seitenarme) und Vegetationsentwicklung (Vorland und Seitenarme) ein vergleichsweise rasches Verlanden dieser Seiten- und Altarme zu beobachten ist, wodurch in Phasen höherer Abflüsse die Abflusskonzentration im Strom weiter verstärkt wird (positive Rückkopplung). Dazu kommen starke flächige Aubodenablagerungen (Aufhöhungen) in den Vorländern.
- [181] Das dominante Merkmal der heutigen Dynamik ist die durch Geschiebedefizit bedingte Eintiefungstendenz (Tiefenerosion) im Strom. Mit einem langjährig gemittelten Geschiebetransportvermögen von etwa 300‘000 bis 400‘000 m³/a und den zusätzlichen (seit 1996 wirksamen) Randbedingungen (Geschiebezugabe im Bereich der 11 km langen AHP-Erhaltungsstrecke stromab der Staustufe Wien-Freudenau, durchschnittliche Zugabemenge von etwa 190‘000 m³/a; Stauraum Gabčíkovo mit Staueinfluss bis etwa zur Marchmündung) sind im mittleren Teilabschnitt (querab von Schönau bis etwa Petronell / Bad Dt. Altenburg) weiterhin starke Eintiefungsraten (gemessen an den RNW-Veränderungen) von etwa 2 bis 3 cm/a zu erwarten, während sich die Sohle im obersten und untersten Teilabschnitt deutlich weniger eintieft. Am unteren Rand der AHP-Erhaltungsstrecke (Strom-km 1910) ist bei Beibehaltung der derzeitigen geschiebehydraulisch relevanten Randbedingungen mittel- bis langfristig eine Versteilung von Sohle und Wasserspiegel zu erwarten. Für den Zeitraum der 1980er- und frühen 1990er-Jahre waren über die gesamte Strecke etwas höhere Eintiefungsraten wirksam (ca. 2 bis 3,5 cm/a).

- [182] Eine durch Baggerungen bei Bratislava in den 1970er-Jahren ausgelöste rückschreitende Erosion ist für den gesamten Abschnitt zwischen Bratislava und Hainburg nachweisbar, hat sich aber im Lauf der Zeit und nach oben abgeschwächt (Dämpfung) und mit der restlichen Sohlerosion ‚verschmiert‘, sie ist im derzeitigen Zustand mit größter Wahrscheinlichkeit abgeklungen und jedenfalls im Längenschnitt nicht mehr (im Sinn einer Versteilung) erkennbar. Da in den letzten Jahren auch die Instandhaltungsbaggerungen so durchgeführt werden, dass dadurch nur mehr eine geringe oder gar keine Zunahme der Sohlerosion bewirkt wird, ist das derzeitige Ausmass der Sohleintiefung praktisch ausschließlich durch das Geschiebedefizit bestimmt.
- [183] Die Anwendung verschiedener Abgrenzungskriterien zum Flusstyp (channel pattern) zeigt für die Donau und ihre aktuellen Randbedingungen ein uneinheitliches Bild: nach einigen Kriterien ist ein verzweigter Fluss zu erwarten, nach anderen Kriterien hingegen ein unverzweigter, mäandrierender Typus. Übergangsformen zum verzweigten Zustand wären einerseits durch die Bildung von Mittelbänken (central bars) möglich, und andererseits durch den Mechanismus der Bildung von Abkürzungsrinnen über seitliche Bänke (scroll bars & chute-cutoff). Nach den beiden Kriterien von Da Silva & Yalin & (2002) und nach Kleinhans & Van den Berg (2010) ist jedenfalls nicht mit der Bildung von Mittenbänken zu rechnen bzw. erst dann, wenn die Breite deutlich höher wäre (über etwa 550 bis 580 m) und gleichzeitig die Geschiebeführung auf hohem Niveau läuft. Unter den gegebenen Randbedingungen sind aber zumindest Übergänge zu lokalen Verzweigungen mit ausgeprägten seitlichen Kiesbänken und Seitengräben (Hinterrinner, ‚chutes‘) möglich.
- [184] Der bordvolle Abfluss (bankfull discharge) Q_{bf} liegt zwischen etwa $4'320$ und $5'280$ m^3/s (mittlerer Wert: ca. $4'800$ m^3/s) und damit unter dem mittleren Jahres-HQ (MJHQ) von etwa $5'625$ m^3/s und andererseits deutlich über dem bettbildenden Durchfluss (effective discharge) Q_{eff} (etwa $2'600$ m^3/s). Wichtige hydraulische Kennwerte für den bordvollen Zustand (jeweils im Mittel über die Strecke) sind $Fr \approx 0,32$ (Froude-Zahl), $\tau_* \approx 0,055$ (dimensionslose Sohlschubspannung, Shields-Parameter) und $\omega \approx 47,5$ W/m^2 (specific stream power).
- [185] Die bordvollen Breiten und bordvollen mittleren Fließtiefen der Strecke ($B_{bf} \approx 353$ m; $H_{bf} \approx 5,76$ m) können über die Methode der ‚Downstream Hydraulic Geometry‘ mit anderen Kiesflüssen (Stichprobe mit Umfang $N=331$) verglichen werden. Dabei zeigt sich die Donau in ihrem heutigen, durch die Regulierung beeinflussten Zustand als vergleichsweise breit und annähernd durchschnittlich tief. Mit ergänzenden Abschätzungen auf Basis der Fachliteratur erhält man ebenfalls meist geringere Breiten. Zwei Ansätze, und zwar der Stable-channel- (bzw. threshold-channel-) Ansatz nach Henderson (1966) und der semiempirische Ansatz nach Huang & Nanson (1998), liefern hingegen gut zutreffende Breiten.
- [186] Das Breiten/Tiefen-Verhältnis der Donau (im bordvollen Zustand) liegt bei etwa 61,3 und damit höher, als nach den Regressionsmodellen (für Kiesflüsse) und nach ergänzenden Abschätzungen auf Grundlage der Fachliteratur zu erwarten wäre. Andererseits ist das B/H-Verhältnis auch noch nicht so hoch, dass (nach dem Kriterium von Da Silva & Yalin) mit einem Übergang zu einem verzweigten Flusstyp zu rechnen wäre.
- [187] Auch das Gerinnegefälle der Strecke ($S \approx 0,41$ m/km) kann über die Methode der ‚Downstream Hydraulic Geometry‘ mit anderen Kiesflüssen (Stichprobe mit Umfang $N=331$) verglichen werden; im Vergleich mit der gesamten Stichprobe aller Kiesflüsse ist die Donau annähernd durchschnittlich steil; wählt man für den Vergleich aber nur jene Kiesflüsse mit ähnlicher Strömungsbeanspruchung (dimensionslose Sohlschubspannungen τ_* zwischen 0,03 und 0,10: G1-Typ; Stichprobenumfang: $N=192$) aus, dann liegt das derzeitige Gefälle etwas über dem Erwartungswert (ca. 0,26 m/km), was auch damit zu-

sammenpasst, dass sich die Donau derzeit nicht im Gleichgewicht befindet (Sohlerosion), und dass die unregulierte Donau etwas flacher war. Bezogen auf die aktuellen Randbedingungen und unter Berücksichtigung verschiedener Ansätze kann das Gleichgewichtsgefälle im Bereich zwischen etwa 0,30 und 0,35 m/km abgeschätzt werden.

- [188] Die Uferausformung wird durch die mittel- bis großräumige Ausbildung des Flusses (im Grundriss) und seiner mittelmaßstäblichen Strukturen (Furte, Kolke, Bänke) geprägt. An den Prallufern (stärker strömungsexponierten Abschnitten) lagern sich kaum Feinsedimente (Ausande, Aulehm) ab, die Steinsicherungen (Uferdeckwerk, Steinschüttung) liegen zumeist offen und sind zumindest bei niederen und mittleren Wasserführungen sehr dominant für das Landschaftsbild. In solchen Situationen sind im Allgemeinen auch keine Kiesbänke vorgelagert, die Uferlinie verläuft weitestgehend unstrukturiert entlang der Steinsicherungen. Entlang von Innenbögen und anderen weniger strömungsexponierten Uferabschnitten bilden sich hingegen stationäre Kiesbänke (point-bars) und in der unmittelbaren Uferzone können die Steinsicherungen durch mehrere Meter mächtige Feinsedimentablagerungen (Auboden) überdeckt werden. Dieser Auboden kann steilere Uferböschungen ausbilden, bis hin zu annähernd lotrechten Ufersteilwänden, sofern es zu Seitenerosionen kommt.
- [189] Auch in den weitgehend geraden Abschnitten der Donau, speziell im Teilabschnitt zwischen Wien und Fischamündung (ca. Strom-km 1920 ... 1905), pendelt der Strom in einem gewissen Ausmaß und differenziert die Ufer in stärker strömungsexponierte Prallufer und schwächer strömungsexponierte Zonen. Der dahinter stehende Prozess ist die Bildung und Ausformung alternierender Kiesbänke. In den Übergängen zwischen den Kiesbänken liegen die Furten (beispielsweise „Furt Kuhstand“ bei Strom-km 1910,1; „Furt Fischamend“ bei Strom-km 1908,4; „Furt Pfarrgraben“ bei Strom-km 1906,8; „Furt Fischamündung“ bei Strom-km 1905,1 usw.). Die alternierenden Kiesbänke folgen einem gewissen Rhythmus, und damit sind auch die dazwischen liegenden Furte in annähernd gleichen Abständen angeordnet, mit einem Furtabstand von etwa 1,5 bis 2,0 km (im Mittel: 1,75 km); dies entspricht etwa der 5- bis 6-fachen MW-Breite bzw. der 5-fachen Breite des bordvollen Gerinnequerschnittes, in guter Übereinstimmung mit theoretischen Ansätzen von Yalin (1992) bzw. Da Silva & Yalin (2002).

Verwendete Unterlagen und Fachliteratur:

- Anderson, R. J.; Bledsoe, B. P. & Hession, W. C. (2004): Width of streams and rivers in response to vegetation, bank material, and other factors. *Journal of the American Water Resources Association (JAWRA)*, 2004; 1159-1172.
- Andrews, E. D. (1984): Bed material entrainment and hydraulic geometry of gravel-bed rivers in Colorado, *Geol. Soc. Am. Bull.*, 95, p. 371– 378.
- Ashmore, P. E. (1991): How do gravel-bed rivers braid? *Can. J. Earth Sci.* 28, p. 326 - 341.
- Bauer, F. (1965): Der Geschiebehaushalt der bayerischen Donau im Wandel wasserbaulicher Maßnahmen, Teil 1 und 2; *Die Wasserwirtschaft*, 55. Jahrgang, 1965.
- Bernhart et al. (1987): Vorstudie: Analyse des Flussabschnittes Greifenstein / Wien – Marchmündung, Studie im Auftrag der Nationalparkplanung Donau-Auen.
- Brix, F. (1970): Der Raum von Wien im Lauf der Erdgeschichte. – In: STARMÜHLNER, F. & EHRENDORFER, F. (eds.): *Naturgeschichte Wiens, Band I (Lage, Erdgeschichte und Klima)*, 27–190, Wien 1970.
- Bundesstrombauamt (hrsgg. 1951): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1949 (KWD-1949).
- Bundesstrombauamt (hrsgg. 1959): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1956 (KWD-1956).
- Bundesstrombauamt (hrsgg. 1970): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1970 (KWD-1970).
- Bundesstrombauamt (hrsgg. 1978): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1976 (KWD-1976).
- Bundesstrombauamt (1983): Angaben zur Eintiefungstendenz; (unveröffentlicht); zitiert aus: Schmutz, Aufleger & Strobl (2000).
- Cao, S.; and Knight, D.W (1996): Regime theory of alluvial channels based upon the concepts of stream power and probability. *Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2*, 118(3), 160– 167.
- Carson, M.A. (1984): The meandering-braided river threshold: a reappraisal. *Journal of Hydrology*, 73, 315–334.
- Da Silva, A. M. F., and Yalin, M. S. (2002): Stream morphology in the light of the second law and turbulence. Invited Paper, Special Symposium on River Sedimentation and Morphodynamic Processes", Proceedings of the International Conference on Hydro-Science and Engineering, ICHE-2002, Warsaw, Poland, Sept. 18-21.
- Da Silva, A. M. F. (2006): On why and how do river meander. *Journal of Hydraulic Research* Vol. 44, No. 5 (2006), pp. 579–590, © 2006 International Association of Hydraulic Engineering and Research.
- Decker, K. und Lankreijer, A. (1997): Tectonic controls on the formation of the thinskinned Vienna pull-apart basin; zitiert aus (bzw. Grafik übernommen aus): DonauConsult (2003b)
- DonauConsult (1997a): Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse und Granulometrische Sohlverbesserung; Studie im Auftrag der Wasserstraßendirektion.
- DonauConsult (1997b); Donauhochwasserschutz Wien – Betriebsordnung 1997; im Auftrag der Stadt Wien, Magistratsabteilung 45.
- DonauConsult (2003a): Untersuchung zur Nullvariante - Zusammenfassende Darstellung (Teil der Umweltverträglichkeitserklärung zum Flussbaulichen Gesamtprojekt östlich von Wien); im Auftrag der Wasserstraßendirektion.
- DonauConsult (2003b): Untersuchung zur Nullvariante - Geologische Bearbeitung (Teil der Umweltverträglichkeitserklärung zum Flussbaulichen Gesamtprojekt östlich von Wien); im Auftrag der Wasserstraßendirektion.
- DonauConsult (2004): Variantenvergleich - Auswirkungen auf die Feinsedimentation (Teil der Umweltverträglichkeitserklärung zum Flussbaulichen Gesamtprojekt östlich von Wien); im Auftrag der Wasserstraßendirektion.
- DonauConsult et al. (2006): Flussbauliches Gesamtprojekt Donau östlich von Wien, UVE-Unterlagen (Einreichprojekt und Umweltverträglichkeitserklärung); im Auftrag der via donau - Österreichische Wasserstraßen-Gesellschaft m.b.H.
- DonauConsult (2007): Flussbauliches Gesamtprojekt Donau östlich von Wien, UVE-Unterlagen - Ergänzungen, Wasserbau (Einl. 2.5.1); im Auftrag der via donau - Österreichische Wasserstraßen-Gesellschaft m.b.H.
- DonauConsult et al. (2008): Flussbauliches Gesamtprojekt Donau östlich von Wien, Gegenschrift zum Jäggi-Gutachten; im Auftrag der via donau - Österreichische Wasserstraßen-Gesellschaft m.b.H.
- DonauConsult & ÖIR (2007): Bilanz über den Verbaungsgrad der Ufer, UVE-Unterlagen - Ergänzungen (Einl. 2.6); im Auftrag der via donau - Österreichische Wasserstraßen-Gesellschaft m.b.H.

- Donaukraft Engineering (1995): Donaukraftwerk Freudenau - Detailprojekt Unterwasserbereich / Geschiebezugabe, Wien; zitiert aus: Donaukraft, Verbundplan (1998) bzw. aus Schmautz, Aufleger & Strobl (2000).
- Eaton, B. C., Church, M. (2004): A graded stream response relation for bed load-dominated streams. *Journal of Geophysical Research*, 109, F03011, doi:10.1029/2003JF000062.
- Ehrenberger, R. (1931): Direkte Geschiebemessungen an der Donau bei Wien und deren bisherige Ergebnisse; Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft; Sonderabdruck aus: „Die Wasserwirtschaft“, Heft 34.
- Ehrenberger, R. (1942): Geschiebetrieb und Geschiebefracht der Donau in Wien auf Grund direkter Messungen; *Wasserkraft und Wasserwirtschaft* 37, Heft 12;
- Felkel, K. (1987): Acht Jahre Geschiebezugabe am Oberrhein; *Wasserwirtschaft*, 77. Jahrgang, Heft 4 – 1987.
- Ferguson, R. I. (1986): Hydraulics and hydraulic geometry, *Prog. Phys. Geogr.*, 10, 1 – 31, 1986.
- Garde, R. J. (2001): Hydraulic geometry and resistance of gravel-bed rivers. *PINSA*, 67, A, No. 6, Nov. 2001, pp. 597 - 607.
- Geitner, W. (1969): Die Mittel- und Niederwasserregulierung der Donau in Österreich; *Österreichische Wasserwirtschaft*, Jahrgang 21 – Heft 1/2 – 1969.
- Geitner, W. (1978): Die Erhaltungs- und Regulierungsarbeiten der österreichischen Donau in den Jahren 1968 bis 1977; *Österreichische Wasserwirtschaft*, Jahrgang 30 – Heft 9/10 – 1969.
- Griffiths, G. A. (1980): Hydraulic geometry relationships of some New Zealand gravel-bed rivers, *Journal of Hydrology (NZ)*, Vol. 19: 106–118.
- Griffiths, G. A., Carson, M. A. (2000): Channel width for maximum bedload transport capacity in gravel-bed rivers, South Island, New Zealand. *Journal of Hydrology (NZ)*, Vol. 39: 107 - 126.
- Gruber, O. (1969): Gewässerkunde und Hydrografie im Bundesstrombauamt; *Österreichische Wasserwirtschaft*, Jahrgang 21 – Heft 1/2 – 1969, S. 27-34.
- Günter, A. (1971): Die kritische mittlere Sohlenschubspannung bei Geschiebemischungen unter Berücksichtigung der Deck-schichtbildung und der turbulenzbedingten Sohlenschubspannungsschwankungen; Mitteilungen VAW Zürich.
- Henderson, F. M. (1966): *Open Channel Flow*. Macmillan Publishing Co., Inc. New York.
- Hey, R. D., and Thorne, C. R. (1983): Hydraulic geometry of mobile gravel-bed rivers. *Proceedings of the 2nd International Symposium on River Sedimentation, Nanjing, China*, 713-723.
- Hey, R. D., and Thorne, C. R. (1986): Stable channels with mobile gravel beds, *J. Hydraul. Eng.*, 112, 671– 689.
- Hohensinner, S., Eberstaller-Fleischanderl, D., Haidvogel, G., Herwegger, M., Weiß, M. (2008): Die Stadt und der Strom - Historische Veränderungen der Wiener Donau-Auen seit dem 18. Jahrhundert. *Abhandlungen der Geologischen Bundesanstalt*, 62, S. 87 - 93.
- Hohensinner, S., und Jungwirth, M. (2009): Flussmorphologische Charakteristik der Donau - historische Perspektive; *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ)* 154, Heft 1-6/2009.
- Huang, H. Q. & Warner, R. F. (1995): The multivariate controls of hydraulic geometry: a causal investigation in terms of boundary shear distribution. *Earth Surface Processes and Landforms*, 20, 115–130.
- Huang, H. Q., & G. C. Nanson (1998): The influence of bank strength on channel geometry: An integrated analysis of some observations, *Earth Surf. Processes Landforms*, 23, 865– 876.
- Hydrographische Jahrbücher → Hydrographisches Zentralbüro
- Hydrographisches Zentralbüro im Bundesministerium f. Land- und Forstwirtschaft: *Hydrographische Jahrbücher von Österreich (speziell: Hydrographische Jahrbücher 1970/2005)*.
- Hydrographisches Zentralbüro (1937): *Schwebstoff- und Geschiebeaufnahmen einiger österreichischer Flüsse; im Selbstverlag des Hydrographischen Dienstes in Österreich, Wien*.
- Hydrographisches Zentralbüro im Bundesministerium f. Land- und Forstwirtschaft (1948): *Die Abflussverhältnisse der Donau in Österreich 1893-1942; (bearbeitet von Dr. Kresser)*.
- Jäggi, M. (1983): Alternierende Kiesbänke. Mitteilungen Nr. 62, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich.

- Jäggi, M. (1992): Sedimenthaushalt und Stabilität von Flussbauten; Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Band 119.
- Jäggi, M. (2006): Donauausbau östlich von Wien, Einreichprojekt zur Umweltverträglichkeitsprüfung - Stellungnahme aus flussbaulicher und flussmorphologischer Sicht. Im Auftrag der Wiener Umwelthanwaltschaft.
- Kandl (1969): Die Entwicklung der Donauregulierung in Österreich; Österreichische Wasserwirtschaft, Jahrgang 21 – Heft 1/2 – 1969.
- Klasz, G. (2002): Ein Beitrag zur flussmorphologisch orientierten Untersuchung der Sohlstabilität der Donau zwischen Wien und Marchmündung. Diplomarbeit an der Technischen Universität Wien, Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft.
- Klasz, G.; Schmalfuß, R.; Zottl, H.; Reckendorfer, W. (2009a): Das Flussbauliche Gesamtprojekt für die österreichische Donau östlich von Wien; Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ) 154, Heft 1-6/2009.
- Klasz, G.; Zottl, H.; Habersack, H.; Schmalfuß, R. (2009b): Die granulometrische Sohlverbesserung für die Donau östlich von Wien als spezielle Form der Geschiebemanagement; Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ) 154, Heft 1-6/2009.
- Klasz, G. (in prep.). An analytical approach to river behaviour and adjustment processes (Arbeitstitel); Dissertation an der TU-Wien;
- Klasz, G. und Gutknecht, D. (in prep.): Quantifizierende Flussmorphologie auf Basis der Downstream Hydraulic-Geometry-Ansätze
- Kleinhaus, M. G., Van den Berg, J. H. (2010): River channel and bar patterns explained and predicted by an empirical and a physics-based method. <http://www.geog.uu.nl/fg/mkleinhaus/teaching/channelpatterns.pdf>
- Knighton, A. D. and Nanson, G. C. (1993); Anastomosis and the continuum of channel pattern. Earth Surf. Process. Landforms, 18: 613-625.
- Knighton, A.D. (1998): Fluvial Forms and Processes. A new Perspective. Edward Arnold, New York.
- Kresser, W. (1957): Die Hochwässer der Donau, Schriftenreihe des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes, Heft 32/33, Springer Verlag Wien, 94 S.
- Kresser, W. (1984): Donaukraftwerk Hainburg, Eintiefungstendenzen der Donau im Bereich von Greifenstein bis zur Staatsgrenze; Gutachten; Wien.
- Kresser, W. (1987): Auswirkungen des geplanten KW Wien auf den Geschiebetrieb und die Sohlstabilität der Donau im Bereich stromab von Greifenstein; Gutachten im Auftrag des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Wien.
- Küpper, H. (1968): Geologie der österreichischen Bundesländer in kurzgefassten Einzeldarstellungen: Wien. – 206 S., 42 Abb., 20 Tab., 8 Taf., Beil., Wien (Geologische Bundesanstalt) 1968.
- KWD-1949 → Bundesstrombauamt (hrsgg. 1951).
- KWD-1956 → Bundesstrombauamt (hrsgg. 1959).
- KWD-1970 → Bundesstrombauamt (hrsgg. 1970).
- KWD-1976 → Bundesstrombauamt (hrsgg. 1978).
- KWD-1985 → Wasserstraßendirektion (hrsgg. 1986).
- KWD-1996 → Wasserstraßendirektion (hrsgg. 1998).
- Leopold, L. B., and Maddock, T. (1953): The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications, U.S. Geol. Surv. Prof. Pap., 252, 57 pp.
- Leopold, L.B., and Wolman, G. (1957): River channel patterns: braided, meandering and straight. U.S. Geological Survey Professional Paper 282 -B, p. 39 - 85.
- Lisle, T. E.; Ikeda, H.; Iseya, F (1991): Formation of stationary alternate bars in a steep channel with mixed-size sediment: A flume experiment. Earth Surface Processes and Landforms, Vol. 16, p. 463 - 469.
- Marti, Ch., und Bezzola, G. R. (2004): Sohlenmorphologie in Flussaufweitungen; Turbulenzen in der Geomorphologie, Jahrestagung der Schweizerischen Geomorphologischen Gesellschaft (SGmG) der SANW. Mitteilung Nr. 184 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich Zürich, 2004.

- Marti, Ch. (2006): Morphologie von verzweigten Gerinnen, Ansätze zur Abfluss-, Geschiebetransport- und Kolkiefenberechnung; Dissertation. Mitteilungen 199 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich.
- Makaske, B., Smith, D., Berendsen, H., de Boer, A., van Nielen-Kiezebrink, M., Locking, T. (2009): Hydraulic and sedimentary processes causing anastomosing morphology of the upper Columbia River, British Columbia, Canada. *Geomorphology* 111 (3–4), p. 194–205.
- Mayrhofer, A. (1964): Normalprofil und Ausgleichsgefälle geschiebeführender Flüsse; Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 7/8 – 1964.
- Michlmayr, F. (1994): Geschichte der Donauregulierung in Wien; erschienen in: Historische Wasserwirtschaft im Alpenraum und an der Donau; Herausgegeben vom Deutschen Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.; Verlag Konrad Wittwer – Stuttgart.
- Mikos, M. (1996): Geschiebesortierung und Abrieb entlang eines Flusses; erschienen in: Schriftenreihe des Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverbandes, Heft 105 (Seminar „Natürliche Deckschichtbildung in Fließgewässern“, Oktober 1995 in Innsbruck).
- Mohilla, P. & Michlmayr, F. (1996): Donauatlas Wien, Geschichte der Donauregulierung mit Karten und Plänen aus vier Jahrhunderten. Österreichischer Kunst- und Kulturverlag; Wien.
- Nachtnebel, Seidelmann, Müller, Schwaighofer (1998): Herkunft und Zusammensetzung der Schwebstoffe in der Donau und ihrer wichtigsten Zubringern; Band 45, Schriftenreihe der Forschung im Verbund.
- Nanson, G. C., and Croke, J. C. (1992): A genetic classification of floodplains. *Geomorphology* 4 (1992), p. 459 - 486.
- Nanson, G. C., and Knighton, A. D. (1996): Anabranching rivers: Their cause, character and classification. *Earth Surface Processes and Landforms*, 21, p. 217 - 239.
- Nestmann, F. (1996): Eigenschaften und Nutzungen von Fließgewässern; Wasserwirtschaft, 86. Jahrgang, Heft 7/8 – 1996.
- Oberste Wasserrechtsbehörde (1991): Wasserrechtliche Grundsatzgenehmigung zum Donaukraftwerk Freudenu, Bescheid der Obersten Wasserrechtsbehörde vom 31.07.1991 (Zl. 14.570/182-I 4/91).
- Ogris, H., Zottl & Erber (1988): Donau im Raum Wien - Bad Deutsch-Altenburg, Sohlstabilisierung durch Grobmaterialzugabe zur Deckschichtbildung. Studie im Auftrag der Stadt Wien - MA 45 (Wasserbau).
- Parker, G. (1979): Hydraulic geometry of active gravel rivers. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, 105, p. 1185 - 1201.
- Parker, G.; Toro-Escobar, C. M.; Ramey, M.; Beck, S. (2003): Effect of Floodwater Extraction on Mountain Stream Morphology. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129, p. 885 - 895.
- Parker, G.; Wilcock, P. R.; Paola, Ch.; Dietrich, W. E.; Pitlick, J. (2007): Physical basis for quasi-universal relations describing bankfull hydraulic geometry of single-thread gravel bed rivers. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 112.
- Pfleiderer, S. (2008): Geostatistik der Höhenlage und Lithologie der Terrassen in Wien. *Abhandlungen der Geologischen Bundesanstalt*, Wien.
- Requena, P. (2008): Seitenerosion in kiesführenden Flüssen - Prozessverständnis und quantitative Beschreibung. Dissertation. Mitteilungen 210 der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich.
- Scheuerlein, H. (2003): Endbericht Wasserbau - Allgemeiner Teil; Flussbauliches Gesamtprojekt östlich von Wien - Umweltverträglichkeitserklärung; im Auftrag der Wasserstraßendirektion und des Bundesministeriums für Verkehr, Innovation und Technologie.
- Schimpf, H., Harreiter, H., Ziss, H. (2009): Zehn Jahre Erfahrungen mit der Unterwassersicherung zum Kraftwerk Freudenu; Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ) 154, Heft 1-6/2009.
- Schmalfuss, R., und Gabriel, H. (2010): mündliche Mitteilung.
- Schmautz, M., Aufleger, M. & Strobl, Th. (2000): Wissenschaftliche Untersuchung der Geschiebe- und Eintiefungsproblematik der österreichischen Donau. Endbericht; im Auftrag der Verbund – Austrian Hydro Power AG.
- Schmutterer, J. (1961): Geschiebe- und Schwebstoffführung der österreichischen Donau; *Wasser und Abwasser* – 1961; S. 61 - 70. Zitiert aus: Schmautz, Aufleger & Strobl (2000).
- Schöberl, F. (1981): Abpflasterungs- und Selbststabilisierungsvermögen erodierender Gerinne; Österreichische Wasserwirtschaft, Jahrgang 33, Heft 7/8-1981: 180-186.
- Schröder, R. C. M. (1994): Technische Hydraulik; Springer Verlag.

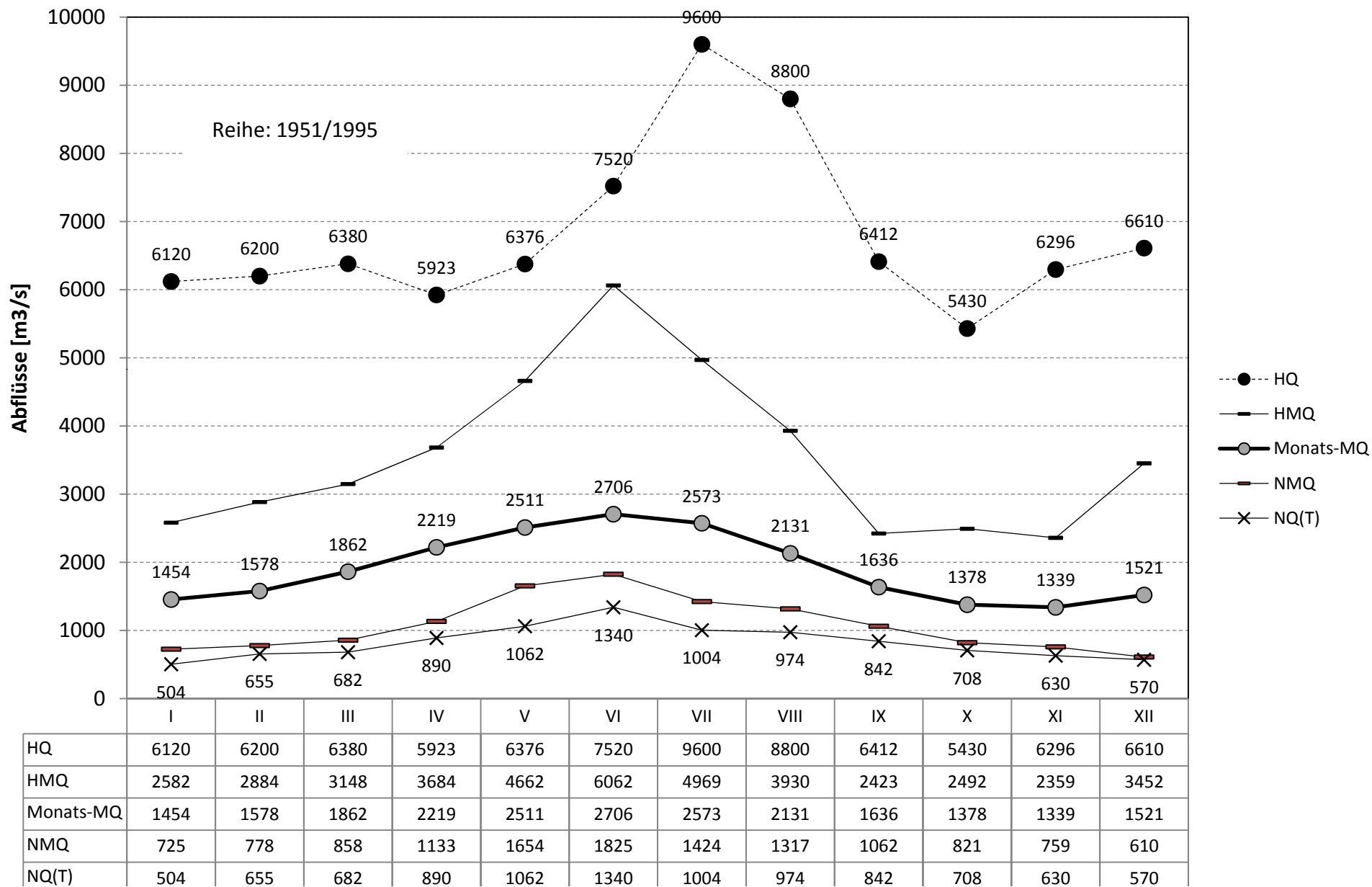
- Shahjahan, M. (1970): Factors controlling the geometry of fluvial meanders. *Bulletin of the International Association of Scientific Hydrology*, XV, 3, 9/1970
- Spannring, M; Seus, G.J. (2000): Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers, *Wasserwirtschaft* 90, Heft 2/2000.
- Strasser, G. (2003): Schifffahrtstechnisches Gutachten zum Flussbaulichen Gesamtprojekt östlich von Wien; Gutachten im Auftrag des BMVIT und der Wasserstraßendirektion Wien.
- Strobl, Th. & Schmautz, M. (2001): Einfluss des Wasserkraftausbaus auf die Flussmorphologie der Donau in Österreich; erschienen in: Beiträge des internationalen Symposiums „Wasserkraft – die erneuerbare Energie“ vom 18. und 19. Oktober 2001, *Verbandsschrift 65 des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes*.
- Strobl, Th. (2002): Einfluss der granulometrischen Sohlverbesserung auf Steinschlagschäden an Propeller und Düse eines Schiffes an der Donau östlich von Wien, *Privatgutachten (Teil der UVE zum Flussbaulichen Gesamtprojekt: DonauConsult et al., 2006)*.
- Van den Berg, J. H. (1995): Prediction of alluvial channel pattern of perennial rivers; *Geomorphology*, 12 (1995), p. 259-279.
- VAW (Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich), (1989): Donau – Gutachten über das Erosionsverhalten in der Strecke unterhalb der geplanten Staustufe Freudenu in Wien und die Wirkung von Sohlgurten oder Grobmaterialzugabe als Sohlsicherungsmaßnahmen; im Auftrag der Stadt Wien, MA-45 (Wasserbau).
- Verbund-AHP (2006): Auskunft von Hrn. Dipl.-Ing. H. Schimpf / Verbund-AHP per eMail, (18.08.2006).
- Vollmer, S., und Weichert, R. (2010): Morphologie und Hydraulik des frei fließenden Oberrheins; 12. Gewässermorphologische Kolloquium am 3./4. November in Koblenz, *Flusssysteme in Raum und Zeit*, Bundesanstalt für Gewässerkunde.
- Wasserstraßendirektion (hrsgg. 1986): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1985 („KWD-1985“).
- Wasserstraßendirektion (hrsgg. 1998): Die kennzeichnenden Wasserstände der österreichischen Donau – 1996 („KWD-1996“).
- White, W.R., Bettess, R. and Paris, E. (1982): Analytical approach to river regime. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers* 108: 1179-93.
- Yalin, M.S. (1992): *River Mechanics*. Pergamon Press: Oxford.
- Zottl & Erber (1987): Donau im Raum Wien - Bad Deutsch-Altenburg, Untersuchung der Sohlstabilität im Zusammenhang mit der Staustufe Wien; Studie im Auftrag der Stadt Wien – MA 45 (Wasserbau).
- Zottl, H. & Scheuerlein, H. (2009): Der Weg zum Flussbaulichen Gesamtprojekt unter Berücksichtigung der wasserbaulichen Möglichkeiten; *Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift (ÖIAZ)* 154, Heft 1-6/2009.

Anhang A

Abb. 2	Zum Abflussregime der Donau, Monatswerte (mittlere und extreme); Reihe: 1951/1995
Abb. 3	Abflussganglinie (1996 - 2000)
Abb. 4	Abflussganglinie (2001 - 2005)
Abb. 5	Abflussdauerlinie der Donau bei Wien (langjährig: 1971/1990; und extreme Jahre)
Abb. 6	Abflussdauerlinie und -Ganglinie der Donau bei Wien, 1971
Abb. 7	Abflussdauerlinie und -Ganglinie der Donau bei Wien, 1970
Abb. 8	Abflussdauerlinie und -Ganglinie der Donau bei Wien, 1991
Abb. 9	Jahres-NQ der Donau bei Wien; Reihe: 1894-2002
Abb. 10	HQ-Bemessungswerte für die Donau bei Wien
Abb. 11	Donau zwischen Wien-Nußdorf und Marchmündung, Granulometrische Kennwerte der Sohlproben
Abb. 12	Anteil der einzelnen Fraktionen im Längenschnitt (zwischen Wien-Nussdorf und Marchmündung)
Abb. 13	Mittlere Korndurchmesser im Längenschnitt (zwischen Wien-Nussdorf und Marchmündung)
Abb. 14	Kornverteilungslinien im Querschnitt Strom-km. 1881,3
Abb. 15	Kornverteilungslinien im Querschnitt Strom-km. 1885,2
Abb. 16	Kornverteilungslinien im Querschnitt Strom-km. 1905,0
Abb. 17	Kornverteilungslinien im Querschnitt Strom-km. 1917,8
Abb. 18	Charakterisches Querprofil (nach Methode Meyer-Peter)
Abb. 19	Breiten (Wasserspiegel) und mittleren Fließtiefen $H=A/B$ für den bordvollen Zustand (also etwa HSQ) für die Strecke zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880
Abb. 20	Breiten (Wasserspiegel) und mittleren Fließtiefen $H=A/B$ für den Zustand mit $Q=3\cdot000\text{ m}^3/\text{s}$ für die Strecke zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880
Abb. 21	Breiten (Wasserspiegel) und mittleren Fließtiefen $H=A/B$ für den Zustand mit Mittelwasser (also MQ) für die Strecke zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880
Abb. 22	Breiten (Wasserspiegel) und mittleren Fließtiefen $H=A/B$ für den Zustand mit Regulierungsniederwasser (also RNQ) für die Strecke zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880
Abb. 23	At-a-station Hydraulic Geometry für die Donau zwischen Strom-km 1916,4 und Strom-km 1880
Abb. 24	Gefällewerte für HSW, MW, RNW für die Donau zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880
Abb. 25	Längenschnitt mit den RNW-, MW- und HSW-Spiegellagen für die Donau zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880
Abb. 26	Geschiebetransportfunktion auf Grundlage der Meyer-Peter-Methodik für die Donau östlich von Wien
Abb. 27	Geschiebetransportvermögen für die einzelnen Jahre der Reihe 1981 / 2005 (rechnerisch auf Basis der Meyer-Peter-Gleichung)
Abb. 28	Jahreszugabemengen (UW-Sicherung) der Verbund-AHP im Zeitraum zwischen 1996 und 2008
Abb. 29	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Donaukanalmündung
Abb. 30	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Fischamend
Abb. 31	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Orth
Abb. 32	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Wildungsmauer
Abb. 33	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Bad Deutsch-Altenburg
Abb. 34	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Hainburg
Abb. 35	RNW- und MW-Veränderungen für die Pegelstelle Wolfsthal
Abb. 36	Niederwasseranalyse (1894/1998) für den Pegel Hainburg
Abb. 37	Synoptisches Bild der RNW-Veränderungen zwischen Wien-Nussdorf und Bratislava für den Zeitraum zwischen 1949 und 1996

Abb. 38	Differenzen zwischen RNW-1970 und RNW-1985 im Abschnitt zwischen Fischamend und Bratislava
Abb. 39	Baggermengen zwischen den Jahren 1984 /2005 mit räumlicher Zuordnung
Abb. 40	Durchflussaufteilung Strom / Nebenarme, abhängig vom Gesamtabfluss der Donau
Abb. 41	Ermittlung des bettbildenden Abflusses (effective discharge) aus Geschiebetransportfunktion und Dichtefunktion der Tagesabflüsse
Abb. 42	Sohlschubspannungen (profilgemittelt) im Längsverlauf der Donau, für verschiedene Abflüsse
Abb. 43	Dimensionslose Sohlschubspannungen (profilgemittelt) im Längsverlauf der Donau, für verschiedene Abflüsse
Abb. 44	Froude-Zahlen im Längsverlauf der Donau
Abb. 45	Unit Stream Power im Längsverlauf der Donau
Abb. 46	Downstream hydraulic geometry; data: {Q.1}, single-thread gravel-bed rivers
Abb. 47	Downstream hydraulic geometry (dimensionless parameter); data: {Q.1/gravel}, single-thread gravel-bed rivers
Abb. 48	Downstream hydraulic geometry (dimensionless parameter); data: {Q.1 / gravel: type G1}
Abb. 49	Iso-Linien des Geschiebetransportvermögens im Breiten-/Gefälle-Kontext; Optimum-Width-Ansatz
Abb. 50	Width-depth ratio B/H versus relative depth H/D50; channel pattern discrimination according to Yalin & Da Silva
Abb. 52	Gerinnegefälle versus bordvoller Abfluss für unverzweigte Flüsse {Q.1/gravel} und für verzweigte Flüsse {Q.2/gravel} mit Eintragung der Abgrenzungskriterien von Leopold & Wolman (1957) und Henderson (1966)
Abb. 54	Ufertypologie, Strom-km 1916 bis 1901

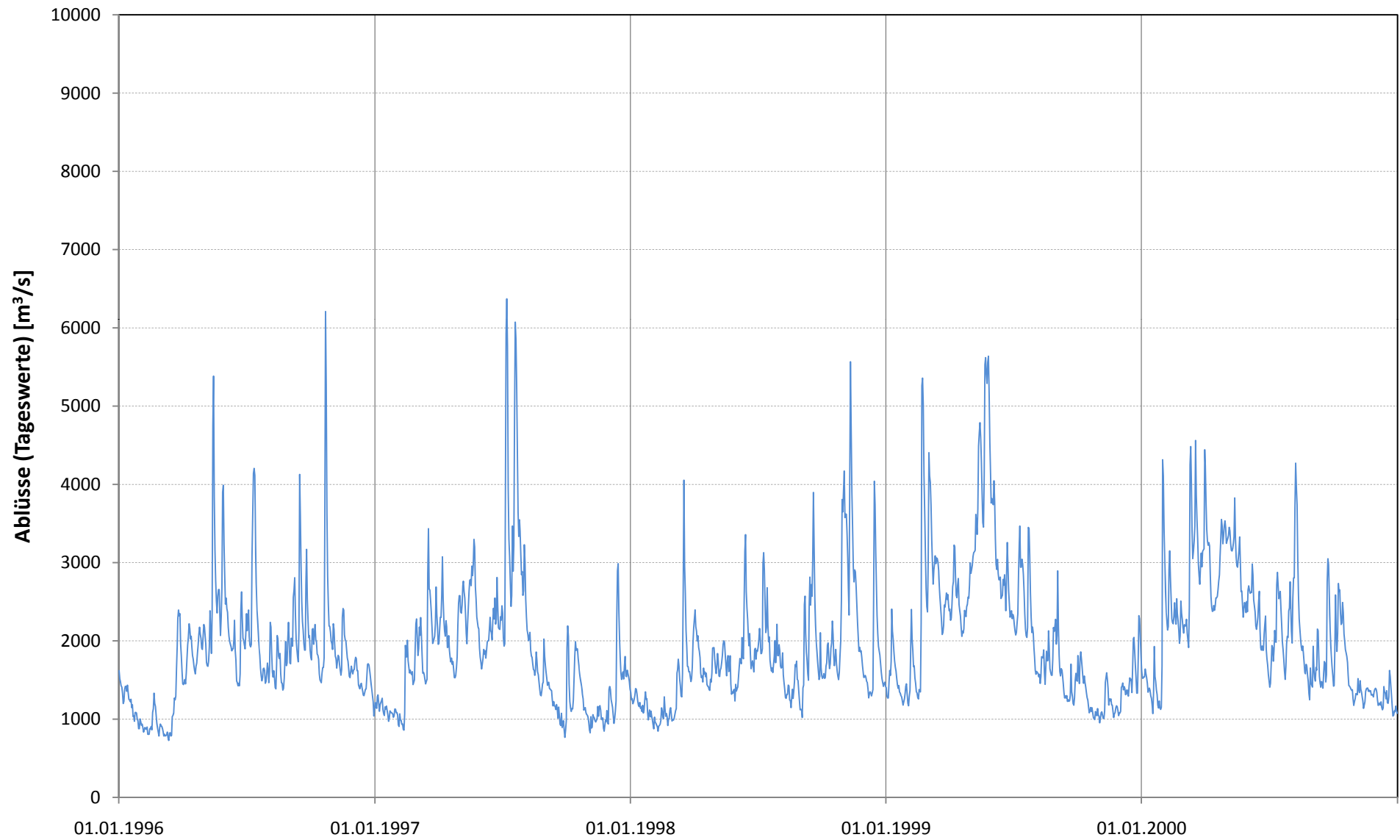
Anm.: Hier nicht angeführte Abbildungen (Abb. 1, Abb. 51, Abb. 53 und Abb. 55 - 66) sind im Text integriert.



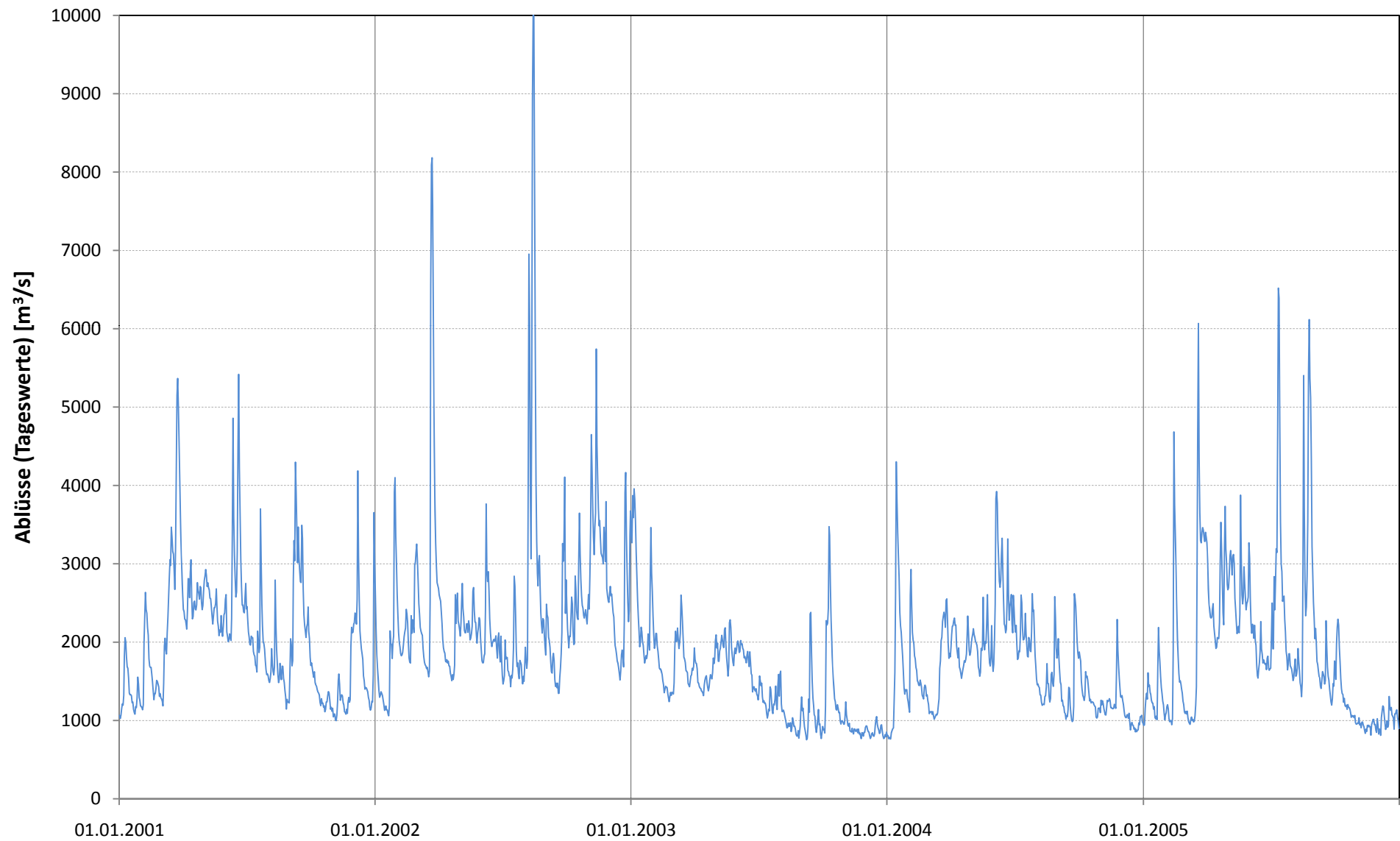
Zum Abflussregime der Donau, Monatswerte (mittlere und extreme); Reihe: 1951/1995

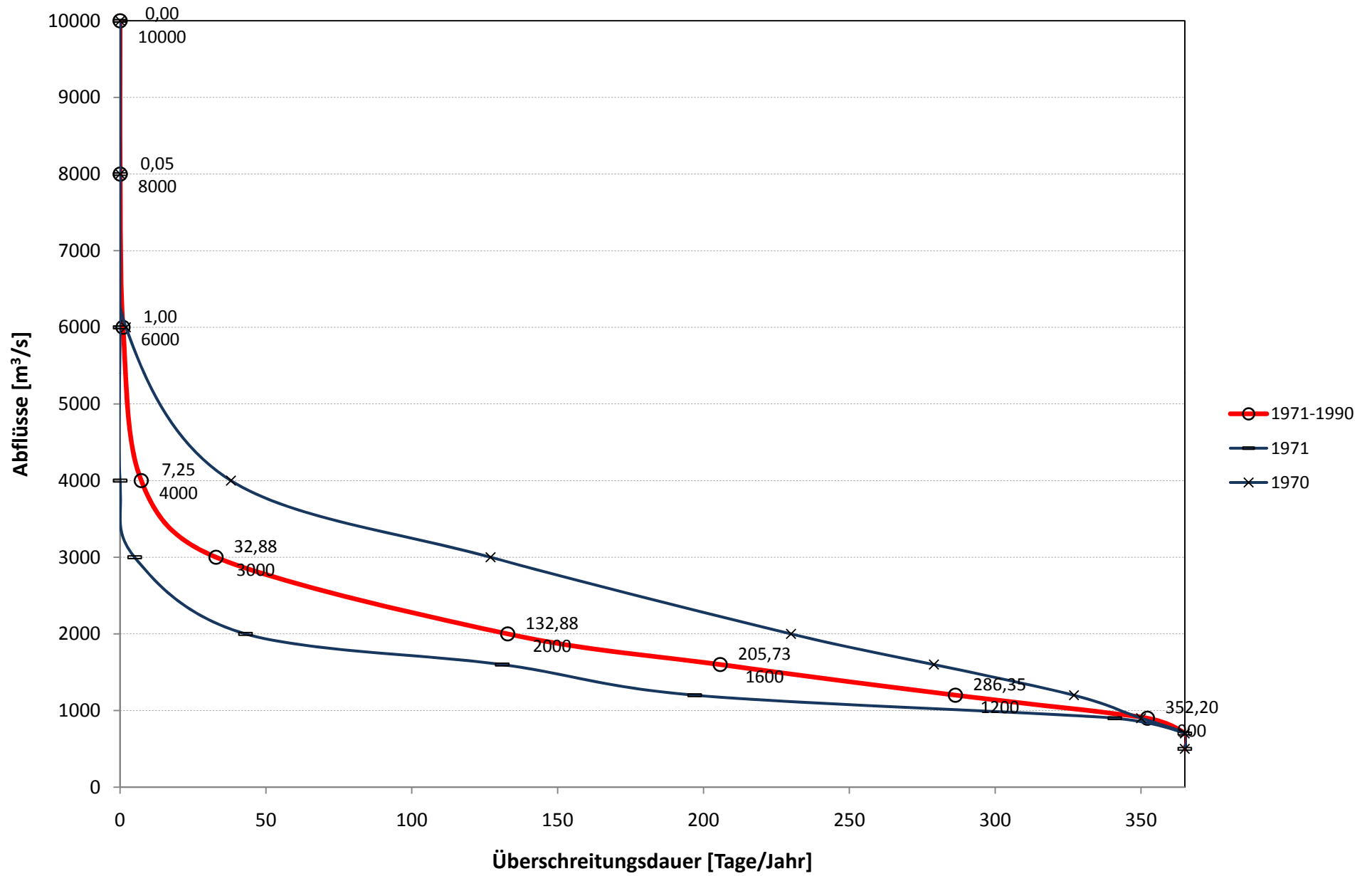
Abb. 2

Abflüsse der Donau (Korneuburg), 1996 ... 2000

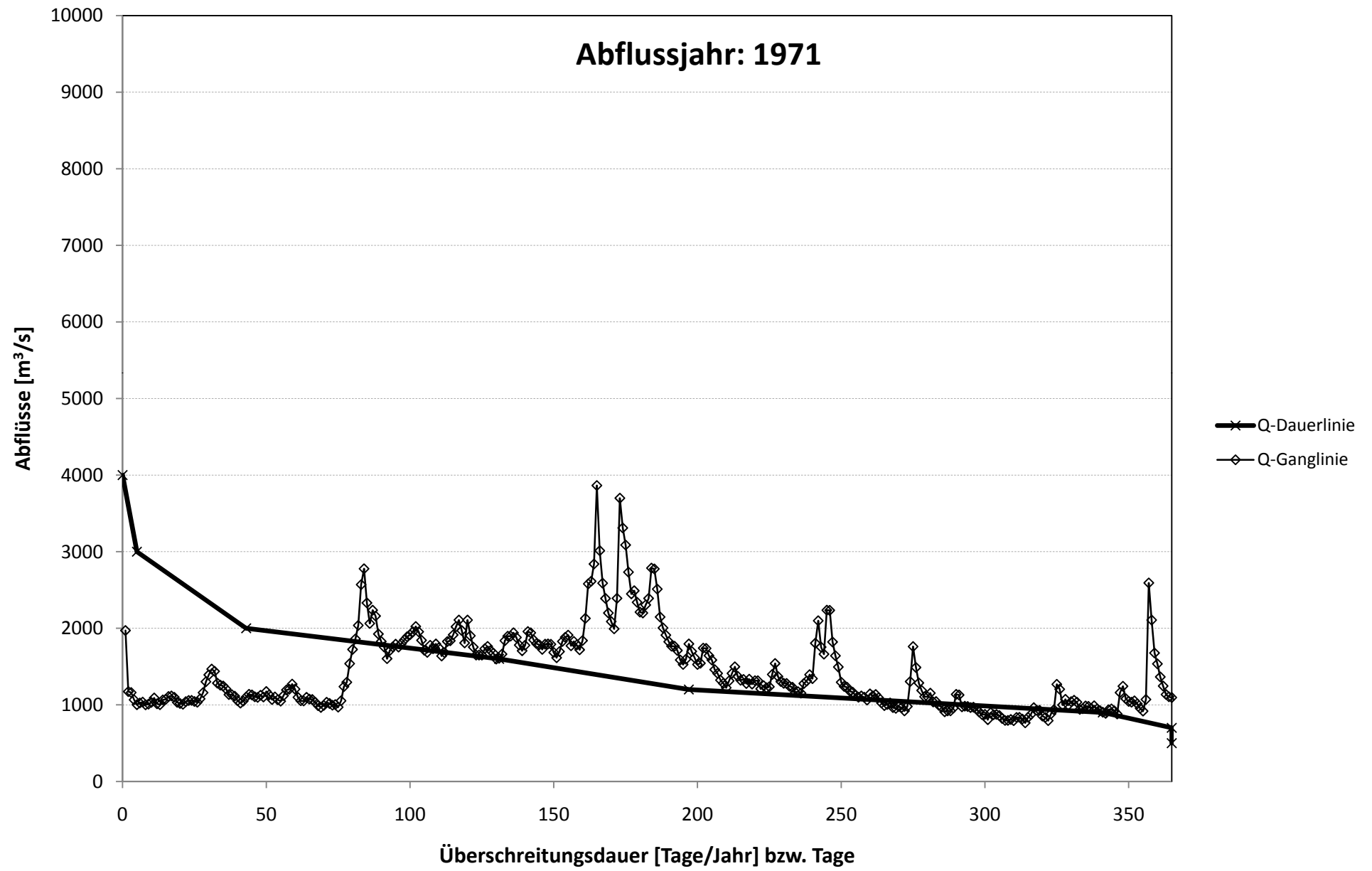


Abflüsse der Donau (Korneuburg), 2001 ... 2005



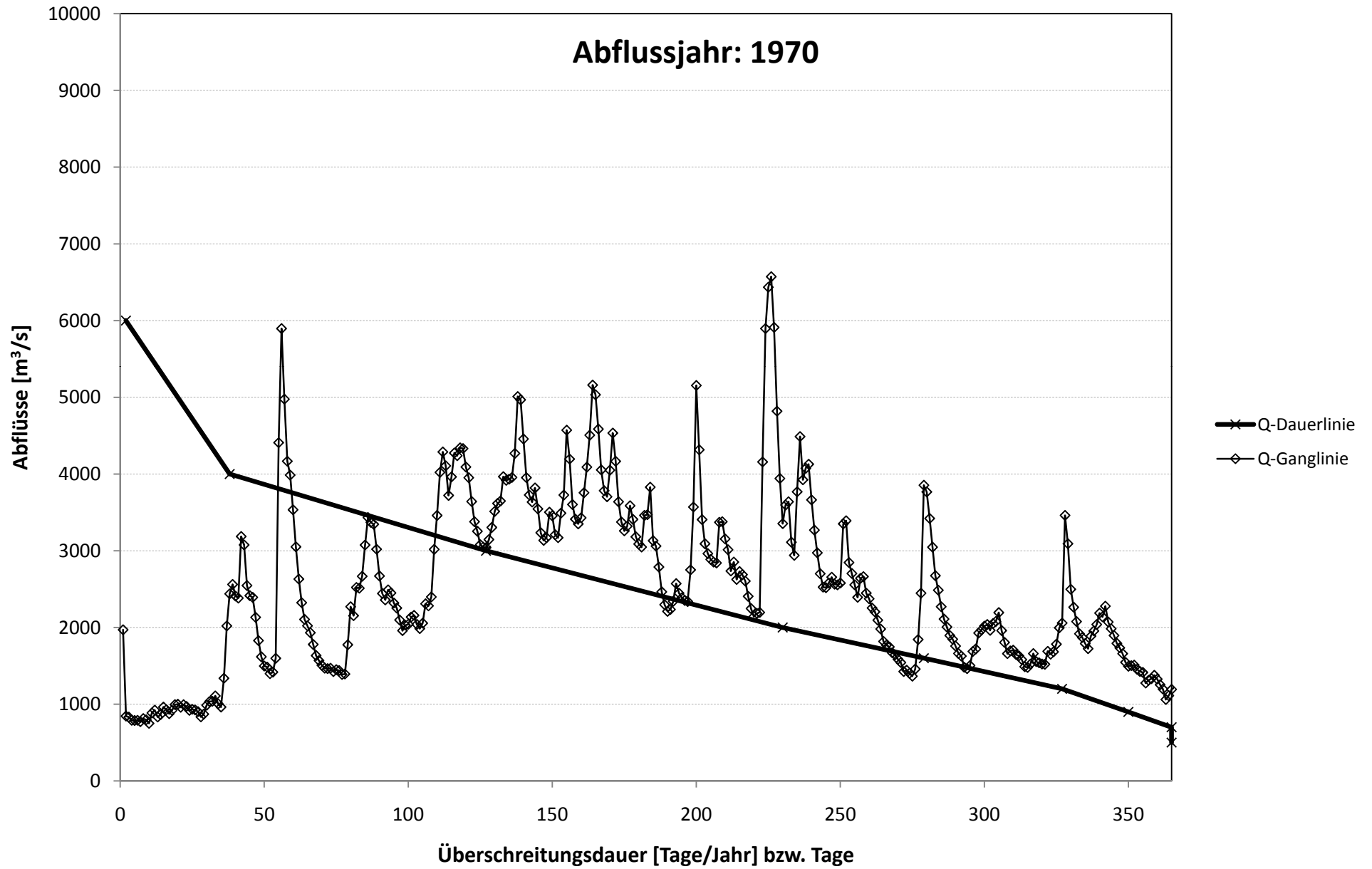


Abflussdauerlinie der Donau bei Wien
 (langjährig: 1971/1990; und extreme Jahre)



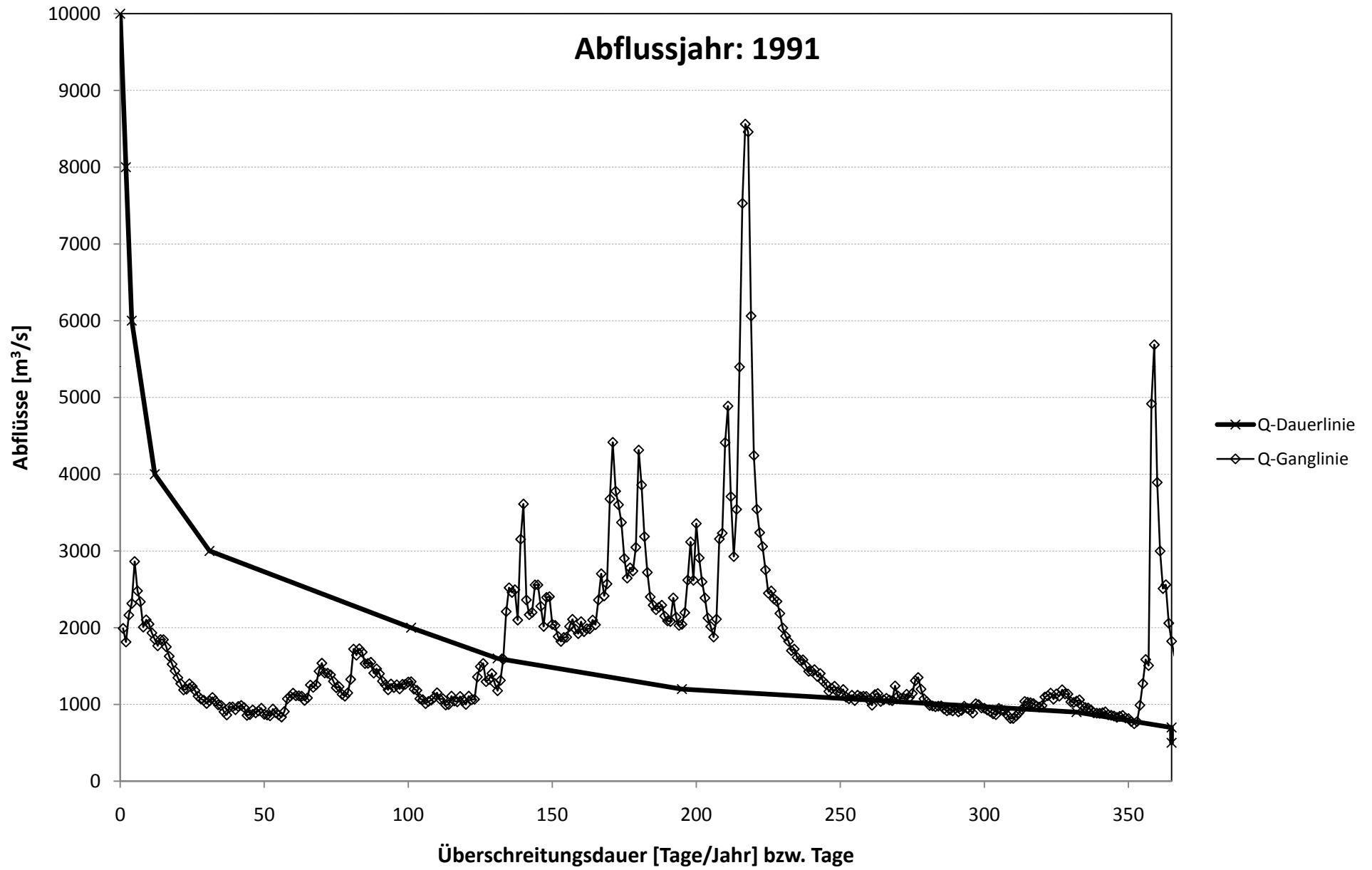
Abflussdauerlinie und -Ganglinie der Donau bei Wien, 1971

Abb. 6

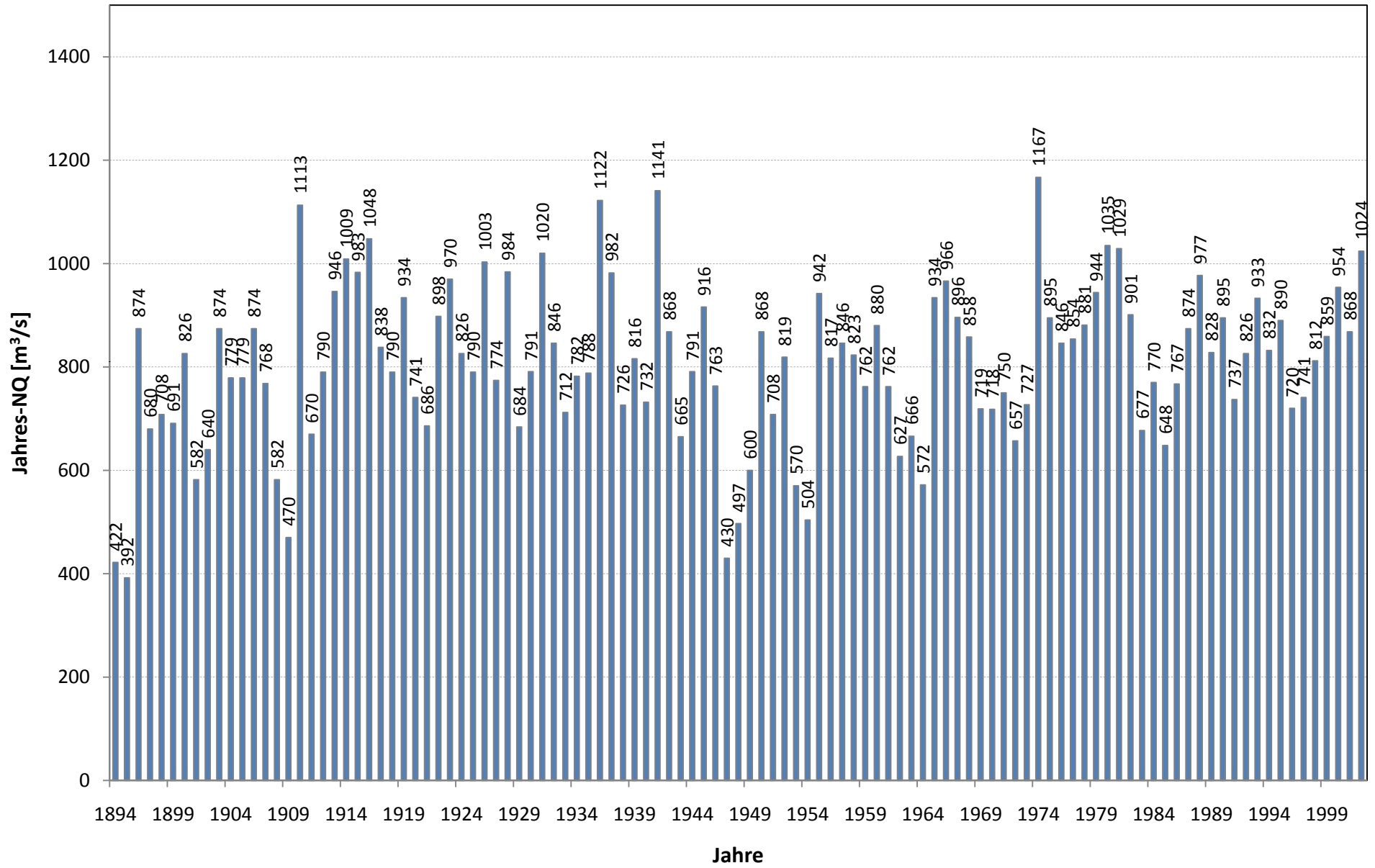


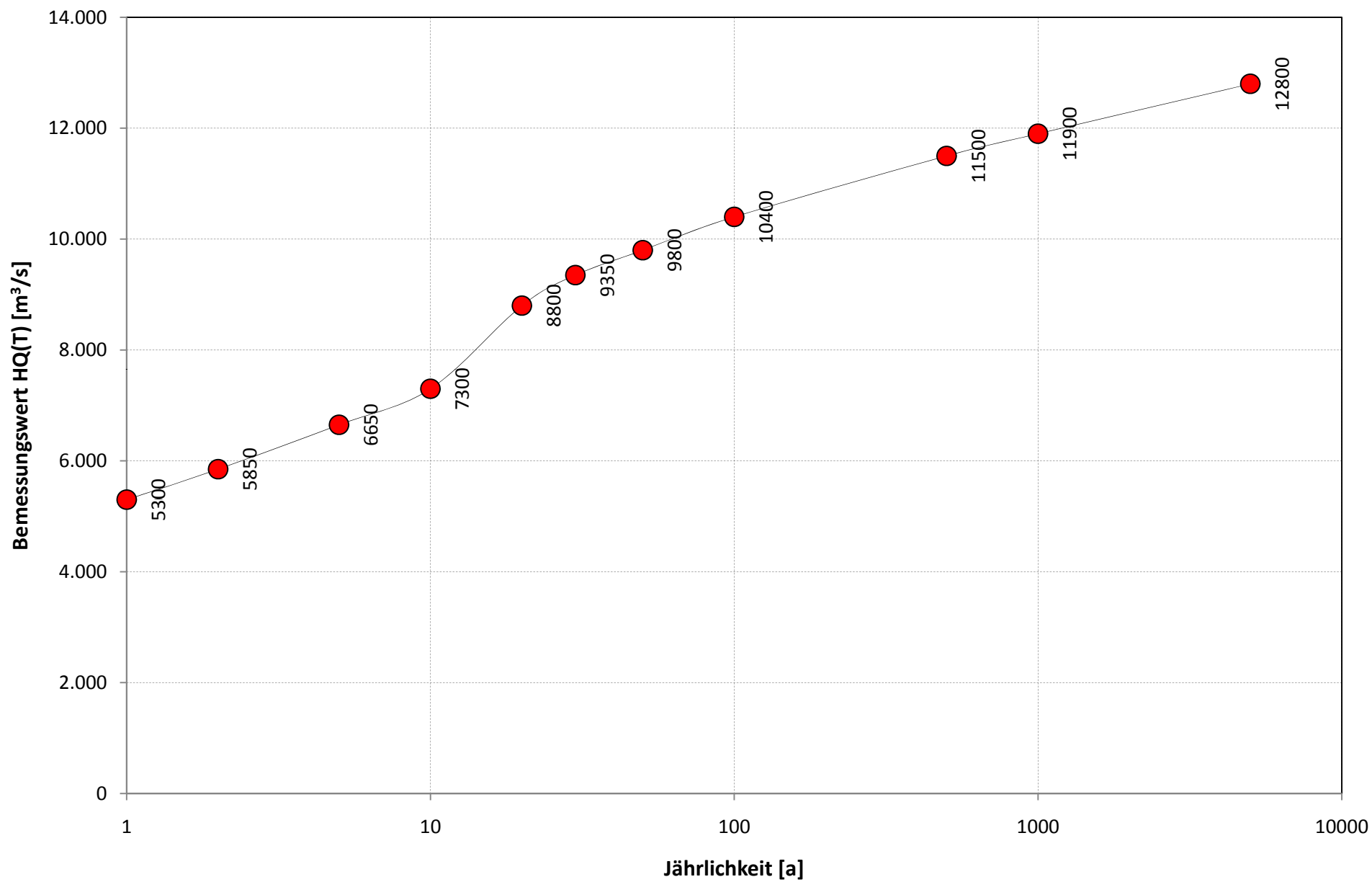
Abflussdauerlinie und -Ganglinie der Donau bei Wien, 1970

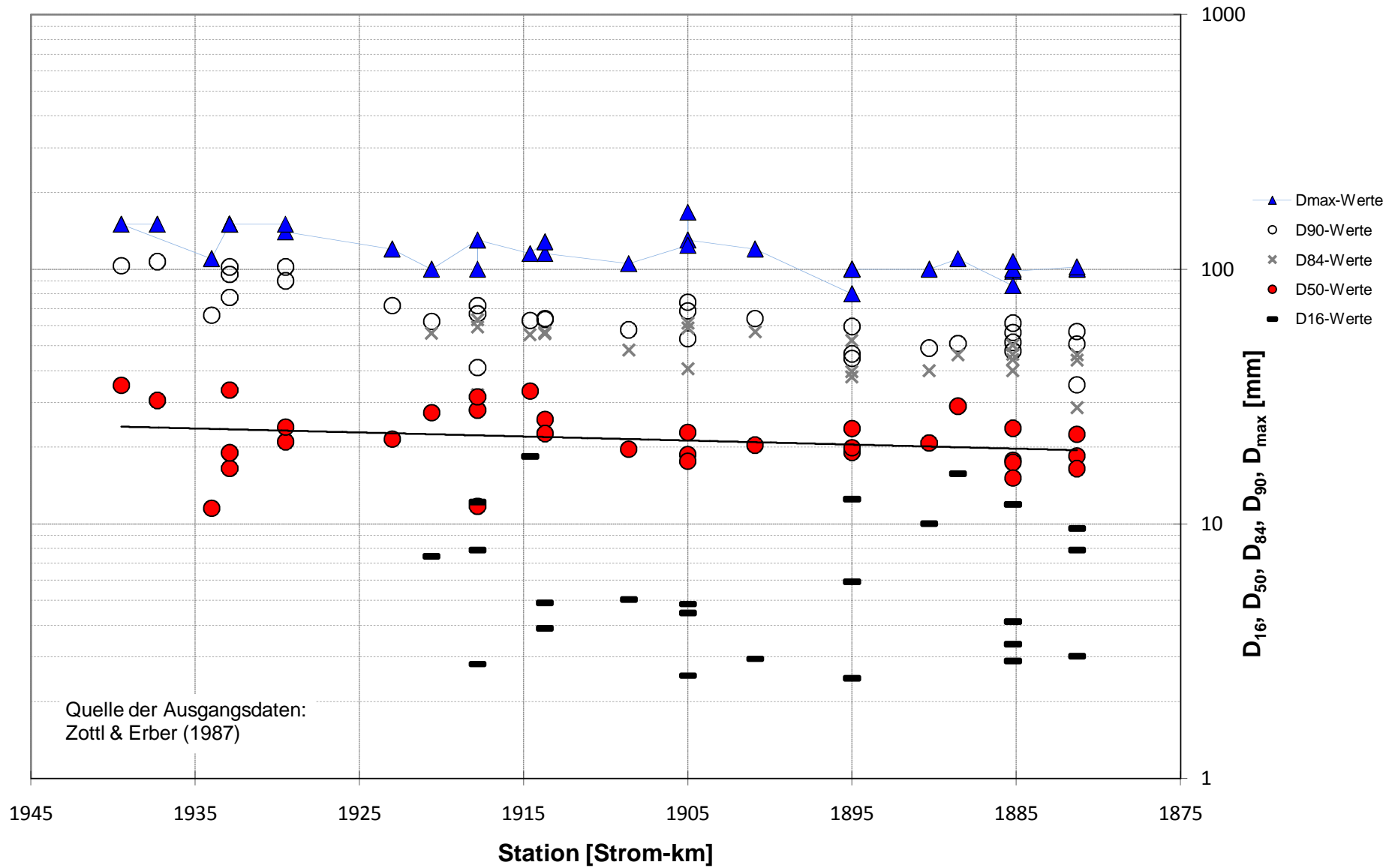
Abb. 7



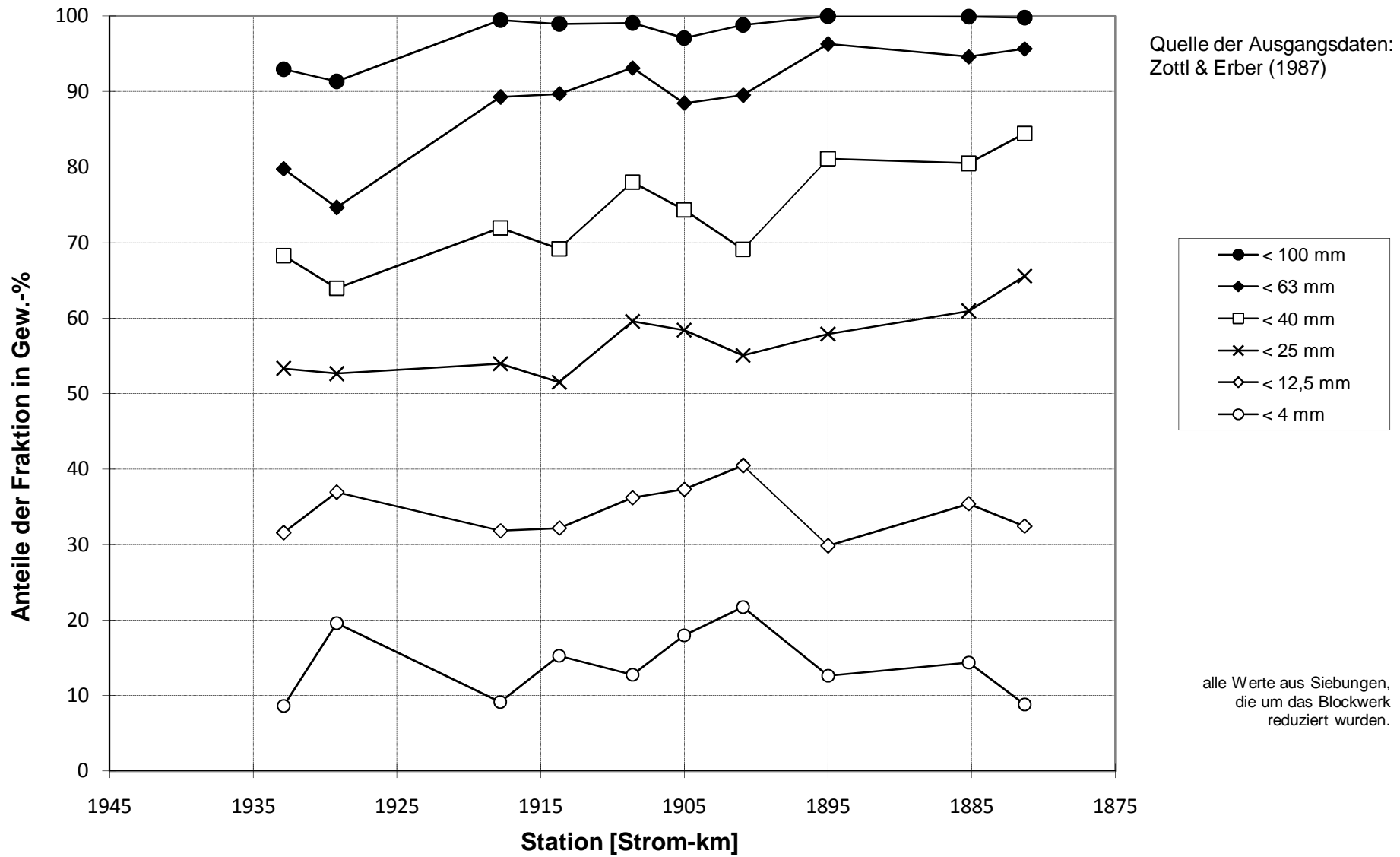
Abflussdauerlinie und -Ganglinie der Donau bei Wien, 1991



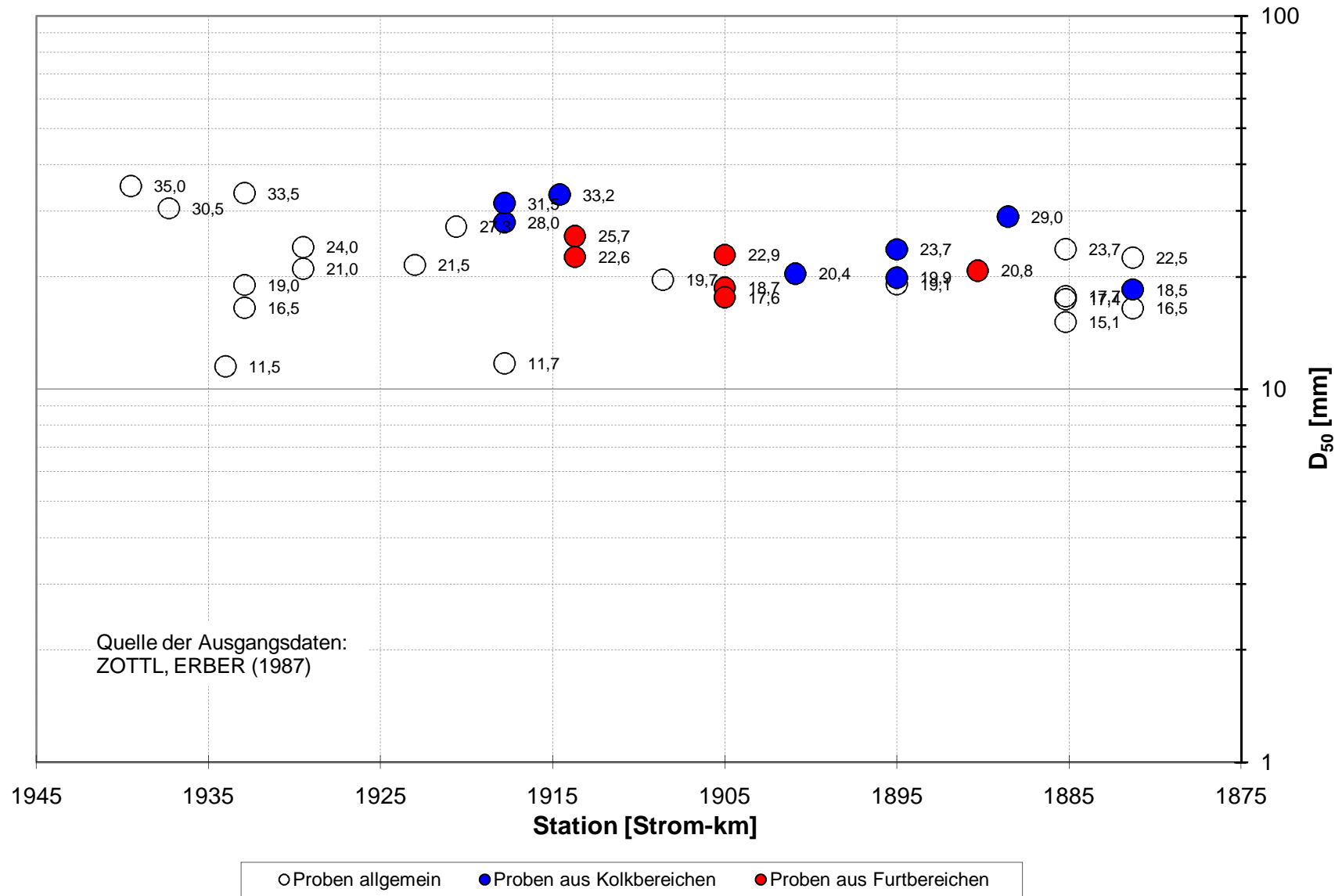




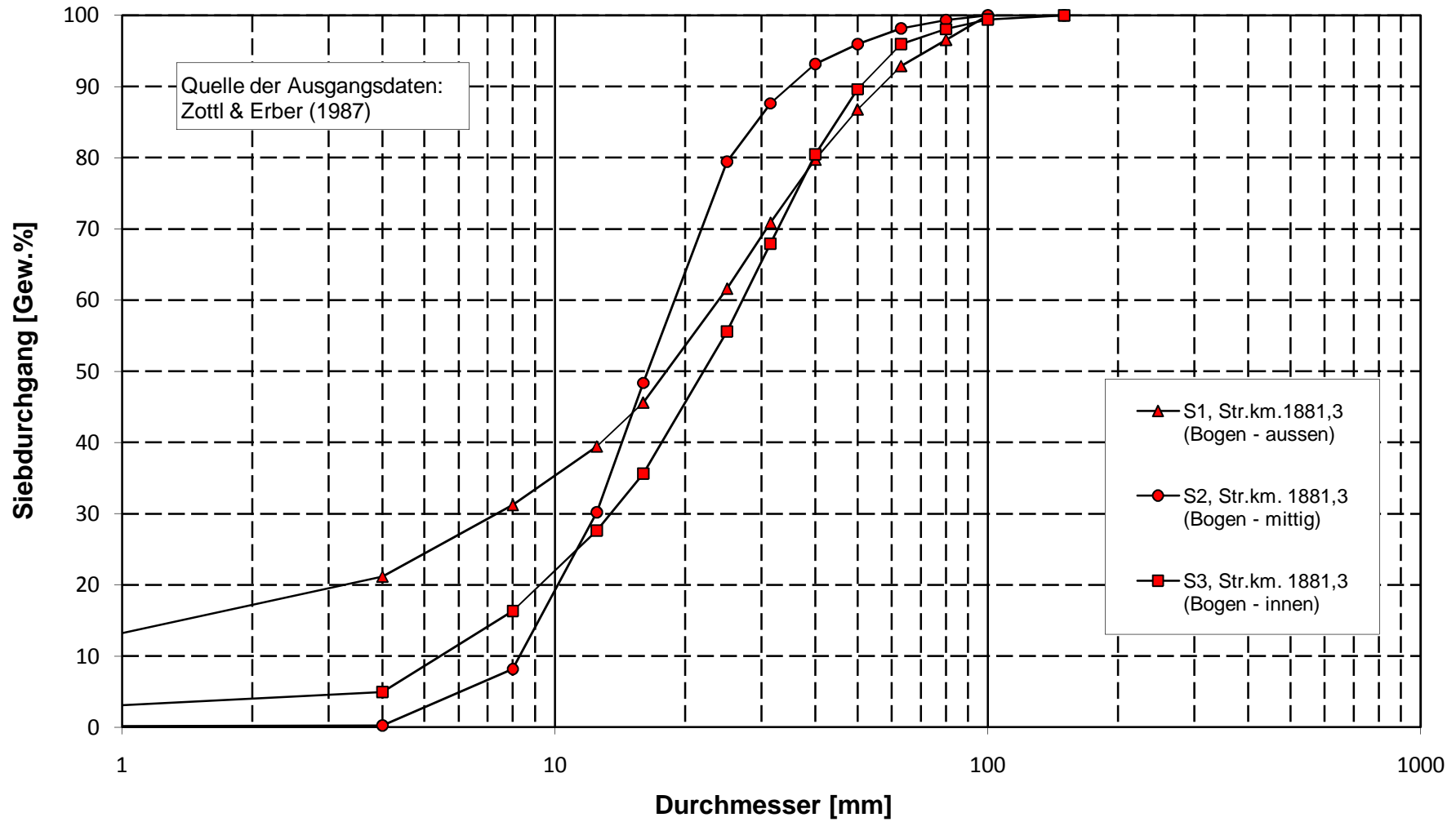
Donau zwischen Wien-Nußdorf und Marchmündung,
Granulometrische Kennwerte der Sohlproben



Anteil der einzelnen Fraktionen im Längenschnitt
(zwischen Wien-Nussdorf und Marchmündung)

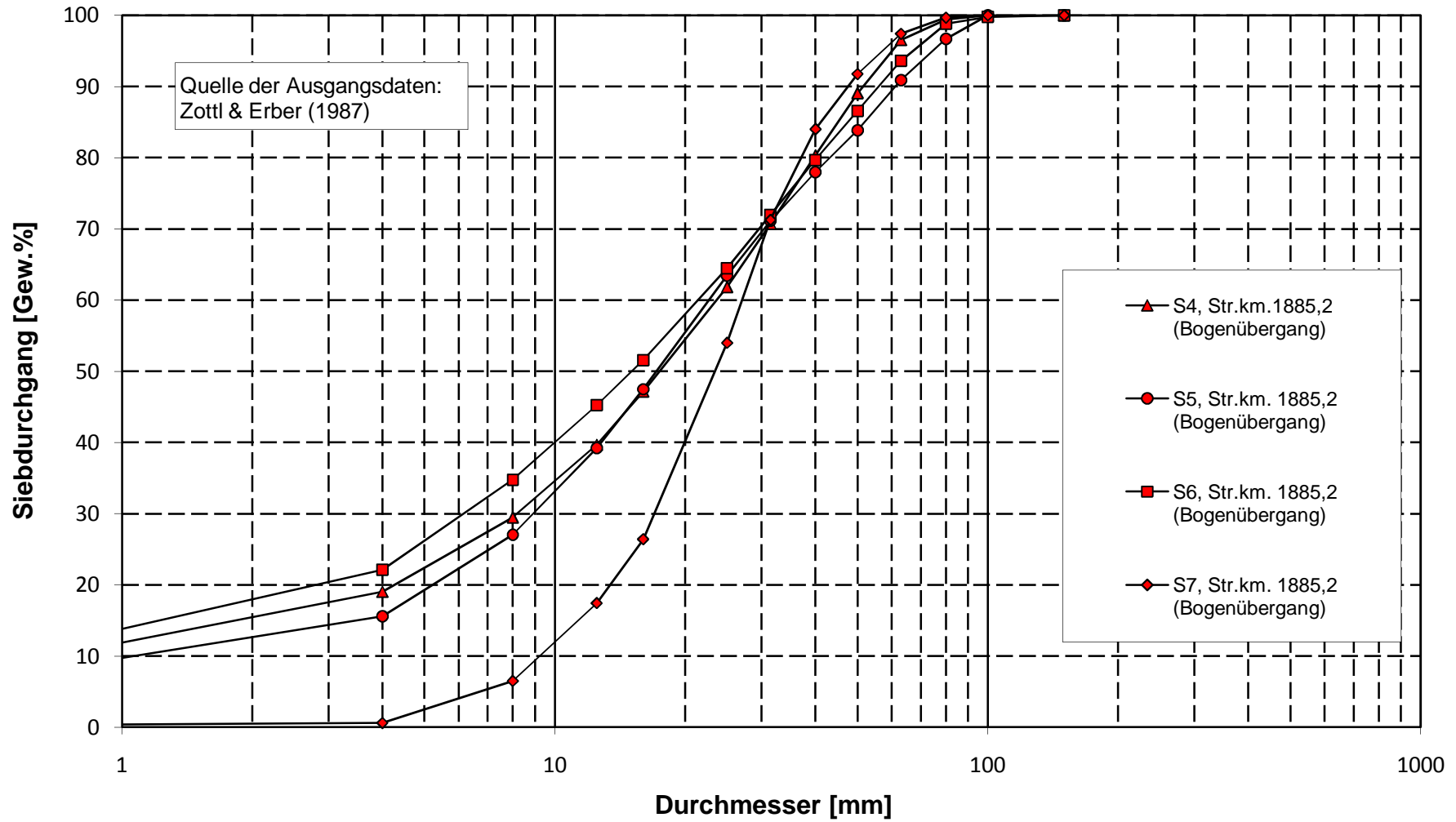


Mittlere Korndurchmesser im Längenschnitt
(zwischen Wien-Nussdorf und Marchmündung)

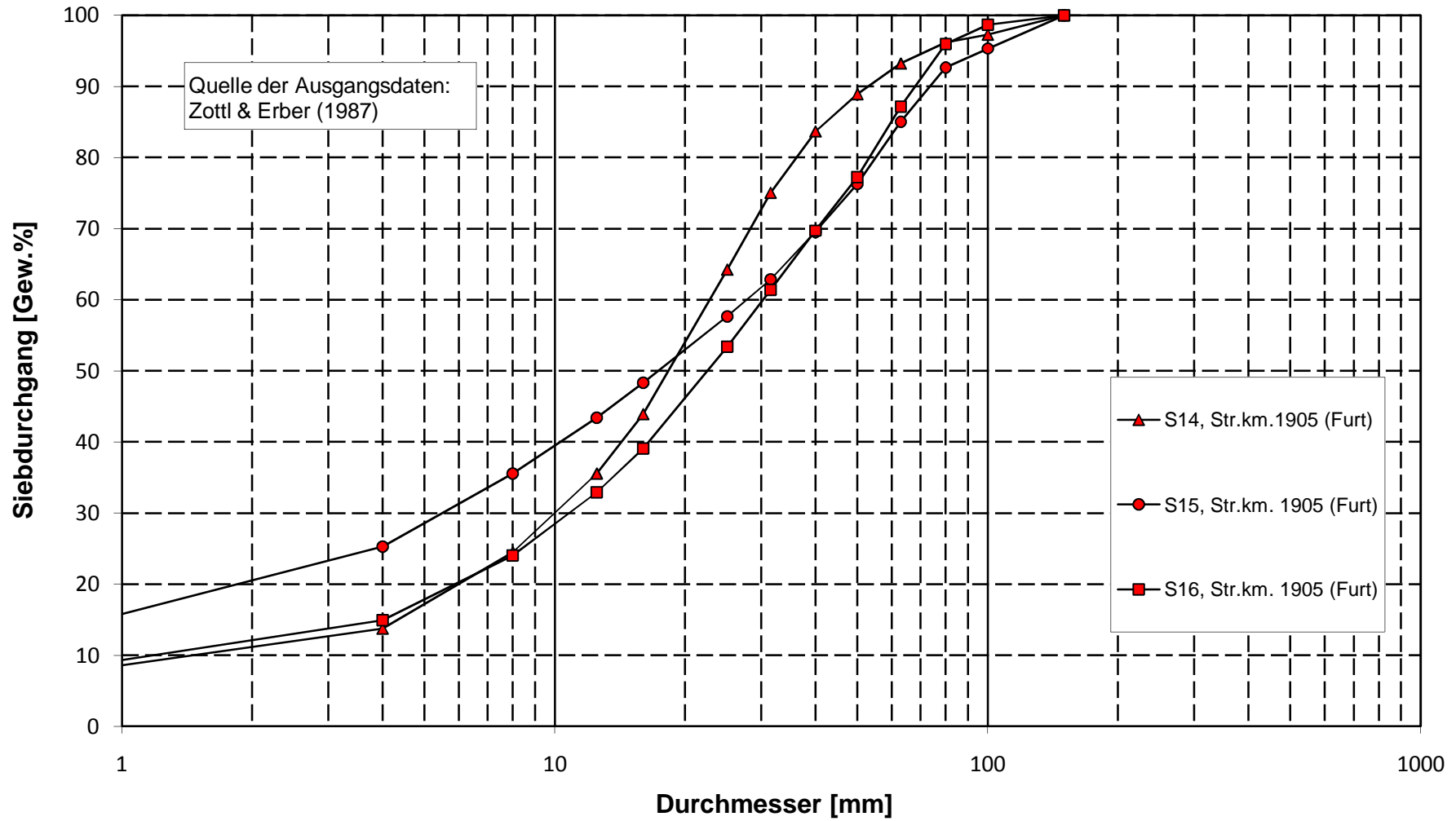


Kornverteilungslinien
im Querschnitt Strom-km. 1881,3

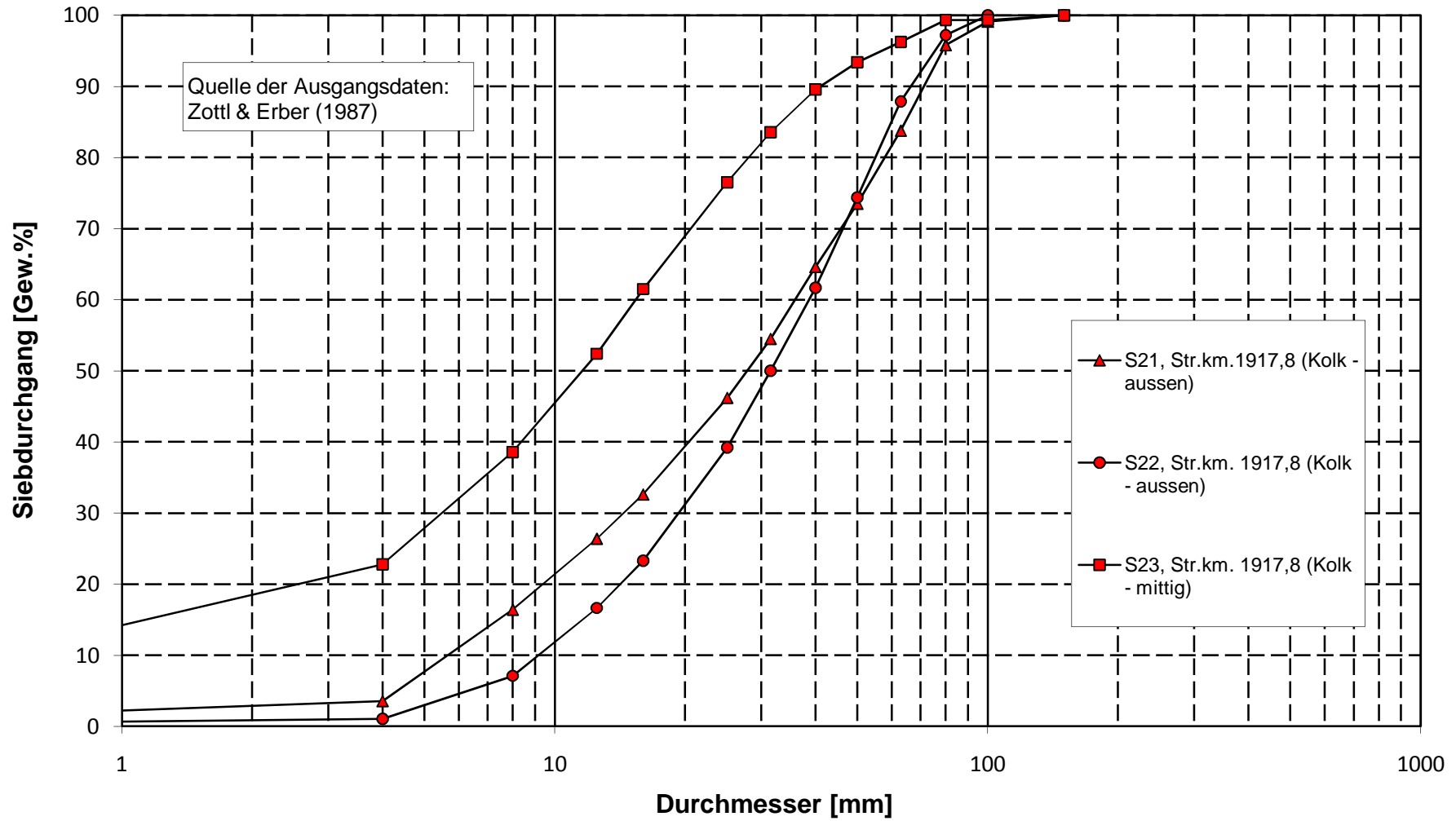
Abb. 14



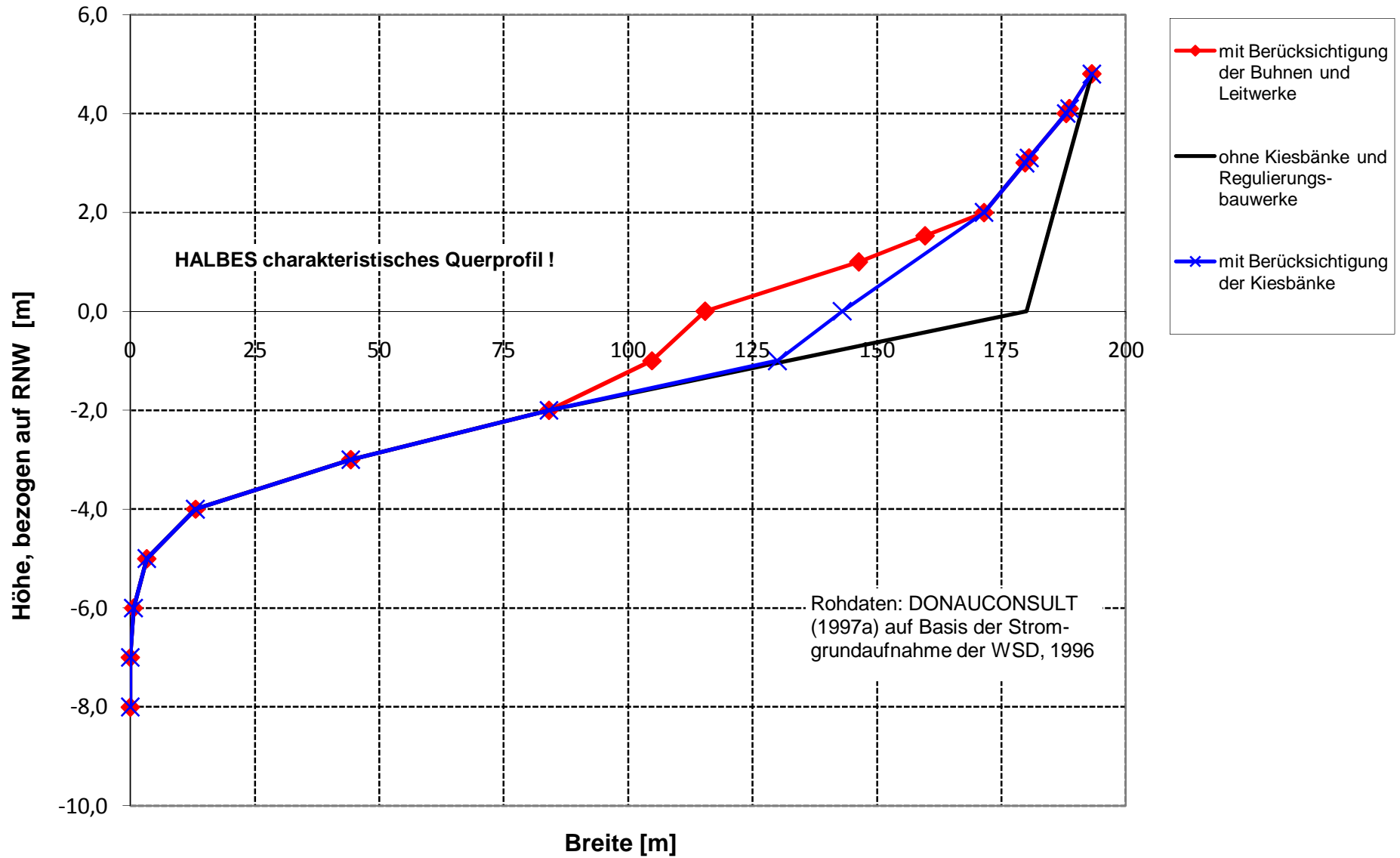
Kornverteilungslinien
im Querschnitt Str.km. 1885,2



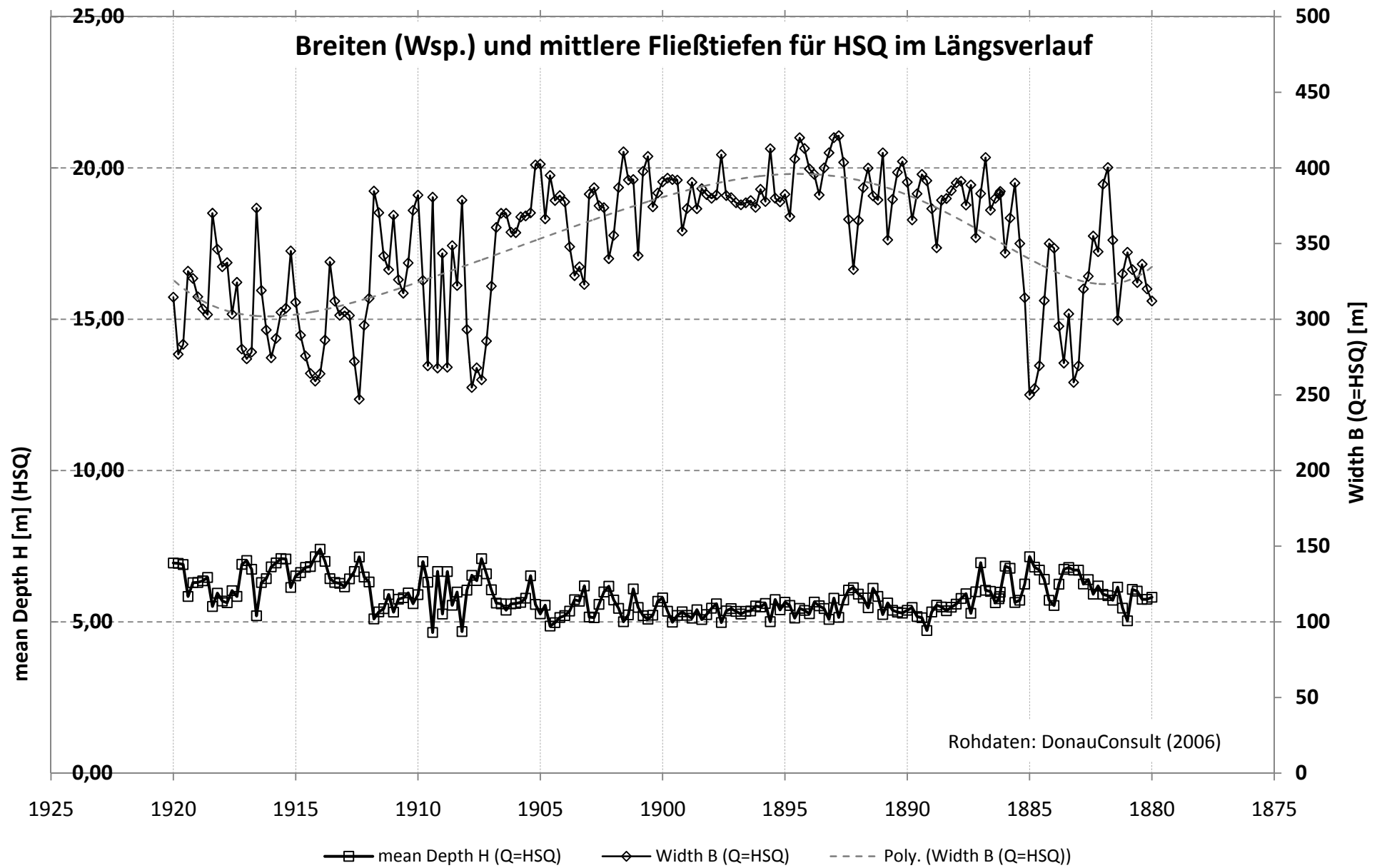
Kornverteilungslinien
im Querschnitt Strom-km. 1905,0



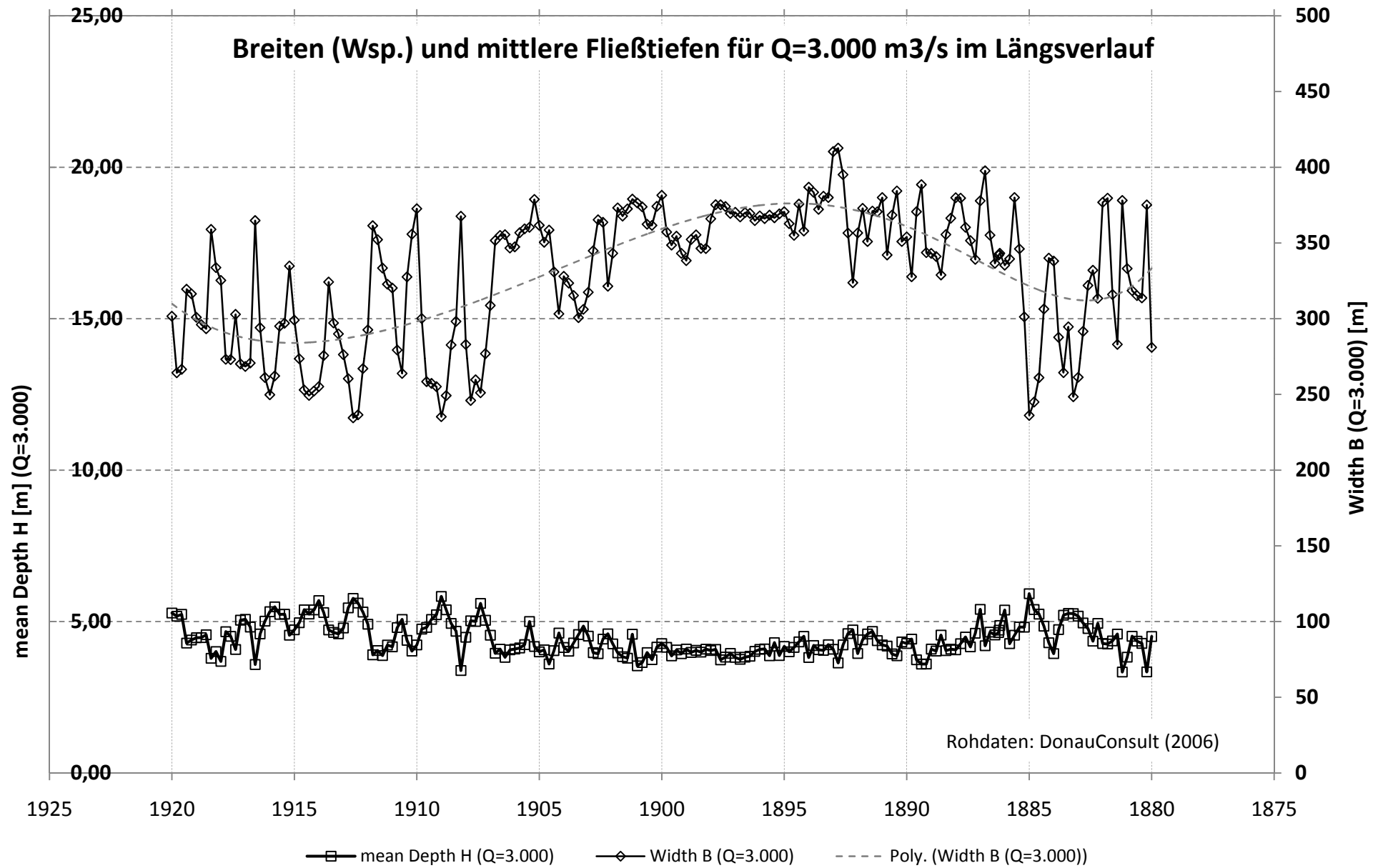
Kornverteilungslinien
im Querschnitt Strom-km. 1917,8



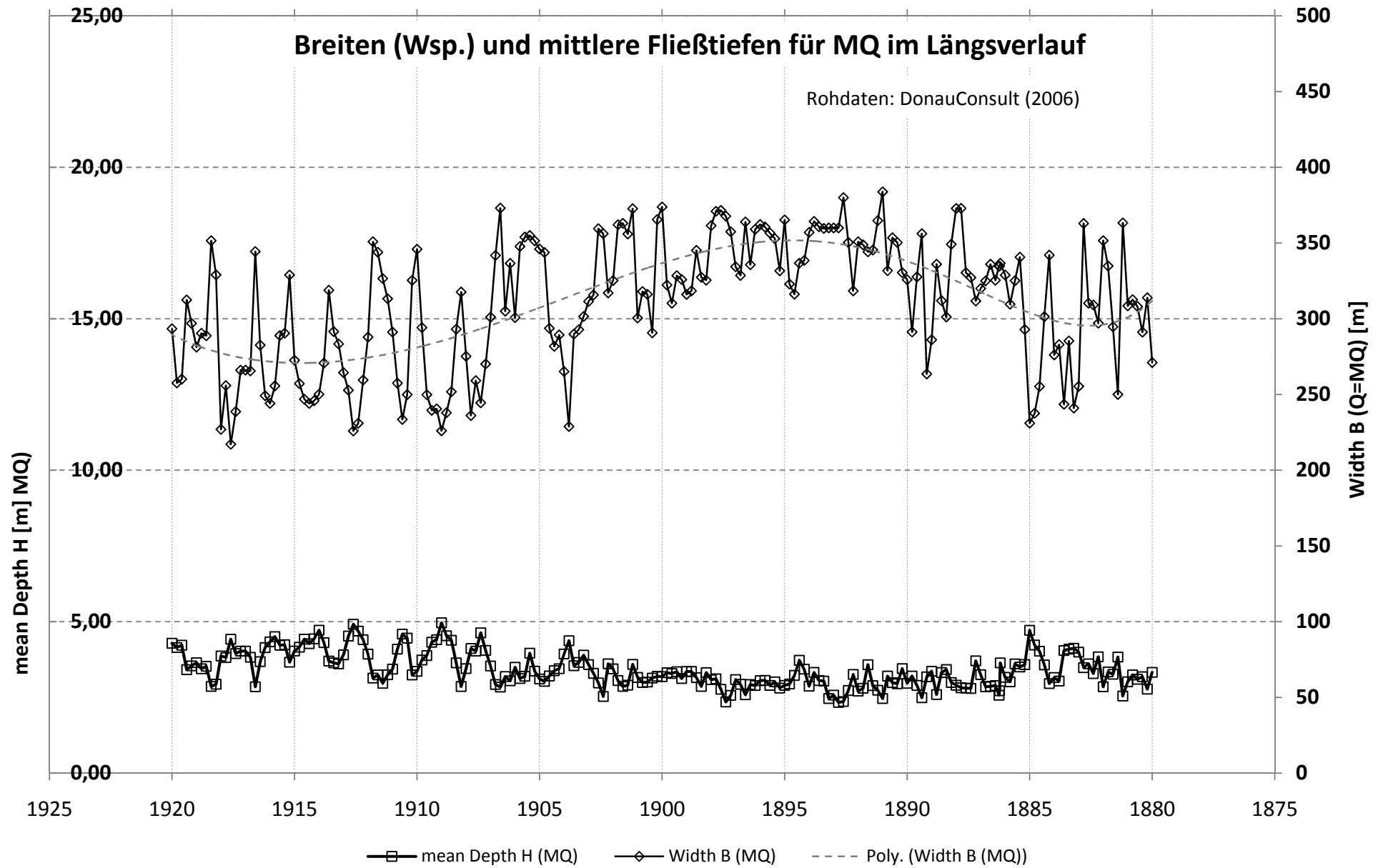
Charakteristisches Querprofil
(nach Methode Meyer-Peter)



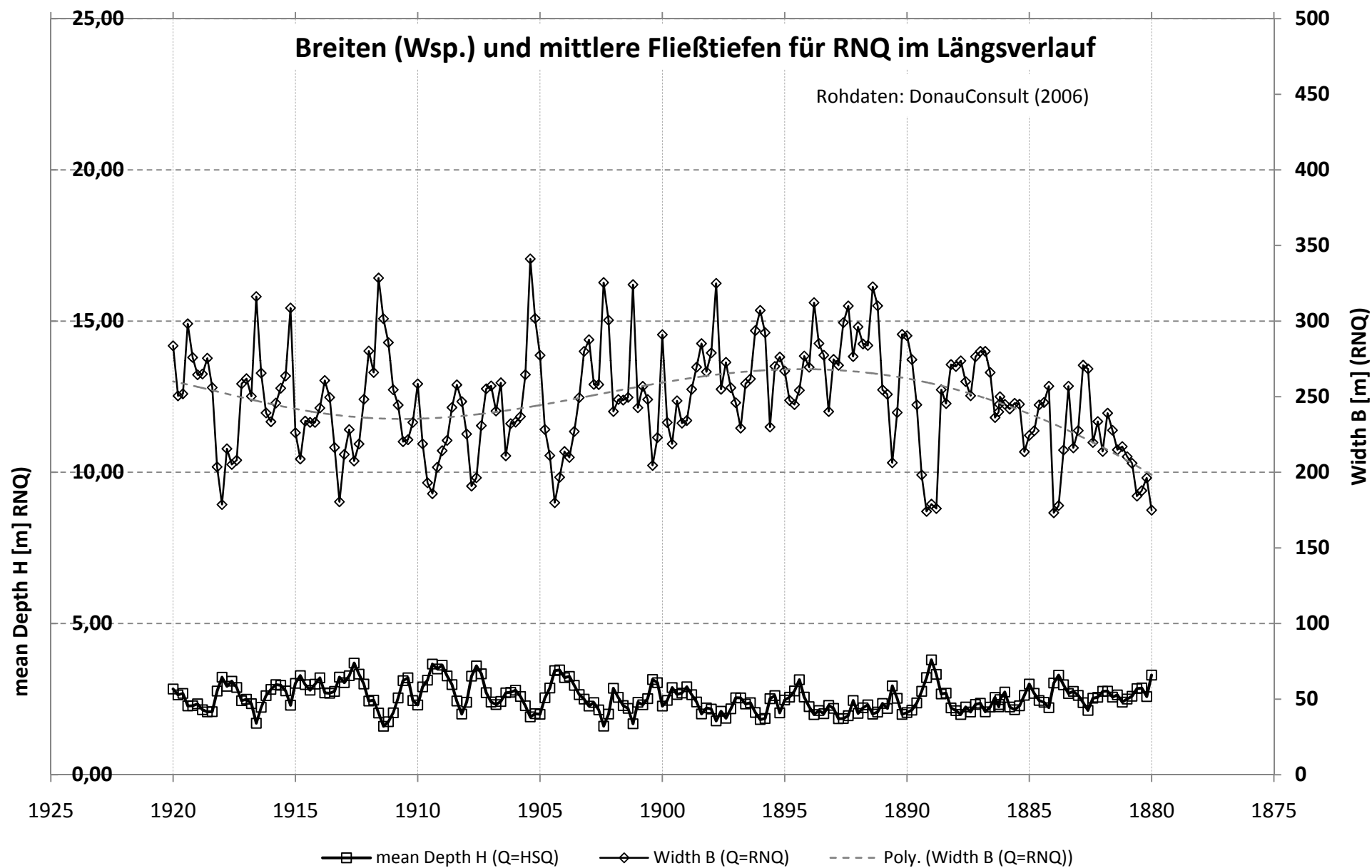
Breiten (Wasserspiegel) und mittleren Fließtiefen $H=A/B$ für den bordvollen Zustand (also etwa HSQ) für die Strecke zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880



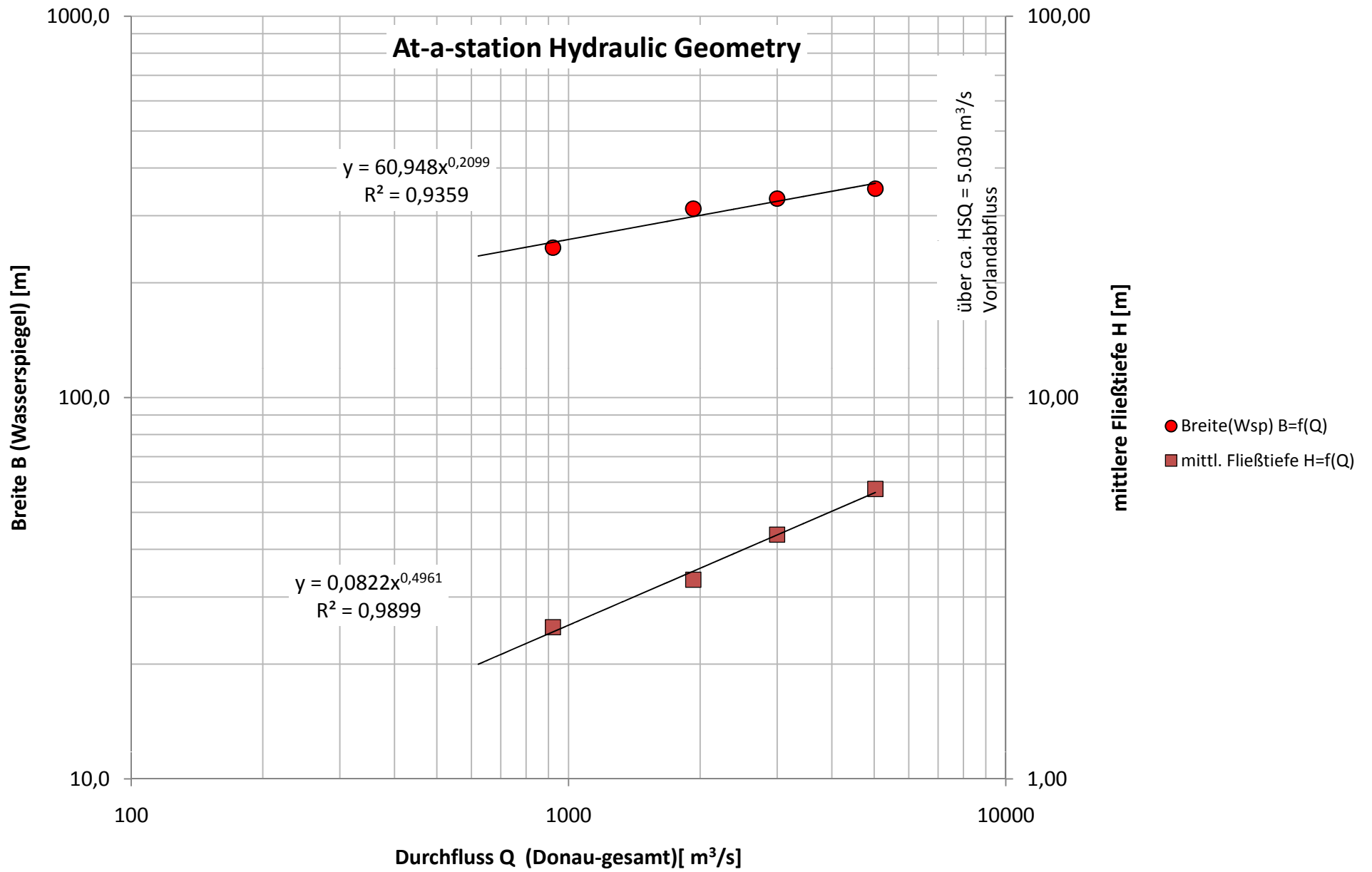
Breiten (Wasserspiegel) und mittleren Fließtiefen $H=A/B$ für den Zustand mit $Q=3.000 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Strecke zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880



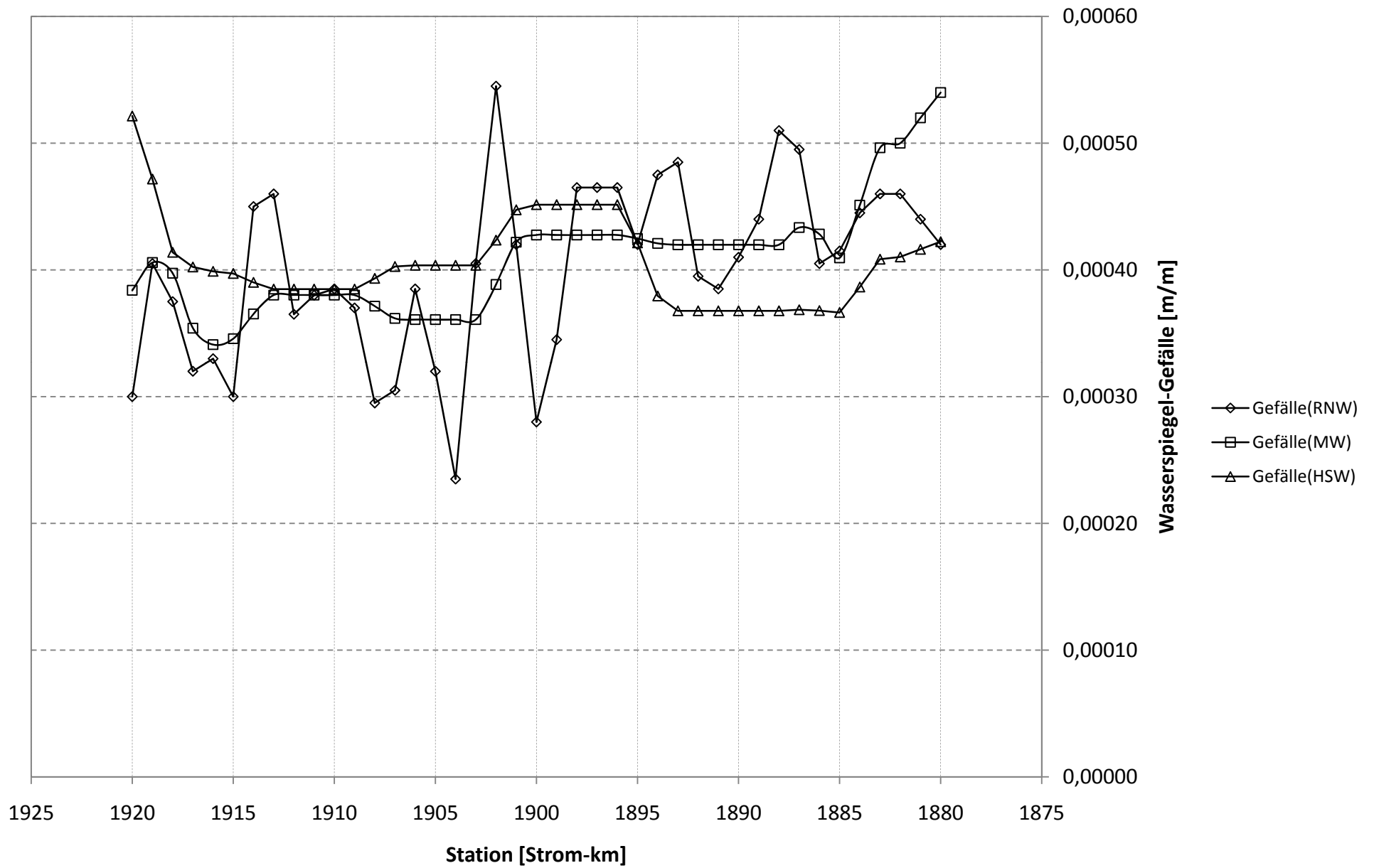
Breiten (Wasserspiegel) und mittleren Fließtiefen $H=A/B$ für den Zustand mit Mittelwasser (also MQ) für die Strecke zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880



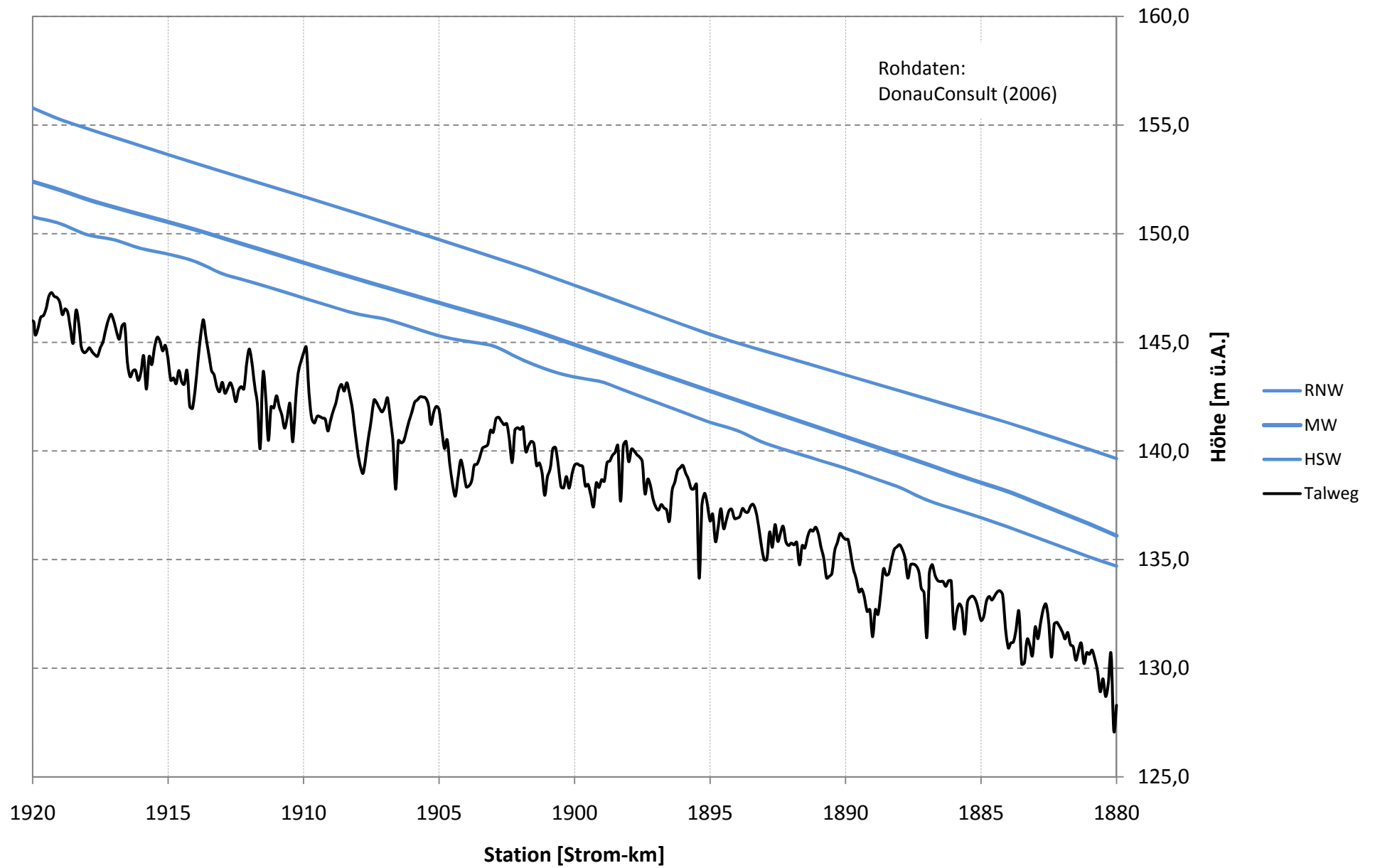
Breiten (Wasserspiegel) und mittleren Fließtiefen $H=A/B$ für den Zustand mit Regulierungsniederwasser (also RNQ) für die Strecke zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880



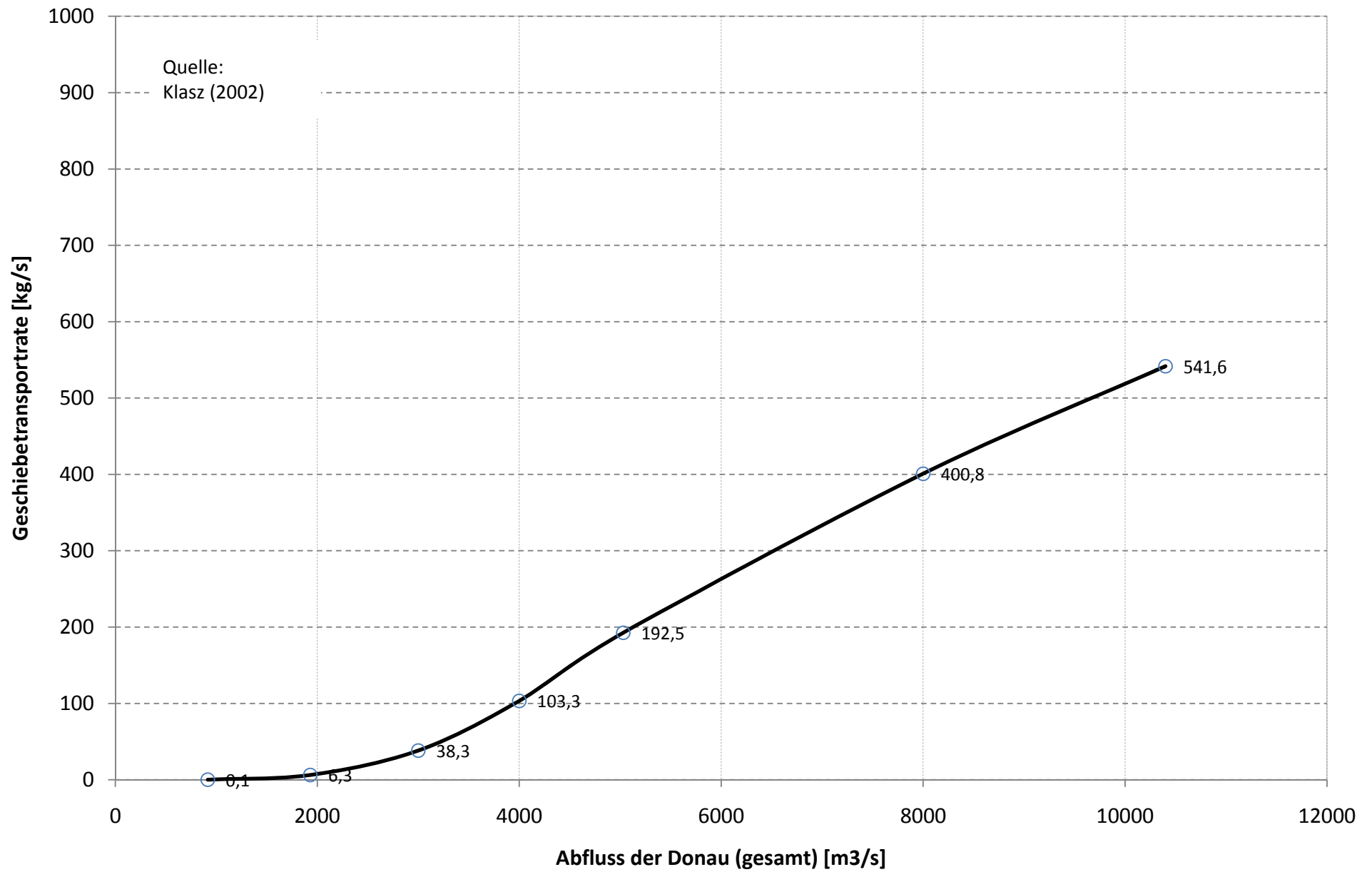
At-a-station Hydraulic Geometry für die Donau
zwischen Strom-km 1916,4 und Strom-km 1880



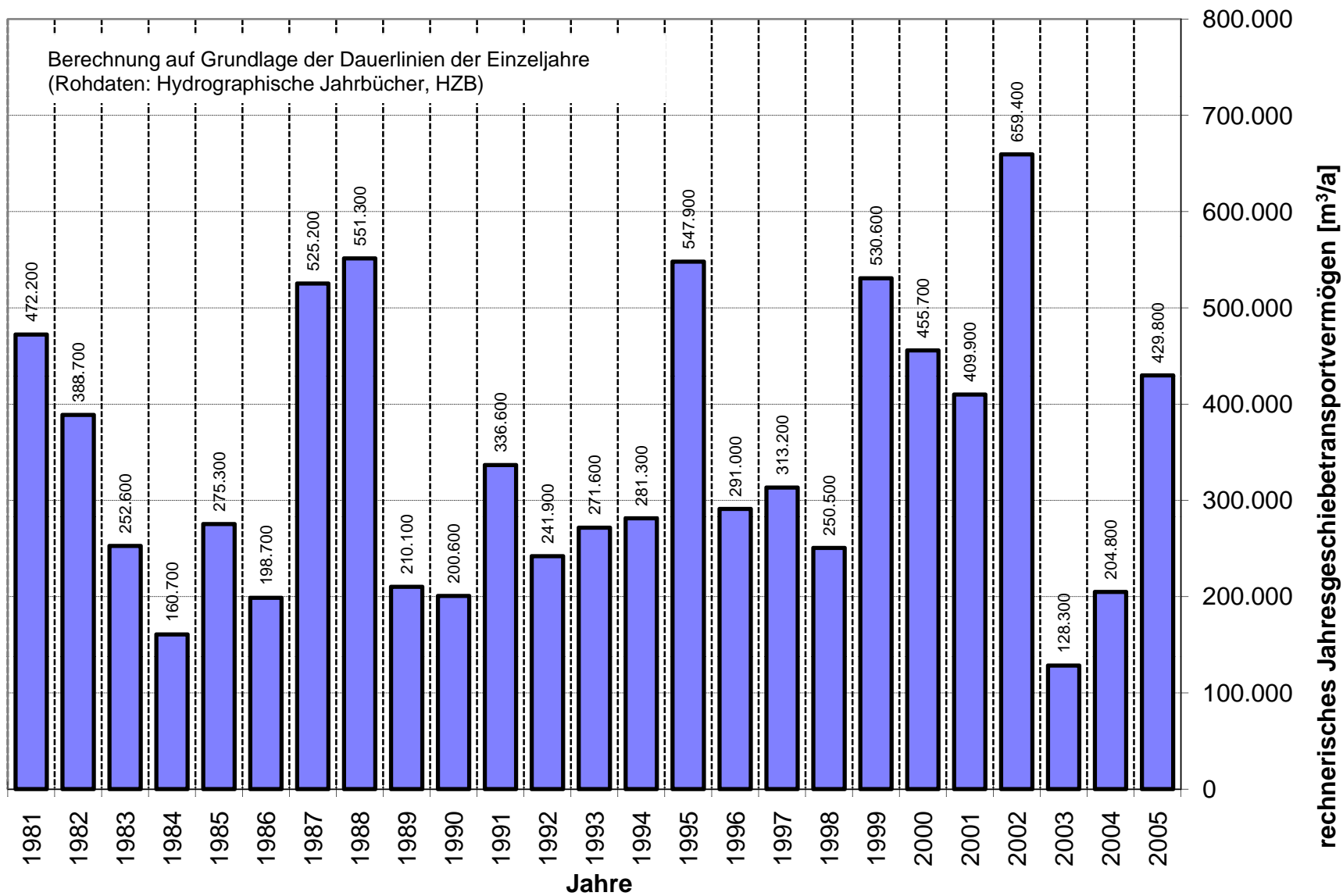
Gefällewerte für HSW, MW, RNW für die Donau
zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880



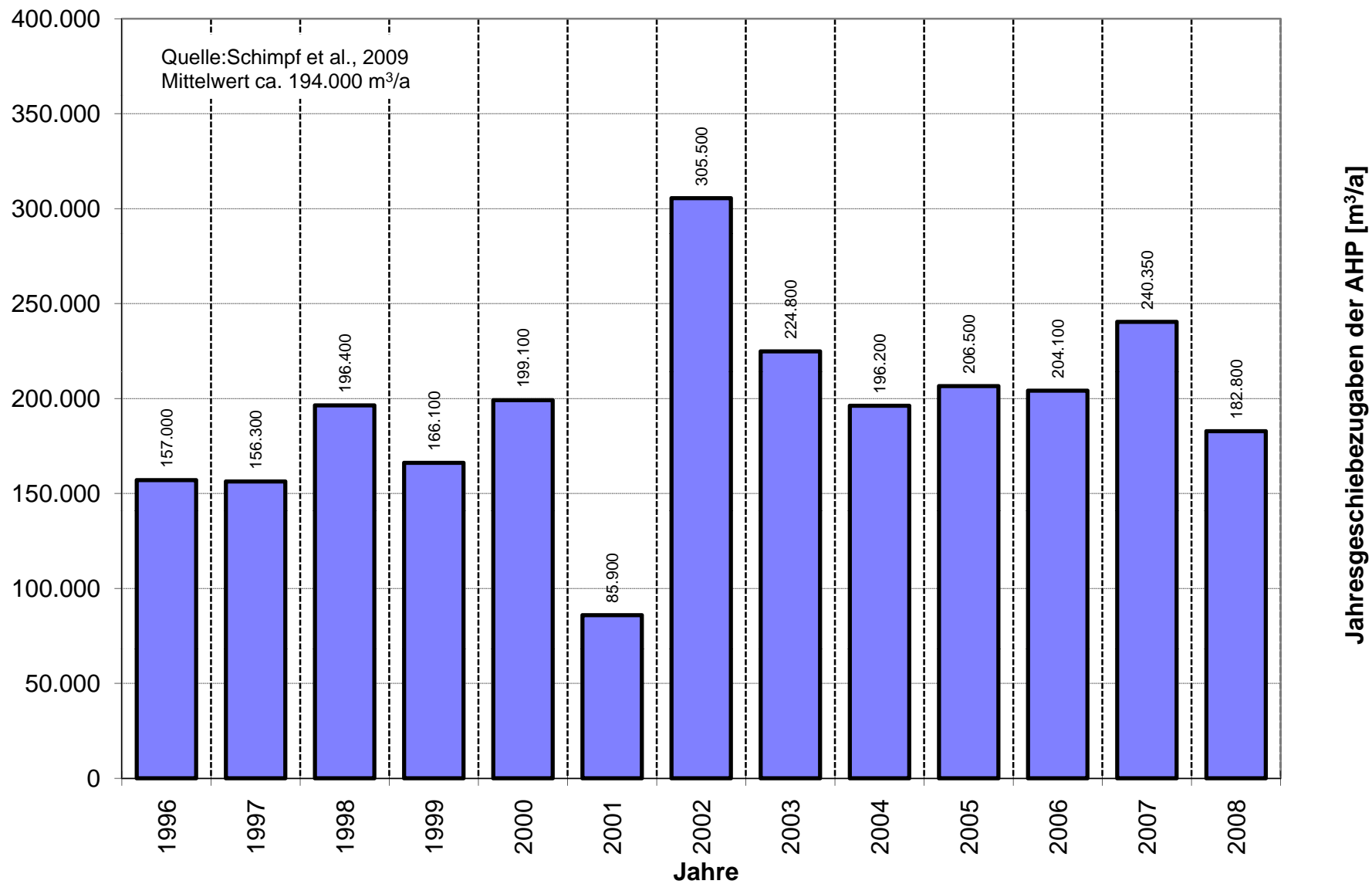
Längenschnitt mit den RNW-, MW- und HSW-Spiegellagen für die Donau zwischen Strom-km 1920 und Strom-km 1880



Geschiebetransportfunktion auf Grundlage der Meyer-Peter-Methodik
für die Donau östlich von Wien

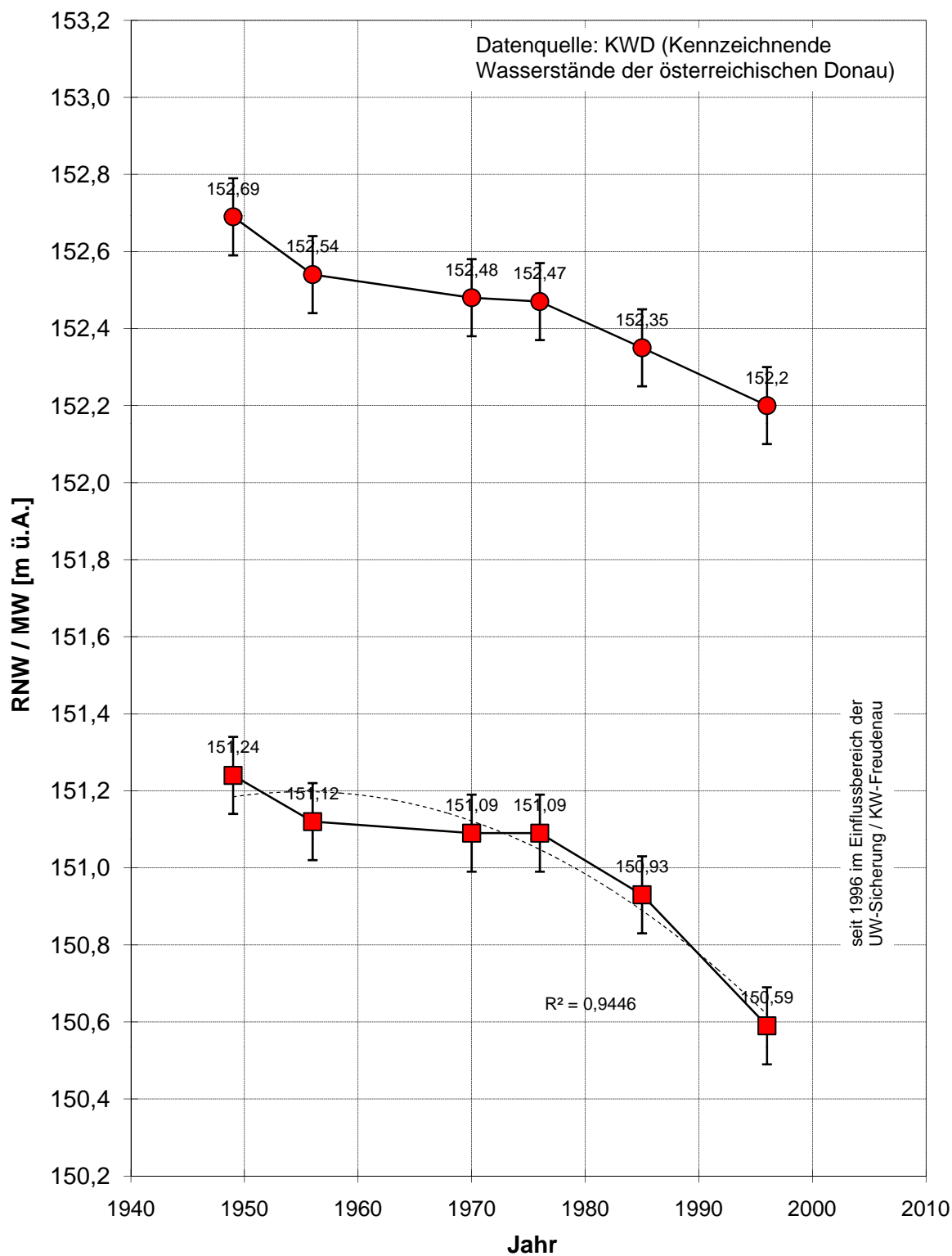


Geschiebetransportvermögen für die einzelnen Jahre der Reihe 1981 / 2005
(rechnerisch auf Basis der Meyer-Peter-Gleichung)

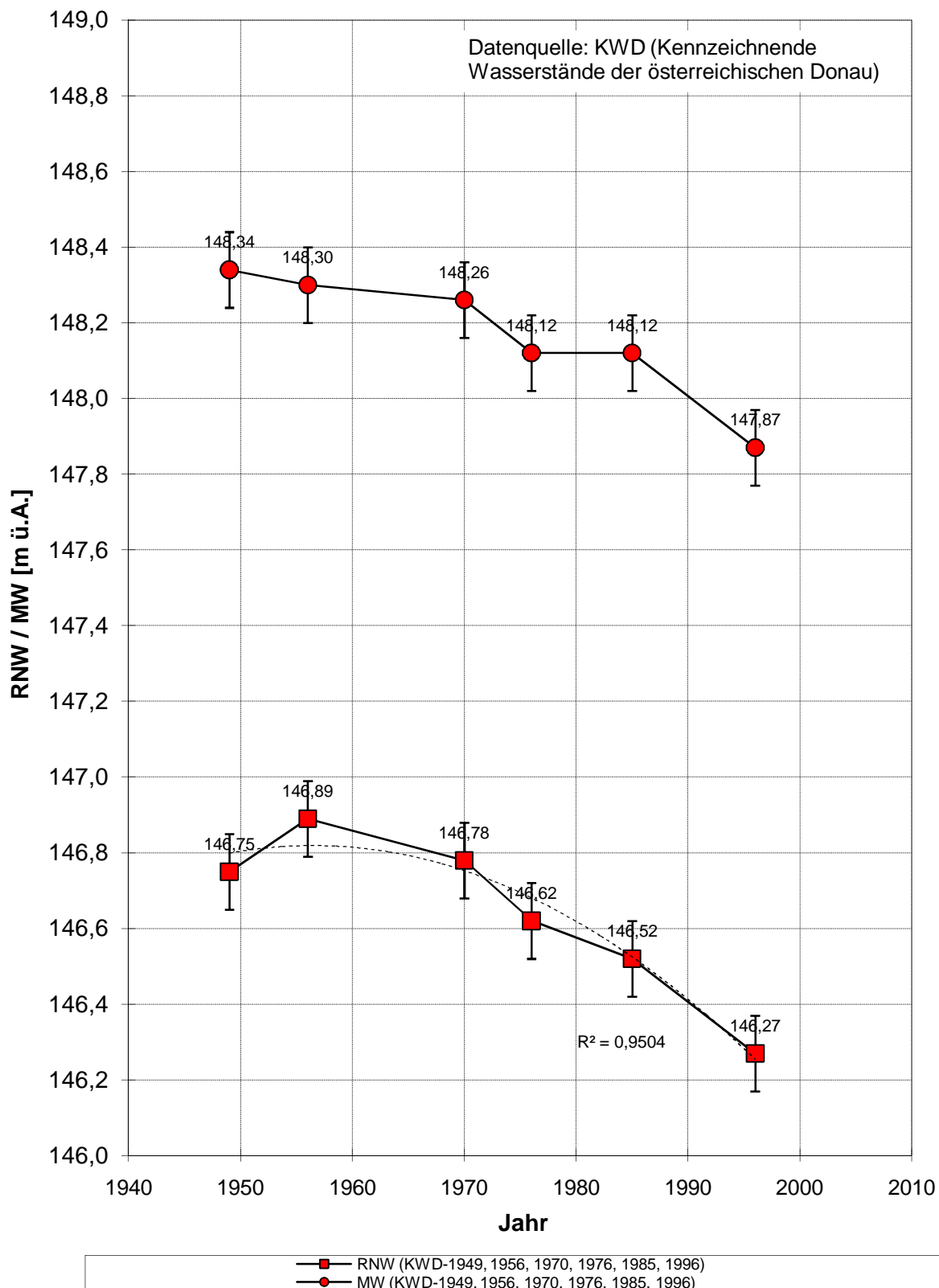


Jahreszugabemengen (UW-Sicherung)
der Verbund-AHP im Zeitraum zwischen 1996 und 2008

RNW- und MW- Veränderungen Pegelstelle: Donaukanalmündung (Strom-km 1919,43)

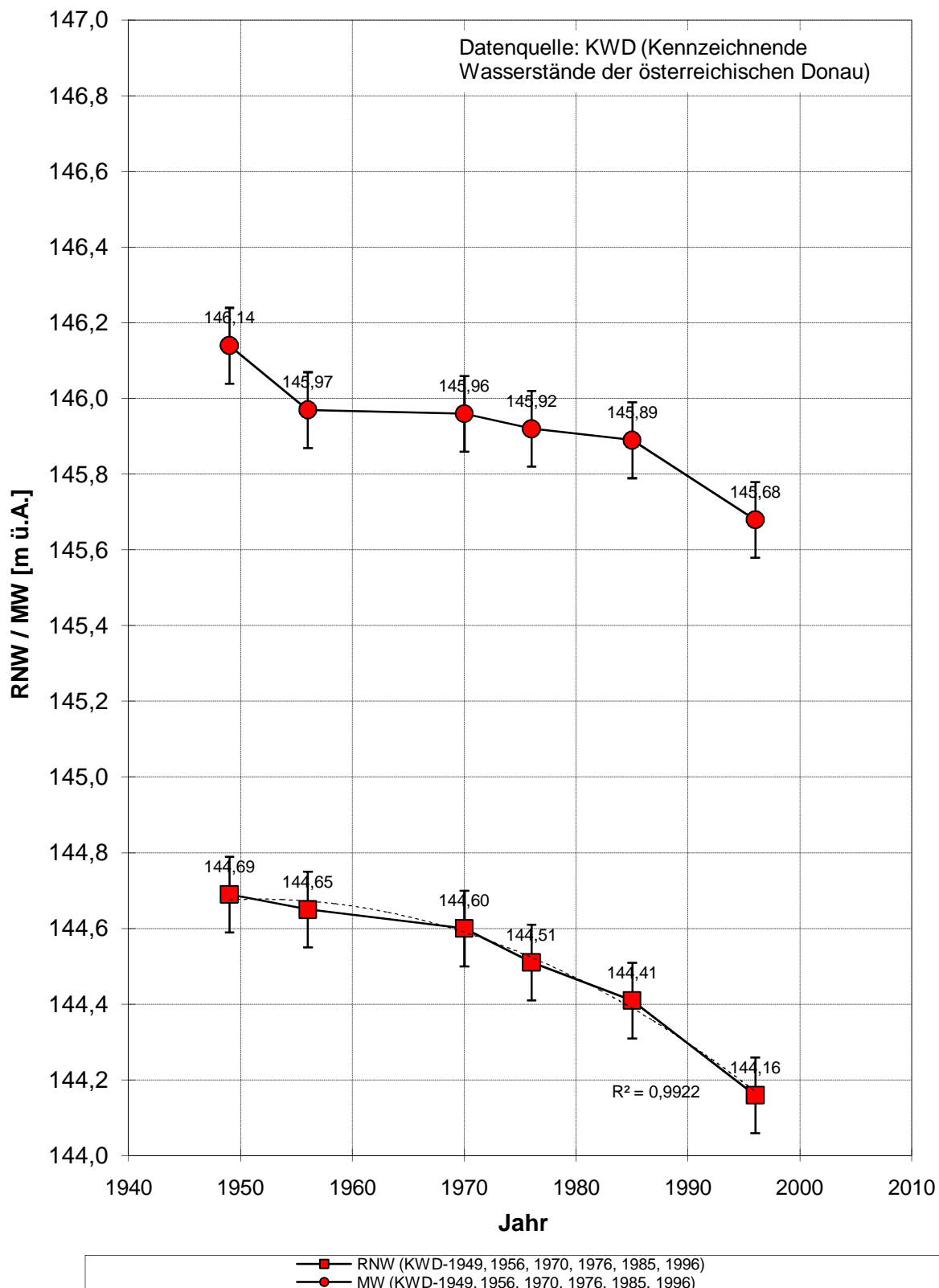


RNW- und MW- Veränderungen Pegelstelle: Fischamend (Strom-km 1907,9)



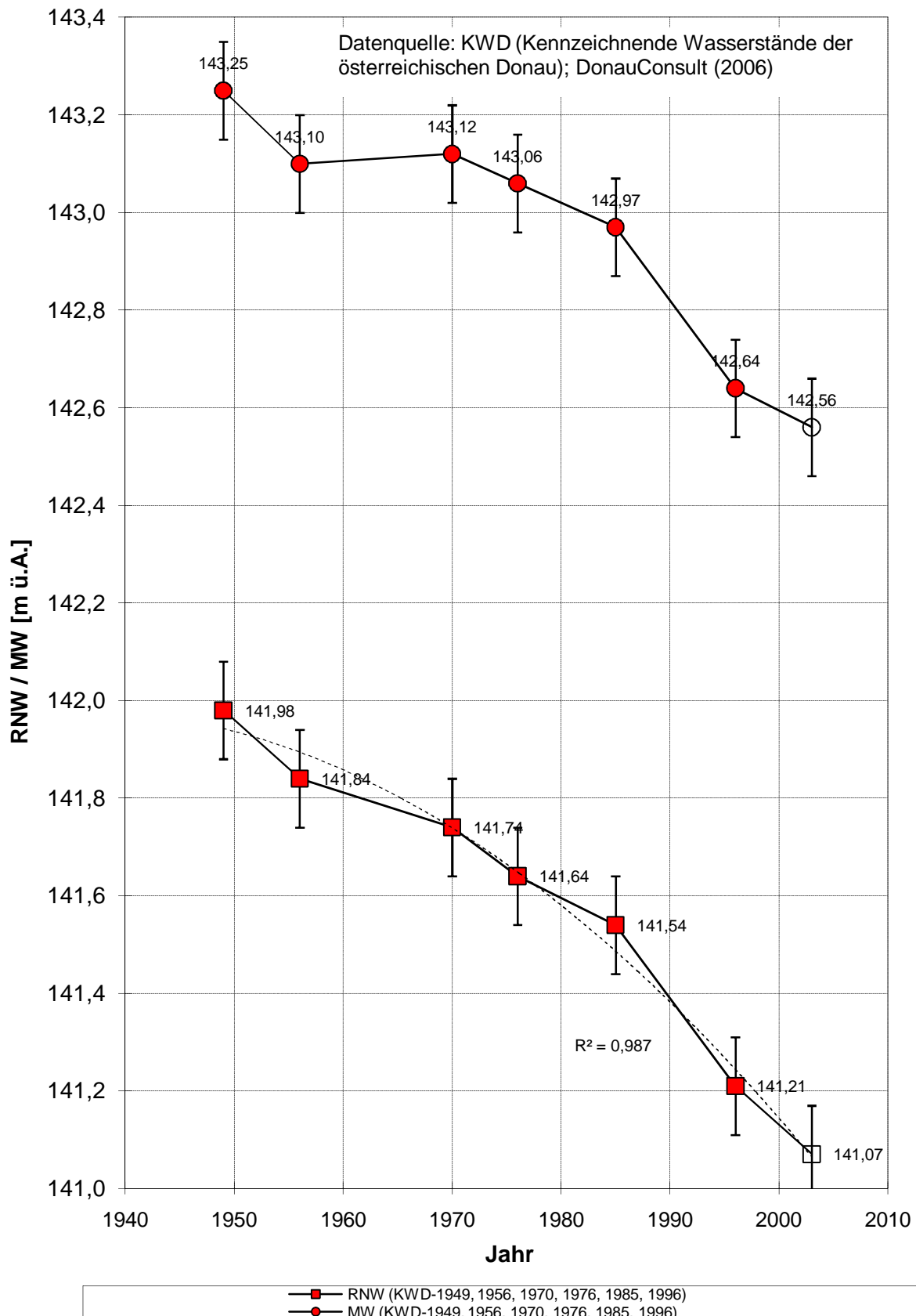
RNW- und MW-Veränderungen
für die Pegelstelle Fischamend

RNW- und MW- Veränderungen Pegelstelle: Orth (Strom-km 1901,83)



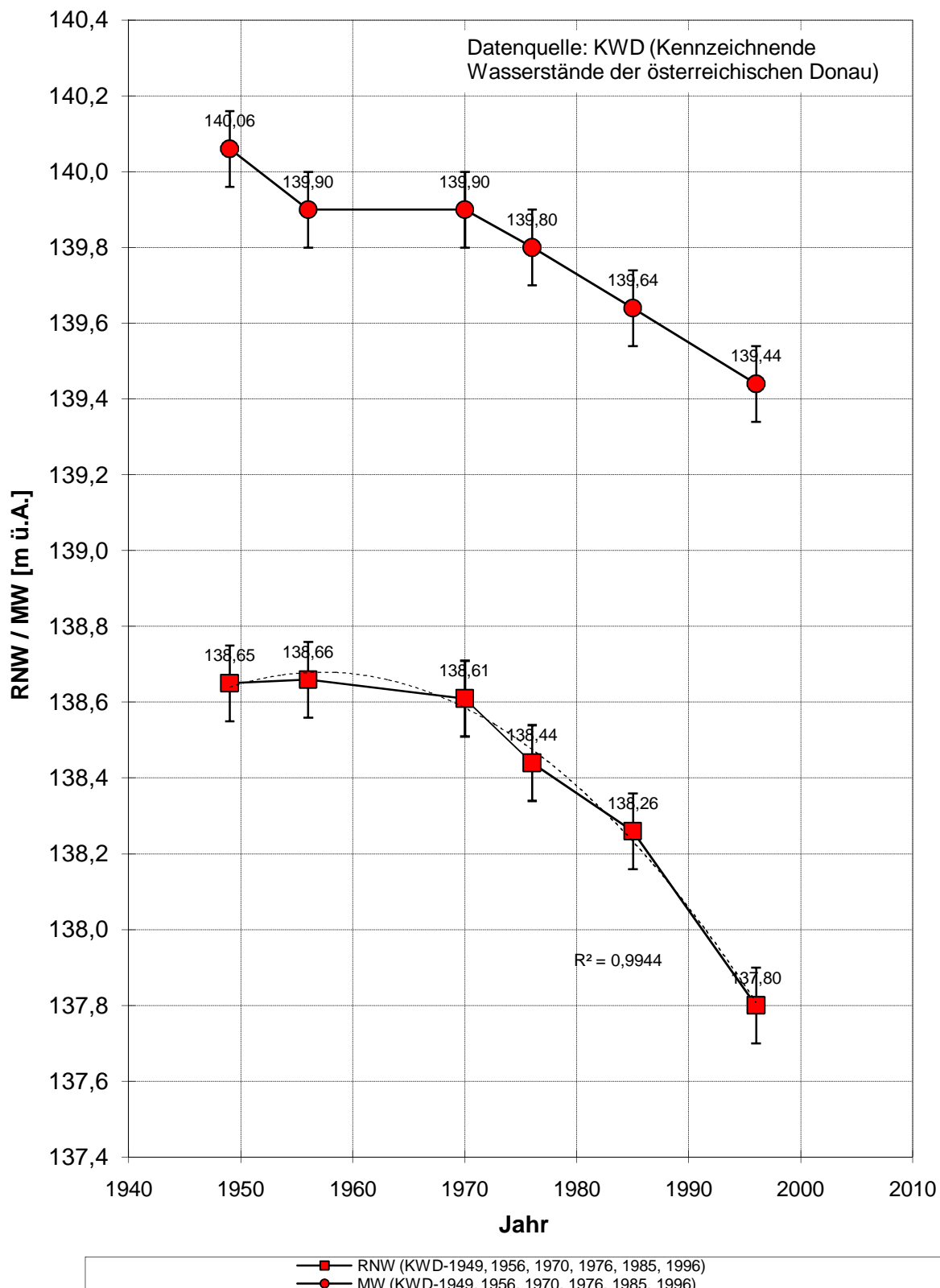
RNW- und MW-Veränderungen
für die Pegelstelle Orth

RNW- und MW- Veränderungen Pegelstelle: Wildungsmauer (Str.km. 1894,72)



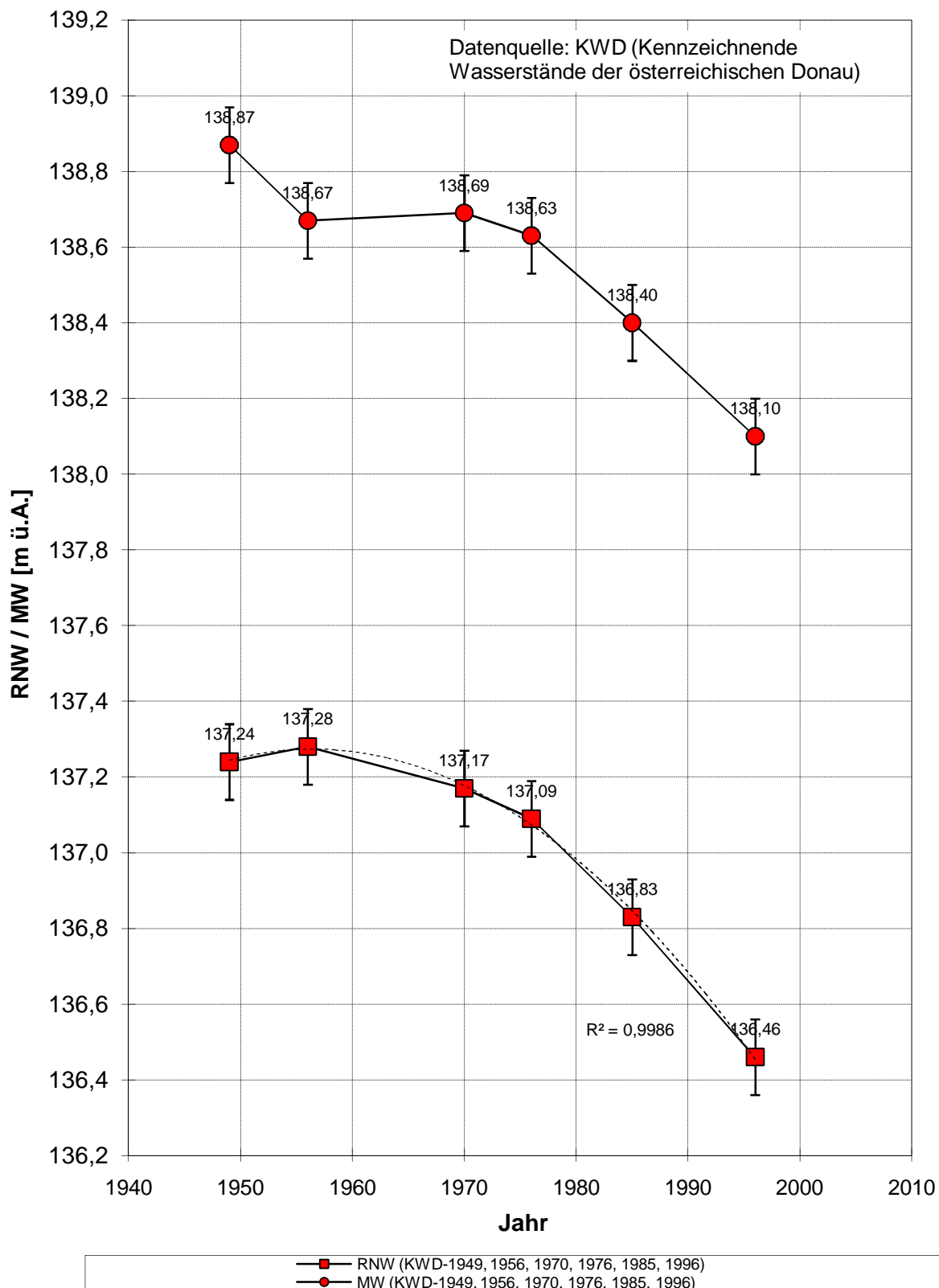
RNW- und MW-Veränderungen
 für die Pegelstelle Wildungsmauer

RNW- und MW- Veränderungen Pegelstelle: Bad Deutsch-Altenburg (Strom-km 1887,1)



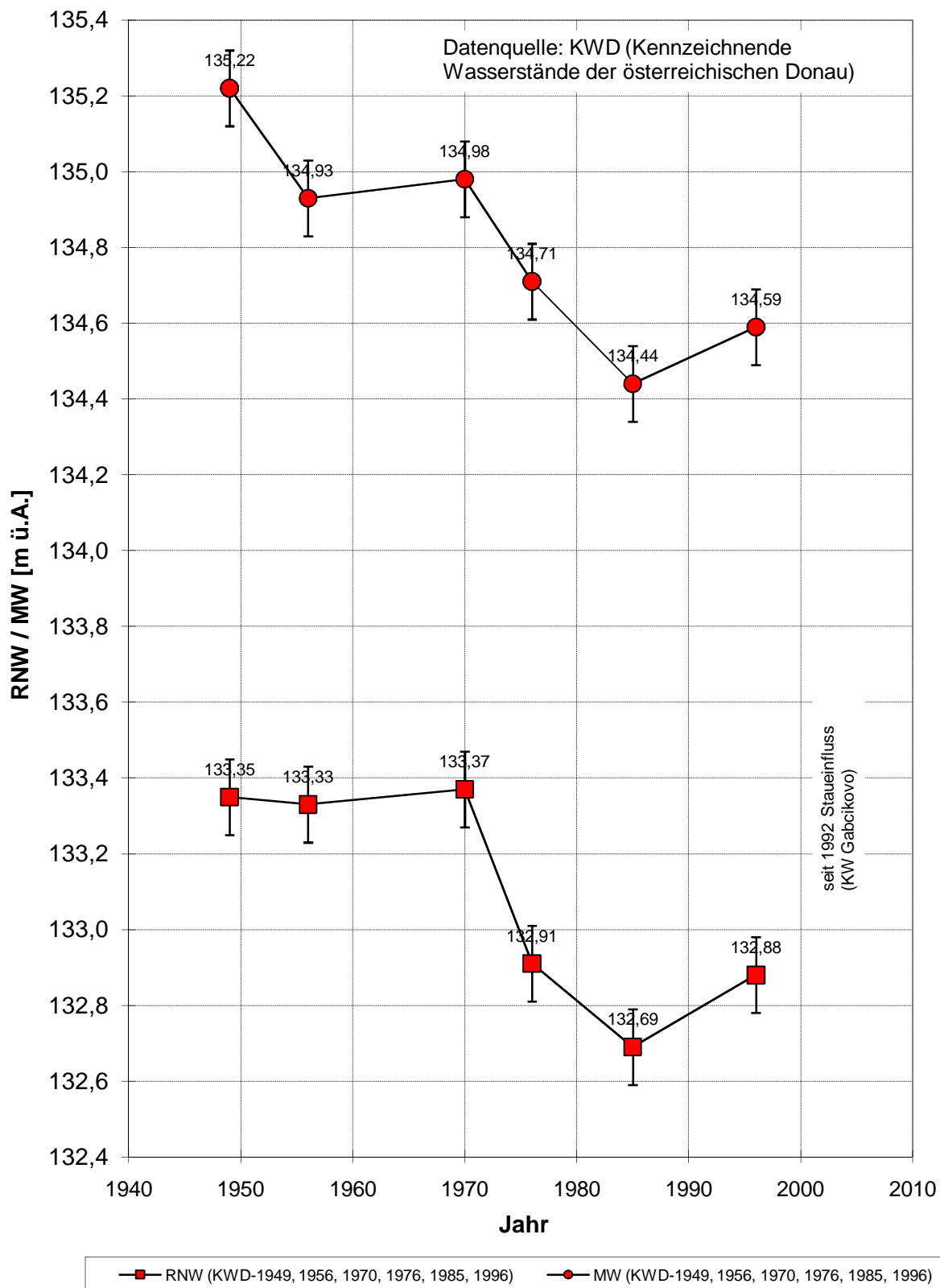
RNW- und MW-Veränderungen
für die Pegelstelle Bad Deutsch-Altenburg

RNW- und MW- Veränderungen Pegelstelle: Hainburg (Strom-km 1883,92)



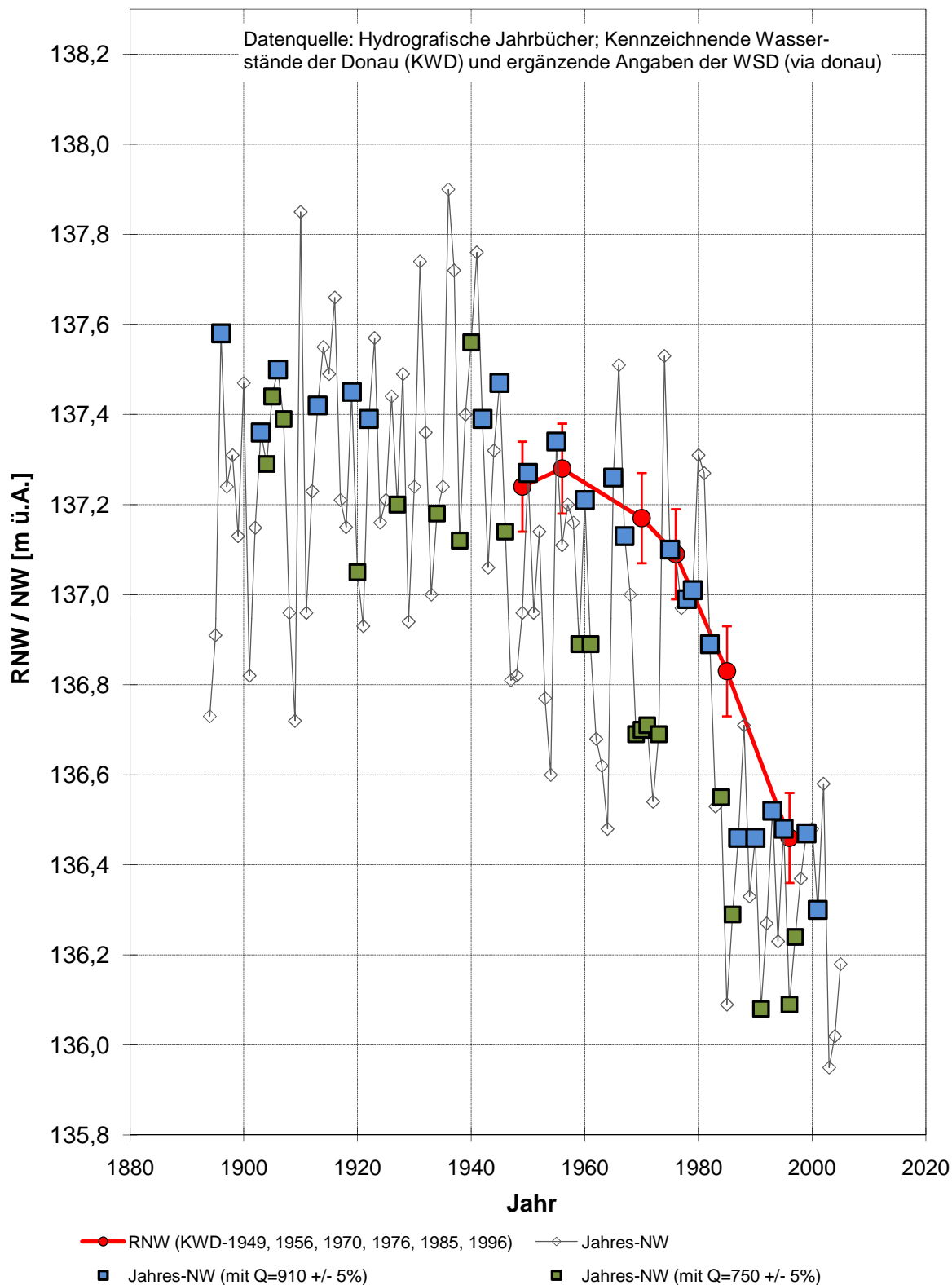
RNW- und MW-Veränderungen
für die Pegelstelle Hainburg

RNW- und MW- Veränderungen Pegelstelle: Wolfsthal (Strom-km 1874,84)

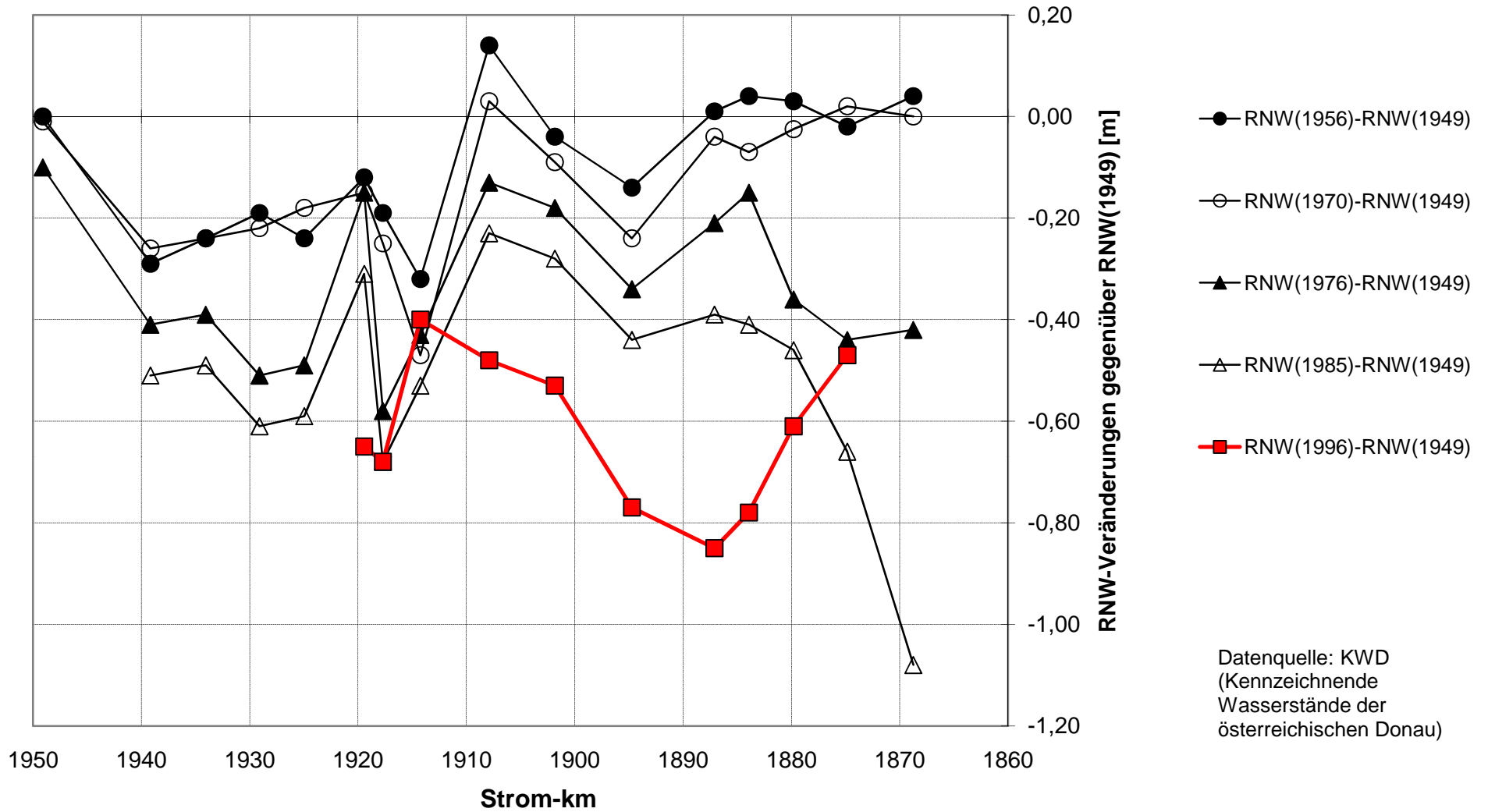


RNW- und MW-Veränderungen
für die Pegelstelle Wolfsthal

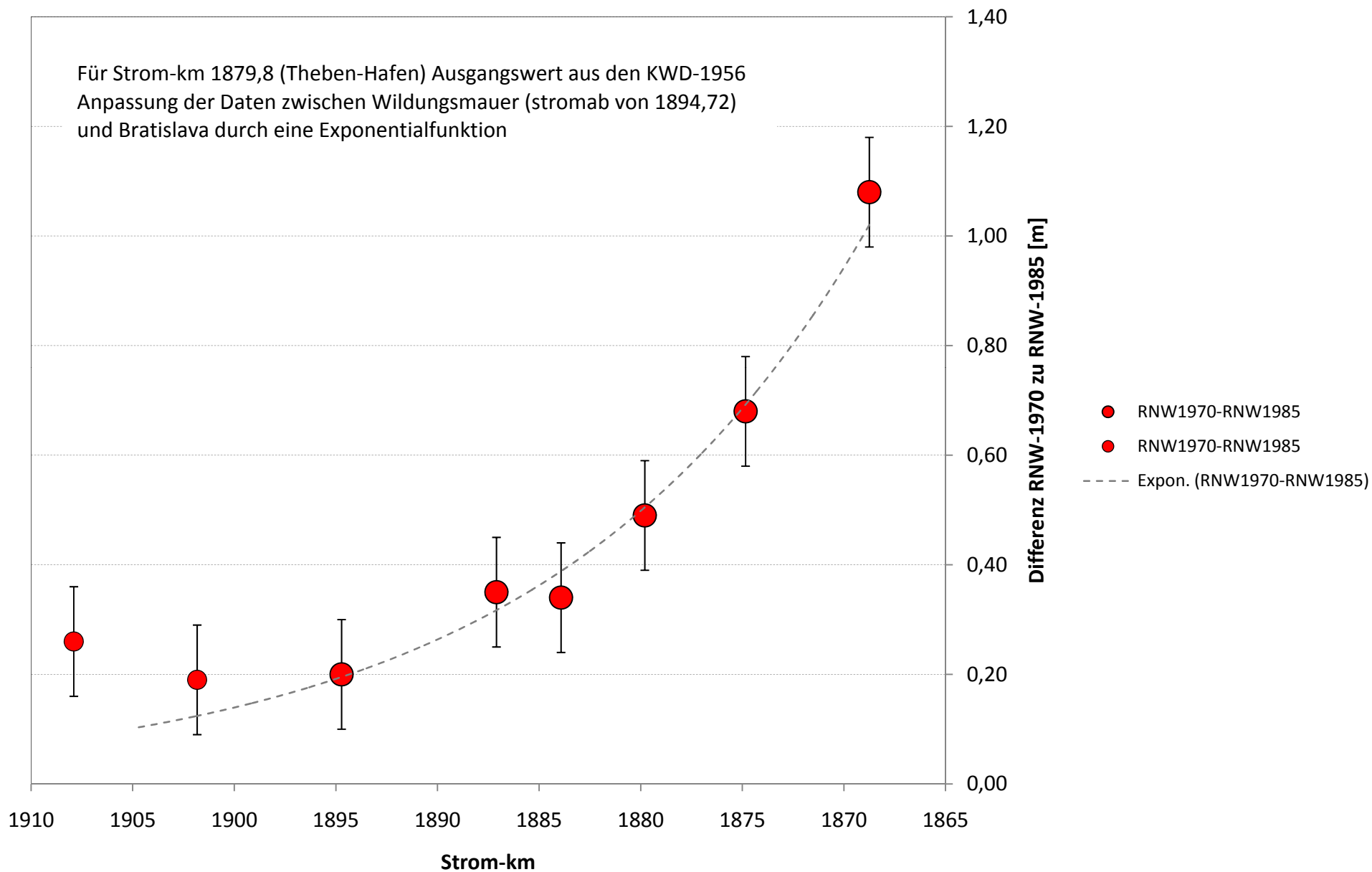
Niederwasser- Untersuchung Pegelstelle: Hainburg an der Donau (Strom-km 1883,92)



Donau zwischen Greifenstein und Bratislava: RNW-Veränderungen

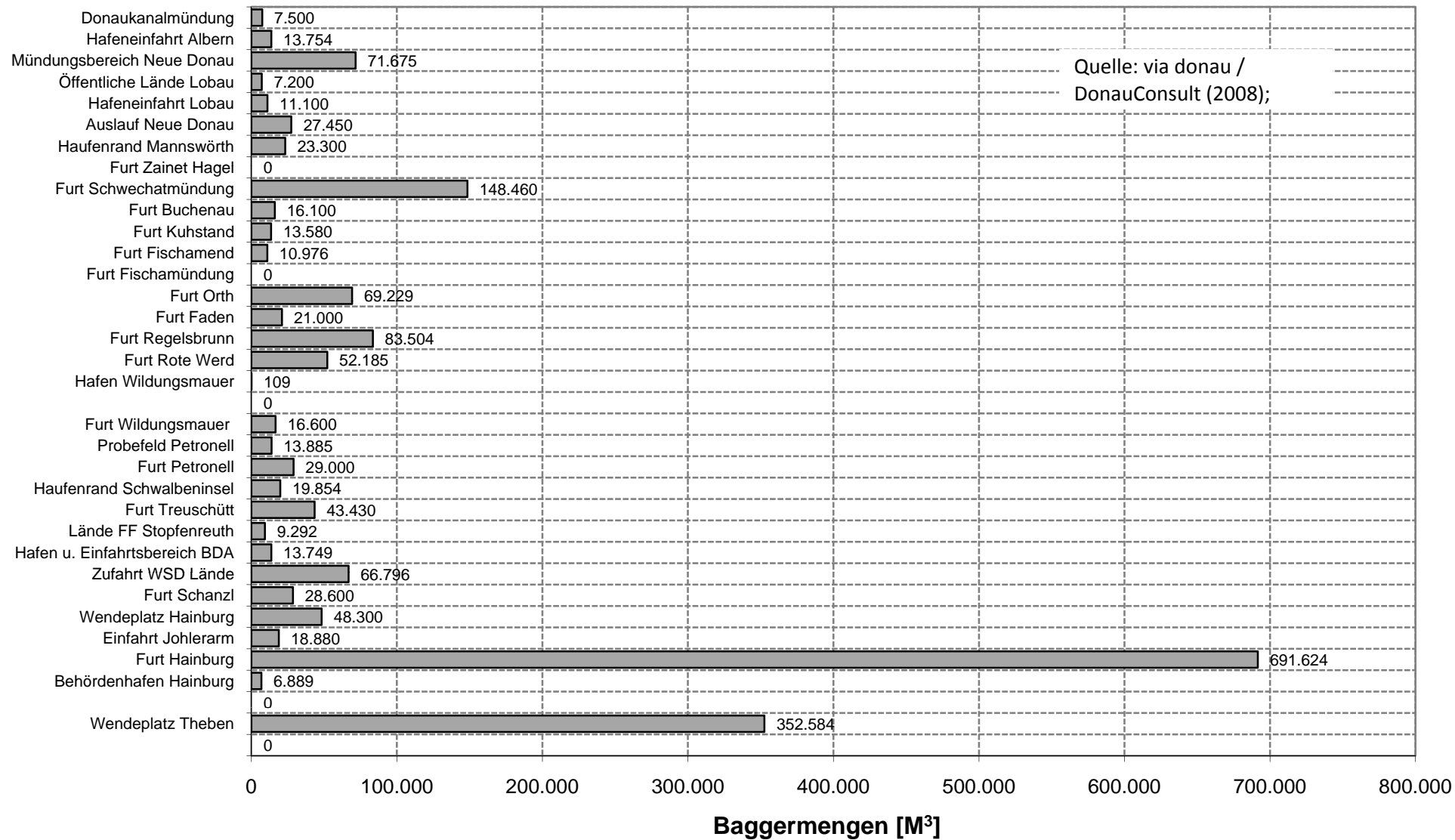


Synoptisches Bild der RNW-Veränderungen zwischen Wien-Nussdorf und Bratislava für den Zeitraum zwischen 1949 und 1996

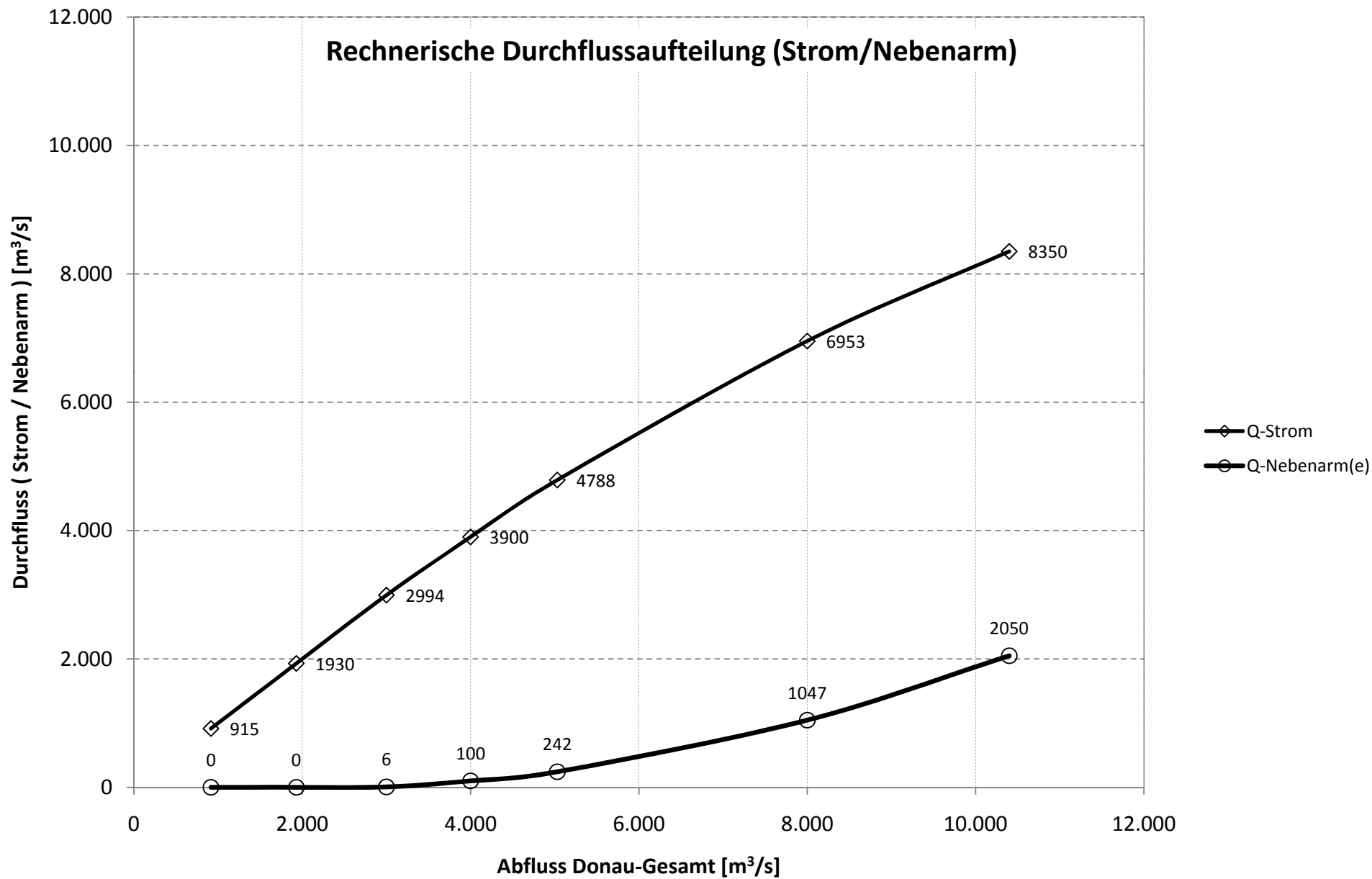


Differenzen zwischen RNW-1970 und RNW-1985 im Abschnitt
zwischen Fischamend und Bratislava

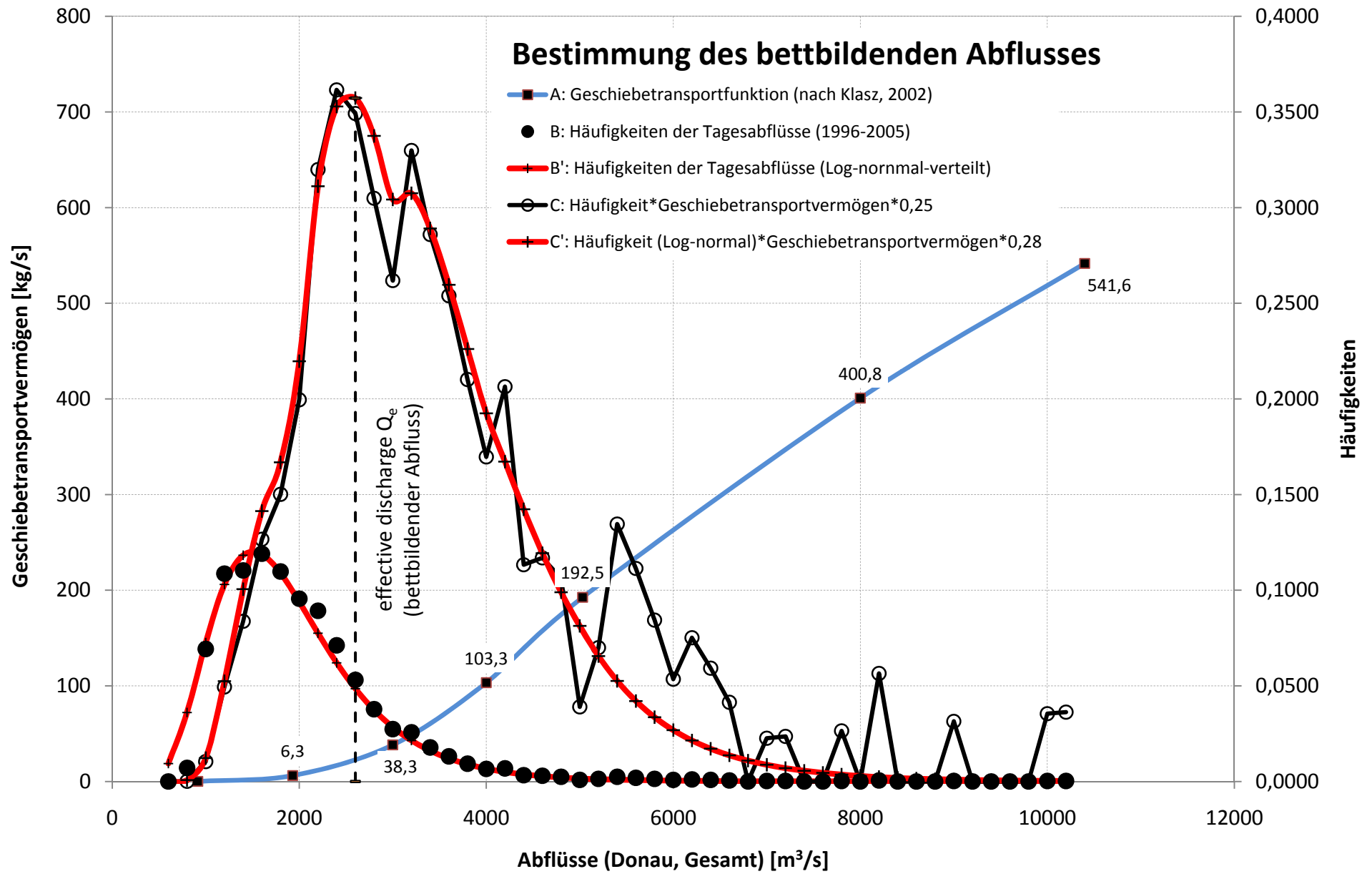
Instandhaltungsbaggerungen 1984 / 2005



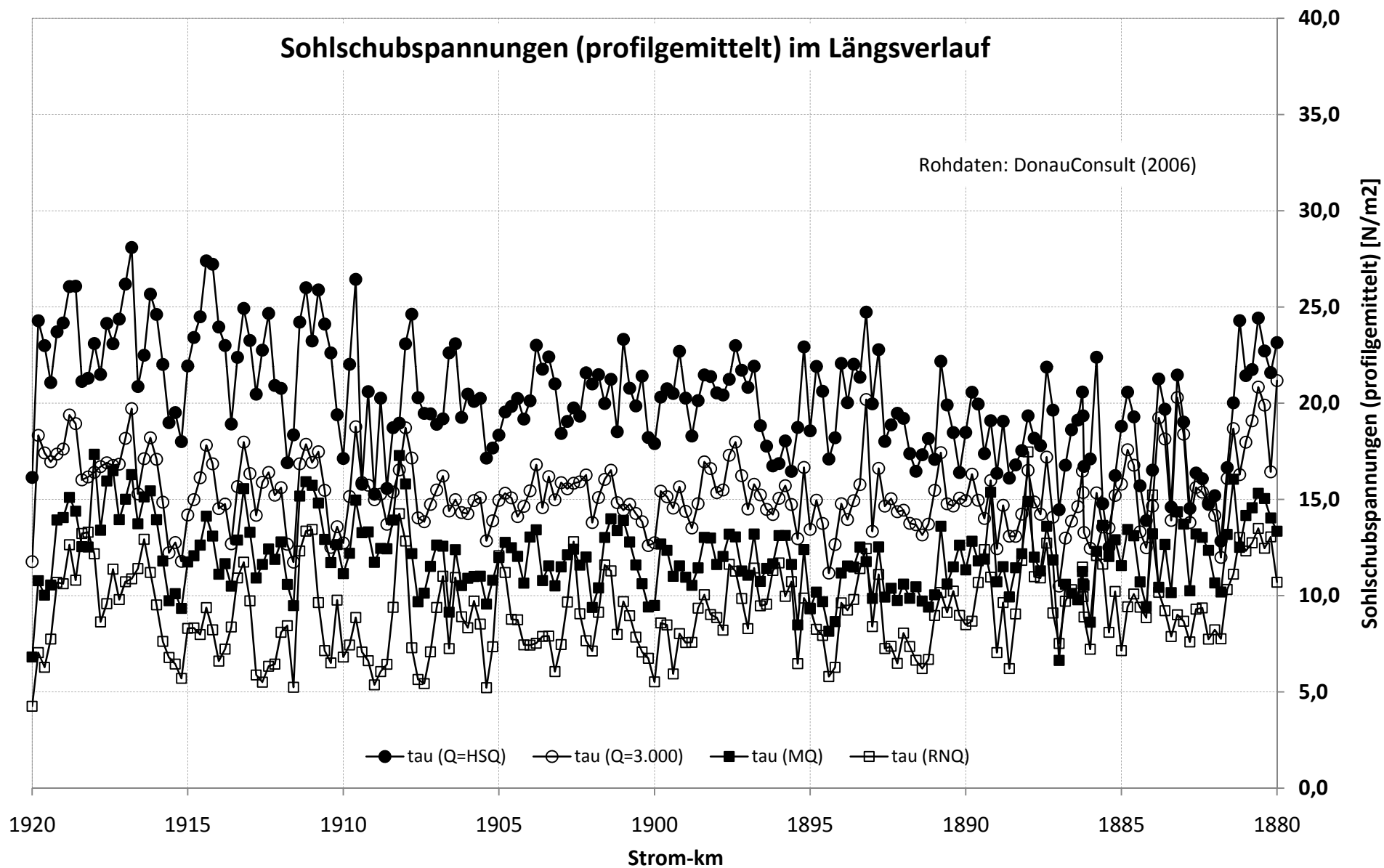
Baggermengen zwischen den Jahren 1984 /2005
mit räumlicher Zuordnung



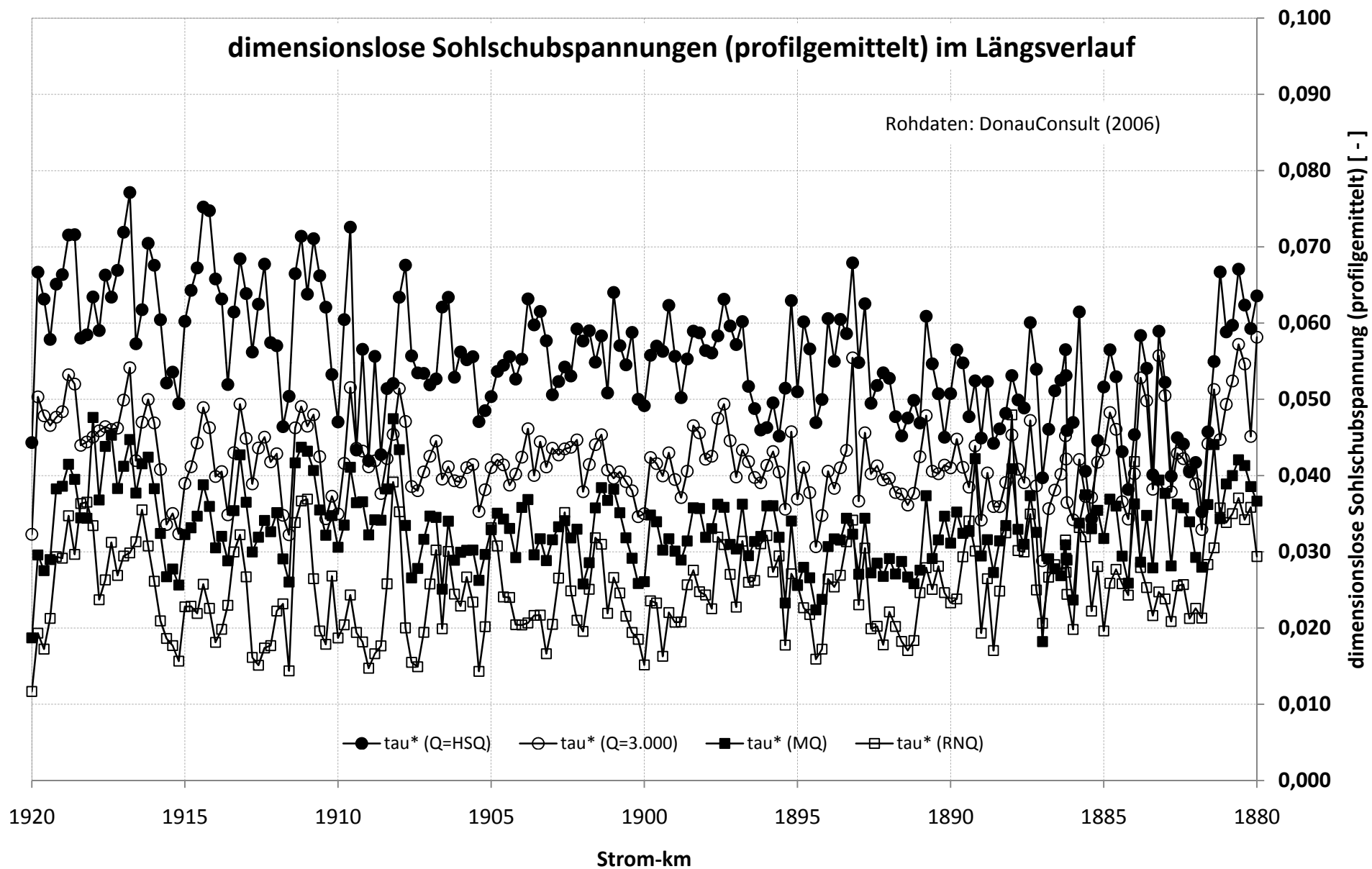
Durchflussaufteilung Strom / Nebenarme, abhängig vom Gesamtabfluss der Donau



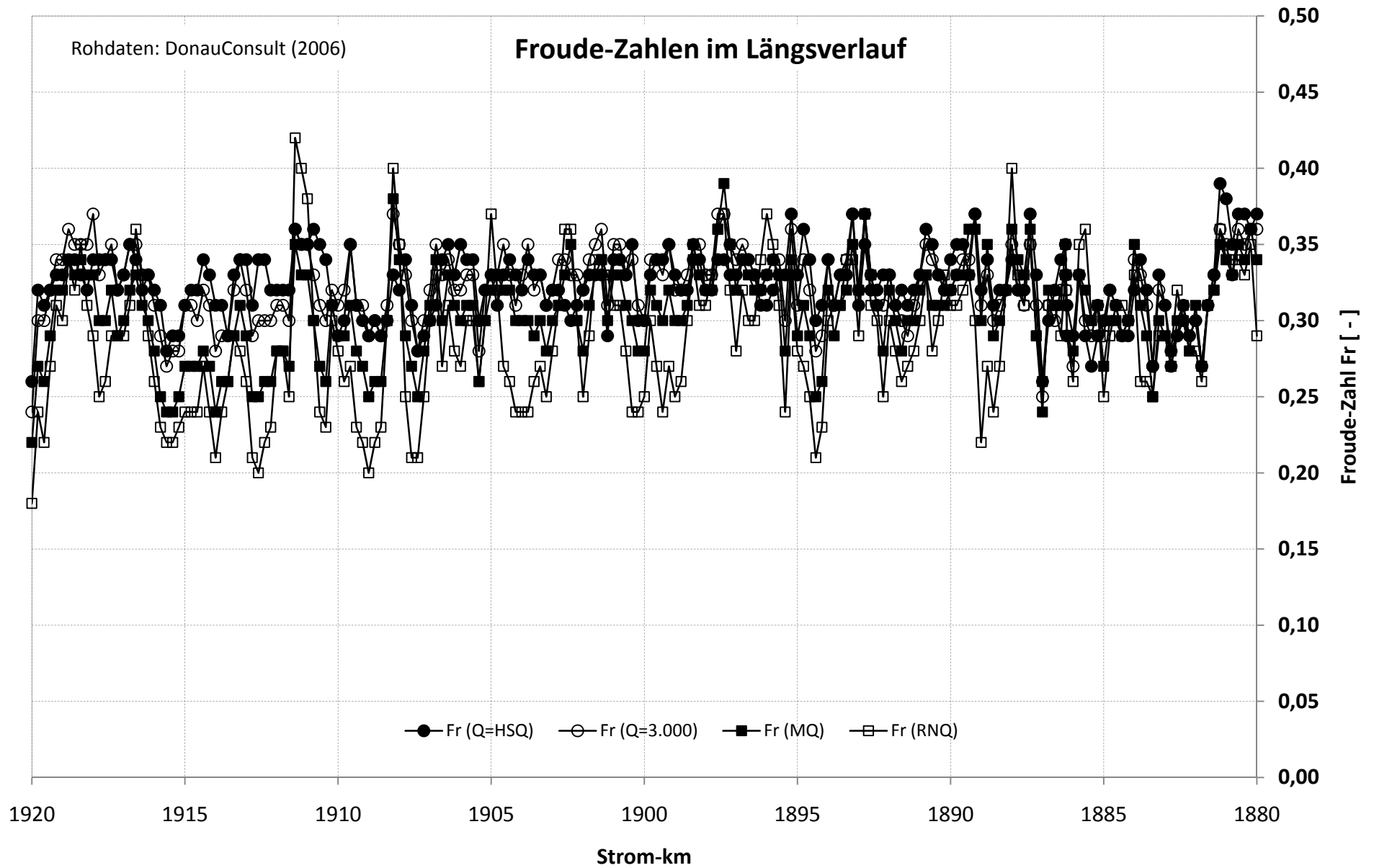
Ermittlung des bettbildenden Abflusses (effective discharge)
aus Geschiebetransportfunktion und Dichtefunktion der Tagesabflüsse



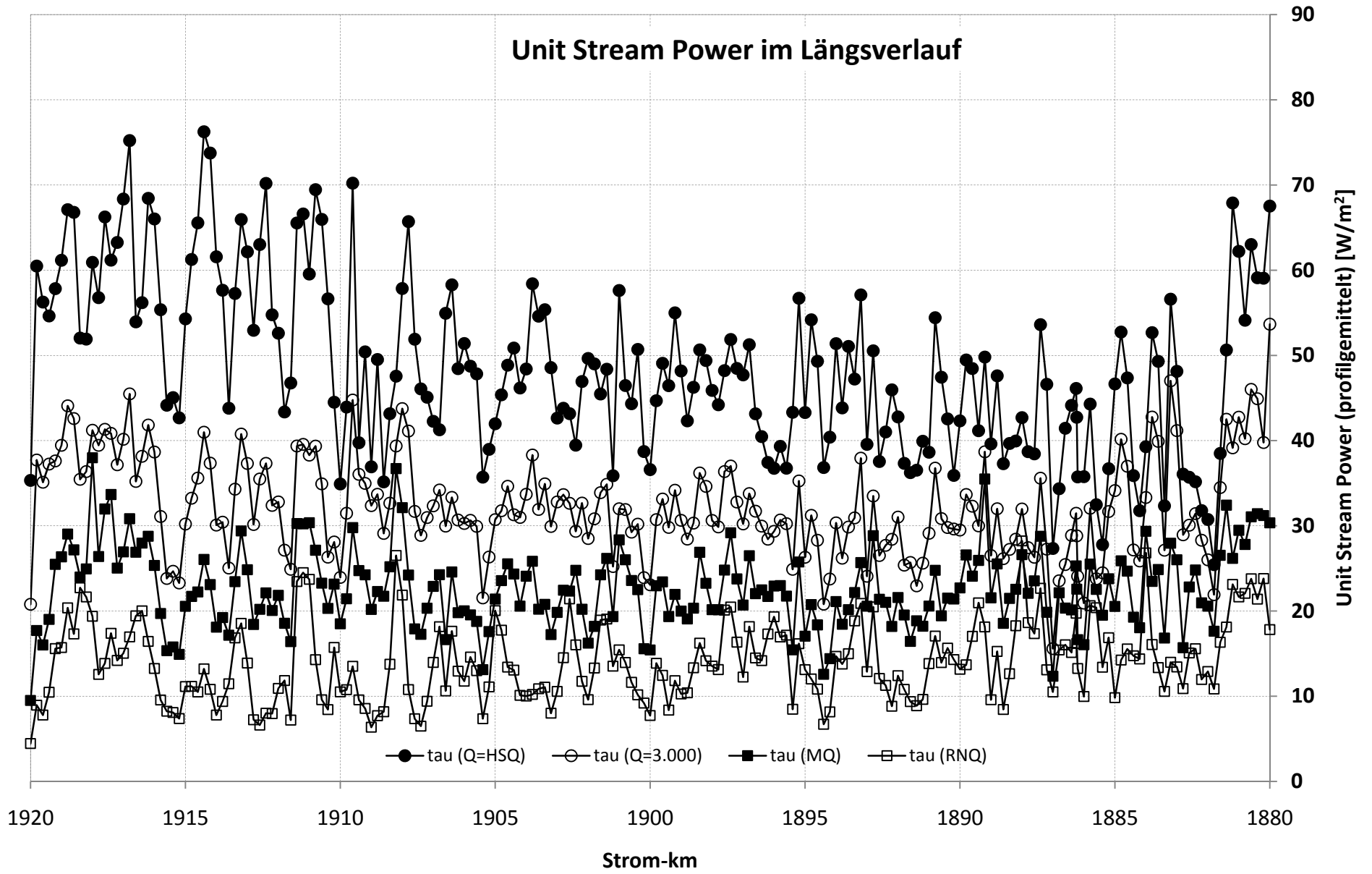
Sohlschubspannungen (profilgemittelt) im
Längsverlauf der Donau, für verschiedene Abflüsse

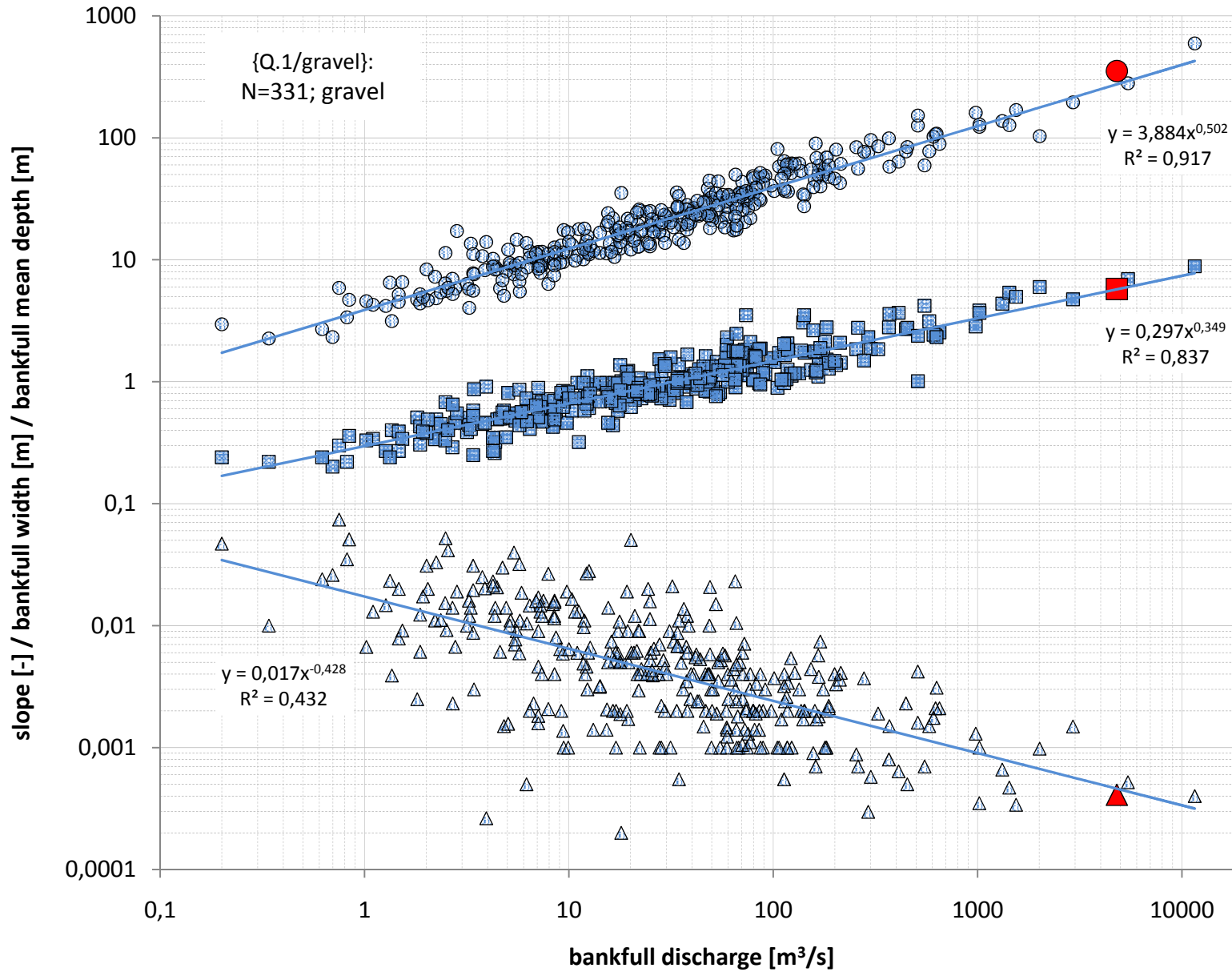


Dimensionslose Sohlschubspannungen (profilgemittelt)
im Längsverlauf der Donau, für verschiedene Abflüsse



Froude-Zahlen im Längsverlauf der Donau



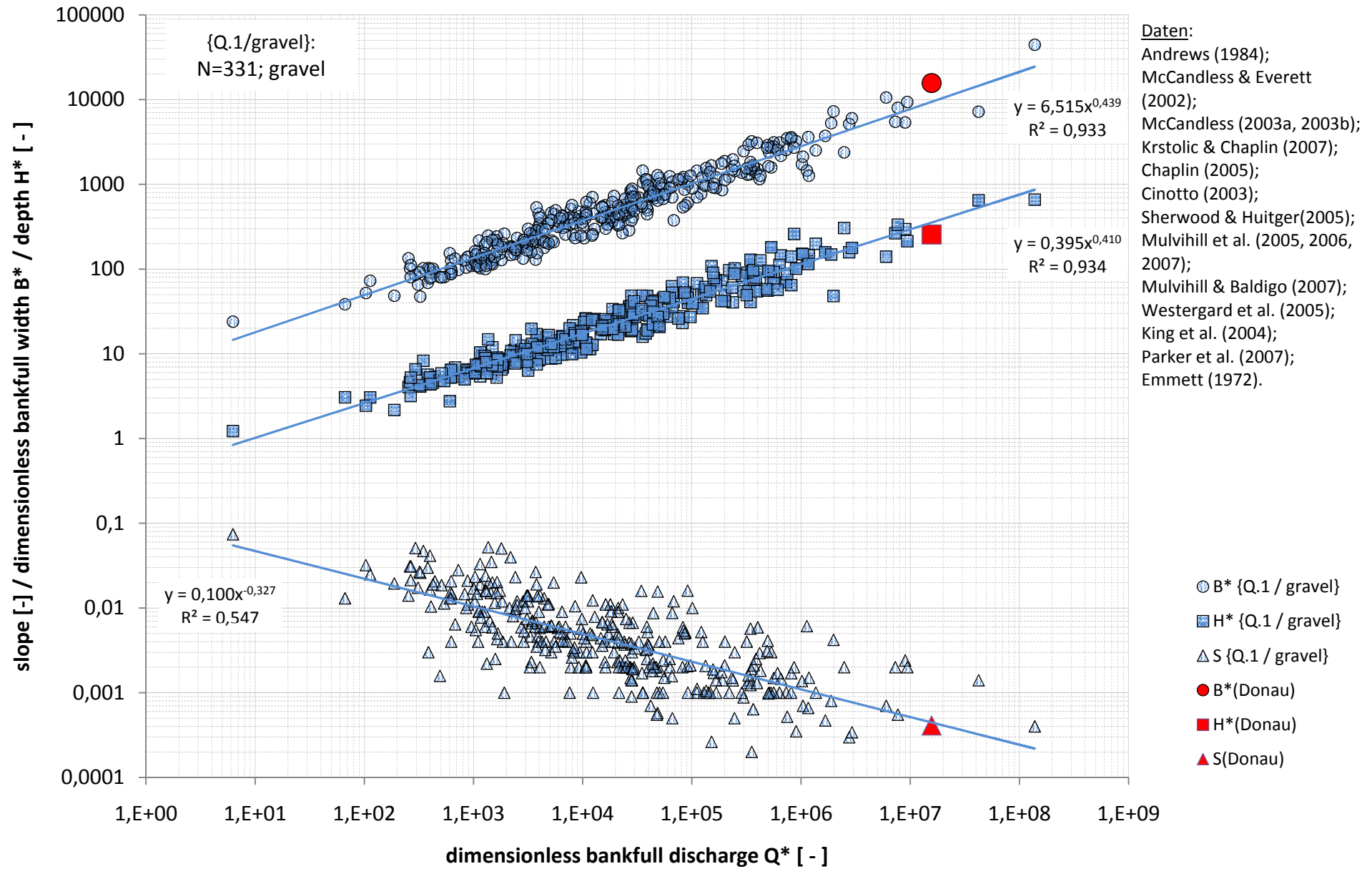


Daten:

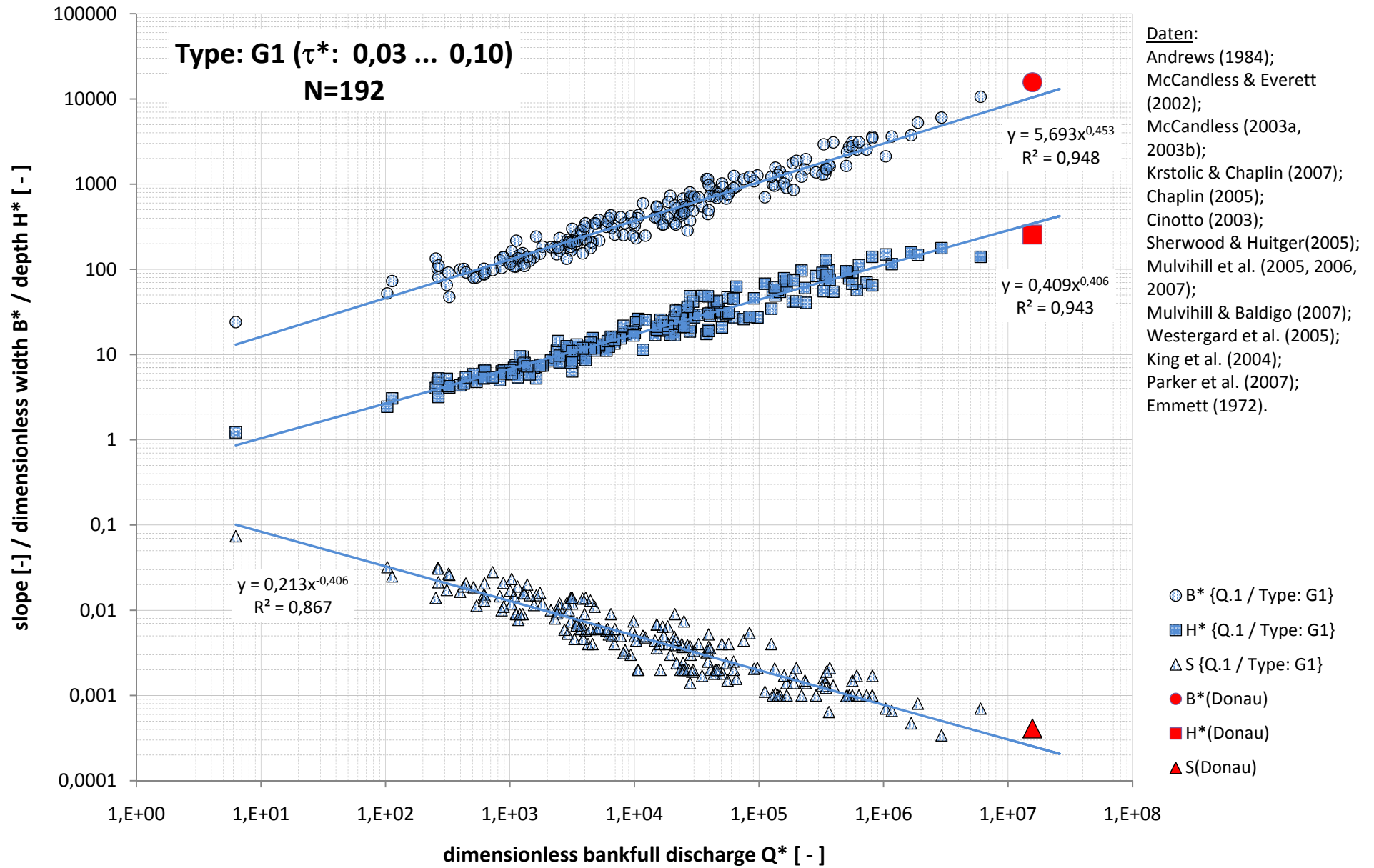
Andrews (1984);
 McCandless & Everett (2002);
 McCandless (2003a, 2003b);
 Krstolic & Chaplin (2007);
 Chaplin (2005);
 Cinotto (2003);
 Sherwood & Huitger(2005);
 Mulvihill et al. (2005, 2006, 2007);
 Mulvihill & Baldigo (2007);
 Westergard et al. (2005);
 King et al. (2004);
 Parker et al. (2007);
 Emmett (1972).

- Width B {Q.1 / gravel}
- Depth H {Q.1 / gravel}
- △ Slope S {Q.1 / gravel}
- B(Donau)
- H(Donau)
- ▲ S(Donau)

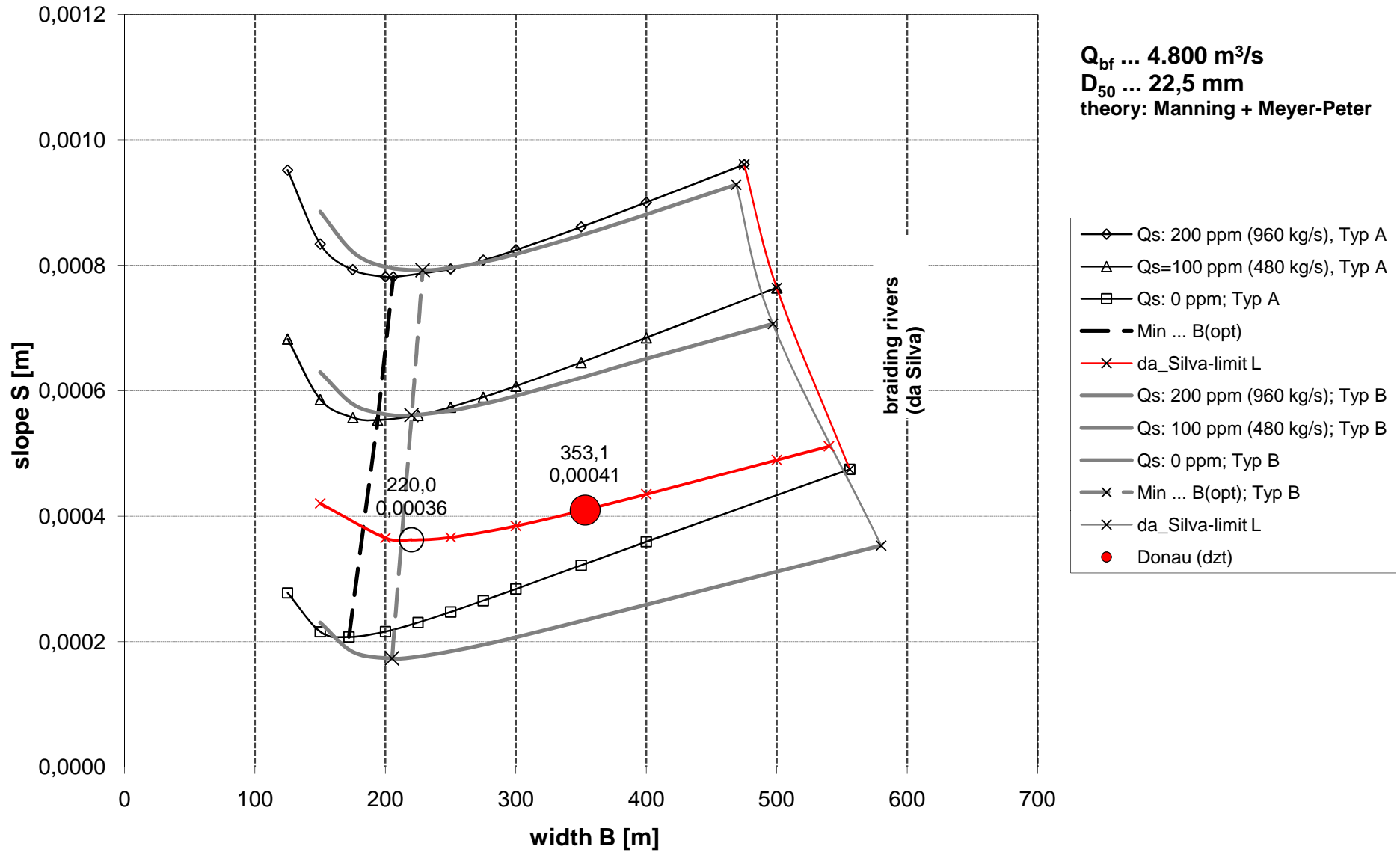
Downstream hydraulic geometry;
data: {Q.1/gravel}, single-thread gravel-bed rivers



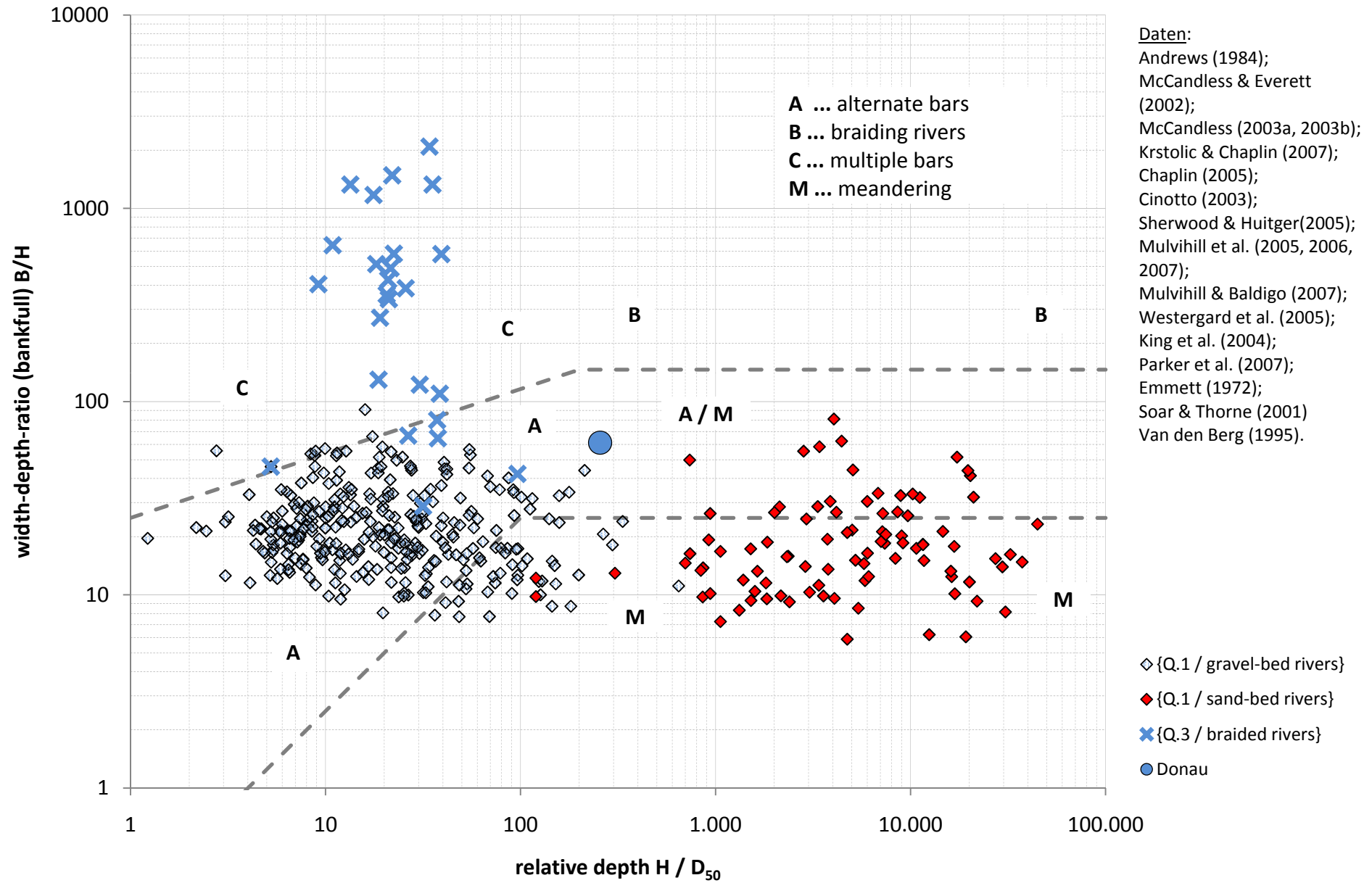
Downstream hydraulic geometry (dimensionless parameter);
data: {Q.1/gravel}, single-thread gravel-bed rivers



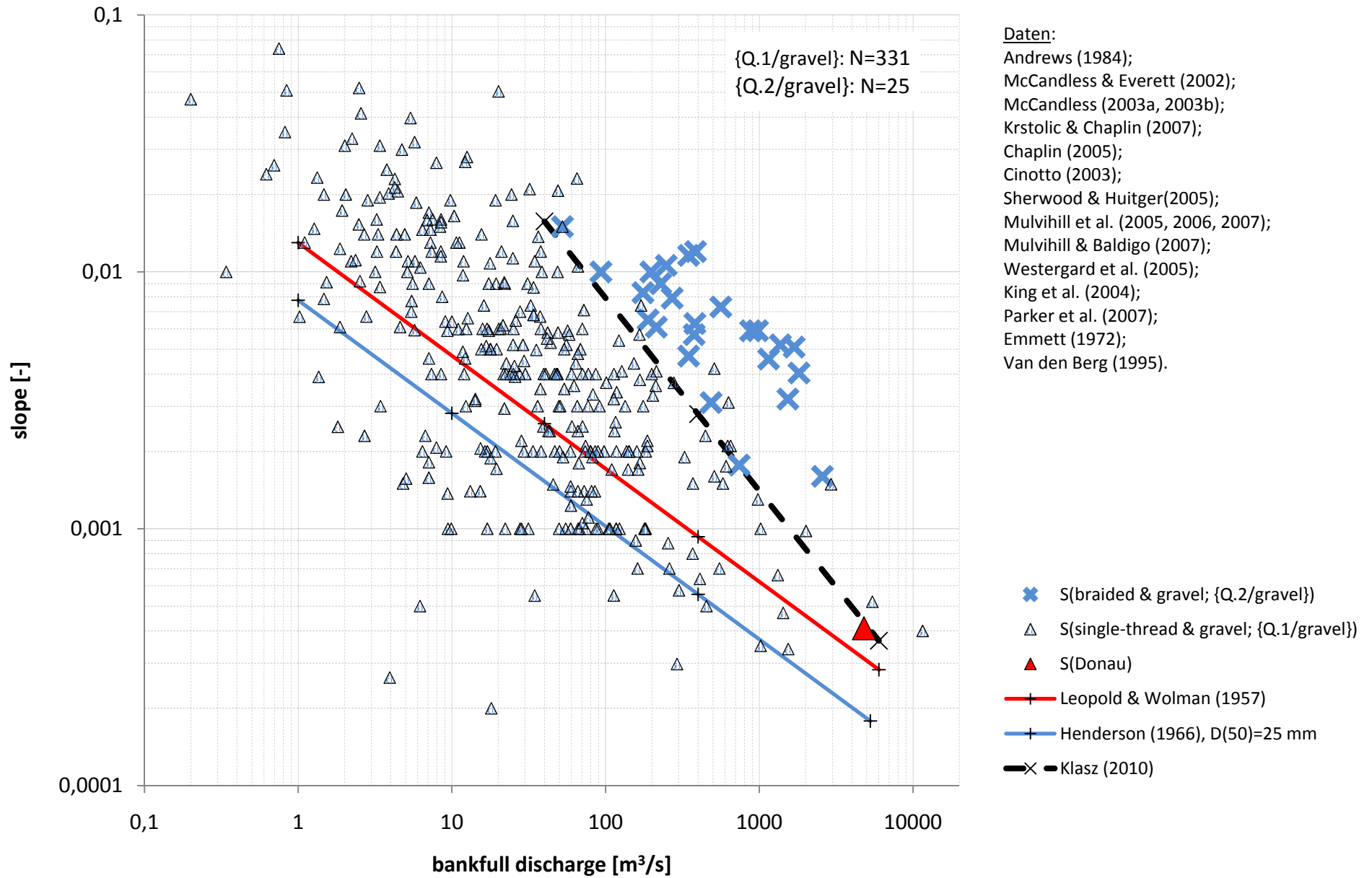
Downstream hydraulic geometry (dimensionless parameter);
data: {Q.1 / gravel: type G1}



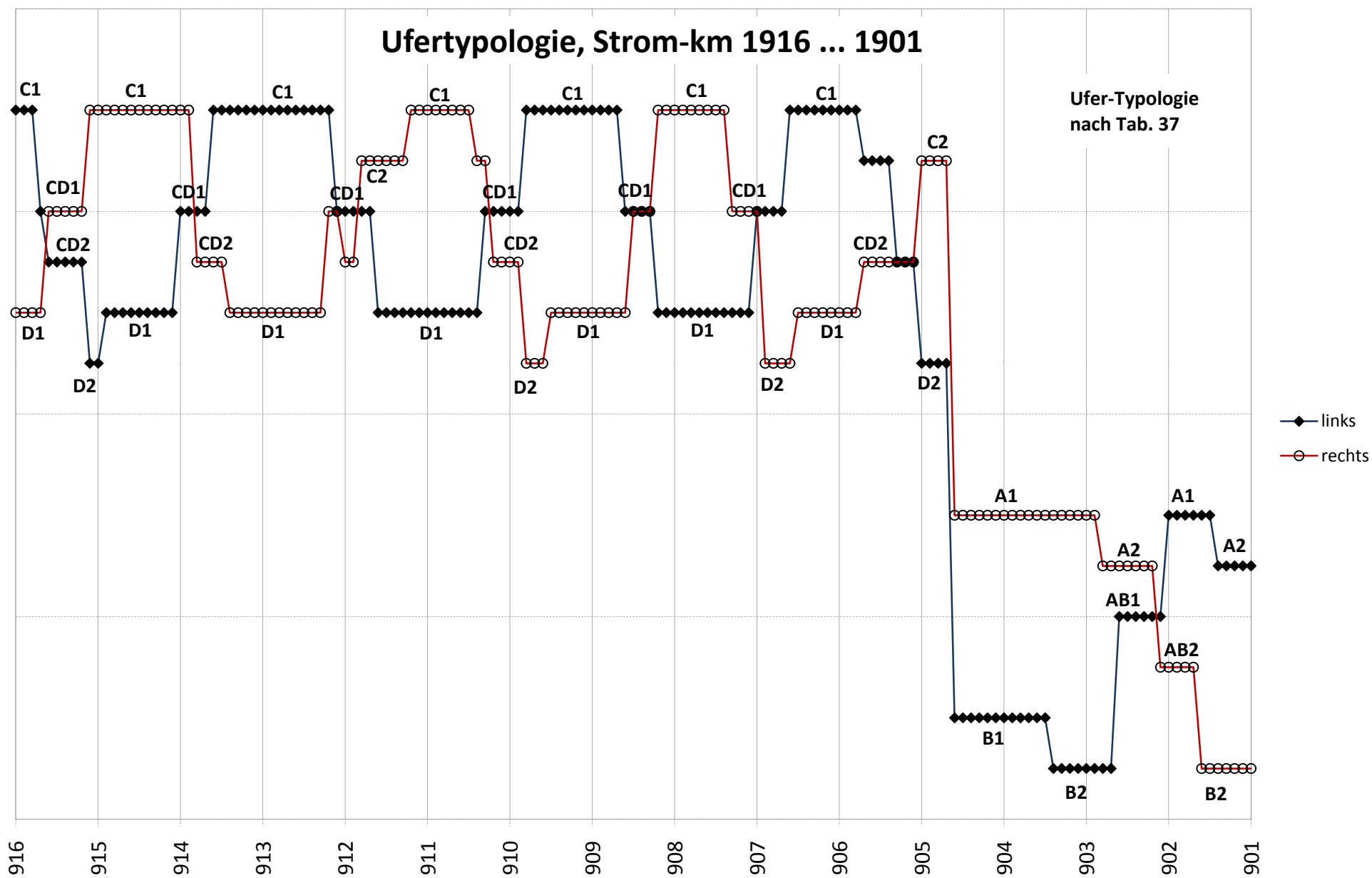
Iso-Linien des Geschiebetransportvermögens im Breiten-/Gefälle-Kontext; Optimum-Width-Ansatz



Width-depth ratio B/H versus relative depth H/D50;
channel pattern discrimination according to Yalin & da Silva



Gerinnegefälle versus bordvoller Abfluss für unverzweigte Flüsse {Q.1/gravel} und für verzweigte Flüsse {Q.2/gravel} mit Eintragung der Abgrenzungskriterien von Leopold & Wolman (1957) und Henderson (1966)



Ufertypologie, Strom-km 1916 bis 1901

Abb. 54

Anhang B

Daten natürlicher / naturnaher Flüsse (Recherche im Rahmen von: G. Klasz, An analytical approach to river behaviour and adjustment processes)

Source: Andrews (1984)**Sub-dataset: {Q.1.1}**

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S Veget.	D ₉₀
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m] [Text]	[mm]
Little Grizzly Creek (above Hebron)	6,7	23	10,40	0,48	0,00230 thin	42
Michigan River (near Cameron Pass)	0,7	49	2,32	0,20	0,02600 thick	127
North Platte River (near North Gate)	85,2	24	47,20	0,97	0,00140 thin	79
Halfmoon Creek (near Malta)	7,1	79	9,11	0,52	0,01700 thick	185
Chalk Creek (near Nathrop)	9,8	85	11,50	0,46	0,01900 thick	243
East Inlet Creek (near Grand Lake)	12,2	61	11,90	0,73	0,00460 thin	148
Stillwater Creek (above Granby Reservoir)	2,2	52	7,25	0,34	0,01100 thin	122
Frazer River (near Winter Park)	2,7	34	6,98	0,29	0,01400 thick	77
Little Muddy Creek (near Parshall)	1,9	24	5,21	0,31	0,00610 thick	43
South Fork Williams Fork (near Leal)	8,4	73	9,21	0,43	0,01500 thick	154
Williams Fork (near Leal)	22,6	43	17,50	0,73	0,00440 thick	78
Castle Creek (near Aspen)	4,5	91	8,38	0,49	0,02060 thick	208
North Fork Fryingpan River (above Cunningham)	3,2	61	6,34	0,39	0,01000 thick	140
Cunningham Creek (near Norrie)	2,5	37	5,55	0,41	0,00920 thick	70
Crystal River (above Avalanche)	49,0	98	34,10	0,84	0,00580 thin	200
East River (at Almont)	37,5	91	26,00	0,91	0,00670 thin	176
Tomichi Creek (at Sargents)	7,1	46	11,60	0,52	0,00460 thin	104
Lake Fork (at Gateview)	42,0	79	24,90	0,88	0,00580 thin	190
Elk River (near Trull)	101,0	64	36,60	1,45	0,00370 thin	105
Yampa River (near Hayden)	167,0	58	53,30	1,63	0,00180 thin	105
Williams Fork at mouth near Hamilton	46,7	45	24,40	1,62	0,00200 thin	80
Yampa River (near Maybell)	255,0	34	83,80	1,85	0,00088 thin	82
Little Snake River (near Slater)	72,2	122	30,50	1,13	0,00710 thin	205
Little Snake River (near Dixon)	114,0	70	36,60	1,65	0,00240 thin	121

Andrews, E. D. (1984): Bed material entrainment and hydraulic geometry of gravel-bed rivers in Colorado, *Geol. Soc. Am. Bull.*, 95, p. 371–378.

Source: Soar, Thorne (2001)**Sub-dataset: {Q.1.2}**

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]
Black Warrior	1324,2	0,26	109,1	7,09	0,00022	1,04
Cahaba	816,5	0,30	61,0	6,58	0,00041	2,25
Cossatot	246,7	0,12	49,5	3,55	0,00079	1,36
Red (site A)	1351,5	0,26	218,0	5,27	0,00014	1,21
Red (site B)	1367,8	0,26	225,0	5,12	0,00014	1,21
Big Sioux	197,2	0,59	58,3	3,55	0,00025	1,49
Cedar	615,1	0,64	210,5	2,59	0,00033	1,50
East Nishnabotna	307,1	0,43	58,6	3,17	0,00060	1,83
Iowa	362,1	0,54	98,6	3,24	0,00023	3,49
Iowa (site A)	287,9	0,36	65,4	3,24	0,00033	1,77
Iowa (site B)	302,7	0,47	71,5	3,37	0,00033	1,77
Iowa	281,9	0,84	61,1	3,15	0,00053	2,29
Nodaway	444,6	0,35	87,0	3,39	0,00042	2,56
Rock	181,4	0,50	54,3	2,51	0,00051	1,69
Wapsinicon	267,4	0,44	121,8	1,95	0,00049	1,75
Big Raccoon Creek	145,9	0,50	39,4	2,61	0,00054	1,68
Brouillets Creek	117,6	1,61	28,1	2,95	0,00088	1,09
Fawn	17,8	0,54	32,8	1,15	0,00016	n.a.
St. Joseph	98,2	0,61	58,4	2,04	0,00019	1,45
Sugar Creek	69,1	1,34	35,1	2,03	0,00040	1,06
Wabash	957,9	0,50	178,0	5,58	0,00007	1,16
Wabash	1019,0	0,91	204,2	4,61	0,00013	1,18
White, East Fork	313,0	1,63	87,2	3,27	0,00028	1,05
White, West Fork	561,6	1,05	123,9	4,07	0,00019	1,15
White	1030,4	0,59	171,4	5,25	0,00014	1,05
Licking	200,7	1,38	43,2	4,19	0,00025	1,69
Mud	37,7	0,14	16,3	2,69	0,00028	1,00

Red	172,7	1,60	35,2	3,83	0,00040	1,34
Rough	165,7	0,15	37,5	4,60	0,00011	1,13
Nodaway	559,8	0,35	119,4	3,59	0,00040	2,97
Big Black	425,0	0,38	64,9	6,41	0,00015	1,23
Big Black	279,3	0,32	67,6	3,70	0,00021	1,13
Buttahatchee	92,6	0,28	21,7	3,49	0,00044	1,02
Chickasawhay	750,4	0,39	78,7	6,34	0,00019	2,50
Leaf	510,5	0,62	82,7	4,38	0,00043	2,40
Leaf	482,6	0,42	78,3	4,50	0,00036	1,44
Pearl	657,3	0,65	148,6	4,43	0,00013	1,11
Pearl	591,3	0,51	107,4	5,91	0,00010	1,18
Tallahala Creek	173,9	0,33	42,6	2,76	0,00058	1,44
Tombigbee	489,4	0,27	80,5	4,52	0,00021	1,22
Fishing Creek	114,6	1,07	43,3	3,09	0,00017	1,72
Lumber	44,6	0,17	39,2	1,46	0,00022	1,02
Neuse	135,4	0,57	56,7	2,70	0,00015	1,02
South	18,0	0,53	19,8	1,25	0,00027	1,04
Cimarron (site A)	383,6	0,63	125,6	2,15	0,00083	1,72
Cimarron (site B)	415,3	0,82	128,5	2,32	0,00083	1,81
Washita	130,7	0,29	55,1	2,09	0,00038	1,80
Washita	463,6	0,16	142,9	2,77	0,00043	1,29
Congaree	555,4	0,66	101,2	4,93	0,00014	1,00
Pee Dee	690,5	0,62	105,2	5,67	0,00012	1,28
Hatchie	179,3	0,19	44,4	3,81	0,00019	1,02
Wolf	63,0	0,35	29,3	2,02	0,00045	1,03
Brazos (site A)	1451,5	0,22	121,5	8,22	0,00012	2,17
Brazos (site B)	1308,8	0,24	126,1	7,80	0,00012	1,86
Neches	220,1	0,23	71,7	3,37	0,00018	1,13
Sabine	1199,3	0,14	145,6	6,27	0,00014	3,20
Trinity	1306,6	0,28	188,6	5,89	0,00013	2,31
Nottoway	75,4	1,28	44,2	2,36	0,00016	1,05

Soar, P. J.; Thorne, C.R. (2001): Channel Restoration Design for Meandering Rivers: U.S. Army Corps of Engineers, ERDC/CHL CR-01-1.

Source: McCandless & Everett (2002)

Sub-dataset: {Q.1.3}

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Q _{bf})	DA	Rosgen
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[km ²]	[type]
Baisman Run (at Broadmoor), Maryland	3,2	9,5	5,76	0,51	0,01600	1,55	3,81	C4
Basin Run (at Liberty Grove), Maryland	17,4	10,3	15,58	0,58	0,00590	1,55	13,75	C4
Beaver Run (near Finksburg), Maryland	17,8	36,6	12,32	0,80	0,00500	1,73	36,24	C4
Beaverdam Run (at Cockeysville), Maryland	18,8	0,6	13,17	1,14	0,00080	1,26	54,11	C5
Bennett Creek (at Park Mills), Maryland	52,9	17,0	25,36	1,46	0,00190	1,55	162,58	C4
Big Elk Creek (at Elk Mills), Maryland	59,4	18,0	23,62	1,34	0,00140	1,45	136,18	C4
Big Pipe Creek (at Bruceville), Maryland	75,3	20,2	26,27	1,83	0,00130	1,55	264,07	C4
Cranberry Branch (near Westminster), Maryland	4,6	4,0	5,82	0,50	0,00610	1,57	8,8	C4
Deer Creek (at Rocks), Maryland	74,0	19,0	30,78	1,43	0,00210	1,37	244,39	B4
Hawlings River (near Sandy Spring), Maryland	29,2	0,4	13,66	1,22	0,00220	1,6	69,9	C5
Jones Falls (at Sorrento), Maryland	25,9	0,5	16,46	1,05	0,00160	1,57	65,24	C4
Little Falls (at Blue Mount), Maryland	47,4	1,7	20,73	1,50	0,00190	1,45	136,95	C4
Little Patuxent River (at Guilford), Maryland	29,0	0,7	15,18	1,54	0,00050	1,48	98,38	E5
Long Green Creek (at Glen Arm), Maryland	10,3	133,0	13,29	0,58	0,01650	1,32	24,34	C2
Morgan Run (at Louisville), Maryland	29,0	32,0	15,85	0,97	0,00520	1,75	72,49	C4
Northeast Creek (at Leslie), Maryland	37,8	107,0	17,68	1,04	0,01200	1,67	62,91	C2
Northwest Branch Anacostia River (near Colesville), Maryland	25,7	1,1	12,45	1,50	0,00170	1,43	54,63	E5
Patuxent River (near Unity), Maryland	29,6	1,4	15,85	1,19	0,00210	1,5	90,09	C4
Piney Creek (near Taneytown), Maryland	39,3	14,5	20,06	1,15	0,00250	1,4	81,03	C4
Seneca Creek (at Dawsonville), Maryland	72,6	2,8	20,36	1,83	0,00140	1,33	261,48	C4
Slade Run (near Glyndon), Maryland	3,3	10,7	4,03	0,44	0,01200	1,4	5,41	E4
Western Run (at Western Run), Maryland	43,4	4,3	22,98	1,27	0,00240	1,47	154,82	C4
Winters Run (near Benson), Maryland	55,5	26,4	20,42	1,34	0,00520	1,65	90,09	C4

McCandless, T.L.; Everett, R.A. (2002): Maryland stream survey—Bankfull discharge and channel characteristics of streams in the Piedmont Hydrologic Region: U.S. Fish and Wildlife Service Chesapeake Bay Field Office, CBFO-S02-01, 40 p.

Source: McCandless (2003a)**Sub-dataset: {Q.1.4}**

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)	DA	p	Rosgen
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[km ²]	[-]	[type]
Bear Creek (at Forest Park)	7,3	44,0	7,83	0,52	0,01300	1,4	26,94	1,8	C4/1
Bear Creek (at Friendsville)	32,1	152,0	21,09	0,91	0,02100	1,4	126,65	1,2	F3/1
Big Piney Run (near Salisbury)	21,7	119,0	19,42	0,85	0,00400	1,49	63,46	1,6	C3/1
Casselman River (at Grantsville)	47,8	86,0	38,34	0,98	0,00400	1,55	161,88	1,4	B3c
Crabtree Creek (near Swanton)	12,5	113,0	11,06	0,61	0,02800	1,8	43,25	1,1	B3/1
Ditch Run (near Hancock)	5,2	22,0	9,05	0,52	0,01100	1,45	12,43	1,4	C4
Evitts Creek (near Centerville)	16,9	114,0	12,41	0,67	0,00600	1,33	78,22	1,2	C1
NB Potomac River (at Steyer)	76,9	84,0	35,27	1,58	0,00300	1,55	189,33	1,2	C3
Savage River (near Barton)	36,1	222,0	22,86	1,04	0,00300	1,55	127,17	1,5	F1
Savage River (near Frostburg)	1,1	111,0	4,27	0,34	0,01300	1,53	3,89	1,2	C3
Sideling Hill Creek (near Bellegrove)	77,2	51,0	35,75	1,49	0,00400	1,53	264,18	1,9	B4/1c
Toliver Run Trib. (near Hoyes Run)	0,7	2,0	2,93	0,24	0,02300	1,6	1,3	1,1	B4
Younghiogheny River Trib. (near Friendsville)	0,2	29,0	2,96	0,24	0,04700	1,05	0,52	1,3	B4

McCandless, T.L. (2003a): Maryland stream survey—Bankfull discharge and channel characteristics of streams in the Allegheny Plateau and the Valley and Ridge Hydrologic Regions: U.S. Fish and Wildlife Service Chesapeake Bay Field Office, CBFO-S03-01, 33 p.

Source: McCandless (2003b)**Sub-dataset: {Q.1.5}**

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)	DA	p	Rosgen
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[km ²]	[-]	[type]
Beaverdam Branch (at Houston)	1,0	0,27	4,48	0,43	0,00070	1,35	7,25	1,1	E5
Choptank River (near Greensboro)	19,5	0,41	29,63	1,20	0,00030	1,08	292,67	1,3	C5c-
Faulkner Branch (at Federalsburg)	2,4	0,64	5,36	0,55	0,00230	1,17	18,39	1,3	E5
Glebe Branch (at Valley Lee)	0,3	6,93	2,26	0,22	0,01000	1,11	0,78	1,1	C4
Gravel Run (at Beulah)	1,8	0,14	5,46	0,57	0,00140	1,37	21,76	1,1	E5
Mattawoman Creek (near Pomonkey)	15,3	13,21	11,28	0,98	0,00140	1,2	141,93	1,4	C4
Mill Creek (near Skipton)	1,1	0,33	8,17	0,31	0,00130	1,06	11,91	1,2	C5
Murderkill River (near Felton)	2,8	1,00	10,21	0,70	0,00040	1,09	35,22	1,3	C5c-
Nanticoke River (near Bridgeville)	9,7	0,32	16,40	1,21	0,00040	1,23	195,29	1,2	C5c-
Nassawongo Creek (near Snow Hill)	6,3	0,67	11,09	0,93	0,00030	1,07	116,29	1,5	E5
Sallie Harris Creek (near Carmichael)	2,2	0,19	5,30	0,90	0,00020	1,11	20,98	1,2	E5
St. Clements Creek (near Clements)	7,7	0,26	9,17	0,93	0,00100	1,19	47,92	1,1	E5
St. Mary's River (at Great Mills)	13,2	13,11	11,83	0,95	0,00140	1,24	62,16	1,4	C4
Western Branch (at Upper Marlboro)	19,1	0,25	17,28	1,46	0,00020	1,04	232,32	1,2	C5c-

McCandless, T.L. (2003b): Maryland stream survey—Bankfull discharge and channel characteristics of streams in the Coastal Plain Hydrologic Region: U.S. Fish and Wildlife Service Chesapeake Bay Field Office, CBFO-S03-02, 29 p.

Source: Krstolic & Chaplin (2007)**Sub-dataset: {Q.1.6}**

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)	Rosgen	Remark:
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[type]	[text]
Collins Run Tributary (near Providence Forge)	0,6	2,00	2,35	0,24	0,00490	1,5	E -	
Bailey Branch Tributary (at Spring Grove)	1,4	11,0	3,14	0,40	0,00390	2,1	E -	
Mill Creek (near Skipton)	0,9	0,50	6,04	0,37	0,00170	1	C CP; in McCandless, 2003b too	
Aylett Creek (at Aylett)	4,8	4,0	5,06	0,58	0,00150	1,3	E -	
Bush Mill Stream (near Heathsville)	1,4	0,50	7,10	0,76	0,00250	0,99	E -	
Reedy Creek (near Dawn)	3,3	2,00	7,89	0,61	0,00380	1,1	C -	
Cat Point Creek (near Montross)	3,1	1,00	9,54	0,94	0,00250	0,99	E -	
Choptank River (near Greensboro)	18,0	11,0	35,33	1,01	0,00020	1,1	C CP; in McCandless, 2003b too	

Krstolic, J. L.; Chaplin, J. J. (2007): Bankfull regional curves for streams in the non-urban, non-tidal Coastal Plain Physiographic Province, Virginia and Maryland: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2007-5162, 48 p.

Source: Chaplin (2005)**Sub-dataset: {Q.1.7}**

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)	DA	Rosgen
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[km ²]	[type]
Pohopoco Creek (at Kresgeville)	22,2	96,4	25,15	0,84	0,00100	1,30	129,24	C3

Aquashicola Creek (at Palmerton)	48,7	98,8	44,50	0,83	0,00400	1,50	198,65	B3c, C3
Jordan Creek (near Schnecksville)	49,6	45,3	32,31	0,95	0,00300	1,70	137,27	B4c
Jordan Creek (at Allentown)	54,9	38,2	32,31	0,82	0,00100	1,40	196,32	C4
Schuylkill River (at Landingville)	67,7	26,9	34,44	1,55	0,00100	1,40	344,47	C4c
Little Schuylkill River (at Tamaqua)	27,8	119,0	16,92	0,79	0,00700	1,40	111,11	B3c
Maiden Creek (at Virginville)	89,1	33,1	47,85	1,30	0,00100	1,20	411,81	C4
Corey Creek (near Mainesburg)	19,4	68,2	21,70	0,76	0,00900	1,70	31,60	C3, C4
Crooked Creek below Catlin Hollow (at Middlebury Center)	74,4	33,2	33,22	1,33	0,00100	1,30	192,44	C4
Tuscarora Creek (near Silvara)	11,2	116,0	17,80	0,32	0,01300	1,70	30,56	B3, C3
Toby Creek (at Luzerne)	21,0	121,0	14,97	0,71	0,01200	1,40	83,92	B3c, F3
Wapwallopen Creek (near Wapwallopen)	20,2	58,4	21,12	0,84	0,00600	1,20	113,44	C4
Wilson Run (at Penfield)	5,4	43,4	8,56	0,52	0,00700	1,50	21,60	E4, C4
Waldy Run (near Emporium)	3,3	101,0	13,53	0,41	0,01400	1,20	13,57	C3
First Fork Sinnemahoning Creek (at Wharton)	117,4	107,0	54,56	1,26	0,00200	1,60	471,38	C3
Kettle Creek (at Cross Fork)	79,6	119,0	48,46	1,05	0,00200	1,50	352,24	C3
Young Womans Creek (near Renovo)	22,1	119,0	25,82	0,79	0,00900	1,80	119,66	C3, B3c
Marsh Creek (at Blanchard)	25,2	77,8	19,45	0,78	0,00600	1,40	114,22	C3
Blockhouse Creek (near English Center)	37,9	81,9	28,10	1,00	0,00600	1,50	97,64	C3, C4
Lycoming Creek (near Trout Run)	133,9	133,0	61,57	1,17	0,00300	1,40	448,07	C3
Muncy Creek (near Sonestown)	38,5	115,0	20,88	0,98	0,01000	1,40	61,64	C3
Chillisquaque Creek (at Washingtonville)	49,8	50,6	22,71	1,22	0,00100	1,30	132,87	C4c, C4
East Mahantango Creek (near Dalmatia)	97,7	49,5	40,54	1,56	0,00200	1,40	419,58	C4
Kishacoquillas Creek (at Reedsville)	70,5	180,0	35,36	1,45	0,00600	1,60	424,76	C3
Tuscarora Creek (near Port Royal)	117,0	58,1	60,96	1,87	0,00100	1,20	554,26	C4c, C3c
Bixler Run (near Loysville)	12,0	71,0	13,17	0,77	0,00400	1,20	38,85	C3, C4
Sherman Creek (at Shermans Dale)	123,0	51,6	61,57	1,12	0,00100	1,30	536,13	C3, C4
Newburg Run (at Newburg)	8,5	39,3	12,62	0,53	0,00400	1,90	13,70	C4
Tonoloway Creek (near Needmore)	8,6	61,4	11,09	0,57	0,00800	1,70	27,71	C4, C3
Kinzua Creek (near Guffey)	25,2	86,1	19,05	0,86	0,00400	1,40	120,18	C3
West Branch French Creek (near Lowville)	27,8	15,8	19,32	1,53	0,00100	1,00	135,46	C4c, E4
Woodcock Creek (at Blooming Valley)	30,0	110,0	22,34	0,76	0,00400	1,70	80,29	B3c, C3
Sevenmile Run (near Rasselas)	7,1	73,5	10,91	0,70	0,00900	1,30	20,31	C3
West Branch Clarion River (at Wilcox)	50,7	67,0	29,63	0,90	0,00300	1,60	163,17	B4c, C3
Little Mahoning Creek (at McCormick)	59,3	67,5	30,48	1,55	0,00100	1,20	226,37	C3c, C4c
North Fork Bens Creek (at North Fork)	2,0	81,7	8,32	0,38	0,03100	1,60	8,94	B3, C4
Buffalo Creek (near Freeport)	79,9	44,6	34,14	1,46	0,00200	1,40	354,83	C4c, C4
Little Pine Creek (near Etna)	5,8	20,7	5,49	0,55	0,01100	1,60	14,97	E4, B4c
Browns Creek (near Nineveh)	17,0	14,5	17,53	0,93	0,00100	1,40	45,33	C4c
Laurel Hill Creek (at Ursina)	91,3	67,2	49,07	1,15	0,00300	1,40	313,39	B3c, F3
Little Shenango River (at Greenville)	58,9	52,3	22,10	1,72	0,00200	1,50	269,36	E4, C4
Brandy Run (near Girard)	4,3	41,0	8,87	0,26	0,01200	1,20	11,53	F4, F1

Chaplin, J. I. (2005): Development of regional curves relating bankfull-channel geometry and discharge to drainage area for streams in Pennsylvania and selected areas of Maryland: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2005-5147, 34 p.

Source: Cinotto (2003)

Sub-dataset: {Q.1.8}

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)	DA	Rosgen	Remark:
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[km ²]	[type]	[text]
Manatawny Creek (near Pottstown)	66,3	27,7	27,46	1,58	0,00100	1,3	221,45	C4	-
French Creek (near Phoenixville)	40,8	89,4	26,55	1,11	0,00400	1,3	153,07	C3	-
Perkiomen Creek (at East Greenville)	33,7	3,8	35,66	0,81	0,00200	1,4	98,42	C4	-
West Branch Perkiomen Creek (at Hillegas)	28,3	0,8	29,41	0,59	0,00400	1,5	59,57	C4	-
Crum Creek (near Newtown Square)	17,0	3,2	17,53	0,85	0,00200	1,2	40,92	C4, C5	-
Chester Creek (near Chester)	50,2	48,1	21,21	1,33	0,00200	1,2	158,25	B4c	-
West Branch Brandywine Creek (near Honey Brook)	9,4	7,3	17,50	0,68	0,00100	1	48,43	C4	-
West Branch Brandywine Creek (at Coatesville)	31,1	42,2	23,65	0,71	0,00900	1,3	118,62	F4, B4c	-
Sucker Run (near Coatesville)	4,1	0,3	5,43	0,41	0,00900	1,2	6,66	B5c	-
West Branch Brandywine Creek (at Modena)	46,5	24,3	29,57	0,84	0,00400	1,3	142,45	C4	-
Conowingo Creek (near Buck)	7,4	43,6	8,90	0,68	0,00400	1,3	22,53	E4, C4	-
Beaver Run (near Finksburg)	15,8	25,3	13,53	0,73	0,00600	1,4	36,26	B4c	in McCandless, 2002 (similar)
Morgan Run (near Louisville)	27,5	27,0	20,79	0,84	0,00400	1,4	72,52	C4, B4c	in McCandless, 2002 (similar)
Big Pipe Creek (at Bruceville)	86,7	22,4	30,78	1,87	0,00100	1,5	264,18	C4	in McCandless, 2002 (similar)

Cinotto, P. J. (2003): *Development of regional curves of bank-full-channel geometry and discharge for streams in the non-urban Piedmont Physiographic Province, Pennsylvania and Maryland: U.S. Geological Survey Water-Resources Investigation Report 03-4014, 27 p.*

Source: Sherwood & Huitger (2005)

Sub-dataset: {Q.1.9}

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)	DA
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[km ²]
Beech Creek (near Bolton); Ohio	22,0	11,1	12,80	1,07	0,00294	1,35	45,07
Mill Creek (near Berlin Center); Ohio	14,2	45,1	11,37	0,98	0,00315	1,06	49,47
West Branch Mahoning River (near Ravenna); Ohio	25,8	39,2	17,16	1,06	0,00391	1,94	56,46
Hinkley Creek (at Charlestown); Ohio	5,0	12,9	12,10	0,81	0,00157	1,03	20,33
Eagl Creek (at Phalanx Station); Ohio	34,6	4,2	33,31	1,39	0,00055	1,03	252,78
Yellow Creek (near Hammondsville); Ohio	82,7	54,1	38,47	1,48	0,00333	1,88	380,73
Wood Run (near Woodsfield); Ohio	5,4	51,8	7,59	0,50	0,03971	9,65	1,37
Trail Run (near Antioch); Ohio	16,7	18,7	10,52	0,98	0,00514	1,79	14,12
Little Mill Creek (near Coshocton); Ohio	11,8	28,7	10,09	0,73	0,00489	1,97	10,41
Little Mill Creek (near Coshocton); Ohio	11,0	29,2	10,79	0,98	0,00598	1,32	18,54
Etna Creek (at Etna); Ohio	1,5	15,2	4,51	0,39	0,00785	1,15	2,85
Licking River (near Newark); Ohio	291,7	14,7	75,59	2,32	0,00030	1,61	1390,83
Salt Creek (near Chandlerville); Ohio	59,2	13,8	30,02	2,01	0,00146	1,1	196,06
Clear Creek (near Rockbridge); Ohio	77,3	31,2	21,92	2,12	0,00111	2,15	230,51
Hayden Run (near Haydenville); Ohio	1,8	10,6	4,72	0,51	0,00249	1,52	2,69
Mill Creek (near Chauncey); Ohio	2,8	14,2	5,79	0,46	0,00670	1,56	3,83
Shade River (near Chester); Ohio	59,5	17,9	27,22	2,31	0,00123	1,05	404,04
Big Four Hollow Creek (near Lake Hope); Ohio	1,5	13,4	6,55	0,34	0,00912	1,29	2,62
Sandy Run (near Lake Hope); Ohio	9,4	5,5	9,57	0,84	0,00137	1,94	12,92
Sandusky Creek (near Burlington); Ohio	1,9	17,0	4,39	0,43	0,01230	1,15	1,89
Salt Creek (at Tarlton); Ohio	26,1	41,4	16,73	0,90	0,00646	1,78	29,79
Bull Creek (near Adelphi); Ohio	5,7	12,4	6,64	0,86	0,00593	1,3	8,11
Tar Hollow Creek (at Tar Hollow State Park); Ohio	3,4	11,0	7,74	0,58	0,00873	2,26	3,5
Ohio Brush Creek (near West Union); Ohio	410,6	37,9	63,79	3,68	0,00064	1,26	1002,33
Higgins Run (near Higginsport); Ohio	20,1	94,9	12,13	0,62	0,05043	5,55	1,42
North Fork Massie Creek (at Cedarville); Ohio	3,9	8,4	13,99	0,91	0,00026	1,04	74,85
Wayne Creek (at Waynesville); Ohio	7,9	49,0	6,34	0,55	0,02660	2,26	2,62
Bokengehalas Creek near De Graff; Ohio	15,4	17,7	19,17	0,81	0,00205	1,45	94,02
Greenville Creek (near Bradford); Ohio	70,5	27,9	43,43	1,37	0,00105	1,5	499,87
Mad River (at Zanesfield); Ohio	7,9	11,7	11,19	0,72	0,00207	1,4	18,93
Beaver Creek (near Springfield); Ohio	19,5	15,6	15,91	1,23	0,00171	1,04	101,53
Blake Run (near Reily); Ohio	1,3	38,6	4,18	0,27	0,01472	1,53	0,75
Tiffin River (at Stryker); Ohio	54,7	0,2	37,00	2,46	0,00012	1,12	1061,9
Unnamed tributary to Lost Creek (near Farmer); Ohio	7,1	7,0	8,90	0,89	0,00181	1,17	10,96
Sandusky River (near Bucyrus); Ohio	45,6	44,3	29,69	1,33	0,00149	1,18	229,99
Old Woman Creek (at Berlin Road near Huron); Ohio	17,8	15,2	13,93	1,37	0,00188	1,14	57,24
Neff Run (near Litchfield); Ohio	1,0	9,8	4,57	0,33	0,00669	1,01	1,97
North Fork (at Bath Center); Ohio	9,1	28,2	9,45	0,69	0,00641	1,52	14,45
Yellow Creek (at Botzum); Ohio	35,4	59,8	19,29	1,08	0,00497	2,59	79,51
Grand River (near Painesville); Ohio	300,2	74,9	95,98	1,86	0,00058	1,36	1774,15

Sherwood, J.M.; Huitger, C.A. (2005): *Bankfull characteristics of Ohio streams and their relation to peak streamflows: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2005-5153, 38 p.*

Source: Mulvihill et al. (2005)

Sub-dataset: {Q.1.10}

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)	DA
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[km ²]
Little Tonawanda Creek Tributary (near Batavia); New York	1,1	0,1	6,69	0,25	0,00300	1,01	2,64
Stony Brook Tributary (at South Dansville); New York	4,4	37,2	8,30	0,32	0,01400	2,05	8,16
Ischua Creek Tributary (near Machias); New York	2,6	0,7	11,55	0,60	0,00100	1,03	13,26
Cuthrie Run (near Big Flats); New York	7,5	64,8	9,88	0,48	0,01600	1,82	13,96
Bis Creek (near Howard); New York	8,5	55,9	7,43	0,70	0,01200	2,1	16,37
Ball Creek (at Stow); New York	16,4	19,0	21,87	0,44	0,00200	1,1	23,47
Little Tonawanda Creek (at Linden); New York	9,9	18,3	16,84	0,82	0,00100	1,02	57,24
Cayuga Inlet (near Ithaca); New York	22,5	35,2	17,07	0,97	0,00400	1,35	91,17
Catherine Creek (at Montour Falls); New York	32,6	40,2	18,48	0,85	0,00740	2,35	106,45

Daten natürlicher / naturnaher Flüsse (Recherche im Rahmen von:

G. Klasz, An analytical approach to river behaviour and adjustment processes) Database_Rivers_1.xls

Fivemile Creek (near Kanona); New York	37,7	90,6	25,78	0,68	0,00350	1,82	173,01
Cayuga Creek (near Lancaster); New York	89,2	89,6	42,47	1,18	0,00200	1,12	249,68
Cazenovia Creek (at Ebenezer); New York	181,2	20,7	52,63	1,45	0,00100	1,7	349,65
Catatonk Creek (northwest of Owego); New York	104,8	55,8	80,88	0,89	0,00100	1,8	391,09
Conewango Creek (at Waterboro); New York	79,9	55,4	46,63	1,03	0,00200	1,33	751,1

Mulvihill, C. I.; Ernst, A. G.; Baldigo, B. P. (2005): Regionalized Equations for Bankfull Discharge and Channel Characteristics of Streams in New York State: Hydrologic Region 6 in the Southern Tier of New York: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2005-5100, 14 p.

Source: Mulvihill et al. (2006)

Sub-dataset: {Q.1.11}

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)	DA
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[km ²]
Second Creek Tributary (at Alton); New York	1,3	0,5	3,85	0,53	0,007	3,6	2,77
Canandaigua Outlet Tributary (near Alloway); New York	2,2	0,1	4,6	0,54	0,004	3	7,61
East Branch Allen Creek (at Pittsford); New York	3,4	4,8	7,59	0,87	0,00300	1,05	24,61
Northrup Creek (at North Greece); New York	12,4	54,5	11,44	0,75	0,00600	2,6	26,16
Butternut Creek (near Jamesville); New York	15,6	40,5	24,11	0,46	0,00500	1,13	83,4
Irondequoit Creek (at Railroad Mills near Fishers); New York	12,3	10,9	15,67	1,11	0,00300	1,7	101,53
Flint Creek (at Phelps); New York	48,7	27,0	24,16	1,06	0,01000	3,2	264,18
Irondequoit Creek (above Blossom Road near Rochester); New York	29,7	0,1	21,33	1,61	0,0005	1,5	367,78
Oatka Creek (at Garbutt); New York	65,4	70,6	49,89	0,9	0,00300	1,8	518
Tonawanda Creek (at Rapids); New York	117,2	18,4	57,2	2,06	0,00100	1,75	903,91

Mulvihill, C. I., Ernst, A. G., and Baldigo, B. P. (2006): Regionalized Equations for Bankfull-Discharge and Channel Characteristics of Streams in New York State: Hydrologic Region 7 in Western New York: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2006-5075, 14 p.

Source: Mulvihill et al. (2007)

Sub-dataset: {Q.1.12}

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)	DA
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[km ²]
Archer Creek (above Arbutus Pond); New York	0,8	245,0	5,88	0,30	0,07400	1,95	1,35
Buck Creek (near Inlet); New York	2,2	47,2	4,83	0,49	0,03300	1,9	3,32
Tributary to Mill Creek Tributary (near Lowville); New York	4,3	26,0	10,17	0,27	0,02300	2,8	4,3
Vly Brook (near Morehouseville); New York	3,8	147,0	10,71	0,45	0,02500	1,4	8,5
North Creek (near Ephratah); New York	2,8	32,2	17,22	0,55	0,01900	1,01	16,89
Hopkinton Brook (at Hopkinton); New York	15,6	68,4	20,45	0,75	0,01400	3	51,8
Clowegee Creek (at West Milton); New York	14,4	0,2	15,16	1,22	0,001	1,22	67,34
Plum Brook (near Grantville); New York	19,2	45,8	18,26	1,20	0,00200	1,95	113,7
Little Hoosic River (at Petersburg); New York	70,8	65,6	25,51	1,25	0,00400	3	145,3
Independence River (at Donnattsburg); New York	68,5	86,5	35,38	1,34	0,00500	2,8	229,73
West Branch Au Sable River (near Lake Placid); New York	87,8	2,0	35,56	2,12	0,001	1,7	300,44
Sandy Creek (near Adams); New York	142,4	77,0	33,73	1,73	0,00200	1,8	354,83
East Branch Au Sable River (at Au Sable Forks); New York	182,4	55,4	68,88	1,52	0,00200	2,1	512,82
Bouquet River (at Willsboro); New York	175,6	122,3	49,15	1,71	0,00300	3,8	699,3
Moose River (at McKeever); New York	182,4	19,9	68,99	2,79	0,00100	1,4	940,17
Batten Kill below Mill (at Battenville); New York	179,0	39,1	54,97	2,13	0,00100	2,3	1025,64

Mulvihill, C. I., Filipowicz, A., Coleman, A., and Baldigo, B. P. (2007): Regionalized Equations for Bankfull Discharge and Channel Characteristics of Streams in New York State—Hydrologic Regions 1 and 2 in the Adirondack Region of Northern New York: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2007-5189, 18 p.

Source: Mulvihill & Baldigo (2007)

Sub-dataset: {Q.1.13}

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)	DA
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[km ²]
North Branch of Foulertons Brook (at Roseland); New York	2,0	41,0	4,65	0,49	0,02000	3	1,09
Stony Brook (near Dover Plains); New York	2,5	46,0	11,38	0,68	0,05200	1,4	5
Horse Pound Brook (near Lake Carmel); New York	5,6	34,0	14,65	0,55	0,00900	3,35	10,2
Hunter Brook (south of Yorktown); New York	19,2	166,0	16,75	0,76	0,01900	2,3	19,22
Valatie Kill (near Nassau); New York	6,4	25,0	11,75	0,64	0,00200	1,16	24,55
Mahwah River (near Suffern); New York	9,2	19,0	13,11	0,81	0,00200	1,2	31,86
Kisco River (below Mount Kisco); New York	17,4	103,0	15,92	0,97	0,00900	2	45,58
Roeliff Jansen Kill (near Hillsdale); New York	19,5	20,0	17,33	1,06	0,00500	1,8	71,23
Fishkill Creek (at Hopewell Junction); New York	31,4	8,0	20,14	1,59	0,00100	2,8	148,41
Ramapo River (at Ramapo); New York	60,0	84,0	33,26	1,00	0,00400	1,8	225,07

Tenmile River (near Gaylordsville, Conn.); New York	85,5	59,0	31,47	1,85	0,00200	2,01	525,77
Kinderhook Creek at Rossman; New York	159,7	171,0	45,11	1,77	0,00200	2,1	852,11

Mulvihill, C. I., and Baldigo, B. P. (2007): Regionalized equations for bankfull-discharge and channel characteristics of streams in New York State—Hydrologic region 3 east of the Hudson River: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2007-5227, 15 p.

Source: Westergard et al. (2005)

Sub-dataset: {Q.1.14}

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Tn(Qbf)	DA
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[yr]	[km ²]
Sage Brook (near South New Berlin); New York	0,8	28,7	3,37	0,22	0,03500	1,65	1,81
Cold Spring Brook (at China); New York	1,5	37,1	5,18	0,27	0,02000	1,25	3,86
Shackham Brook (near Truxton); New York	4,9	43,6	8,01	0,35	0,01400	1,8	7,64
Little Elk Creek (at Westford); New York	1,9	75,0	4,92	0,39	0,01733	1,24	9,66
Merrill Creek tributary (near Texas Valley); New York	7,4	63,3	11,64	0,47	0,01200	1,11	13,78
Albright Creek (at East Homer); New York	8,5	71,1	9,88	0,50	0,01150	1,5	17,64
Dryden Brook (near Granton); New York	8,5	77,0	8,95	0,59	0,01600	1,6	20,98
Trout Creek (near Trout Creek); New York	17,8	53,8	16,48	0,85	0,00500	1,25	52,32
Steele Creek (at Ilion); New York	34,6	48,9	14,68	1,06	0,01100	3,4	67,86
Little Delaware River (near Delhi); New York	48,1	20,4	22,95	1,00	0,00400	1,48	128,98
Butternut Creek (at Morris); New York	28,3	61,2	20,23	1,22	0,00100	1,11	154,62
Otselic River (near Upper Lisle); New York	136,8	58,7	53,48	1,80	0,00200	1,4	562,03
Tioughnioga River (at Cortland); New York	106,8	18,6	58,17	1,72	0,00100	1,16	756,28

Westergard, B. E.; Mulvihill, C. I.; Ernst, A. G.; Baldigo, B. P. (2005): Regionalized equations for bankfull-discharge and channel characteristics of streams in New York State—Hydrologic region 5 in central New York: U.S. Geological Survey Scientific Investigations Report 2004-5247, 16 p.

Source: King et al., 2004

Sub-dataset: {Q.1.15}

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	DA	D ₉₀	Remark:
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[km ²]	[mm]	[text]
Big Wood River	21,9	119,0	12,80	0,89	0,00910	356,1	353	
Blackmare Creek	4,73	99,0	6,80	0,56	0,02990	46,1	284	
Boise River	167,0	74,0	59,00	1,38	0,00380	2153,8	167	
Car Spur Creek	2,36	27,0	5,40	0,45	0,01110	28,0	80	
Dollar Creek	6,43	82,0	10,40	0,41	0,01460	42,7	199	
Fourth of July Creek	3,88	51,0	8,20	0,46	0,02020	44,3	137	
Hawley Creek	1,33	40,0	6,50	0,24	0,02330	109,3	140	
Herd Creek	5,47	67,0	9,00	0,48	0,00770	284,9	122	
Johns Creek	49,0	207,0	18,20	1,10	0,02070	292,7	1008	
Johnson Creek	39,6	190,0	24,00	1,01	0,00400	560,5	430	
Little Buckhorn Creek	0,84	55,0	4,70	0,36	0,05090	15,5	368	Q(bf) estimated by DA/Q(bf)-regression
Little Slate Creek	12,2	155,0	14,20	0,66	0,02680	162,1	403	
Lochsa River	446,0	137,0	77,30	2,70	0,00230	3054,6	330	
Lolo Creek	11,8	68,0	12,20	0,98	0,00970	106,2	172	
Main Fork Red River	9,34	59,0	11,50	0,62	0,00590	128,7	135	
Marsh Creek	20,8	56,0	14,30	0,83	0,00600	205,9	162	
Middle Fork Salmon River	214,0	146,0	61,10	1,43	0,00410	2693,6	370	
North Fork Clearwater River	453,0	78,0	84,00	2,77	0,00050	3352,0	281	
Rapid River	17,7	79,0	18,40	0,64	0,01080	279,7	201	
Salmon River below Yankee Fork	118,0	104,0	36,30	1,82	0,00340	2100,7	396	
Salmon River near Obsidian	12,7	61,0	13,00	0,80	0,00660	243,2	148	
Salmon River near Shoup	326,0	96,0	85,20	1,85	0,00190	16153,1	203	
Selway River	651,0	187,0	89,20	2,54	0,00210	4954,9	313	
South Fork Payette River	86,4	83,0	51,50	0,95	0,00400	1163,7	217	
South Fork Red River	7,25	96,0	8,90	0,62	0,01460	98,9	212	
South Fork Salmon River	70,8	38,0	34,20	1,72	0,00250	852,9	113	
Squaw Creek (US Geological Survey)	5,13	45,0	9,40	0,51	0,01000	185,4	99	
Squaw Creek (US Forest Service)	0,62	27,0	2,70	0,24	0,02400	37,0	74	
Thompson Creek	2,48	63,0	6,40	0,33	0,01530	56,5	135	
Trapper Creek	2,56	76,0	5,90	0,40	0,04140	20,8	218	
Valley Creek	24,1	40,0	24,70	0,79	0,00400	385,7	132	
West Fork Buckhorn Creek	5,72	180,0	9,40	0,44	0,03200	58,5	750	

King, J. G.; Emmett, W. W.; Whiting, P. J.; Kenworthy, R. P.; Barry, J. J. (2004): Sediment transport data and related information for selected coarse-bed streams and rivers in Idaho. Gen. Tech. Rep. RMRS-GTR-131. Fort Collins, CO: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Rocky Mountain Research Station. 26 p.

Source: Parker et al. (2007)

Sub-dataset: {Q.1.16}

River / Creek:	Q _{bf} [m ³ /s]	D ₅₀ [mm]	B _{bf} [m]	H _{bf} [m]	S [m/m]	Remark: [text]
Alberta, Reach 8 (Alberta)	5440	80	280,00	6,95	0,00052	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 18 (Alberta)	122	42	51,20	1,16	0,00540	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 21 (Alberta)	113	51	38,10	2,04	0,00055	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 22 (Alberta)	203	70	79,90	1,37	0,00330	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 27 (Alberta)	29,4	54	23,40	1,40	0,00200	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 40 (Alberta)	166	27	49,40	1,10	0,00570	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 42 (Alberta)	62,3	43	31,10	1,22	0,00360	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 50 (Alberta)	1020	38	123,00	3,84	0,00035	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 53 (Alberta)	187	47	59,40	1,28	0,00210	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 113 (Alberta)	53,8	89	43,90	0,79	0,00350	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 67 (Alberta)	52,4	145	35,10	0,76	0,01500	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 87 (Alberta)	510	43	126,00	2,38	0,00160	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 92 (Alberta)	42,5	45	30,50	0,95	0,00240	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 94 (Alberta)	113	56	64,30	0,98	0,00320	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 95 (Alberta)	278	79	76,80	1,49	0,00370	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Alberta, Reach 106 (Alberta)	11,9	52	18,00	0,58	0,01100	Data from: Kellerhals et al. (1972); Parker (1979)
Afon Lwyd (Britain)	64	75	17,36	1,78	0,00440	Data from: Charlton et al. (1978)
Alwen 1-5 (Britain)	10	106	14,04	0,73	0,00640	Data from: Charlton et al. (1978)
Alwen 5-9 (Britain)	10,7	113	9,84	0,73	0,01300	Data from: Charlton et al. (1978)
Arrow (Britain)	29,5	41	13,73	1,34	0,00450	Data from: Charlton et al. (1978)
Ceiriog 1-3 (Britain)	66	71	17,63	1,79	0,00480	Data from: Charlton et al. (1978)
Ceiriog 4-7 (Britain)	66	82	19,03	1,36	0,01050	Data from: Charlton et al. (1978)
Derwent (Britain)	140	63	34,37	3,06	0,00170	Data from: Charlton et al. (1978)
Eachaig (Britain)	58	74	18,41	1,36	0,00570	Data from: Charlton et al. (1978)
Exe (Britain)	67	43	31,01	1,77	0,00180	Data from: Charlton et al. (1978)
Glen (Britain)	25	63	25,12	0,78	0,00520	Data from: Charlton et al. (1978)
Irfon A (Britain)	66	39	26,34	1,16	0,00240	Data from: Charlton et al. (1978)
Irfon C (Britain)	81	55	28,67	1,63	0,00140	Data from: Charlton et al. (1978)
Kent (Britain)	170	113	39,90	1,89	0,00740	Data from: Charlton et al. (1978)
Lune (Britain)	260	75	55,78	2,77	0,00070	Data from: Charlton et al. (1978)
Otter (Britain)	14,2	57	16,73	0,69	0,00320	Data from: Charlton et al. (1978)
Rookhope (Britain)	36,5	89	13,70	1,06	0,01370	Data from: Charlton et al. (1978)
Tees (Britain)	370	77	58,00	3,60	0,00150	Data from: Charlton et al. (1978)
Teign (Britain)	66	51	19,03	2,47	0,00140	Data from: Charlton et al. (1978)
Trent (Britain)	2,7	33	5,24	0,65	0,00230	Data from: Charlton et al. (1978)
N Tyne (Britain)	212	104	42,64	2,09	0,00360	Data from: Charlton et al. (1978)
Usk (Britain)	157	72	39,33	2,64	0,00090	Data from: Charlton et al. (1978)
Wye (Britain)	550	28	59,35	4,19	0,00070	Data from: Charlton et al. (1978)
Wyre (Britain)	38	40	19,48	1,67	0,00200	Data from: Charlton et al. (1978)
Dollar (Idaho)	7,1	105	8,43	0,51	0,00158	Data from: Parker et al. (2003)
SF Salmon (Idaho)	82,1	54,8	39,08	1,59	0,00190	Data from: Parker et al. (2003)
Potlach (Idaho)	186,9	64,5	47,75	1,43	0,00220	Data from: Parker et al. (2003)
Valley (Idaho)	28,3	123	25,52	0,73	0,00220	Data from: Parker et al. (2003)
Bear (Idaho)	60,3	155	34,02	1,23	0,00250	Data from: Parker et al. (2003)
SF Clearwater Stites (Idaho)	116,1	105,5	59,89	1,05	0,00260	Data from: Parker et al. (2003)
Lemhi (Idaho)	25,5	108	21,50	0,77	0,00430	Data from: Parker et al. (2003)
Johnson (Idaho)	53,8	145	27,91	1,24	0,00500	Data from: Parker et al. (2003)
SF Clearwater Elk (Idaho)	43,9	107	23,66	1,07	0,00530	Data from: Parker et al. (2003)
MF Salmon (Idaho)	41,6	157,5	23,43	1,17	0,00550	Data from: Parker et al. (2003)
NF Payette (Idaho)	56,6	155	34,06	1,13	0,00590	Data from: Parker et al. (2003)
LF Payette 1 (Idaho)	34,0	50	27,29	1,06	0,00680	Data from: Parker et al. (2003)
LF Payette 2 (Idaho)	34,0	50	26,62	0,98	0,00680	Data from: Parker et al. (2003)
Lapwai (Idaho)	16,1	70	11,60	0,69	0,00740	Data from: Parker et al. (2003)
LF Payette McCall (Idaho)	34,0	32,5	27,28	1,02	0,00870	Data from: Parker et al. (2003)
Squaw Rev (Idaho)	6,2	107,5	8,64	0,47	0,01040	Data from: Parker et al. (2003)
Reeds (Idaho)	24,9	167,5	13,47	0,80	0,01130	Data from: Parker et al. (2003)
Wildhorse (Idaho)	24,9	117,5	12,87	0,94	0,01580	Data from: Parker et al. (2003)

Daten natürlicher / naturnaher Flüsse (Recherche im Rahmen von:

G. Klasz, An analytical approach to river behaviour and adjustment processes) Database_Rivers_1.xls

Challis (Idaho)	5,9	96	7,65	0,56	0,01860	Data from: Parker et al. (2003)
Thompson (Idaho)	3,4	115	5,57	0,25	0,01950	Data from: Parker et al. (2003)
Napias (Idaho)	4,2	109,5	8,81	0,35	0,02130	Data from: Parker et al. (2003)
Meadow (Idaho)	65,1	135	22,73	1,04	0,02310	Data from: Parker et al. (2003)
Blackmare (Idaho)	3,4	100	11,13	0,52	0,03100	Data from: Parker et al. (2003)
Colorado River, Reach 1 (Colorado)	622,7	57	107,00	2,39	0,00210	Data from: Pitlick, Cress (2002)
Colorado River, Reach 2 (Colorado)	579,5	52	77,50	3,14	0,00150	Data from: Pitlick, Cress (2002)
Colorado River, Reach 3 (Colorado)	608,4	58	102,00	2,43	0,00175	Data from: Pitlick, Cress (2002)
Colorado River, Reach 4 (Colorado)	978,7	52	160,50	2,84	0,00130	Data from: Pitlick, Cress (2002)
Colorado River, Reach 5 (Colorado)	1020,8	47	128,50	3,67	0,00100	Data from: Pitlick, Cress (2002)
Colorado River, Reach 6 (Colorado)	1319,6	38	137,35	4,37	0,00066	Data from: Pitlick, Cress (2002)
Colorado River, Reach 7 (Colorado)	1429,0	34	127,05	5,37	0,00047	Data from: Pitlick, Cress (2002)
Colorado River, Reach 8 (Colorado)	2928,9	70	195,50	4,74	0,00149	Data from: Pitlick, Cress (2002)
Colorado River, Reach 9 (Colorado)	2012,3	63	103,05	5,99	0,00098	Data from: Pitlick, Cress (2002)
Colorado River, Reach 10 (Colorado)	1543,4	28	168,80	4,97	0,00034	Data from: Pitlick, Cress (2002)

Parker, G., P. R. Wilcock, C. Paola, W. E. Dietrich, and J. Pitlick (2007). *Physical basis for quasi-universal relations describing bankfull hydraulic geometry of single-thread gravel bed rivers*. *J. Geophys. Res.*, 112, F04005, doi:10.1029/2006JF000549.

Source: Emmett (1972)**Sub-dataset: {Q.1.17}**

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]
Gakona River (at Gakona)	127,4	21	60,96	1,17	0,0041
Gulkana River (at Gulkana)	509,7	21	152,40	1,01	0,0042
Tazlina River (near Glenallen)	630	40	108,20	2,32	0,0031
Klutina River (at Copper Center)	199,6	30	46,33	1,48	0,0040
Little Tonsina River (near Tonsina)	6,2	8,3	13,72	0,73	0,0005
Tonsina River (at Tonsina)	152,9	48	54,86	1,25	0,0044
Squirrel Creek (at Tonsina)	8,5	18	11,58	0,49	0,0156
Bernard Creek (near Tonsina)	24,4	66	13,72	0,79	0,0200
Tiekel River (near Tiekel)	21,5	64	24,38	0,84	0,0062
Stuart Creek (near Tiekel)	6,9	19	11,28	0,64	0,0159
Lowe River (near Valdez)	113,3	50	50,90	1,04	0,0040
Maclaren River (near Paxson)	161,4	8,5	89,92	1,19	0,0007
Hess Creek (near Livengood)	141,6	11,5	27,43	3,51	0,0020
Yukon River (at Rampart)	11553,3	13,4	594,36	8,84	0,0004
Salcha River (near Salchaket)	368,1	18,8	99,06	2,79	0,0008
Chena River (near Two Rivers)	162,8	19	68,28	1,23	0,0017
Little Chena River (near Fairbanks)	73,6	13,5	36,58	3,51	0,0020
Tanana River (at Nenana)	2265,3	0,02	196,60	5,15	0,0001
Chatanika River (near Fairbanks)	109,6	18,2	46,33	1,04	0,0017

Emmett, W. E. (1972). *The hydraulic geometry of some Alaskan streams south of the Yukon River*; United States Department of the Interior Geological Survey; open-file report.

Source: Van den Berg (1995)**Sub-dataset: {Q.3.1}**

River / Creek:	Q _{bf}	D ₅₀	B _{bf}	H _{bf}	S	Type	Remark:
-	[m ³ /s]	[mm]	[m]	[m]	[m/m]	[text]	[text]
Athabasca	878,0	60,0	146,00	2,26	0,00590	braided	Data from: Kellerhals et al. (1972)
Pipestone	52,4	145,0	35,00	0,76	0,01500	braided	Data from: Kellerhals et al. (1972)
Wairoa	1536	55	1137	0,97	0,00320	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Wairau	248	31,1	229	0,64	0,01060	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Waiiau-Uha	1149	35,5	1156	0,78	0,00458	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Hurunui	381	35,3	316	0,74	0,00630	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Rakaia	1813	24,6	1753	0,84	0,00404	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
S. Ashburton	347	36,8	137	1,12	0,01160	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Orari	175	24,1	255	0,52	0,00830	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Otekaieke	93,2	16,3	162	0,42	0,01000	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Hakataramea	377	29,9	390	0,67	0,00570	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Maerewhenna	271	31,3	93,8	1,17	0,00791	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Otematata	385	34,1	244	0,72	0,01200	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Ahuriri	228	26,9	252	0,49	0,00900	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Ohau	189	44,9	109	0,84	0,00650	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)

Lleddam	562	79,9	72,7	2,53	0,00730	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Haast	2576	40	910	1,57	0,00160	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Hokitika	975	77,2	541	0,84	0,00590	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Grey	486	70	124	1,86	0,00310	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Inangahua	347	87	324	0,8	0,00470	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Waimakiriri	1686	26	1221	0,92	0,00510	single (?)	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Rangitata	1372	68,6	1221	0,92	0,00520	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Opuha	197	30,7	125	2,96	0,01000	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Opihi	214	33,1	171	0,63	0,00610	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)
Hokitika	740	20,5	86,7	0,79	0,00177	braided	Data from: Mosley (pers. commun., 1992), Mosley (1981)

Van den Berg, J. H. (1995): Prediction of alluvial channel pattern of perennial rivers; *Geomorphology* 12 (1995); p. 259 - 279.

Anhang C

Berechnung nach Optimum-Width-Theory (Profilform A / Profilform B)

Theorie (Fließgesetz): Manning

Theorie (Geschiebetransport): Meyer-Peter

- gravel c1= 3,827 Koeffizient (gravel) für Bestimmung von B(R)
- gravel β = 0,502 Exponent (gravel) für Bestimmung von B(R)
- gravel c2= 0,325 Koeffizient (gravel) für Bestimmung von H(R)
- gravel η = 0,33 Exponent (gravel) für Bestimmung von H(R)
- gravel c3= 15 Koeffizient (gravel) für Bestimmung von S(R)
- gravel ζ = -0,38 Exponent (gravel) für Bestimmung von S(R)
- g'= 16,19 Anm.: modifizierte Erdbeschleunigung [m/s²]
- D₉₀/D_{5t} 2,5
- κ= 2 Abminderungsfaktor für Rs
- n= 2,5 Berücksichtigung des Randeinflusses (für Bs und Hs)
- n'= 2,5 Berücksichtigung des Randeinflusses (für Rs)

Q	D ₅₀	Typ	B	q=	k _s	S	H=	Bs=	Hs=	Rs=	τ=	ks=	D ₉₀ =	k _r =	c=	τ'=	θ'=	θ _c =	Φ _G =	m _G =	M _G ^{kg/s} =	M _G ^{ppm} =	B/H	H/D ₅₀	(B/H)g
4800	0,0225	A	125,0	38,4	40,0	0,00028	11,38	68,08	14,74	6,76	18,43	40,00	0,056	42,00	0,929	17,12	0,05	0,047	0,00	0,000	0,002	0,00			
4800	0,0225	A	150,0	32,0	40,0	0,00022	11,00	94,98	13,47	8,70	18,43	40,00	0,056	42,00	0,929	17,12	0,05	0,047	0,00	0,000	0,002	0,00			
4800	0,0225	A	172,0	27,9	40,0	0,00021	10,26	120,72	12,05	9,04	18,42	40,00	0,056	42,00	0,929	17,12	0,05	0,047	0,00	0,000	0,001	0,00			
4800	0,0225	A	200,0	24,0	40,0	0,00022	9,26	153,72	10,47	8,68	18,42	40,00	0,056	42,00	0,929	17,12	0,05	0,047	0,00	0,000	0,002	0,00			
4800	0,0225	A	225,0	21,3	40,0	0,00023	8,46	182,70	9,34	8,14	18,42	40,00	0,056	42,00	0,929	17,12	0,05	0,047	0,00	0,000	0,001	0,00			
4800	0,0225	A	250,0	19,2	40,0	0,00025	7,77	211,13	8,43	7,59	18,42	40,00	0,056	42,00	0,929	17,12	0,05	0,047	0,00	0,000	0,003	0,00			
4800	0,0225	A	275,0	17,5	40,0	0,00027	7,19	239,05	7,69	7,07	18,42	40,00	0,056	42,00	0,929	17,12	0,05	0,047	0,00	0,000	0,002	0,00			
4800	0,0225	A	300,0	16,0	40,0	0,00028	6,69	266,57	7,08	6,61	18,42	40,00	0,056	42,00	0,929	17,12	0,05	0,047	0,00	0,000	0,002	0,00			
4800	0,0225	A	350,0	13,7	40,0	0,00032	5,87	320,64	6,13	5,84	18,42	40,00	0,056	42,00	0,929	17,12	0,05	0,047	0,00	0,000	0,003	0,00			
4800	0,0225	A	400,0	12,0	40,0	0,00036	5,24	373,79	5,42	5,22	18,42	40,00	0,056	42,00	0,929	17,12	0,05	0,047	0,00	0,000	0,004	0,00	76,3	233,0	146,2
4800	0,0225	A	556,0	8,6	40,0	0,00047	3,96	536,21	4,03	3,95	18,42	40,00	0,056	42,00	0,929	17,12	0,05	0,047	0,00	0,000	0,003	0,00	140,5	175,9	140,1
4800	0,0225	A	125,0	38,4	40,0	0,00068	8,69	81,54	10,52	7,13	47,73	40,00	0,056	42,00	0,929	44,35	0,12	0,047	0,16	5,887	480,000	100,00			
4800	0,0225	A	150,0	32,0	40,0	0,00059	8,16	109,22	9,44	7,40	42,54	40,00	0,056	42,00	0,929	39,53	0,11	0,047	0,12	4,395	480,000	100,00			
4800	0,0225	A	175,0	27,4	40,0	0,00056	7,55	137,26	8,46	7,16	39,13	40,00	0,056	42,00	0,929	36,36	0,10	0,047	0,10	3,497	480,000	100,00			
4800	0,0225	A	194,0	24,7	40,0	0,00055	7,11	158,44	7,83	6,86	37,24	40,00	0,056	42,00	0,929	34,61	0,10	0,047	0,08	3,029	480,000	100,00			

4800	0,0225	A	225,0	21,3	40,0	0,00056	6,48	192,61	6,98	6,35	34,94	40,00	0,056	42,00	0,929	32,47	0,09	0,047	0,07	2,492	480,000	100,00											
4800	0,0225	A	250,0	19,2	40,0	0,00057	6,04	219,80	6,43	5,96	33,55	40,00	0,056	42,00	0,929	31,18	0,09	0,047	0,06	2,184	480,000	100,00											
4800	0,0225	A	275,0	17,5	40,0	0,00059	5,66	246,71	5,97	5,60	32,43	40,00	0,056	42,00	0,929	30,14	0,08	0,047	0,05	1,946	480,000	100,00											
4800	0,0225	A	300,0	16,0	40,0	0,00061	5,32	273,38	5,57	5,29	31,50	40,00	0,056	42,00	0,929	29,28	0,08	0,047	0,05	1,756	480,000	100,00											
4800	0,0225	A	350,0	13,7	40,0	0,00065	4,77	326,17	4,93	4,75	30,05	40,00	0,056	42,00	0,929	27,93	0,08	0,047	0,04	1,472	480,000	100,00											
4800	0,0225	A	400,0	12,0	40,0	0,00068	4,32	378,39	4,44	4,31	28,95	40,00	0,056	42,00	0,929	26,91	0,07	0,047	0,04	1,269	480,000	100,00	92,6	192,1	144,2								
4800	0,0225	A	500,0	9,6	40,0	0,00076	3,66	481,71	3,73	3,65	27,39	40,00	0,056	42,00	0,929	25,45	0,07	0,047	0,03	0,996	480,000	100,00	136,7	162,6	136,4								
4800	0,0225	A	125,0	38,4	40,0	0,00095	7,87	85,67	9,33	6,79	63,43	40,00	0,056	42,00	0,929	58,95	0,16	0,047	0,31	11,206	960,000	200,00											
4800	0,0225	A	150,0	32,0	40,0	0,00083	7,34	113,32	8,36	6,82	55,78	40,00	0,056	42,00	0,929	51,83	0,14	0,047	0,24	8,472	960,000	200,00											
4800	0,0225	A	175,0	27,4	40,0	0,00079	6,79	141,05	7,52	6,52	50,70	40,00	0,056	42,00	0,929	47,12	0,13	0,047	0,19	6,806	960,000	200,00											
4800	0,0225	A	200,0	24,0	40,0	0,00078	6,29	168,53	6,83	6,14	47,09	40,00	0,056	42,00	0,929	43,76	0,12	0,047	0,16	5,696	960,000	200,00											
4800	0,0225	A	206,0	23,3	40,0	0,00078	6,18	175,08	6,69	6,05	46,37	40,00	0,056	42,00	0,929	43,09	0,12	0,047	0,15	5,483	960,000	200,00											
4800	0,0225	A	250,0	19,2	40,0	0,00079	5,48	222,60	5,80	5,42	42,24	40,00	0,056	42,00	0,929	39,25	0,11	0,047	0,12	4,313	960,000	200,00											
4800	0,0225	A	275,0	17,5	40,0	0,00081	5,15	249,26	5,40	5,11	40,51	40,00	0,056	42,00	0,929	37,64	0,10	0,047	0,11	3,851	960,000	200,00											
4800	0,0225	A	300,0	16,0	40,0	0,00082	4,86	275,72	5,06	4,83	39,07	40,00	0,056	42,00	0,929	36,31	0,10	0,047	0,10	3,482	960,000	200,00											
4800	0,0225	A	350,0	13,7	40,0	0,00086	4,37	328,15	4,51	4,36	36,81	40,00	0,056	42,00	0,929	34,20	0,09	0,047	0,08	2,926	960,000	200,00											
4800	0,0225	A	400,0	12,0	40,0	0,00090	3,98	380,10	4,08	3,97	35,09	40,00	0,056	42,00	0,929	32,61	0,09	0,047	0,07	2,526	960,000	200,00	100,5	176,9	140,3								
4800	0,0225	A	475,0	10,1	40,0	0,00096	3,52	457,39	3,59	3,52	33,16	40,00	0,056	42,00	0,929	30,81	0,08	0,047	0,06	2,099	960,000	200,00	134,9	156,5	134,7								
4800	0,0225	A	172,0			0,00021	Minimum in der Qs=cons-(B,S)-Funktion					556,00	0,00047 daSilva-limit (B-A)																				
4800	0,0225	A	194,0			0,00055	Minimum in der Qs=cons-(B,S)-Funktion					500,00	0,00076 daSilva-limit (B-A)																				
4800	0,0225	A	206,0			0,00078	Minimum in der Qs=cons-(B,S)-Funktion					475,00	0,00096 daSilva-limit (B-A)																				
Q			D50	Text	B(R1)	S(R1)																											
5000	0,0225	A	275,3			0,000589																											
			353,1			0,00041	Donau (Bestand)																										

Teil II: Überlegungen zum Rückbau von Ufersicherungen (Uferrückbau¹) und zur Gewässervernetzung

- [II.1] Bisherige Uferrückbauabschnitte (Thurnhaufen: Strom-km 1885,5 bis 1883,0, linksufrig; Bau im Winter 2005/2006; Witzelsdorf: Strom-km 1893,2 bis 1891,7, linksufrig; Bau im Winter 2007/2008, Restarbeiten im Winter 2008/2009) betrafen weniger strömungsexponierten Uferzonen und solche in Übergängen oder im Strömungsschatten von Regulierungsbauwerken. Am Thurnhaufen bildete sich relativ rasch (innerhalb weniger Jahre) ein neues morphologisches Gleichgewicht:
- die obere Böschungskante hat sich um etwa 10 bis 25 m landwärts verschoben,
 - der untere, kiesige Teil der Böschung hat sich abgeflacht,
 - während der obere, durch Aulehm und Ausand gebildete Teil der Uferböschung steil, teilweise praktisch lotrecht ansteht;
- [II.2] Eine starke eigendynamische Verbreiterung der Donau ist mit den vorliegenden Erfahrungswerten zur Breite natürlicher Kiesflüsse nicht zu erwarten bzw. erst dann, wenn eine zusätzliche ‚Initialzündung‘ für die Gewässerdynamik hinzukommt, und zwar die Bildung größerer Kiesbänke innerhalb des bordvollen Gerinnequerschnittes (central bars).
- [II.3] Die Bildung größerer Mittenbänke (central bars) setzt einerseits größere Geschiebeführungen und Phasen des Geschiebeüberschusses voraus, andererseits (in Anwendung theoretischer Ansätze von Yalin, Da Silva und Jäggi, vgl. Abs. [146], [152], [157]) eine gewisse Mindestbreite. Diese Grenzbreite kann für die Donau mit etwa 550 bis 580 m abgeschätzt werden (vgl. Abb. 49). Bei Erreichen einer derartigen Breite und starken Geschiebeführungen könnte sich der Flusstyp vergleichsweise rasch und grundlegend ändern. Diese Voraussetzungen sind derzeit aber aus mehreren Gründen nicht gegeben:
- eine stärkere Gerinneverbreiterung ist bei den bisher ausgeführten bzw. den im Rahmen des Flussbaulichen Gesamtprojekts der via donau (DonauConsult, 2006) vorgesehenen Uferrückbau-Abschnitten äußerst unwahrscheinlich, die derzeitige Breite der Donau hat (eigendynamisch) kein besonderes Steigerungspotential (vgl. auch Teil I / Kap. 8);
 - es gibt keine Phasen mit starkem Geschiebeüberschuß (bed-load pulses), der Fluss befindet sich vielmehr in einem erosiven, durch Geschiebedefizit gekennzeichneten Systemzustand;
 - einer allfällig doch eintretenden Bildung von mittiger Kiesbänke würde rasch durch Instandhaltungsbaggerungen entgegengewirkt werden, weil davon die Fahrrinne betroffen wäre;
- [II.4] Zusätzlich zu dem im Rahmen des Flussbaulichen Gesamtprojekts vorgesehenen Uferrückbau, der sich auf die weniger strömungsexponierten Uferzonen beschränkt (Gleitufer, Strömungsschatten von größeren und stärker bewachsenen Kiesbänken bzw. stärker strömungslenkenden Regulierungsbauwerken) kann aus Sicht des Nationalparks ein teilweiser Uferrückbau in Pralluferzonen von Interesse sein. Es könnten in solchen Abschnitten die obersten Teile der Uferdeckwerke (Steinschüttungen) abgetragen werden, und das verbleibende Uferdeckwerk auf abgesenkter Höhenlage (knapp über Mittelwasser, etwa zwischen MW+0,5 m und MW+1,0 m) im Sinn eines Leitwerkes umgebaut werden, vgl. auch Abb. 67 (Skizze).

¹ Der teilweise oder vollständige Abtrag von Ufersicherungen (Uferdeckwerken) wird im Folgenden als „Uferrückbau“ bezeichnet. Dieser Begriff ist unpräzise, hat sich aber eingebürgert.

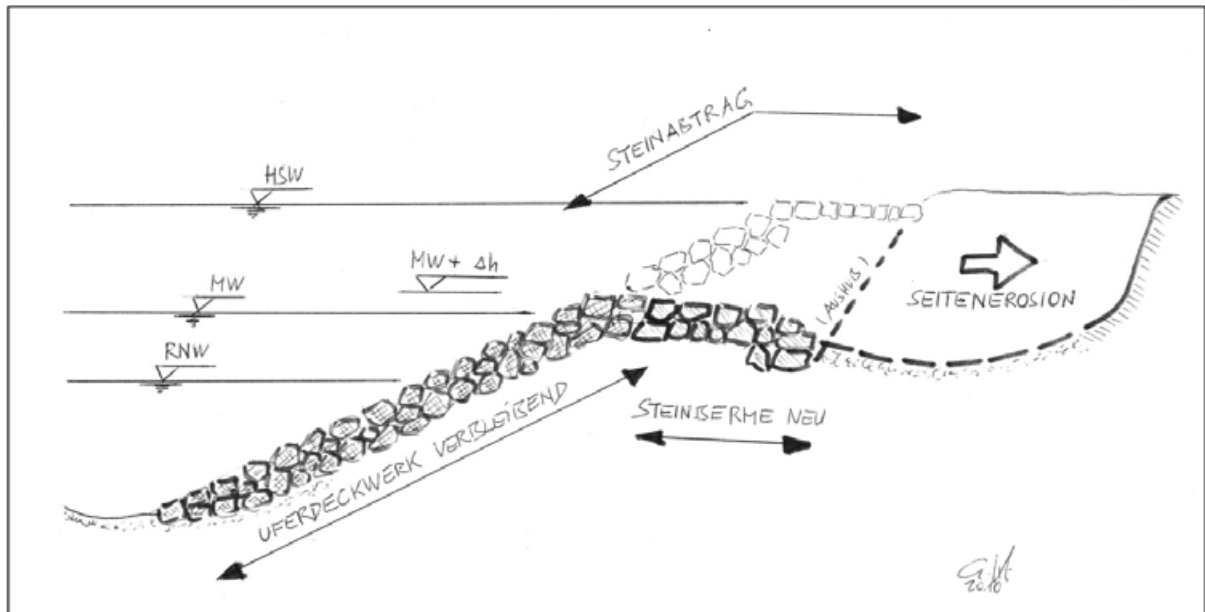


Abb. 67: Prinzipskizze zum Uferrückbau in stärker strömungsexponierten Uferabschnitten

[II.5] Primäre Steuergröße für einen Uferrückbau in Pralluferabschnitten wäre (neben der Lage) die Höhenlage der abgesenkten Steinsicherung (relativ zu den Wasserspiegeln): je tiefer, desto stärker ist die zu erwartende morphologische Dynamik. Geeignete Uferabschnitte werden in Tab. 38 angegeben; Kriterien für diese Auswahl sind:

- eine breite potentielle Erosionszone landseits, d.h. keine bauliche Infrastruktur, Hochwasserschutzdämme und Siedlungen knapp landseits des Prallufers;
- keine Notwendigkeit einer bis HSW ungehinderten Befahrbarkeit des Treppelweges (Uferbegleitweges);
- eine nautisch weniger problematische Situation (größerer Abstand des Randes der Fahrrinne vom Ufer; keine zu starken seitlichen Abflüsse bzw. Querströmungen);

Tab. 38: Geeignete Abschnitte für Pilotprojekte zum Uferrückbau in Prallufern:

Abschnitt:	Abstand zu Siedlungen oder Infrastruktur:	Anm.:
Strom-km 1905,8 bis 1905,2 (linksufrig)	ca. 1000 m bis HW-Schutzdamm	Bereich Rohrhaufen mit vorgelagertem Leitwerk; Treppelweg mutmaßlich verzichtbar
Strom-km 1900,7 bis 1900,1 (rechtsufrig)	keine Infrastruktur bis Steilstufe	Bereich Mitterhaufen; eigentlich Innenbogen, durch Leitwerk Prallufercharakter, tw. sehr starke Strömung; Treppelweg mutmaßlich verzichtbar
Strom-km 1898,5 bis 1897,8 (linksufrig)	ca. 1000 m bis HW-Schutzdamm	mit vorgelagerten Buhnen, Treppelweg mutmaßlich verzichtbar
Strom-km 1891,7 bis 1890,7 (linksufrig)	ca. 1000 m bis HW-Schutzdamm	tw. mit vorgelagertem Leitwerk; Treppelweg mutmaßlich verzichtbar; Verlängerung des Uferrückbaues Witzelsdorf (talwärts)

[II.6] Aus flussmorphologischer Sicht wäre bei einem Uferrückbau in Pralluferzonen die damit verbundene Reduktion des Durchflusses im Hauptgerinne (speziell im bordvollen Zustand) zu berücksichtigen. Die auf Grundlage der ‚Downstream Hydraulic Geometry‘ formulierten Relationen lassen erkennen, dass mit der Abnahme des bordvollen Abflusses (bezogen auf das Hauptgerinne) eine gewisse Breiten- und

Tiefenreduktion verbunden wäre; dieser Aspekt wird in Tab. 39 für verschiedene Werte der Q_{bf} -Abnahme quantitativ angegeben.

Tab. 39: Auswirkungen von Durchflussänderungen (bordvoller Zustand) auf Breiten und mittlere Fließtiefen (nach verschiedenen Ansätzen)

			bordvoller Durchfluss $Q_{bf,verändert}/Q_{bf,derzeit}$				Anm.:
			95%	90%	85%	80%	
Breiten- änderung	nach DHG-1	$\beta=0,502$	-2,5%	-5,2%	-7,8%	-10,6%	alle Werte beziehen sich auf den bord- vollen Zustand
	nach DHG-2	$\beta_*=0,439$	-2,2%	-4,5%	-6,9%	-9,3%	
	nach DHG-3	$\beta_*=0,453$	-2,3%	-4,7%	-7,1%	-9,6%	
	nach Andrews (1984)	$\beta_*=0,482$	-2,4%	-5,0%	-7,5%	-10,2%	
	nach Parker et al. (2007)	$\beta_*=0,467$	-2,4%	-4,8%	-7,3%	-9,9%	
Fließtiefen- änderung	nach DHG-1	$\eta=0,349$	-1,8%	-3,6%	-5,5%	-7,5%	
	nach DHG-2	$\eta_*=0,410$	-2,1%	-4,2%	-6,4%	-8,7%	
	nach DHG-3	$\eta_*=0,406$	-2,1%	-4,2%	-6,4%	-8,7%	
	nach Andrews (1984)	$\eta_*=0,370$	-1,9%	-3,8%	-5,8%	-7,9%	
	nach Parker et al. (2007)	$\eta_*=0,400$	-2,0%	-4,1%	-6,3%	-8,5%	
gleichge- wichtsnahes Gerinne- gefälle	nach DHG-1	$\zeta_=-0,428$	+2,2%	+4,6%	+7,2%	+10,0%	diese Werte beziehen sich auf das der- zeitige Gleich- gewichtsgefälle
	nach DHG-2	$\zeta_=-0,327$	+1,7%	+3,5%	+5,5%	+7,6%	
	nach DHG-3	$\zeta_=-0,406$	+2,1%	+4,4%	+6,8%	+9,5%	
	nach Parker et al. (2007)	$\zeta_=-0,344$	+1,8%	+3,7%	+5,7%	+8,0%	

[II.7] Auf der Ebene der Prozesse bedeuten solche Breiten- und Tiefenänderungen, dass sich in dem betroffenen Flussabschnitt Anlandungen bilden bzw. die Sohle etwas angehoben wird. Da die zugehörigen Querprofile fast immer deutlich asymmetrisch sind, vgl. Abb. 68, sind solche Auflandungen bzw. Sohl-anhebungen primär am (gegenüberliegenden) schwächer exponierten Ufer zu erwarten. Diesen Prozessen stehen aber die Seitenerosionen in der dynamischen Uferzone entgegen, derart, dass die morphologisch aktive Breite des bordvollen Abflussquerschnittes insgesamt wahrscheinlich etwas zunimmt.

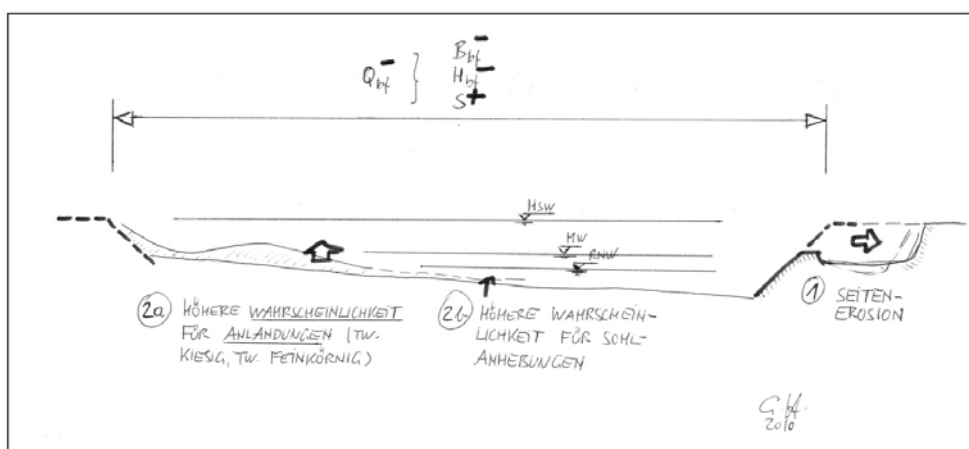


Abb. 68: Prinzipskizze zu den morphologischen Wirkungen von Seitenerosionen (bzw. der dadurch bedingten Reduktion des bordvollen Durchflusses im Hauptgerinne)

[II.8] Zusätzlich zu den unter Abs. [II.6] dargestellten Breiten- und Tiefenänderungen ist mit einer Abnahme des bordvollen Durchflusses im Hauptgerinne auch eine Zunahme des gleichgewichtsnahen Gefälles

verbunden, vgl. Tab. 39. Dies entspricht auf der Ebene einer rein mechanistischen Betrachtung einer - allerdings nur abschnittswisen - Dämpfung der Strömungsbeanspruchungen (Sohlschubspannungen) und Geschiebetransportraten (bei höheren Wasserführungen). Tendenziell wird mit solchen Veränderungen die Sohlstabilität etwas verbessert bzw. es werden die laufenden Sohleintiefungen (etwas) reduziert. Da davon aber nur kurze Teilabschnitte der Donau betroffen wären und bei realistischer Einschätzung der möglichen Q_{br} -Reduktionen auch relativ geringe Wirkungen verbunden sind, wird diese Maßnahme unter den gegebenen Randbedingungen und Restriktionen nicht als ausreichender Beitrag zur Sohlstabilisierung bewertet. Unter dem Aspekt der Sohlstabilität wäre es vorteilhaft, wenn durch solche Maßnahmen (des Uferrückbaues) verstärkt größere Mengen an Kies aus der Uferzone remobilisiert und dem Geschiebedargebot zugeführt würde; das ist aber ebenfalls unrealistisch, weil die oberste, zwei oder drei Meter mächtige Bodenschicht, die primär von der Seitenerosion betroffen wäre, meist durch Feinsedimente (Ausand, Aulehm) gebildet wird. Um aber dennoch (zumindest) kleinere Mengen an Kies zu mobilisieren, wäre es ggf. sinnvoll, die Oberkante des abgesenkten Uferdeckwerkes (Steinberme) in bestimmten Abständen (150 ... 250 m) und über kurze Strecken (etwa 10 ... 30 m) noch tiefer abzusenken.

[II.9] Für die verstärkte und über längere Abschnitte wirksame Durchflussreduktionen zufolge der Gewässernetzung (Ausleitung) gelten im Übrigen die unter Abs. [II.6] bis [II.8] beschriebenen Überlegungen; mit anderen Worten, die damit verbundene Reduktion des bordvollen Durchflusses bedeutet:

- eine gewisse Reduktion der bordvollen Breite;
- eine gewisse Reduktion der mittleren bordvollen Fließtiefe;
- eine gewisse Erhöhung des gleichgewichtsnahen Gerinnegefälles;

Teil III: Überlegungen zur Sohlstabilität und zu einer optimierten Geschiebemanagement

- [III.1] Mit dem „Flussbaulichen Gesamtprojekt“ der via donau (DonauConsult, 2006) liegt ein klares und mit dem Leitungsausschuss der via donau (bzw. des BMVIT) akkordiertes Konzept zur Sohlstabilisierung, zur Verbesserung der Verhältnisse für die Schifffahrt und zur Verbesserung der ökologischen Funktionsfähigkeit vor. Das Ziel der Sohlstabilität wird dabei im Wesentlichen mit einer einzigen Maßnahme angestrebt, nämlich der Granulometrischen Sohlverbesserung. Alternativ dazu besteht immer noch die Möglichkeit der Normalgeschiebezugabe (im vollen Ausmaß des Geschiebetransportvermögens), vgl. u.a. Klasz (2002) und Klasz et al. (2009b). Dieses Konzept wurde sowohl am Oberrhein (vgl. u.a. Felkel, 1987; Nestmann, 1996) als auch - im Sinn einer derzeit nur teilweisen Kompensation - bei der UW-Sicherung zum Kraftwerk Freudenau umgesetzt (Schimpf et al., 2009) und kann als erprobt und ‚Stand der Technik‘ gelten.
- [III.2] Die Granulometrische Sohlverbesserung kann vor allem mit dem Argument ihrer Materialeffizienz argumentiert werden (Klasz, 2002; DonauConsult, 2006; Klasz et al. 2009b), im Gegensatz dazu benötigt man mit einer Normalgeschiebezugabe viel größere Kiesmengen, und zwar im Fall der Donau im langjährigen Mittel etwa 300'000 bis 400'000 m³/a; davon werden nach vorliegenden Erfahrungen etwa 190'000 m³/a durch die AHP-Geschiebezugabe gedeckt (vgl. Abs. [50], [51] und [85]), das verbleibende Defizit liegt also zwischen 110'000 und 210'000 m³/a. Im Folgenden wird, ausgehend von einem angenommenen Geschiebetransportvermögen von 350'000 m³/a, mit einer zusätzlichen Zugabemenge von etwa 160'000 m³/a gerechnet. Mit darüber hinausgehenden Geschiebezugaben könnte man die mittlere Sohlage der Donau wieder anheben.
- [III.3] Die Granulometrische Sohlverbesserung wurde unter den bisherigen Randbedingungen und Zielsetzungen als deutlich günstiger als die Normalgeschiebezugabe eingestuft (Scheuerlein, 2003; DonauConsult, 2006; Klasz et al., 2009b; Zottl & Scheuerlein, 2009). Unter geänderten Rahmenbedingungen (z.B. Fortführung der AHP-Geschiebezugabe; Reduktion von Baukosten um den Preis höherer Instandhaltungskosten; Reduktion der Ziel-Fahrwassertiefen unter RNW) kann eine optimierte Geschiebemanagement eine bessere Lösung sein. Dabei würden - aufbauend auf einem bereits in Klasz (2002) dargestellten Konzept - folgende Elemente miteinander kombiniert:
- Kombination einer Geschiebemanagement mit der laufenden AHP-Normalgeschiebezugabe, derart, dass das volle Geschiebedefizit der Strecke kompensiert bzw. sogar leicht überkompensiert wird, vgl. Abs. [III.4] und Abs. [III.12] bis [III.15];
 - Rückführung des im Stauraum von Gabčíkovo liegenden bleibenden Geschiebes und Wiederverklappung dieses Materials möglichst weit stromauf, vgl. Abs. [III.9];
 - Differenzierung des Zugabematerials nach flussmorphologischen Kriterien (in tieferen Kolken deutlich gröber; in Furten und seichteren Bereichen feiner), vgl. Abs. [III.5] und Abs. [III.6];
 - gezielte Vergrößerung bestimmter Sohlbereiche und Dämpfung des Geschiebeaustrages (im Sinn der Granulometrischen Sohlverbesserung), vgl. Abs. [III.11] und Abs. [III.13];
 - weitere Forcierung des Uferrückbaues (mit geringfügiger Gerinneverbreiterung) und der Gewässervernetzung, damit (wenngleich geringfügige) Reduktion des Geschiebetransportvermögens und Remobilisierung von Kies aus Uferzonen und Nebenarmen, vgl. Abs. [III.10];

- moderate Anhebung der Wasserspiegellagen unter niederen und mittleren Wasserführungen durch Sohlanhebungen (forcierte Geschiebeeinträge und abschnittsweise - in tieferen Zonen - flächige Grobkiesschüttungen, vgl. Abs. [III.7], Abs. [III.12] und [III.15];
- [III.4] Die AHP-Geschiebezugabe (vgl. Abs. [50], [51], [85] und Schimpf et al., 2009) wäre - zumindest organisatorisch - mit den restlichen Maßnahmen der Geschiebemanagement abzustimmen. Die bisherigen Zugaberaten von durchschnittlich $190 \cdot 000 \text{ m}^3/\text{a}$ würden weitergeführt bzw. optional, unter Voraussetzung einer abschnittswisen Sohlvergrößerung (Granulometrische Sohlverbesserung in Kolken der ‚Erhaltungstrecke‘), geringfügig reduziert. Die zusätzlichen Geschiebezugaben (ca. $160 \cdot 000 \text{ m}^3/\text{a}$ oder, sofern eine Sohlanhebung gewünscht ist, höher) wären weitgehend in der Strecke talwärts der Erhaltungstrecke (etwa zwischen Strom-km 1910 bis 1902) in langgestreckten Kolken zuzugeben.
- [III.5] Die Furten sind sowohl flussmorphologisch als auch aus nautischer Sicht besonders sensible Bereiche. Im Sinn einer Optimierung könnte man speziell dort auf jede Sohlvergrößerung (Granulometrische Sohlverbesserung) verzichten und entweder überhaupt keinen Zugaben vornehmen oder, falls dort stärkere Eintiefungen zu beobachten sind, lediglich einen Belag aus Normalgeschiebe (d_m ca. 25 bis 30 mm) schütten, vgl. auch Klasz (2002). Baubetrieblich wären gerade für Furten alternative Methoden der Sohlanpassung (neben den üblichen Nassbaggerungen mittels schwimmender Hydraulikbagger) zu erproben, vor allem im Sinn eines Glattstreichens lokaler Hochpunkte (Entwicklung eines ‚Kieshobels‘^{2?}).
- [III.6] Tiefer gelegene und stärker strömungsexponierte Zonen (speziell die langgestreckten Kolke) können durch gezieltes Verklappen gröberer Zugabematerials strömungsresistenter gemacht werden, zumindest im Sinn der Granulometrischen Sohlverbesserung (Zugabematerial 40/70 mm oder ähnlich), ggf. auch im Sinn der von Zottl & Erber (1987) bzw. Ogris et al. (1988) vorgesehenen ‚Grobkornzugabe zur Deckschichtbildung‘ (Zugabematerial 60/150 mm oder 60/180 mm oder ähnlich). Die im Zuge der UW-Sicherung zum Kraftwerk Wien-Freudenau durchgeführte Kolksicherung (mit einem Sohldeckwerk aus Wasserbausteinen) bietet dafür eine zusätzliche Referenz.
- [III.7] Während die mittlere Sohlage in Furten und sonstigen Seichtstellen nicht oder nur geringfügig angehoben werden kann, wäre die Sohle in Kolken stärker zu heben (Größenordnung: +0,3 ... +0,6 m); damit können auch die NW-Spiegellagen geringfügig angehoben werden, was ja auch in diesem Sinn beim Flussbaulichen Gesamtprojekt vorgesehen ist. Weiter gehende Kolkauffüllungen wären aber zu vermeiden, weil es dadurch wahrscheinlich zur Ausbildung unerwünschter Sekundärkolke käme; dieses Problem kann planungsmethodisch dadurch vermieden werden, dass für die Festlegung der Schüttstärken nicht bloss eine bestimmte Stromgrundaufnahme berücksichtigt wird, sondern die Gesamtheit aller Stromgrundaufnahmen aus einer längeren Beobachtungsreihe (z.B. 10 Jahre), wobei die Schütt-OK in den Bereich einer oberen Sohlage zu legen wäre, aber auch nicht wesentlich höher.
- [III.8] Mit der Flexibilisierung des Konzeptes der Sohlvergrößerung könnte man sich auch von der Forderung nach erhöhten Flottwassertiefen (erhöhte Gefahr der Beschädigung von Schiffsschrauben, vgl. Strobl, 2002 und Strasser, 2003) frei machen, denn diese Schraubstrahlproblematik ist praktisch nur in den Furtabschnitten relevant. Im Übrigen gibt ein Grobkiesbelag in Furtzonen keinen Sinn, zumindest in Hinblick auf die Sohlstabilität, wenn dort eine örtliche Auflandungstendenz weiterbesteht, was in den Furten überwiegend zu erwarten ist, vgl. auch Klasz (2002). Dieser Entwurfsgrundsatz

der Nichtvergrößerung von Furten ist auch im Flussbaulichen Gesamtprojekt enthalten („adaptive Baudurchführung“), doch wäre die Wahrscheinlichkeit einer eigendynamischen und übermäßigen Sohlerosion und damit einer später doch erforderlichen Sohlvergrößerung beim gegenständlichen Konzept viel geringer, weil die Geschiebefrachten viel höher ausfallen.

- [III.9] Bereits im derzeitigen Zustand werden erhebliche Mengen an Kies im Stauraum von Gabčíkovo (etwa ab der Marchmündung, über die gemeinsame slowakisch/österreichische Grenzstrecke und, mit mutmaßlich feinerem Material bis Bratislava) abgelagert. Die Menge muss dem Geschiebeauftrag (aus der Strecke Wien-Freudenau) abzüglich der Abriebverluste entsprechen, das sind im langjährigen Durchschnitt (Größenordnung) etwa 250'000 m³/a, möglicherweise auch etwas mehr. Große Baggermengen (Instandhaltung) fallen häufig beim Wendepunkt Theben an, dort wäre auch ein günstiger Bereich für einen Geschiebefang. Diese Auflandungen müssen schon wegen der damit verbundenen Anhebungen der HW-Spiegellagen geräumt werden (Kompensationsbaggerungen), wobei die Priorität seitens der slowakischen Wasserstraßenverwaltung derzeit aus hydraulischen Gründen eher auf die feinkörnigeren Ablagerungen weiter stromab gesetzt wird. Mit dem Material dieser Kompensationsbaggerungen könnten - abhängig vom Ausmaß der Abriebverluste (vgl. Tab. 40) etwa 70 bis 80% des gesamten Kiesbedarfes gedeckt werden. In dieser Abschätzung werden die Abriebverluste im Sinn einer Sensitivitätsanalyse (Variation des Abriebbeiwertes im plausiblen Bereich) aufgelistet, wobei das Sternberg'sche Gesetz für die Abnahme des Gewichtes (bzw. Volumens) der Körner in Fließrichtung

$$V_{(s)} = V_0 \cdot e^{-a \cdot s} \quad \text{Gl. (III.1)}$$

bzw. für die Abnahme des mittleren Korndurchmessers des Geschiebes in Fließrichtung

$$d_{(s)} = d_0 \cdot e^{-\frac{a}{3} \cdot s} \quad \text{Gl. (III.2)}$$

angesetzt wird (vgl. u.a. Mayrhofer, 1964); mit dem Abriebbeiwert a [km⁻¹], der Transportweite s [km], dem Kornvolumen V_0 bzw. Korndurchmesser d_0 am Beginn der Strecke ($s=0$).

Tab. 40: Abriebverluste für verschiedene Transportweiten und Abriebbeiwerte:

Abriebbeiwert a [km ⁻¹]	Volumenverluste für verschiedene Transportweiten				Durchmesserverluste für verschiedene Transportweiten			
	25 km	30 km	35 km	40 km	25 km	30 km	35 km	40 km
0,005	11,8%	13,9%	16,1%	18,1%	4,1%	4,9%	5,7%	6,4%
0,0075	15,3%	20,1%	23,1%	25,9%	6,1%	7,2%	8,4%	9,5%
0,010	22,1%	25,9%	29,5%	33,0%	8,0%	9,5%	11,0%	12,5%

- [III.10] Durch den Uferrückbau kommt es zu einer geringfügigen Verbreiterung des (bordvollen) Querschnittes des Hauptgerinnes, was mit einer Abnahme des Geschiebetransportvermögens verbunden ist. In einer ersten Untersuchung (Klasz, 2002) wurde rechnerisch abgeschätzt, dass das Geschiebetransportvermögen (im langjährigen Mittel) mit einer durchgängigen Verbreiterung (über RNW) von 100 m um etwa 15 ... 20% reduziert werden könnte; allerdings zeigen die Erfahrungen aus den ersten beiden Uferrückbau-Pilotprojekten (Thurnhaufen und Witzelsdorf), dass die Breitenänderungen deutlich geringer ausfallen, vgl. Abs. [II.1], und damit müsste auch die Reduktion des Geschiebetransportvermögens geringer eingeschätzt werden (mit einer geschätzten Breitenänderung von 25 m in der Größenordnung etwa -5 %). Andererseits kommt es durch den Uferrückbau und die damit verbunde-

ne Seitenerosion auch zur Remobilisierung von Kies, und damit zu zusätzlichen Geschiebeeinträgen, vgl. Tab. 41:

Tab. 41: Abschätzung der Geschiebeeinträge durch Uferrückbau

	Szenario 1: „optimistische Einschätzung“ (iSv Klasz, 2002):	Szenario 2: „aktuelle Einschätzung“ (unter Berücksichtigung bisheriger Uferrückbau-Projekte)
mittlere Breitenzunahme (Seitenerosion)	ca. 100 m	25 m
mittl. Höhenstufe (Gelände-OK - ca. RNW)	ca. 4,0 m	ca. 4,0 m
Effizienzfaktor (berücksichtigt, dass nur ein Teil des Materials kiesig ist, weiters, dass Teile des Kieses durch Inselbildung etc. nicht in den Strom gelangen):	50%	33,3%
$\Delta V_{\text{Seitenerosion}} =$	$\approx 100 \cdot 4,0 \cdot 1000 \cdot \frac{1}{2}$ $= 200'000 \text{ m}^3/\text{km}$	$\approx 25 \cdot 4,0 \cdot 1000 \cdot \frac{1}{3}$ $\approx 33'300 \text{ m}^3/\text{km}$

Weitere Beiträge wären auch aus der Rückführung von Kieshalden (entlang der Ufer), der Remobilisierung kiesiger Anlandungen in Bühnenfeldern (zufolge Bühnenumbau) und zusätzlichen Seitenerosionen in Kiesbänken und Nebenarmen zu erwarten. Mit dem hier (Tab. 41) abgeschätzten Wert von etwa $33'300 \text{ m}^3/\text{km}$ und etwa 30 km Uferrückbau³ ergibt sich eine Gesamtsumme von etwa 1,0 Mio. m^3 ; bezogen auf eine geschätzte Dauer von 15 Jahren (Baudauer + morphologische Reaktionszeit) wäre für die Gesamtstrecke in dieser Phase eine Kieszufuhr von etwa $67'000 \text{ m}^3/\text{a}$ realistisch. Im Folgenden wird, auf der sicheren Seite liegend, angenommen, dass nur etwa $\frac{2}{3}$ dieser Menge (also etwa $45'000 \text{ m}^3/\text{a}$) in der ersten Initialphase mobilisiert werden können, während sich der Rest (also etwa $330'000 \text{ m}^3$) auf eine zweite, etwa 30 Jahre dauernde Phase (Instandhaltungsphase) verteilen, was dann also etwa $10'000 \text{ m}^3/\text{a}$ ergibt.

[III.11] Mit der Sohlvergrößerung (Granulometrische Sohlverbesserung) in den Kolken, aber unter Aussparung aller Furten und sonstigen seichten Bereiche (Haufenränder), lässt sich der Geschiebeausttrag insgesamt reduzieren, je nach mittlerem Korndurchmesser der vergrößerten Sohle und Belegungsgrad. Das hätte im Rahmen der Geschiebebewirtschaftung mithin den Charakter einer Materialinvestition (Klasz, 2002), d.h. durch einen zusätzlichen Aufwand in der Bauphase wird der Instandhaltungsaufwand reduziert. In einer Initial- bzw. Bauphase müsste eine Grobkiesmenge (Körnung 40/70 mm oder ähnlich) von etwa

$$30'000 \cdot 180 \cdot 0,30 \cdot \frac{1}{2} \approx 810'000 \text{ m}^3$$

eingebaut werden. In dieser Abschätzung wurde eine Länge von 30 km (ohne AHP-Geschiebezugabe, d.h. Strom-km 1910 bis Marchmündung, Strom-km 1880), eine mittlere Breite von 180 m (DonauConsult, 2006)⁴ und eine mittlere Schüttstärke von 0,3 m angenommen; der Faktor $\frac{1}{2}$ soll überschlägig berücksichtigen, dass nur die Kolke bzw. tieferen Zonen belegt werden sollen. Sofern - in einer langfristigen Perspektive - auch die AHP-Erhaltungsstrecke in dieses Konzept einbezogen werden soll, was unter Berücksichtigung der bestehenden Erhaltungsverpflichtung der Verbund-AHP derzeit nicht zweckmäßig erscheint, erhöht sich die Grobkies-Menge auf etwa 1,1 Mio. m^3 .

³ Die tatsächlich mögliche Länge ist höher einzuschätzen, zwischen 35 und 40 km; allerdings sind für den Geschiebehaushalt die bereits ausgeführten Uferrückbauten (Thurnhaufen, Witzelsdorf) und der unterste Teilabschnitt (Röthelstein und gemeinsame Grenzstrecke) nicht relevant, daher wird der reduzierte Wert von 30 km angesetzt.

⁴ Analog zu der im Flussbaulichen Gesamtprojekt vorgesehenen mittleren Breite des Grobkiesbelages von etwa 180 m.

[III.12] In einer Gesamtbetrachtung ergibt sich somit für die Initialphase (die ersten etwa 15 Jahre) folgende Kies-Materialbilanz:

*Tab. 42: Mittelfristige Materialbilanz (die ersten etwa 15 Jahre)
im Sinn der hier entwickelten Form der Geschiebemanagement*

Geschiebeaustrag:	Geschiebeeinträge:	
ca. 350'000 m ³ /a	Weiterführung der AHP-Geschiebezugabe:	ca. 190'000 m ³ /a
	Rückführungen aus Ablagerungen im Stauraum Gabčíkovo (Baggerungen Grenzstrecke)	ca. 250'000 m ³ /a
	Geschiebeeintrag aus Uferrückbau / Seitenerosion:	ca. 45'000 m ³ /a
	Geschiebezugabe aus Zukauf und Zulieferung größeren Materials (40/70 mm oder ähnlich)	ca. 45'000 m ³ /a
Saldo: +180'000 m ³ /a		

Der Überschuss (von ca. 180'000 m³/a) führt mittelfristig (während dieser Phase) zu einer Auflandungstendenz (bezogen auf NW-Stände) von ca. +1,8 ... 2,0 cm/a, wobei man diesen Effekt aus verschiedenen Gründen nicht auf die Erhaltungsstrecke ausdehnen sollte (Kontext mit bestehenden wasserrechtlichen Bescheiden; Erhaltung der Nutzfallhöhe am Kraftwerk Wien-Freudenau); insofern könnte man, da der Wert von 1,8 ... 2,0 cm/a durch Mittelung des Geschiebeüberschusses auf die Gesamtstrecke ermittelt wurde, in der mittleren und unteren Strecke sogar etwa höhere Anhebungsraten erzielen (etwa +2,4 ... 2,7 cm/a). Mit dieser Wirkung wäre nicht nur eine teilweise Kompensation der Sohleintiefungen der letzten Jahrzehnte gegeben, sondern auch eine Sicherheit gegenüber Zeiten mit stark erhöhtem Geschiebetransportvermögen (sehr abflussstarke Jahre), vgl. auch Klasz (2002).

[III.13] Für die langfristige Materialbilanz wäre die Reduktion des Geschiebeausstrages durch abschnittsweise Sohlvergrößerung, Gewässervernetzung und Seitenerosionen zu berücksichtigen; die Wirkung der vergrößerten Sohle wird im Folgenden auf Basis zweier Hypothesen abgeschätzt:

- es werden dadurch etwa 50% der strömungsexponierten Sohlbereiche betroffen;
- in diesen Zonen werden die Erosionsraten (durch die Sohlvergrößerung) auf etwa $\frac{1}{4}$ des derzeitigen Wertes gedämpft;

damit erhält man einen Schätzwert von:

$$(0,5 \cdot 1 + 0,5 \cdot \frac{1}{4}) \cdot 350'000 \approx 220'000 \text{ m}^3/\text{a}$$

[III.14] Für die langfristige Materialbilanz wäre es zweckmäßig, die AHP-Geschiebezugabe zunehmend aus den Kiesrückführungen (Ablagerungen im Stauraum Gabčíkovo, Baggerungen in der gemeinsamen Grenzstrecke) zu decken; derzeit verfügt die Verbund-AHP noch über Kies aus dem Stauraum von Altenwörth (Kompensationsbaggerungen im Raum Krems), es ist aber damit zu rechnen, dass diese Kiesquelle mittelfristig zur Neige geht bzw. nur mehr mit stark reduzierten Jahresmengen (entsprechend des Geschiebeausstrages aus der Wachau⁵) genutzt werden kann; diese Vorgangsweise wird jedenfalls für das langfristige Szenario vorausgesetzt, vgl. Abs. [III.15].

[III.15] Für die langfristige Perspektive (nach etwa 15 Jahren) ergibt sich in einer Gesamtbetrachtung somit die folgende Kies-Materialbilanz:

⁵

Gemäß Schmutz, Aufleger & Strobl (2000) im langjährigen Mittel etwa 40'000 m³/a.

*Tab. 43: Langfristige Materialbilanz (nach etwa 15 Jahre)
im Sinn der hier entwickelten Form der Geschiebemanagement*

Geschiebeaustrag:	Geschiebeeinträge:	
ca. 220'000 m ³ /a	AHP-Geschiebezugabe = Rückführungen aus Ablagerungen im Stauraum Gabčíkovo (Baggerungen Grenzstrecke)	ca. 190'000 m ³ /a
	Geschiebeeintrag aus Uferrückbau / Seitenerosion:	ca. 10'000 m ³ /a
	Geschiebezugabe aus Zukauf und Zulieferung größerer Materials (40/70 mm oder ähnlich)	ca. 45'000 m ³ /a
Saldo: +25'000 m ³ /a		

Der Überschuss (von ca. 25'000 m³/a) würde ausreichen, die NW-Stände auch langfristig geringfügig anzuheben (rechnerisch etwa +0,3 cm/a), was nach derzeitigem Kenntnisstand ökologisch wünschenswert ist. Durch Zufuhr zusätzlicher Kiesmengen (vorzugsweise mit größerer Körnung) könnte dieser Effekt verstärkt werden; ggf. könnte diese langfristige Wasserspiegelanhebung aber auch durch Abfuhr eines Teiles der Grenzstrecken-Kiesbaggerungen (etwa für bautechnische Zwecke) beendet werden. Insgesamt liegt somit eine Möglichkeit der Kompensation bisheriger Eintiefungsraten und der mittel- und langfristigen Regelung der Wasserstände vor.

- [III.16] Die sowohl mittel- als auch langfristig angesetzte Zufuhr größerer Kieses (40/70 mm oder ähnlich) wäre in der Größenordnung von etwa 45'000 m³/a erforderlich und andererseits geeignet, die Verfeinerung durch Abrieb zu kompensieren, von der die Baggermengen im Stauraum Gabčíkovo betroffen sind. Würde man darauf verzichten, dann würde das im Spiel befindliche Geschiebe allmählich feiner werden, und damit würde der Geschiebeaustrag im Lauf der Zeit zunehmen.
- [III.17] Die Aussagen zur Durchführbarkeit des hier dargestellten Konzeptes zur Geschiebemanagement ist stabil gegenüber geänderter (verbessertes) Einschätzungen zu den einzelnen Teilkomponenten; wenn beispielsweise der Geschiebeaustrag etwas höher / tiefer liegt (als zuvor angesetzt), dann werden die Ablagerungen im Stauraum Gabčíkovo etwas höher / tiefer ausfallen, und damit auch die damit verbundenen Kiesrückführungen; eine ausgeglichene (bzw. schwach positive) Gesamtbilanz wäre auch in diesem Fall problemlos möglich.
- [III.18] Der Instandhaltungsaufwand (zur Aufrechterhaltung einer Fahrwassertiefe von 25 dm unter RNW) wäre in der mittelfristigen Perspektive etwa gleich hoch wie bisher, weil Geschiebetransport und Morphodynamik auf ähnlich hohem Niveau wie bisher ablaufen, störende Auflandungen in Furten sind daher im gleichen Ausmaß wie bisher zu erwarten. Die Instandhaltungsbaggerungen müssten im Konzept für die Geschiebemanagement berücksichtigt und so durchgeführt werden, dass damit keine Verschlechterung der Geschiebemanagement verbunden ist (Wiederverklappung des Baggergutes, primär bergwärts der Baggerbereiche). Langfristig gesehen wäre mit der Abnahme des Geschiebetransportvermögens durch abschnittsweise Sohlvergrößerung auch eine entsprechende Reduktion des Aufwandes für die Instandhaltung zu erwarten.
- [III.19] Ansatzpunkte für die Optimierung der Instandhaltungsbaggerungen ist die Verfügbarkeit und Leistungsfähigkeit entsprechender Baggergeräte (einschließlich Schubschiff und Schuten für Verfuhr und Verklappen des Baggergutes) in der Phase von Beginn bis Ende der Niederwasserperiode, also von etwa August/September bis Ende Februar. Aus üblichen Leistungsansätzen und den zu erwartenden Baggermengen kann abgeschätzt werden, dass über diese Phase zumindest eine Gerätegarnitur permanent verfügbar sein müsste, unter etwas ungünstigeren Verhältnissen eher sogar zwei.

- [III.20] Höhere Fahrtiefenstandards (also über 25 dm unter RNW) wären naturgemäß mit höheren Aufwändungen für die Instandhaltung verbunden.
- [III.21] Im Vergleich mit dem Flussbaulichen Gesamtprojekt hat das hier dargestellte Konzept zur Geschiebebewirtschaftung deutlich geringere Baukosten und andererseits höhere Instandhaltungskosten. Eine monetäre Bewertung, die nicht Gegenstand dieser Studie ist, wäre zweckmäßig. Dabei müssten unterschiedliche Szenarien für die Entwicklung der Baggerpreise und unterschiedliche kalkulatorische Zeiträume und Diskontierungssätze untersucht werden, im Sinn einer Sensitivitätsuntersuchung.
- [III.22] Auf der Sachebene bestehen für das hier dargestellte Konzept einer optimierten Geschiebebewirtschaftung folgende Vorteile:
- größere Zahl von Steuermöglichkeiten (neben den Möglichkeiten der Sohlvergrößerung auch Geschiebezugabe aus verschiedenen Quellen);
 - Möglichkeit, die Sohlvergrößerung (Granulometrische Sohlverbesserung) langsam und adaptiv zu entwickeln;
 - die Anpassung der Korngrößen des Zugabematerials an die jeweilige flussmorphologische (bzw. hydraulische) Situation;
 - Integration der bereits genehmigten AHP-Geschiebezugabe ohne Notwendigkeit einer zivilrechtlichen Einigung mit der AHP-Verbund;
 - Berücksichtigung des Problems der Geschiebeablagerungen im obersten Teil des Stauraumes von Gabčíkovo und Verbesserung dieser Situation auch aus Sicht der Slowakei;
 - mutmaßlich günstigere Genehmigungsfähigkeit (u.a. AHP-Geschiebezugabe als Referenz);

Teil IV: Nachträge, Ergänzungen

Die Bearbeitung in den Teilen I bis III entspricht dem Bearbeitungsstand (Letztredaktion) vom Dezember 2010; es ist aber vorgesehen, Repliken (Ergänzungen und/oder Anmerkungen) Dritter hier aufzunehmen und sich daraus ergebende Ergänzungen oder Korrekturen beizufügen. Dies sollte auch dadurch gefördert werden, dass geplant ist, Veröffentlichungen aus dieser Studie abzuleiten und eine fachliche Auseinandersetzung mit relevanten Institutionen (z.B. Wissenschaftlicher Beirat des Nationalparkes Donau-Auen) zu suchen.

1. Ergänzung (06.03.2011):

Auf Grundlage von Korrekturlesungen durch Hrn. Dr. Schmalfuß (DonauConsult) und Hrn. Dr. Baumgartner (Nationalpark Donau-Auen) konnten verschiedene Schreib- und Tippfehler beseitigt und einzelne Ergänzungen vorgenommen werden; inhaltlich wurden keine Änderungen vorgenommen.

- Herausgeber: Nationalpark Donau-Auen GmbH
- Titelbild: E. Hartmann
- Für den Inhalt sind die Autoren verantwortlich
- Für den privaten Gebrauch beliebig zu vervielfältigen
- Nutzungsrechte der wissenschaftlichen Daten verbleiben beim Rechtsinhaber
- Als pdf-Datei direkt zu beziehen unter www.donauauen-projekte.at
- Bei Vervielfältigung sind Titel und Herausgeber zu nennen / any reproduction in full or part of this publication must mention the title and credit the publisher as the copyright owner:
- © Nationalpark Donau-Auen GmbH
- Zitiervorschlag: KLASZ, G. (2016) Studie zur Flussmorphologie der frei fließenden Donau, Wien bis Marchmündung. Wissenschaftliche Reihe Nationalpark Donau-Auen, Heft 67

