
**Naturnahe Umgestaltung des Pulternwehrs am Dünsener Bach in
Delmenhorst**



Anlage 2.9 – Hydraulische Berechnung

digitale Ausfertigung

Juli 2021

20048-1

Projektbearbeitung

Ingenieurgesellschaft Heidt + Peters mbH

Sprengerstraße 38 c, 29223 Celle + 05141 93 88-0 + info@heidt-peters.de

Projektleitung

DIPL.-ING. (FH) FRANK GRIES

Projektbearbeitung

M.SC. FLORIAN JÄCKEL

Plan-/Kartenbearbeitung

ANKE BALLÜER

Textbearbeitung

STEFANIE GIRNUS

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Einleitung	5
2 Hydronumerische Simulation.....	6
2.1 Grundlagen	6
2.2 Modellaufbau.....	7
2.3 Randbedingungen	7
2.4 Kalibrierung des Modells	7
2.5 Berechnung der Lastfälle	8
2.6 Abflussaufteilung	9
3 Hydraulische Bemessung des Raugerinnes mit Beckenstruktur gemäß DWA-M 509 10	
3.1 Nachweis Q_{30}	11
3.2 Nachweis MQ.....	12
3.3 Nachweis Q_{330}	14
3.4 Zusammenfassung	16
4 Nachweis am Einzelstein.....	17
5 Nachweis der Sohlstabilität für die Stützkörper.....	19
6 Nachweis der Sohlstabilität für die Becken	20
7 Nachweis der Sohlstabilität für die Buhnen.....	20
8 Berechnung der Bauzustände	21
8.1 Berechnung der Wasserhaltung über die Heidkruger Bäke	21
8.2 Berechnung der Wasserhaltung über das Stahlrohr DN 1000	21
9 Quellenverzeichnis	24

Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1:	Gegenüberstellung der gemessenen und der berechneten Wasserspiegel am Dünsener Bach/Pultern	8
Tab. 2.2:	Ermittelte und planfestgestellte Abschläge der Pultern in die Heidkruger Bäke bei maßgeblichen Lastfällen.....	9
Tab. 3.1:	Auswirkungen auf die Wasserstände bei NQ, Q ₃₀ , MQ, Q ₃₃₀ und HQ ₁₀₀ an Station 1+808 (alte Wehranlage)	16
Tab. 3.2:	Auswirkungen auf die Wasserstände bei NQ, Q ₃₀ , MQ, Q ₃₃₀ und HQ ₁₀₀ an Station 2+039 (obere Modellgrenze)	16

Abbildungsverzeichnis

Abb. 3.1:	Systemschnitte am Riegel 1 (Grundlage: Dwa-M 509, S. 189).....	10
Abb. 4.1:	Systemschnitt (modifiziert) zur Bestimmung der Kolktiefe. Drehpunkt um A' (Grundlage: DWA-M 509, S. 180 und S.193)	17

Anlagen

Anlage 2.9.1	Ergebnisse der hydronumerischen Berechnung für die Lastfälle NQ, Q ₃₀ , MQ und Q ₃₃₀	
Anlage 2.9.2	Wasserspiegellinien und Fließgeschwindigkeiten für MNQ, MQ, MHW, Q ₃₀ und Q ₃₃₀	

1 Einleitung

In der Stadt Delmenhorst, im südöstlich gelegenen Stadtteil Stickgras/Annenriede, befindet sich an der Kreuzung B75/L875 am Dünsener Bach/Pultern das sogenannte "Pulternwehr". Zur Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit des Dünsener Bachs soll die Wehranlage zurückgebaut und ein Rauge Rinne mit Beckenstruktur hergestellt werden.

Die Planung erfolgt unter Berücksichtigung des Merkblattes DWA-M 509 "Fisch-aufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke – Gestaltung, Bemessung und Qualitätssicherung" (DWA 2014).

Die hydraulischen Berechnungen der Pultern im Ist- und im Planzustand erfolgen mit dem Programmsystem MIKE von DHI stationär.

2 Hydronumerische Simulation

2.1 Grundlagen

Die hydraulischen Berechnungen erfolgen mit dem Programmsystem MIKE von DHI stationär. Das eindimensionale hydrodynamische Modell des Programmsystems MIKE basiert auf den St. Venant'schen Gleichungen, die durch vertikale und laterale Integration aus den entsprechenden dreidimensionalen Gleichungen hervorgehen. Dieses Differentialgleichungssystem wird in MIKE an diskreten Punkten durch einen impliziten Finite-Differenzen-Ansatz näherungsweise gelöst.

$$\frac{\partial Q}{\partial s} + \frac{\partial A}{\partial t} + q_l = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{\beta \cdot Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial z_{sp}}{\partial s} + g \cdot A \cdot I_R - q_l \cdot U = 0$$

mit:

- Q: Abfluss [m³/s]
- A: durchströmte Querschnittsfläche [m²]
- s: Längskoordinate in Fließrichtung [m]
- U: querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeit [m/s]
- β: dimensionsloser Korrekturbeiwert [-]
- q_l: Zu- und Abflüsse pro Längeneinheit [m³/m]
- I_R: Reibungsgefälle infolge Sohlreibung und Turbulenz [N/m²]
- g: Erdbeschleunigung g = 9,81 m/s²
- z_{sp}: Wasserspiegellage / Fließtiefe [m]

Eindimensionale hydronumerische Modelle betrachten die Wasserspiegellage und den Durchfluss in Hauptfließrichtung und setzen einen nur schwach gekrümmten Flusslauf voraus. Zur Berücksichtigung von quer zur Fließrichtung auftretenden Veränderungen werden die Querschnitte in verschiedene Zonen wie zum Beispiel Flussbett und Vorländer unterteilt.

Durch die raue Struktur des Gewässers bzw. der Vorländer verursachte Streckenverluste werden mit Hilfe des Manning-Strickler-Beiwerts k_{st} berücksichtigt. Die Rauheiten werden entsprechend der während der Ortsbegehungen vorgefundenen örtlichen Verhältnisse den Querprofilen zugeordnet.

Die Randbedingungen an den oberen und unteren Modellgrenzen stellen die Schnittstellen zu dem nicht mehr modellierten Gebiet dar. Am oberen Modellrand werden die entsprechenden Abflüsse als Punktquellen angesetzt. An der unteren Modellgrenze dient eine Wasserstands-Abfluss-Beziehung (Q-h-Beziehung) als Randbedingung.

2.2 Modellaufbau

Die hydraulische Berechnung wird mit einem eindimensionalen hydronumerischen Modell der Pultern zwischen Station 2+039 und Station 1+428,50 aufgebaut. Die Heidkruger Bäke wird bis zum Einlauf in den Teich bei Station 0+152 abgebildet.

Grundlage des Modellaufbaus sind die von IDN Ingenieur-Dienst Nord im Juli 2015 sowie die von der Ingenieurgesellschaft Heidt + Peters mbH im April 2020 ergänzend vermessenen Querprofile. Das vorhandene Pulternwehr wird im Modell als überströmtes Wehr implementiert.

2.3 Randbedingungen

An der oberen Modellgrenze wird der Abfluss als Punktquelle angesetzt.

Zur Berechnung der Auswirkungen der geplanten Maßnahmen werden die hydraulischen Berechnungen für die Lastfälle NQ, MNQ, Q₃₀, MQ, Q₃₃₀, MHQ und HQ₁₀₀ durchgeführt.

Die Startwasserstände an der unteren Modellgrenze werden mit Hilfe einer Q-h-Randbedingung berechnet.

2.4 Kalibrierung des Modells

Im Gegensatz zu kanalartig ausgebauten Gerinnen, deren Strömungsverhältnisse nur von wenigen Faktoren bestimmt werden, trifft man in natürlichen Fließgewässern auf eine Vielzahl von Gestaltungsmerkmalen, die zusätzliche Fließwiderstände hervorrufen. Da diese Einflussfaktoren nicht hinreichend genau vorab durch Parameter beschrieben werden können, ist eine Kalibrierung des Abflussmodells erforderlich.

Die Kalibrierung des Modells erfolgt anhand der im März 2020 im Rahmen der Vermessung aufgenommenen Wasserstände. Die Kalibrierung wird vorwiegend nach dem vor Ort angetroffenen Vegetationsbestand sowie dem vorhandenen Sohlsubstrat vorgenommen. Die Rauheiten werden auf Grundlage von Erfahrungswerten aus vergleichbaren Untersuchungen sowie nach in der Literatur angegebenen Werten angenommen.

Im Rahmen der Kalibrierung des Modells ergaben sich Sohlrauheiten zwischen $k_{St} = 8 \text{ m}^{1/3}/s$ und $k_{St} = 18,0 \text{ m}^{1/3}/s$. Die Rauheiten der Vorländer wurden mit $k_{St} = 30,0 \text{ m}^{1/3}/s$ angesetzt. Diese Werte entsprechen den in der Literatur angegebenen Werten und decken sich mit den Ergebnissen vergleichbarer Projekte.

Eine Gegenüberstellung der gemessenen und der simulierten Wasserstände ist in der Tabelle 2.1 dargestellt. Die Abweichungen zwischen den gemessenen und den berechneten Wasserständen sind maximal 2 cm. Die erzielten Model-
l-ergebnisse sind für die gegebene Aufgabenstellung hinreichend genau.

Tab. 2.1: Gegenüberstellung der gemessenen und der berechneten Wasserspiegel am Dünse-
ner Bach/Pultern

Station	WSP gemessen [mNHN]	WSP berechnet [mNHN]	Differenz [m]
2+039,0	4,93	4,93	± 0,00
1+993,5	4,92	4,93	+ 0,01
1+940,0	4,91	4,92	+ 0,01
1+892,0	4,89	4,90	+ 0,01
1+839,0	4,88	4,89	+ 0,01
1+808,0	4,87	4,88	+ 0,01
1+794,0	3,85	3,83	- 0,02
1+769,5	3,81	3,81	± 0,00
1+739,0	3,79	3,80	+ 0,01
1+694,5	3,72	3,73	+ 0,01
1+610,0	3,71	3,71	± 0,00

2.5 Berechnung der Lastfälle

Die hydraulischen Berechnungen erfolgen für die Lastfälle Q_{30} , MQ , Q_{330} sowie dem HQ_{100} jeweils für den Ist- und den Planzustand. Die berechneten Wasserstände sind den Anlage 2.9.1 und 2.9.2 zu entnehmen.

2.6 Abflussaufteilung

Im Falle eines Hochwasserereignisses ist nach der Ausbauplanung ein Hochwasserabschlag von $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ in die Heidkruger Bäche vorgesehen (WERSCHE 1964). Dieser Kennwert soll im Planzustand maßgeblich berücksichtigt werden.

Zur Überprüfung der Abschlüge wurde die Heidkruger Bäche in das Modell (vgl. Kap. 3.2) implementiert und kalibriert. Die Ergebnisse für die Abschlüge im Ist-Zustand sowie die berücksichtigten Abschlüge im Planungszustand sind der folgenden Tabelle Tab. 2.2 zu entnehmen.

Tab. 2.2: Ermittelte und planfestgestellte Abschlüge der Pultern in die Heidkruger Bäche bei maßgeblichen Lastfällen.

Station	Abschlag Ist-Zustand [m ³ /s]	Abschlag Planzustand [m ³ /s]
Q ₃₀	0,00	0,00
MQ	0,00	0,00
Q ₃₃₀	0,00	0,00
HQ ₁₀₀	1,90	1,50

Die hydronumerische Simulation des Planzustands erfolgt – außer für den Hochwasserlastfall HQ₁₀₀ – nur für den Bereich oberstrom des Raugerinnes (Dünsener Bach/Heidbäche), da sich unterstrom keine Änderungen ergeben und die Wasserstände des Raugerinnes mit Beckenstruktur nach DWA (2014) analytisch berechnet werden (siehe Kap. 4).

3 Hydraulische Bemessung des Raugerinnes mit Beckenstruktur gemäß DWA-M 509

Die Berechnung des Raugerinnes mit Beckenstruktur erfolgt gemäß DWA-M 509. Die Berechnung des Abflusses in den Becken erfolgt nach Poleni:

Es wird ein Muldenprofil gewählt, um bei geringen Abflüssen eine höhere Wassertiefe zu erreichen. Bei höheren Abflüssen weitet sich das Profil weiter auf und führt somit zu einer Verlangsamung des Wasserspiegelanstiegs. Es werden Steingrößen von 80/50/50cm gewählt. Nachfolgende Berechnungsansätze und Nachweise sind gem. DWA-M 509 (DWA 2014) geführt.

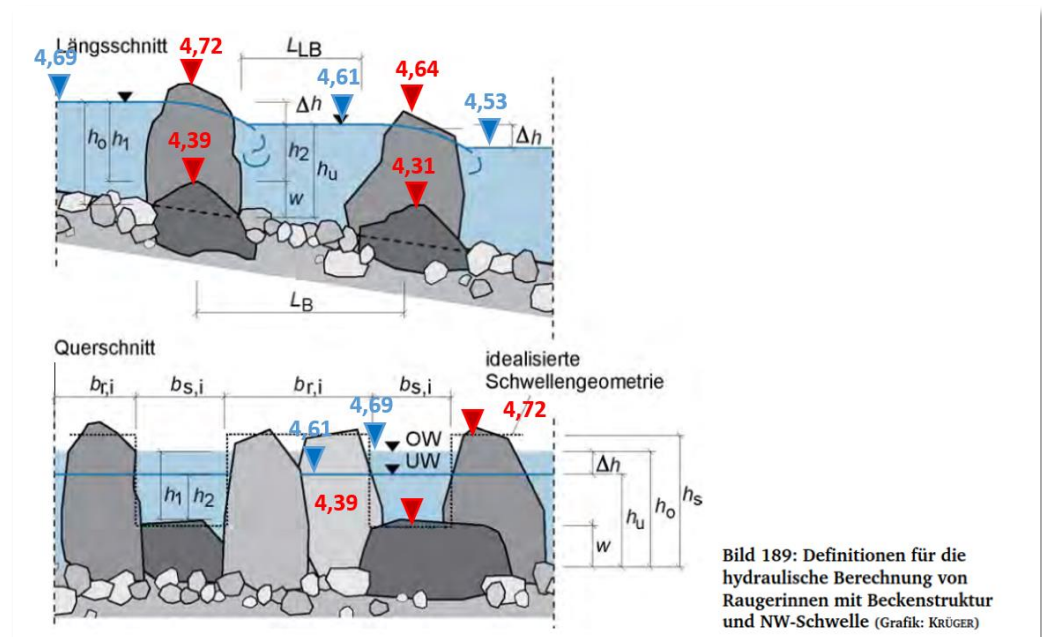


Abb. 3.1: Systemschnitte am Riegel 1 (Grundlage: Dwa-M 509, S. 189)

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * \sigma * f * \sum bs * (2 * g)^{0,5} * h_1^{1,5}$$

mit $\sigma = 1 - (h_2/h_1)^{11}$

Ansätze:

$\mu =$ 0,70 (abgerundete Steine)
 $f =$ 1,15 (Faktor zur Berücksichtigung des Abflusses in den Lücken der Steine, berücksichtigt die zu erwartende "Nachdichtung" durch eingetriebenes Laub etc.) gewählt:

$$\begin{aligned}\Delta h &= 0,08 \text{ m (gem. Tabelle 36 in DWA-M 509)} \\ L_{LB} &= 8,50 \text{ m} \\ w &= 0,00 \text{ m} \\ b_{si} &= 0,40 \text{ m} \\ \sum b_{ri} &= \text{je nach Muldenprofil}\end{aligned}$$

Die gewählten Parameter sind aus der Regelzeichnung der Becken (Anlage 2.5) ersichtlich.

3.1 Nachweis Q_{30}

Die Abflussberechnung erfolgt an der obersten Schwelle (Riegel 1; vgl. Abb. 3.1)).

$$\begin{aligned}W_{30} &= 4,69 \text{ mNHN} \\ Q_{30} &= 0,148 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

a) Abflussquerschnitt b_{si}

$$\begin{aligned}h_1 &= 4,69 - 4,39 &= 0,30 \text{ m} \\ h_2 &= (4,69 - 0,08) - 4,39 &= 0,22 \text{ m} \\ \bar{\sigma} &= 1 - (0,22/0,30)^{11} &= 0,967 \\ Q &= \frac{2}{3} * 0,70 * 0,967 * 1,15 * 0,40 * (2 * 9,81)^{0,5} * 0,30^{1,5} = 0,151 \text{ m}^3/\text{s} \\ &\approx 0,148 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

Bei Q_{30} wird im Oberwasser im Bestand ein Wasserstand 4,72 mNHN errechnet. Im Planungszustand reduziert sich der Wasserstand um -3 cm auf 4,69 mNHN.

Die Mindestfließtiefe an der Engstelle soll 0,20 m nicht unterschreiten. Kriterium mit $h_2 = 0,22 \text{ m}$ erfüllt.

Die Mindestfließtiefe in den Becken soll 0,50 m nicht unterschreiten. Kriterium mit $h_2 + w = 0,42 + 0,08 = 0,50 \text{ m}$ erfüllt.

$$v_{\max} = (2 g \Delta h)^{0,5} = (2 \cdot 9,81 \cdot 0,08)^{0,5} = 1,25 \text{ m/s}$$

Nachweis der Energiedissipation

$$P_D = (\rho_w \cdot g \cdot \Delta h \cdot Q) / (b_m \cdot h_m \cdot L_{LB})$$

h_m Mittlere Beckentiefe

$$h_m = (h_1 + h_2) / 2 = (0,30 + 0,22) / 2 = 0,26 \text{ m}$$

b_m Mittlere Beckenbreite, idealisiertes Trapezgeometrie in der Niedrigwasser-
rinne: $b_{so} = 0,8 \text{ m}$, Böschungen 1:3

$$b_m = (0,80 + 0,80 + 2 \cdot 3 \cdot 0,26) / 2 = 1,32 \text{ m}$$

$$P_D = (\rho_w \cdot g \cdot \Delta h \cdot Q) / (b_m \cdot h_m \cdot L_{LB})$$

$$P_D = (1000 \cdot 9,81 \cdot 0,08 \cdot 0,148) / (1,32 \cdot 0,26 \cdot 8,50) = 33,3 \text{ W/m}^3$$

Die Energiedissipation von $33,3 \text{ W/m}^3$ liegt unter dem Grenzwert für die Leistungsdichte in der Brassenregion (ohne Hecht und Zander) gem. DWA – M509, Tabelle 21 (115 W/m^3)

$$33,3 \text{ W/m}^3 < 115 \text{ W/m}^3$$

3.2 Nachweis MQ

Die Abflussberechnung erfolgt abschnittsweise für b_{si} , $b_{ri,1}$ und $b_{ri,2}$ an der obersten Schwelle (Riegel 1):

$$MW = 4,84 \text{ mNHN}$$

$$MQ = 0,367 \text{ m}^3/\text{s}$$

a) Abflussquerschnitt b_{si}

$$h_1 = 4,84 - 4,39 = 0,45 \text{ m}$$

$$h_2 = (4,84 - 0,08) - 4,39 = 0,37 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma} = 1 - (0,37/0,45)^{11} = 0,884$$

$$Q = 2/3 \cdot 0,70 \cdot 0,884 \cdot 1,15 \cdot 0,40 \cdot (2 \cdot 9,81)^{0,5} \cdot 0,45^{1,5} = 0,254 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Abflussquerschnitt $b_{ri,1}$

$$h_1 = 4,84 - 4,72 = 0,12 \text{ m}$$

$$h_2 = (4,84 - 0,08) - 4,72 = 0,04 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma} = 1 - (0,04/0,12)^{11} = 1,00$$

$$Q = 2/3 \cdot 0,70 \cdot 1,00 \cdot 1,15 \cdot 1,00 \cdot (2 \cdot 9,81)^{0,5} \cdot 0,12^{1,5} = 0,099 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) Abflussquerschnitt $b_{ri,2}$

$$h_1 = 4,84 - 4,78 = 0,06 \text{ m}$$

$$h_2 = (4,84 - 0,08) - 4,78 = -0,02 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma} = 1 - (-0,02/0,06)^{11} = 1,00$$

$$Q = 2/3 \cdot 0,70 \cdot 1,00 \cdot 1,15 \cdot 0,50 \cdot (2 \cdot 9,81)^{0,5} \cdot 0,06^{1,5} = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Gesamtabfluss (Summe a) + b) + c)} = 0,254 + 0,09 + 0,017 = 0,361 \text{ m}^3/\text{s} \approx 0,367 \text{ m}^3/\text{s}$$

Bei MQ wird im Oberwasser der Bestandswasserstand von 4,82 mNHN mit einem berechneten Planungswasserstand von 4,84 mNHN weitestgehend gehalten.

Die Mindestfließtiefe an der Engstelle soll 0,20 m nicht unterschreiten. Kriterium mit $h_2 = 0,37 \text{ m}$ erfüllt.

$$v_{\max} = (2 g \Delta h)^{0,5} = (2 \cdot 9,81 \cdot 0,08)^{0,5} = 1,25 \text{ m/s}$$

Nachweis der Energiedissipation

$$P_D = (\rho_w \cdot g \cdot \Delta h \cdot Q) / (b_m \cdot h_m \cdot L_{LB})$$

H_m Mittlere Beckentiefe

$$h_m = (h_1 + h_2) / 2 = (0,45 + 0,37) / 2 = 0,41 \text{ m}$$

b_m Mittlere Beckenbreite, idealisierte Trapezgeometrie: $b_{so} = 0,80 \text{ m}$,

Böschungen 1:3

$$b_m = (0,8 + 0,8 + 2 \cdot 3 \cdot 0,41) / 2 = 2,03 \text{ m}$$

$$P_D = (\rho_w \cdot g \cdot \Delta h \cdot Q) / (b_m \cdot h_m \cdot L_{LB})$$

$$P_D = (1000 \cdot 9,81 \cdot 0,08 \cdot 0,367) / (2,03 \cdot 0,41 \cdot 8,50) = 40,7 \text{ W/m}^3$$

Die Energiedissipation von $40,7 \text{ W/m}^3$ liegt unter dem Grenzwert für die Leistungsdichte in der Brassenregion (ohne Hecht und Zander) gem. DWA – M509, Tabelle 21 (115 W/m^3)

$$40,7 \text{ W/m}^3 < 115 \text{ W/m}^3$$

3.3 Nachweis Q330

Die Abflussberechnung erfolgt abschnittsweise für b_{si} , $b_{ri,1}$, $b_{ri,2}$ und $b_{ri,3}$ an der obersten Schwelle (Riegel 1)

$$W_{330} = 4,95 \text{ mNHN}$$

$$Q_{330} = 0,692 \text{ m}^3/\text{s}$$

a) Abflussquerschnitt b_{si}

$$h_1 = 4,95 - 4,39 = 0,56 \text{ m}$$

$$h_2 = (4,95 - 0,08) - 4,39 = 0,48 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma} = 1 - (0,48/0,56)^{11} = 0,817$$

$$Q = \frac{2}{3} * 0,70 * 0,817 * 1,15 * 0,40 * (2 * 9,81)^{0,5} * 0,56^{1,5} = 0,326 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Abflussquerschnitt $b_{ri,1}$

$$h_1 = 4,95 - 4,72 = 0,23 \text{ m}$$

$$h_2 = (4,95 - 0,08) - 4,72 = 0,15 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma} = 1 - (0,15/0,23)^{11} = 0,99$$

$$Q = \frac{2}{3} * 0,70 * 0,99 * 1,15 * 1,00 * (2 * 9,81)^{0,5} * 0,23^{1,5} = 0,259 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) Abflussquerschnitt $b_{ri,2}$

$$h_1 = 4,95 - 4,78 = 0,17 \text{ m}$$

$$h_2 = (4,95 - 0,08) - 4,78 = 0,09 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma} = 1 - (0,09/0,17)^{11} = 1,00$$

$$Q = \frac{2}{3} * 0,70 * 1,00 * 1,15 * 0,50 * (2 * 9,81)^{0,5} * 0,17^{1,5} = 0,083 \text{ m}^3/\text{s}$$

d) Abflussquerschnitt $b_{ri,3}$

$$h_1 = 4,95 - 4,88 = 0,07 \text{ m}$$

$$h_2 = (4,95 - 0,08) - 4,88 = -0,01 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma} = 1 - (-0,01/0,07)^{11} = 1,00$$

$$Q = \frac{2}{3} * 0,70 * 1,00 * 1,15 * 0,5 * (2 * 9,81)^{0,5} * 0,07^{1,5} = 0,022 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Gesamtabfluss (Summe a) + b) + c) + d)) = 0,326 + 0,259 + 0,083 + 0,022 = 0,690 \text{ m}^3/\text{s} \approx 0,692 \text{ m}^3/\text{s}$$

Bei Q_{330} wird im Oberwasser im Bestand ein Wasserstand 4,90 mNHN errechnet. Im Planungszustand erhöht sich der Wasserstand um +5 cm auf 4,95 mNHN.

Die Mindestfließtiefe an der Engstelle soll 0,20 m nicht unterschreiten. Kriterium mit $h_2 = 0,48 \text{ m}$ erfüllt.

$$v_{\max} = (2 g \Delta h)^{0,5} = (2 \cdot 9,81 \cdot 0,08)^{0,5} = 1,25 \text{ m/s}$$

Nachweis der Energiedissipation

$$P_D = (\rho_w \cdot g \cdot \Delta h \cdot Q) / (b_m \cdot h_m \cdot L_{LB})$$

h_m Mittlere Beckentiefe

$$h_m = (h_1 + h_2) / 2 = (0,56 + 0,48) / 2 = 0,52 \text{ m}$$

b_m Mittlere Beckenbreite, idealisierte Trapezgeometrie: $b_{so} = 0,80 \text{ m}$,
Böschungen 1:3

$$b_m = (0,80 + 0,80 + 2 \cdot 3 \cdot 0,52) / 2 = 2,36 \text{ m}$$

$$P_D = (\rho_w \cdot g \cdot \Delta h \cdot Q) / (b_m \cdot h_m \cdot L_{LB})$$

$$P_D = (1000 \cdot 9,81 \cdot 0,08 \cdot 0,692) / (2,36 \cdot 0,52 \cdot 8,50) = 52,1 \text{ W/m}^3$$

Die Energiedissipation von $52,1 \text{ W/m}^3$ liegt unter dem Grenzwert für die Leistungsdichte in der Brassenregion (ohne Hecht und Zander) gem. DWA – M509, Tabelle 21 (115 W/m^3).

$$52,1 \text{ W/m}^3 < 115 \text{ W/m}^3$$

Die Berechnungen der weiteren Riegel 2 bis 16 sind in den Anlagen tabellarisch vorzufinden. Die Berechnungen der einzelnen Riegel 2 bis 16 sind analog zu den o. g. Berechnungen durchzuführen und sind in tabellarischer Form dem Bericht beigelegt (vgl. Anhang).

3.4 Zusammenfassung

Die berechneten Auswirkungen auf die Oberwasserstände an Station 1+808 sind der Tabelle 3.1 zu entnehmen. Im Lastfall NQ beträgt der Absenk bis zu 9 cm. Im Lastfall Q₃₀ werden die Wasserstände um bis zu 3 cm abgesenkt. Bei MQ werden die Wasserstände um bis zu 3 cm, im Lastfall Q₃₃₀ um bis zu 4 cm angehoben. Unterstrom des Raugerinnes können Auswirkungen durch die Maßnahme nicht ausgeschlossen werden (vgl. Tab. 3.1). Der Wasserstand im Unterwasser steigt beim HQ₁₀₀ um 2 cm an.

Tab. 3.1: Auswirkungen auf die Wasserstände bei NQ, Q₃₀, MQ, Q₃₃₀ und HQ₁₀₀ an Station 1+808 (alte Wehranlage)

Hauptwert	Wasserstand IST	Wasserstand Plan	Differenz
	[mNHN]	[mNHN]	[m]
NQ	4,70	4,61	- 0,09
Q ₃₀	4,72	4,69	+ 0,03
MQ	4,82	4,84	+ 0,02
Q ₃₃₀	4,90	4,95	+0,05
HQ ₁₀₀	6,14	5,67	- 0,47

Die berechneten Auswirkungen auf die Oberwasserstände sind der Tabelle 3.2 zu entnehmen. Im Lastfall NQ sowie I Q₃₀ bleiben die Wasserstände bei Station 2+039 gleich. Bei MQ sowie Q₃₃₀ werden die Wasserstände um 3 cm angehoben. Der Wasserstand beim Lastfall HQ₁₀₀ reduziert sich um 20 cm.

Tab. 3.2: Auswirkungen auf die Wasserstände bei NQ, Q₃₀, MQ, Q₃₃₀ und HQ₁₀₀ an Station 2+039 (obere Modellgrenze)

Hauptwert	Wasserstand IST	Wasserstand Plan	Differenz
	[mNHN]	[mNHN]	[m]
NQ	4,70	4,70	0,00
Q ₃₀	4,74	4,74	0,00
MQ	4,87	4,90	+ 0,03
Q ₃₃₀	4,99	5,02	+0,03
HQ ₁₀₀	6,41	6,21	- 0,20

4 Nachweis am Einzelstein

Der Nachweis wird am Einzelstein, der die Niedrigwasserschwelle begrenzt, nach DWA (2014) geführt. Die Grundswellensteine der Niedrigwasserrinne sind deutlich tiefer eingebunden und damit nicht maßgeblich.

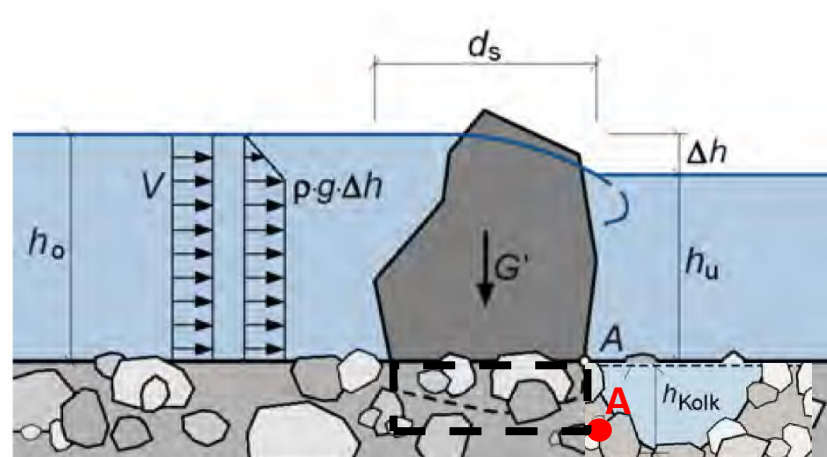


Bild 177: Skizze zur Standsicherheit von Einzelsteinen
(Grafik: KRÜGER)

Abb. 4.1: Systemschnitt (modifiziert) zur Bestimmung der Kolktiefe. Drehpunkt um A' (Grundlage: DWA-M 509, S. 180 und S.193)

Kolktiefe (bei W_{330})

$$h_{\text{Kolk}} = 22,88 * (\Delta h^{0,5} * q^{0,6} / d_{90}^{0,4}) - h_u$$

$$\Delta h = 0,08 \text{ m}$$

$$q_{\text{vorh}} = 0,326 \text{ m}^3/\text{s} / 0,40 \text{ m} = 0,815 \text{ m}^3/\text{s} * \text{m}$$

$$d_{90} = 125 \text{ mm (CP}_{45/125})$$

$$h_u = 0,62 \text{ m}$$

$$h_{\text{Kolk}} = 22,88 * (0,08^{0,5} * 0,815^{0,6} / 125^{0,4}) - 0,62$$

$$h_{\text{Kolk}} = 0,83 - 0,48 = \underline{\underline{0,35 \text{ m}}}$$

Es stellt sich rechnerisch ein Kolk mit $h_{\text{Kolk}} = 0,35 \text{ m}$ ein.

Nachweis über Auslastungsgrad mit Teilsicherheitsbeiwerten

$$f = (\gamma_v * M_v + \gamma_h * M_h) / (\gamma_G * M_G) < 1$$

Sicherheitsbeiwerte:

$$\gamma_G = 0,80$$

$$\gamma_v = 1,50$$

$$\gamma_h = 1,30$$

$$h_0 = 0,56 \text{ m}$$

$$h_u = 0,48 \text{ m}$$

$$d_s = 0,50 \text{ m}$$

$$c_w = 1,0 \text{ (runde, naturnahe Steine)}$$

$$A_s = h_0 * d_s = 0,56 \text{ m} * 0,50 \text{ m} = 0,28 \text{ m}^2$$

$$v = (2 * g * \Delta h)^{0,5} = (2 * 9,81 \text{ m/s}^2 * 0,08 \text{ m}) = 1,25 \text{ m/s}$$

$$h_{\text{Kolk}} = 0,35 \text{ m}$$

$$M_v = 0,5 * \rho_w * c_w * A_s * v^2 * (h_0/2 + h_{\text{Kolk}})$$

$$M_v = 0,5 * 1000 \text{ kg/m}^3 * 1,0 * 0,28 \text{ m}^2 * (1,25 \text{ m/s})^2 * (0,56 \text{ m}/2 + 0,35 \text{ m})$$

$$M_v = \underline{\underline{138 \text{ Nm}}}$$

$$M_h = \Delta h * \rho_w * g * h_0 * (h_0/2 + h_{\text{Kolk}})$$

$$M_h = 0,08 \text{ m} * 1000 \text{ kg/m}^3 * 9,81 \text{ m/s}^2 * 0,56 * (0,56 \text{ m}/2 + 0,35 \text{ m})$$

$$M_h = \underline{\underline{277 \text{ Nm}}}$$

$$M_G = G' * d_s / 2$$

$$G' = (2700-1000) \text{ kg/m}^3 * 9,81 \text{ m/s}^2 * 0,5 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 0,8 \text{ m} * 0,5 \text{ m}/2 = 3335 \text{ N}$$

$$M_G = 3335 * 0,5 / 2$$

$$M_G = \underline{\underline{834 \text{ Nm}}}$$

$$f = (\gamma_v * M_v + \gamma_h * M_h) / (\gamma_G * M_G) < 1$$

$$f = (1,5 * 138 + 1,3 * 277) / (0,8 * 834) = 0,85$$

$$\underline{\underline{f = 0,85 < 1}}$$

Der Auslastungsgrad ergibt sich zu

$$f = 0,85 < 1,0,$$

sodass der Stabilitätsnachweis am Einzelstein erbracht ist.

5 Nachweis der Sohlstabilität für die Stützkörper

Die Nachweisführung erfolgt nach DWA–M 509, Kap. 7.6.3. Der Nachweis wird für den Bereich hinter der Niedrigwasserschwelle (b_{si}) geführt, da hier der größte spezifische Abfluss herrscht.

$$q_{\text{vorh}} = 0,326 \text{ m}^3/\text{s} / 0,40 \text{ m} = 0,815 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$$

$$d_s = (q_{\text{vorh}} / (0,05 * s * 9,81^{0,5} * ((\rho_s - \rho_w) / \rho_w)^{0,5} * l^{-1,25}))^{2/3}$$

mit

$$l = 0,08 / L_B = 0,08 / 8,5 = 0,00941$$

$$\rho_s = 2700 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{Steindichte})$$

$$\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{Dichte von Wasser})$$

$$s = 0,5 \quad (\text{Sicherheitszuschlag für rundkorniges Material})$$

$$d_s = (0,815 / (0,05 * 0,5 * 3,132 * 1,323 * 341,1))^{2/3}$$

$$d_s = \underline{\underline{0,08 \text{ m}}}$$

Vergleichender Ansatz über d_m

$$d_m = (q_{\text{vorh}} / (0,263 * s * 9,81^{0,5} * ((\rho_s - \rho_w) / \rho_w)^{0,5} * l^{-1,25}))^{2/3}$$

$$d_m = (0,815 / (0,263 * 0,5 * 3,132 * 1,323 * 341,1))^{2/3}$$

$$d_m = \underline{\underline{0,03 \text{ m}}}$$

Gewähltes Material: Wasserbausteine nach TLW CP_{45/125}

Einbaudicke 0,30 m

Kolktiefe

$$h_{\text{Kolk}} = 22,88 * (\Delta h^{0,5} * q^{0,6} / d_{90}^{0,4}) - h_u$$

$$d_{90} = 125 \text{ mm (CP}_{45/125}\text{)}$$

$$h_{\text{Kolk}} = 22,88 * (0,08^{0,5} * 0,815^{0,6} / 125^{0,4}) - 0,48$$

$$h_{\text{Kolk}} = 0,83 - 0,62 = \underline{\underline{0,35 \text{ m}}}$$

Es stellt sich rechnerisch ein Kolk mit $h_{\text{Kolk}} = 0,35 \text{ m}$ ein.

Der Nachweis der Sohlstabilität erfolgt nach DWA (2014) (siehe Tabelle im Anhang). Der erforderliche mittlere Steindurchmesser ergibt sich zu $d_{m,\text{Becken}} = 0,03 \text{ m}$. Die obere Klassengrenze des Sohlmaterials ergibt sich zu $d_{s,\text{Becken}} = d_{90} = 0,08 \text{ m}$.

Gewählt wird ein Sohlmaterial der Schüttsteinklasse CP_{45/125}. In den unteren Bereichen der Auffüllungen wird zur Stabilität zusätzlich Material der Steinschüttklasse CP_{90/250} beigemischt.

6 Nachweis der Sohlstabilität für die Becken

Die Becken werden zwischen den Stützkörpern mit naturnahem Kies aufgefüllt bis zum Niveau von W_{330} . Die Kiesauffüllung wird nicht nachgewiesen, sondern eine eigendynamische Entwicklung angestrebt.

7 Nachweis der Sohlstabilität für die Buhnen

Das Material soll nach Anforderung des Ochtumverbands für ein Hochwasser nicht lagestabil sein. Die zukünftige Unterhaltung der Buhnen wird durch den Antragsteller, dem Ochtumverband, sichergestellt.

8 Berechnung der Bauzustände

Für den Bauzustand wird eine Wasserhaltung vorgesehen, die den Unterlauf der Pultern während des Wehrrückbaus und dem Bau des Riegels 1 mit Wasser speist. Da für den Wehrrückbau und den Bau des letzten Riegels nur wenige Tage Bauzeit anzusetzen sind, wird auf den Nachweis eines Hochwassers verzichtet. Für die Bauzustände wird die Wasserhaltung über die Heidkruger Bäke sowie einem Stahlrohr DN 1000 berechnet. Im Lastfall MHQ wird ein Teil des Abflusses über die Heidkruger Bäke abgeführt.

8.1 Berechnung der Wasserhaltung über die Heidkruger Bäke

Die Wasserhaltung insgesamt ist so ausgelegt, dass insgesamt ein $MHQ = 3,12 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden kann. Bei einem bordvollen Wasserstand kann über die Heidkruger Bäke ein Abfluss von $1,40 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden.

8.2 Berechnung der Wasserhaltung über das Stahlrohr DN 1000

Die Wasserhaltung erfolgt über ein Stahlrohr $\varnothing 1.016 \times 12,5 \text{ mm}$ (Schneider S. 8.209) mit einer Länge von $L = 13 \text{ m}$ (siehe Anlage 2.3-2-1).

Für die Wasserhaltung wird ein bordvoller Wasserstand von $5,75 \text{ mNHN}$ unmittelbar vor der Heidkruger Bäke angesetzt. Bei dem Wasserstand kann über die Heidkruger Bäke ein Abfluss von $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden. Der Unterwasserstand oberhalb von Riegel 2 liegt bei $5,21 \text{ mNHN}$ bei einem Zufluss von $1,99 \text{ m}^3/\text{s}$ und bei einem Baustand, bei dem Riegel 2 bereits erbaut wurde. Die Wasserspiegeldifferenz beträgt demnach $\Delta h = 5,75 - 5,21 = 0,54 \text{ m}$.

Das Gefälle berechnet sich zu $I = \Delta h / L = 0,54 / 13 = 0,042$ bzw. $4,2 \text{ ‰}$.

Der Innendurchmesser des Stahlrohrs beträgt $1.016 - 2 \times 12,5 = 991 \text{ mm}$ bzw. $0,991 \text{ m}$. Für das voraussichtlich gebrauchte, geschweißte Stahlrohr wird eine hydraulische Rauheit von $k = 1,5 \text{ mm}$ angesetzt.

Es ergibt sich ein Verhältnis von Rauheit zu Rohrdurchmesser von $k/d = 1,5 / 991 = 0,0015$.

Bei einer Viskosität des Wassers von $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (bei $T = 10^\circ\text{C}$) wird die Fließgeschwindigkeit berechnet zu:

$$v = \left(5,4 - 8,86 \cdot \lg \frac{k}{d}\right) \cdot \sqrt{d \cdot I}$$

$$v = (5,4 - 8,86 \cdot \lg 0,0015) \cdot \sqrt{0,991 \cdot 0,042} = 6,21 \text{ m/s}$$

Die Reynoldszahl ist $Re = (v \cdot d) / \nu = (6,21 \cdot 0,991) / (1,31 \cdot 10^{-6}) = 4,70 \cdot 10^6$. Aus dem Diagramm Bild 5.16 in BOLLRICH (2007) ist der Rohrreibungswert $\lambda = 0,023$ abzulesen.

Die zu berücksichtigenden örtlichen Verluste sind in Tabelle 3.3 zusammengestellt. Hieraus ergibt sich die äquivalente Rohrlänge und das Gefälle zu:

$$l_{\text{ä}} = \frac{d}{\lambda} \cdot \sum \zeta = \frac{0,991}{0,023} \cdot 1,50 = 64,63 \text{ m}$$

$$I = \frac{\Delta h}{l + l_{\text{ä}}} = \frac{0,54}{13 + 64,63} = 0,0070 \text{ bzw. } 7,0 \text{ ‰}$$

Tab. 1.4: Örtliche Verluste, Werte entnommen aus ALBERT ET AL. (2016)

Art	Verlusthöhe ζ
Einlaufverlust, scharfkantig, bündig, 90°	0,50
Austrittsverlust, zylindrischer Auslauf, laminare Strömung	1,00
Summe	1,50

Unter Berücksichtigung der örtlichen Verluste ergeben sich die Fließgeschwindigkeit und der Abfluss zu

$$v = (5,4 - 8,86 \cdot \lg 0,0015) \cdot \sqrt{0,991 \cdot 0,0070} = 2,53 \text{ m/s}$$

$$Q = 2,53 \cdot \pi \cdot \frac{1,0^2}{4} = 1,99 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{\text{ges}} = 1 \cdot 1,99 + 1,40 = 3,39 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} > MHQ = 3,12 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Über das Rohr und die Heidkruger Bäke kann ein Abfluss von MHQ abgeführt werden. Die Heidkruger Bäke bietet Kapazitäten für einen Abfluss von 1,40 m³/s. Über das Rohr DN1000 können 1,99 m³/s abgeführt werden. Die Sohle unmittelbar unterhalb der Wasserhaltung ist mit Wasserbausteinen als Kolk-schutz zu versehen.

Verfasser:

Ingenieurgesellschaft Heidt + Peters mbH

Celle,

.....
Florian Jäckel / M.Sc.

9 Quellenverzeichnis

ALBERT A. ET AL. (2016): Schneider Bautabellen für Ingenieure, 22. Auflage. – 1680 Seiten; Köln.

BOLLRICH, G. (2007): Technische Hydromechanik, Bd. 1, 6. Auflage; Berlin.

DWA – DEUTSCHE VEREINIGUNG FÜR WASSERWIRTSCHAFT, ABWASSER UND ABFALL E.V. (2014): Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke – Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung. 334 S.; Hennef.

INGENIEUR-DIENST-NORD (2015): Dünsener Bach – Naturnahe Umgestaltung des "Pulternwehrs" – Vorplanung -, im Auftrag des Ochtumverbands; Oyten [unveröffentlicht].

MATHEJA CONSULT (2017): Ermittlung des Überschwemmungsgebietes des Dünsener Bach im Landkreis Diepholz, Oldenburg und in der Stadt Delmenhorst von km 0+000 bis km 26+487, im Auftrag des Niedersächsischen Landesbetriebes für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz; Wettmar [unveröffentlicht].

NIBIS® KARTENSERVER (2014): Themenkarte Altlasten (Altablagerungen, Rüstungsaltslasten und Schlammgrubenverdachtsfälle). - Landesamt für Bergbau, Energie und Geologie (LBEG), Hannover.

NMELF – NIEDERSÄCHSISCHES MINISTERIUM FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (1983): Hydrographische Karte Niedersachsen (1:50.000) mit zugehörigem Flächenverzeichnis, Hannover.

OCHTUMVERBAND (1965): Genereller Entwurf für den Ausbau der Gewässer II. Ordnung. – Nachtrag gemäß Besprechung am 21.5.1965 im Wasserwirtschaftsamt Brake; [unveröffentlicht].

WERSCHE, A.H.E. (1964): Genereller Entwurf für den Ausbau der Gewässer II. Ordnung. – Heft 1 – Erläuterungsbericht, Kostenüberschlag, Bildbericht, Westerstede/Hüllstede; [unveröffentlicht].