

Maria Anna Meyer zu Mecklendorf

Antrag auf Änderung der Stauanlage Teutoburger Waldsee



Hydraulische Berechnungen

Unterlage 2

Projektnummer: 206451
Datum: 2014-03-31

IPW
INGENIEURPLANUNG
Wallenhorst

INHALTSVERZEICHNIS

Hydraulische Berechnungen

Ziffer

- 1. Hydrologische Untersuchung Prof. Hartung + Partner**
- 2. Nachweis Überlaufbauwerk, Bemessungsgrundlagen**
 - 2.1 Nachweis Überfall Überlaufbauwerk
 - 2.2 Nachweis Abfluss im Überlaufbauwerk
- 3. Nachweis Durchlässe**
 - 3.1 Nachweis geplanter Grundablass DN 800
 - 3.2 Nachweis vorhandener Betriebsauslass und Überlauf DN 800
 - 3.3 Nachweis Überlaufleitungen am Überlaufbauwerk 2 x DN 1000
 - 3.4 Nachweis Zulauf Hönebach DN 800 (gem. Entwurf vom 25.09.1985, Prof. Dr.-Ing. Jagau)
- 4. Nachweis des Gerinnes unterhalb der vorhandenen Überlaufleitung DN 800**
- 5. Nachweis Abflussmulde im Trockenbecken**
- 6. Nachweis Hochwasserentlastung Trockenbecken**
- 7. Bestimmung der Beckeninhaltslinie**
- 8. Volumenberechnung gem. DGM-Modell**
- 9. Freibordbemessung an Stauanlagen**
 - 9.1 Übersichtslageplan Freibordbemessung
- 10. Nachweis Mönchbauwerk**
 - 10.1 Dammbalken Oberkante 92,80 mNN
 - 10.2 Dammbalken Oberkante 91,80 mNN
- 11. Nachweis vorhandener Grundablass**
 - 11.1 Dammbalken im Mönchbauwerk OK 92,80 mNN
 - 11.2 Ohne Dammbalken im Mönchbauwerk Sohle Auslauf 90,96 mNN

Bearbeitung:Wallenhorst, 2011-01-14 / 2013-08-12
Proj.-Nr.: 206451

Dipl.-Ing. (FH) Klaus Drees

IPW INGENIEURPLANUNG GmbH & Co. KG
Ingenieure ♦ Landschaftsarchitekten ♦ Stadtplaner
Telefon (0 54 07) 8 80-0 ♦ Telefax (0 54 07) 8 80-88
Marie-Curie-Straße 4a ♦ 49134 Wallenhorst
<http://www.ingenieurplanung.de>
Beratende Ingenieure – Ingenieurkammer Niedersachsen
Qualitätsmanagementsystem TÜV-CERT DIN EN ISO 9001-2008

1. Hydrologische Untersuchung

(s. Anhang 3, Hydrologische Untersuchung, Prof. Hartung + Partner Ingenieurgesellschaft mbH)

Zusammenstellung der Ergebnisse aus Tabelle 4-7, Anhang 3

Teutoburger Waldsee mit Ableitung Grenzgraben		T	Qzmax	Qamax	Vmax	Wmax
		Jahre	m ³ /s	m ³ /s	m ³	mNN
Planung	ohne GA	100	2,64	2,49	74.162	91,14
		500	3,21	3,00	76.022	94,16
		5.000	4,13	3,85	78.999	94,20

T	Wiederkehrintervall in Jahren
Qzmax	Maximale Zulaufwassermenge zur Stauanlage
Qamax	Maximale Ablaufwassermenge über Betriebsauslass und Hochwasserentlastungsanlage
Vmax	Maximales Einstauvolumen
Wmax	Maximale Wasserspiegellage

Die maximale Stauhöhe beträgt rd. 94,20 - 92,00 mNN = 2,20 m.

Das maximale Stauvolumen beträgt rund 80.000 m³.

Nach DIN 19700 handelt es sich um ein "Kleines Hochwasserrückhaltebecken".

Das hydrologische Gefahrenpotential kann als gering angesehen werden.

Der berechnete Wasserstand liegt unterhalb des angestrebten höchsten Stauziels von 94,30 mNN.

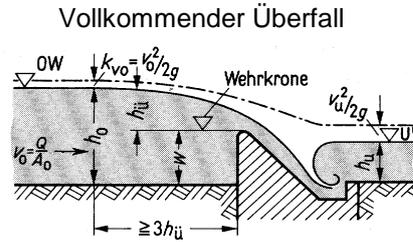
Für die Planung der Bauwerke wird ein Einstau bis maximal 94,30 mNN berücksichtigt.

2. Nachweis Überlaufbauwerk (Bemessung nach Poleni und Weißbach)

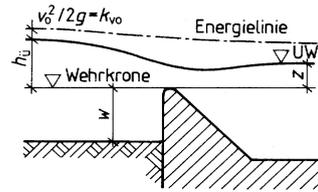
Bemessungsgrundlagen

für $v_o \leq 1,0$ m/s (nach Poleni)

$$Q = c \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot B \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{\ddot{u}}^{1,5}$$



Unvollkommener Überfall



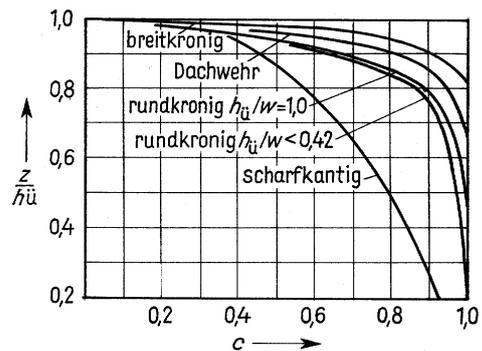
für $v_o > 1,0$ m/s (nach Weißbach)

$$Q = c \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot B \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot \left[\left(h_{\ddot{u}} + \frac{v_o^2}{2 \cdot g} \right)^{1,5} - \left(\frac{v_o^2}{2 \cdot g} \right)^{1,5} \right]$$

- Q [m³/s] Abflußmenge
- B [m] Überfallbreite
(bei ringförmigen Überfall, b= d * π)
- h_ü [m] Überfallhöhe
- v_o [m/s] Anströmgeschwindigkeit (maßgebend bei v_o > 1,0 m/s)
- c [-] Abminderungsfaktor bei unvollkommenem Überfall
(bei vollkommenem Überfall c = 1,0)
- μ [-] Überfallbeiwert (0,5 - 0,8)
- g [m/s²] Fallbeschleunigung (g = 9,81)

	KRONENFORM	μ
	Breit, scharfkantig, waagrecht	0,49...0,51
	Breit, mit abgerundeten Kanten, waagrecht	0,50...0,55
	Vollständig abgerundeter Überfall, gänzlich umgelegte Klappen bei abgerundeten Kanten d. Wehrkörpers	0,65...0,73
	Scharfkantig, mit Belüftung des Strahls	0,64
	Abgerundet mit lotrechter OW-Seite und geneigter UW-Seite	0,75
	Dachförmig mit abgerundeter Krone	0,79

Beiwert c für unvollkommener Überfall



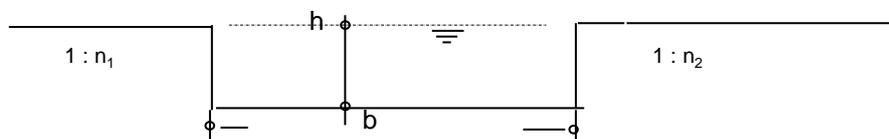
2.1 Nachweis Überfall Überlaufbauwerk

1	2	3	4	5	7	8	6	9	
lfd Nr	Station	Abfluß- menge Q	Überfall- breite B	Anströmge- schwindigkeit v ₀	Überfall- beiwert μ	Abmind.- faktor c	Überfall- höhe h _ü	Bemerkung	
-	-	m ³ /s	m	m/s	-	-	m	-	
Vorgaben :									
Maximales Stauziel :							94,30	mNN	
Auslegung Hochwasserentlastung (HWE) rund:							6,129	m ³ /s	
Es wird ein Überfallbeiwert von μ = 0,55 gewählt. Nach Berücksichtigung der Aufstauverluste durch das Gelände ergibt sich ein reduzierter Wert von μ = 0,52.									
Gewählte Bauwerksabmessung: 14,0 x 1,0 m									
Lichter Umfang = Überfallbreite: 30 m									
							* 1. Überfallkante auf 93,85 mNN		
Normalabfluss über Ablauföffnungen 3 * 0,90 m, l=2,7m, h=0,2m.								Wasserstand ca.:	
		0,000	2,70	0,00	0,52	1,00	0,00	93,85 mNN*	
		0,046	2,70	0,00	0,52	1,00	0,05	93,90 mNN*	
		0,131	2,70	0,00	0,52	1,00	0,10	93,95 mNN*	
		0,241	2,70	0,00	0,52	1,00	0,15	94,00 mNN*	
		0,371	2,70	0,00	0,52	1,00	0,20	94,05 mNN*	
	Σ	Notüberlauf über gesamte Bauwerkskante					** 2. Überfallkante auf 94,05 mNN		
	0,371	0,000	30,00	0,00	0,52	1,00	0,00	94,05 mNN**	
	0,886	0,515	30,00	0,00	0,52	1,00	0,05	94,10 mNN**	
	1,828	1,457	30,00	0,00	0,52	1,00	0,10	94,15 mNN**	
	3,047	2,676	30,00	0,00	0,52	1,00	0,15	94,20 mNN**	
	4,491	4,120	30,00	0,00	0,52	1,00	0,20	94,25 mNN**	
	6,129	5,758	30,00	0,00	0,52	1,00	0,25	94,30 mNN**	
	7,940	7,569	30,00	0,00	0,52	1,00	0,30	94,35 mNN**	
	Σ	Bemessungsansatz für n-1, max. Abfluss bei einer Überlaufleitung Q max. 3,1 m³/s							
	0,371	0,000	30,00	0,00	0,52	1,00	0,00	94,05 mNN**	
	0,886	0,515	30,00	0,00	0,52	1,00	0,05	94,10 mNN**	
	1,828	1,457	30,00	0,00	0,52	1,00	0,10	94,15 mNN**	
	3,047	2,676	30,00	0,00	0,52	1,00	0,15	94,20 mNN**	
	3,100	2,729	30,00	0,00	0,52	1,00	0,20	94,25 mNN**	
	3,100	2,729	30,00	0,00	0,52	1,00	0,25	94,30 mNN**	
	3,100	2,729	30,00	0,00	0,52	1,00	0,30	94,35 mNN**	

2.2 Nachweis Abfluss im Überlaufbauwerk

(nach Manning-Strickler)

Profilabmessungen:



Berechnungsgrundlagen

Sohlbreite	$b_s =$	1,00 m	
Böschungsneigung	$1:n_1 =$	0	
	$1:n_2 =$	0	
Längsgefälle	$J_{so} =$	10 ‰	
Rauhigkeitsbeiwert	$k_{st} =$	90 m ^{1/3} /s	(Beton Stahlschalung)
Abflussmenge	$Q =$	6,2 m ³ /s	
	$=$	6.200 l/s	

Berechnung

Abflussquerschnitt	$A =$	1,35 m ²
Benetzter Umfang	$U =$	3,70 m
Hydraulischer Radius	$R =$	0,36 m
Abflusstiefe	$h =$	1,35 m
Fließgeschwindigkeit	$v =$	4,60 m/s
Einschnittstiefe*	$t =$	2,00 m

*Höhe Fertigteilprofil: $h = 2,0$ m.

Nutzbare Abflusstiefe:

$t = 2,0$ m abzüglich Profilbeton 0,05 m bis 0,40 m

= i.M. rd. 1,75 m. > Abflusstiefe

1,35 m

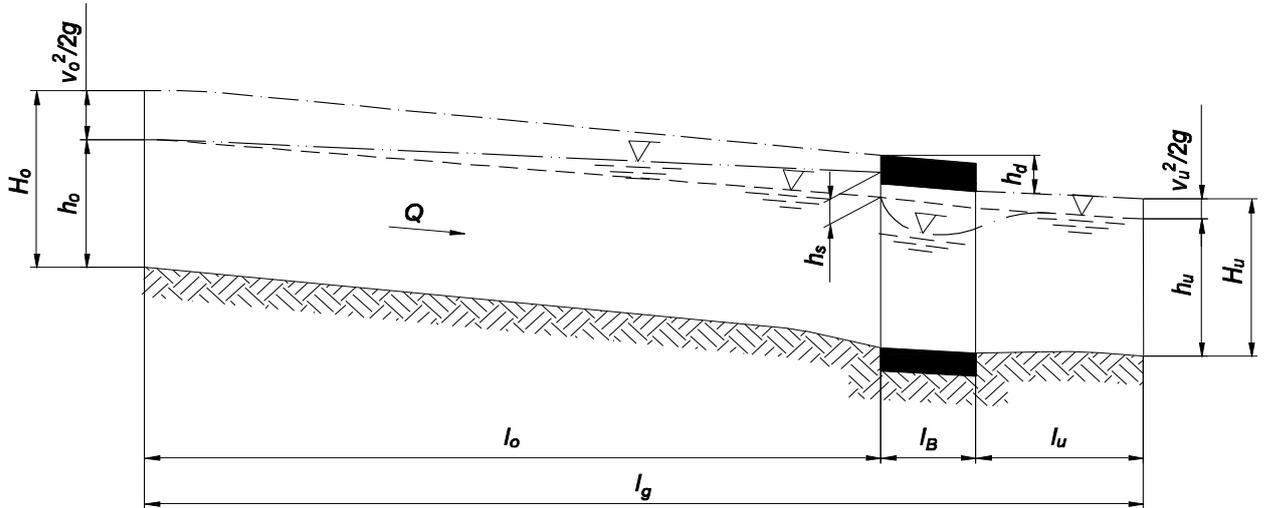
Mittlere Sohle = 92,25 mNN, WSP =

93,60 mNN

3. Nachweis Durchlässe

(Bemessung nach DIN 19661 Teil 1, 07/1998)

Bemessungsgrundlagen



- h_d [m] = Energieverlust im Durchlassbereich
- h_D [m] = Druckhöhe = bei stehendem Wasserspiegel
- h_v [m] = Verlusthöhe = Wasserspiegelunterschied unterhalb zu oberhalb am Bauwerk
- h_s [m] = Stauhöhe = zusätzlicher Aufstau vor dem Bauwerk
- l_B [m] = Länge des Bauwerks
- ζ_e [-] = Einlaufverlust
- ζ_r [-] = Reibungsverlust
- ζ_a [-] = Auslaufverlust
- $\zeta_{...}$ [-] = Sonstige Verluste
- D [m] = Durchmesser (DN)
- Q [m³/s] = Durchflussquerschnitt, benetzt
- c [m^{1/2}/s] = Geschwindigkeitsbeiwert; hier $c=1,0$
- v [m/s] = Q/A_D ; Geschwindigkeit im Bauwerk
- v_u [m/s] = Q/A_u ; Geschwindigkeit im Bauwerk
- A_D [m²] = Durchflussquerschnitt, benetzt
- A_u [m²] = Querschnitt unterhalb des Bauwerks, benetzt

$$h_v = h_e + h_r + h_a$$

$$h_v = (\zeta_e + \zeta_r + \zeta_a) * v^2 / 2g$$

$$h_D = (\zeta_e + \zeta_r + \zeta_a + 1) * v^2 / 2g$$

vereinfacht: $\zeta_e = 1,0$
 $\zeta_r = 0,02 * l/d \quad (\lambda = 0,02)$
 $\zeta_a = 1,0$
 $h_v = (0,5 + 0,02 * l/d + 1,0) * v^2 / 2g$
 $h_v = (1,5 + 0,02 * l/d) * v^2 / 2g$

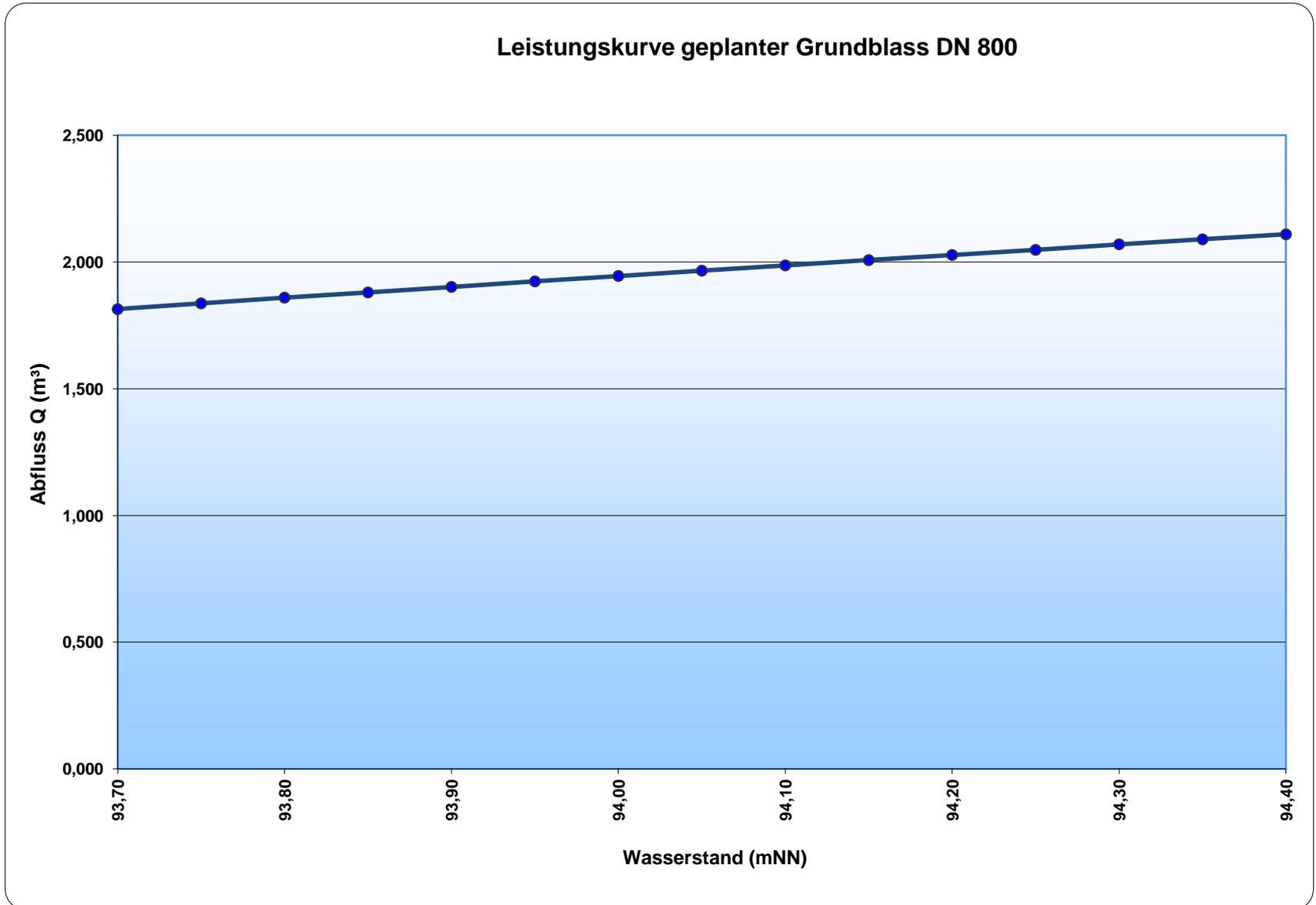
ansonsten: $\zeta_e =$ gewählt gem. Ausbildung des Einlaufs
 $\zeta_r = \lambda * l/d \quad$ (nach Prandtl-Colebrook)
 $\zeta_a = c * (1 - (A_d / A_o)^2) \quad (c = 1,0)$
 $= c * (1 - (v_u / v)^2) \quad (A_d / A_u = v_u / v \text{ bei gleichbleibenden } Q)$

3.1 Nachweis geplanter Grundablass DN 800

(Bemessung nach DIN 19661 Teil 1, 07/1998)

lfd. Nr	WSP oberh. DN	WSP unterh. DN	Durchfluss Q	Geschwind. unterh. DN v_u	Durchmesser DN	Länge L	Betriebl. Rauheit k_b	Geschw. in DN v_D	$\frac{v_D^2}{2 \cdot g}$	Reynold Re	Wiederst. Beiw. λ	Einlaufverlust ζ_e	Reibungsverlust ζ_r	Auslaufverlust ζ_a	Druckhöhe h_v	Wsp. Differenz h	Bemerkung
	mNN	mNN	m ³ /s	m/s	mm	m	mm	m/s	-	-	-	-	-	-	m	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Sohle Auslauf 91,2 mNN, So Becken 91,4 mNN, Annahme Wasserstand 0,5 m im Becken = Wsp. max ca. 91,9 (s. Berechnung Überlaufleitungen)																	
91,9 mNN max. Wsp. am Auslauf des Grundablasses.			erhöhte Reibung einschließlich Schachtbauwerk mit 1,5					Einlaufverlust 1,1 einschl. Verlust Schieber									
	94,40	91,9	2,109	2,0	800	49	1,50	4,20	0,90	3,4E+06	0,0231	1,10	1,413	0,274	2,50	2,50	
	94,30	91,9	2,070	2,0	800	49	1,50	4,12	0,86	3,3E+06	0,0231	1,10	1,413	0,264	2,40	2,40	
	94,25	91,9	2,048	2,0	800	49	1,50	4,07	0,85	3,3E+06	0,0231	1,10	1,413	0,259	2,35	2,35	
	94,20	91,9	2,028	2,0	800	49	1,50	4,03	0,83	3,2E+06	0,0231	1,10	1,413	0,254	2,30	2,30	
	94,15	91,9	2,007	2,0	800	49	1,50	3,99	0,81	3,2E+06	0,0231	1,10	1,413	0,249	2,25	2,25	
	94,10	91,9	1,987	2,0	800	49	1,50	3,95	0,80	3,2E+06	0,0231	1,10	1,413	0,244	2,20	2,20	
	94,00	91,9	1,945	2,0	800	49	1,50	3,87	0,76	3,1E+06	0,0231	1,10	1,413	0,233	2,10	2,10	
	93,95	91,9	1,923	2,0	800	49	1,50	3,83	0,75	3,1E+06	0,0231	1,10	1,413	0,228	2,05	2,05	
	93,90	91,9	1,902	2,0	800	49	1,50	3,78	0,73	3,0E+06	0,0231	1,10	1,413	0,222	2,00	2,00	
	93,85	91,9	1,880	2,0	800	49	1,50	3,74	0,71	3,0E+06	0,0231	1,10	1,413	0,216	1,95	1,95	
	93,80	91,9	1,859	2,0	800	49	1,50	3,70	0,7	3,0E+06	0,0231	1,10	1,413	0,211	1,90	1,90	
	93,70	91,9	1,814	2,0	800	49	1,50	3,61	0,7	2,9E+06	0,0231	1,10	1,413	0,199	1,80	1,80	
			0,65	1,3	Qv und vv bei Volfüllungsleistung, Rohrleitung bei kb = 1,5 mmm, l = 2,5 ‰												
Maximaler Abfluss im Hochwasser-Bemessungsfall 2,068 m ³ /s übe																	

Wasserstand mNN	Abfluss Q m³/s
93,70	1,814
93,75	1,837
93,80	1,859
93,85	1,880
93,90	1,902
93,95	1,923
94,00	1,945
94,05	1,966
94,10	1,987
94,15	2,007
94,20	2,028
94,25	2,048
94,30	2,070
94,35	2,089
94,40	2,109

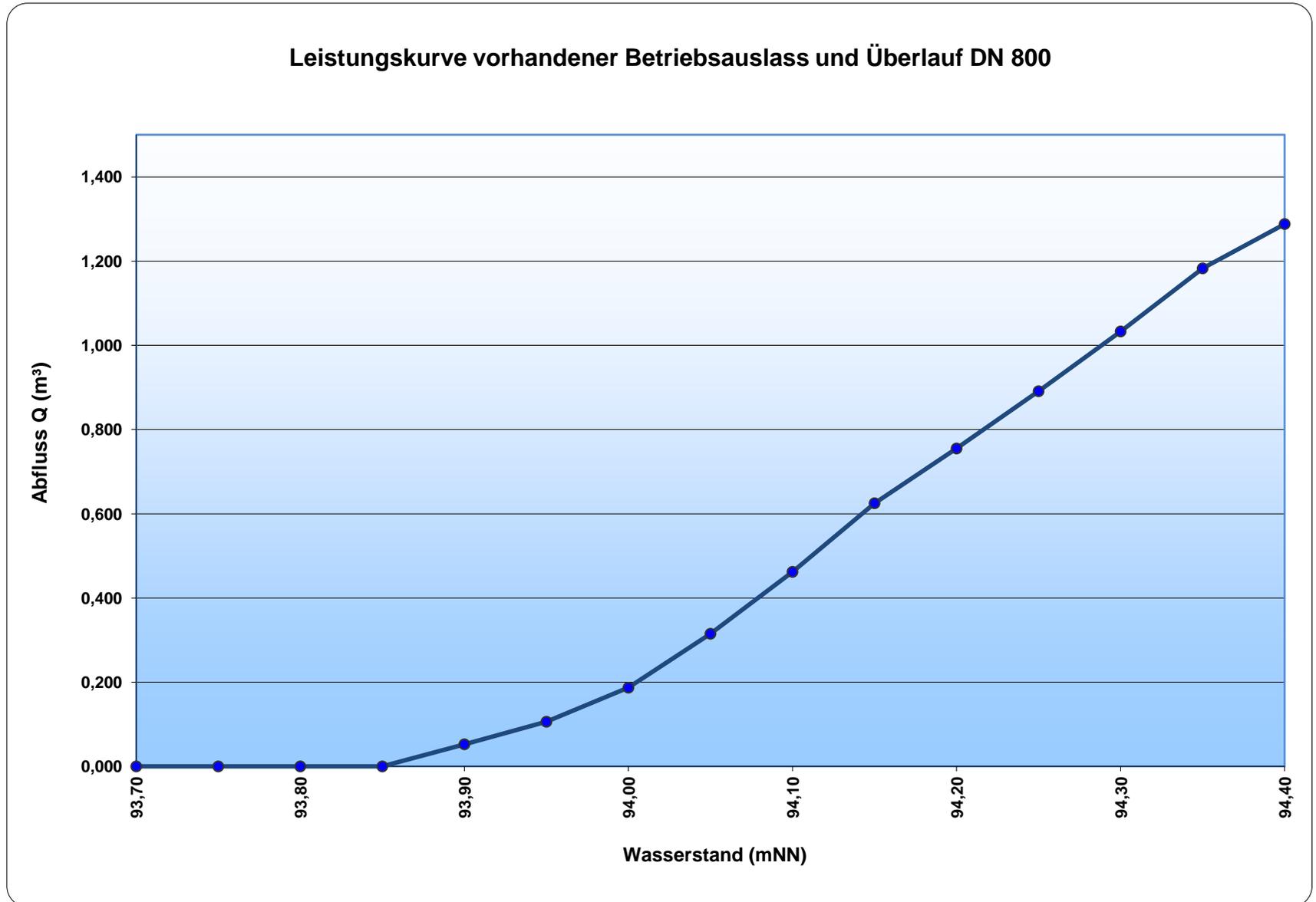


3.2 Nachweis vorhandener Betriebsauslass und Überlauf DN 800

(Bemessung nach DIN 19661 Teil 1, 07/1998)

lfd. Nr	WSP oberh. DN	WSP unterh. DN	Durchfluss Q	Geschwind. unterh. DN v_u	Durchmesser DN	Länge L	Betriebl. Rauheit k_b	Geschw. in DN v_D	$\frac{v_D^2}{2 \cdot g}$	Reynold Re	Wiederst. Beiw. λ	Einlaufverlust ζ_e	Reibungsverlust ζ_r	Auslaufverlust ζ_a	Druckhöhe h_v	Wsp. Differenz h	Bemerkung
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Wasserspiegeldifferenz in Abhängigkeit der Abflusshöhe im Gerinne unterhalb (s. Ziffer 4)																	
		s. Ziffer 4	s. Ziffer 4	s. Ziffer 4													
	93,89	93,86	0,043	0,90	800	6	1,00	0,09	0,00	6,8E+04	0,0240	0,50	0,180	90,643	0,03	0,03	
	93,91	93,87	0,062	1,02	800	6	1,00	0,12	0,00	9,9E+04	0,0231	0,50	0,173	52,845	0,04	0,04	
	93,95	93,89	0,106	1,26	800	6	1,00	0,21	0,00	1,7E+05	0,0222	0,50	0,166	24,750	0,06	0,06	
	94,00	93,92	0,187	1,56	800	6	1,00	0,37	0,01	3,0E+05	0,0216	0,50	0,162	10,197	0,08	0,08	
	94,05	93,96	0,315	1,88	800	6	1,00	0,63	0,02	5,0E+05	0,0213	0,50	0,159	4,000	0,09	0,09	
	94,10	94,00	0,462	2,14	800	6	1,00	0,92	0,04	7,4E+05	0,0211	0,50	0,158	1,764	0,10	0,10	
	94,15	94,04	0,625	2,34	800	6	1,00	1,24	0,08	9,9E+05	0,0210	0,50	0,157	0,778	0,11	0,11	
	94,20	94,07	0,755	2,50	800	6	1,00	1,50	0,11	1,2E+06	0,0210	0,50	0,157	0,441	0,13	0,13	
	94,25	94,10	0,891	2,66	800	6	1,00	1,77	0,16	1,4E+06	0,0209	0,50	0,157	0,251	0,15	0,15	
	94,30	94,13	1,033	2,77	800	6	1,00	2,06	0,22	1,6E+06	0,0209	0,50	0,157	0,121	0,17	0,17	
	94,35	94,16	1,183	2,66	800	6	1,00	2,35	0,28	1,9E+06	0,0209	0,50	0,157	0,017	0,19	0,19	
	94,40	94,18	1,288	2,66	800	6	1,00	2,56	0,33	2,1E+06	0,0209	0,50	0,156	0,001	0,22	0,22	
Maximaler Abfluss im Hochwasser-Bemessungsfall 1,033 m³/s über																	

Wasserstand mNN	Abfluss Q m³/s
93,70	0,000
93,75	0,000
93,80	0,000
93,85	0,000
93,90	0,053
93,95	0,106
94,00	0,187
94,05	0,315
94,10	0,462
94,15	0,625
94,20	0,755
94,25	0,891
94,30	1,033
94,35	1,183
94,40	1,288



3.3 Nachweis Überlaufleitungen am Überlaufbauwerk 2 x DN 1000

(Bemessung nach DIN 19661 Teil 1, 07/1998)

lfd. Nr	WSP oberh. DN	WSP unterh. DN	Durchfluss	Geschwind. unterh. DN	Durchmesser	Länge	Betriebl. Rauheit	Geschw. in DN	$\frac{v_D^2}{2 \cdot g}$	Reynold	Wiederst. Beiw.	Einlaufverlust	Reibungsverlust	Auslaufverlust	Druckhöhe	Wsp. Differenz	Bemerkung
			Q	v_u	DN	L	k_b	v_D		Re	λ	ζ_e	ζ_r	ζ_a	h_v	h	
	mNN	mNN	m ³ /s	m/s	mm	m	mm	m/s	-	-	-	-	-	-	m	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
<p>Sohle Becken ca. 91,4 mNN, Notüberlauf zum Grenzgraben 91,5 mNN, Überlaufhöhe max. 0,4 m, Wsp im Becken max. 91,9 mNN</p> <p>91,9 mNN maximale Wasserstand am Auslauf der Ablaufleitungen. ungünstigster Fall, 1,0</p>																	
	93,67	91,90	3,100	0,00	1000	37	1,00	3,95	0,79	3,9E+06	0,0197	0,50	0,729	1,000	1,77	1,77	Leitung 1
	93,67	91,90	3,100	0,00	1000	37	1,00	3,95	0,79	3,9E+06	0,0197	0,50	0,729	1,000	1,77	1,77	Leitung 2
		Summe	6,20	>	6,129	m³/s											
<p>Maximaler Abfluss im Hochwasser-Bemessungsfall 6,2 m³/s > Überfallwassermenge (s. Ziffer 2.1) mit 6,129 m³/s über die geplanten 2 Entlastungsleitungen.</p>																	
<p>Bemessung für n-1 bei nur einer Ablaufleitung Q = 3,1 m³/s</p>																	
<p>Am Auslauf:</p>																	
<p>Tosbecken L = 10 * DN 1000 = 15 m, gewählt L = 15 m,</p>																	
<p>Vertiefung 0,5 m</p>																	
<p>Befestigung mit Steinschüttung und Störsteinen.</p>																	
<p>Maximaler Wasserstand im Becken 91,9 mNN im Hochwasserfall (s. Ziffer 6).</p>																	

3.4 Nachweis Trennbauwerk und Zulauf Hönebach DN 800 in den Teutoburger-Wald-See

(Gem. [1] Planfeststellungsverfahren vom 25.09.1985, Prof. Dr. Jagau)

Die Grundlagen für den Zulauf am Trennbauwerk Hönebach haben sich nicht verändert.

Das Bauwerk soll lediglich saniert werden (Mauerwerk und Rechen)

Daher werden die Rahmenbedingungen aus dem Entwurf von Prof. Dr. Jagau weiterhin angenommen.

Der Hönebach kann in den Profilen oberhalb des Trennbauwerkes ein SoHQ von 0,67 m³/s überflutungsfrei ableiten. Bei einem tausendjährlicher Abfluss ist gem. [1] davon auszugehen, dass das Vorland um nicht mehr als 30 cm überströmt wird.

Beim Trennbauwerk führen 2 Rohrleitungen DN 600 zum umgelegten Hönebach, als Verbindungsgraben zum Grenzgraben in westliche Richtung, parallel der asphaltierten Straße, entlang der vorhandenen Verwallung.

Die Leistungsfähigkeit bei Vollfüllung der beiden Rohrleitungen DN 600 beträgt bei einem Sohlgefälle von 1,9 ‰ $Q = 0,62 \text{ m}^3/\text{s}$, was annähernd einem Sommerhochwasser entspricht.

Der Abfluss zum Teutoburger Waldsee erfolgt über eine rund 70 m lange Ablaufleitung mit einem anfänglichen rd. 10 m langen Durchmesser DN 600 und anschließenden rd. 60 m langen Auslaufdurchmesser DN 800.

Im Einlaufbereich wird durch Hochwasserführung des Hönebaches das Wasser bis zu einer Höhe von 97,72 mNN angestaut. Gemäß o.g. Entwurf und den aktuell aufgemessenen Höhen ergibt sich bei einer Zulaufhöhe von 97,72 mNN und einer Achshöhe am Auslauf von rund 95,78 mNN eine Druckhöhe von 1,94 m. Bei dieser wirksamen Hochwasserführung am Trennbauwerk mit einer Wasserspiegellage von 97,72 mNN erfolgt auf Grund der Druckhöhe von 1,94 m über die Ablaufleitung DN 600 / DN 800 eine Einleitung von 1,34 m³/s in den See.

Die weiteren Hochwasserabflüsse werden zum Grenzgraben abgeschlagen.

Für die weiteren Berechnungen der Hochwasserentlastung wird ein Zufluss von:

$Q = 1,4 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Teutoburger Waldsee zu Grunde gelegt.

4. Nachweis des Gerinnes unterhalb der vorhandenen Überlaufleitung DN 800

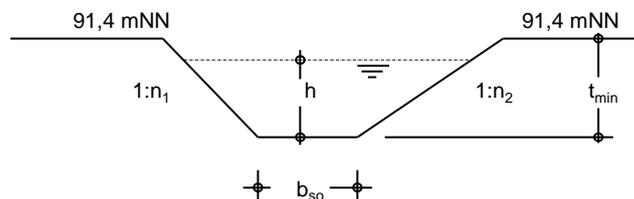
(Bemessung nach Manning-Strickler)

Rauhigkeitsbeiwert $k_s = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$									
Lfd. Nr.	Einzugs- gebiets- Nr.	Abfluss	Profilabmessungen				Fließ- geschw.	Einschnitts- tiefe	Bemerkung
			Sohlbreite	Bö.-neig.	Sohlgefälle	Abfl.-tiefe			
		Q	b_{so}	1 : n	I_{so}	h	v	t_E	
		l/s	m	-	‰	m	m/s	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Berechnung des Abflusswasserspiegel im vorhandenen Überlaufgerinne									Sohle 93,82 mNN
unterhalb des Überlaufs DN 800 im Freispiegelabfluss ohne Druckabfluss									Wsp am Auslauf DN 800
									in mNN
		14	1,2	0,0	10,00	0,02	0,58		93,84
		43	1,2	0,0	10,00	0,05	0,72		93,87
		83	1,2	0,0	10,00	0,07	0,99		93,89
		131	1,2	0,0	10,00	0,08	1,37		93,90
		187	1,2	0,0	10,00	0,10	1,56		93,92
		248	1,2	0,0	10,00	0,12	1,72		93,94
		315	1,2	0,0	10,00	0,14	1,88		93,96
		387	1,2	0,0	10,00	0,16	2,01		93,98
		462	1,2	0,0	10,00	0,18	2,14		94,00
		542	1,2	0,0	10,00	0,20	2,26		94,02
		625	1,2	0,0	10,00	0,22	2,37		94,04
		711	1,2	0,0	10,00	0,24	2,47		94,06
		755	1,2	0,0	10,00	0,25	2,52		94,07
		800	1,2	0,0	10,00	0,26	2,56		94,08
		845	1,2	0,0	10,00	0,27	2,61		94,09
		891	1,2	0,0	10,00	0,28	2,65		94,10
		938	1,2	0,0	10,00	0,29	2,69		94,11
		985	1,2	0,0	10,00	0,30	2,74		94,12
		1.033	1,2	0,0	10,00	0,31	2,78		94,13
Der Abflusswasserspiegel ist Grundlage für die Leitungsberechnung des vorhandenen Überlaufes DN 800.									
Maximaler Abfluss im Hochwasser-Bemessungsfall 1,033 m ³ /s über den vorhandenen Überlauf DN 800.									

5. Nachweis Abflussmulde im Trockenbecken

(nach Manning-Strickler)

Nachweis für maximalen Abfluss bis zum bordvollem Abfluss
danach Einstau in das Becken



Berechnungsgrundlagen

Sohlbreite	$b_s =$	5,00 m
Böschungsneigung	$1:n_1 =$	4
	$1:n_2 =$	4
Längsgefälle	$J_{so} =$	15,0 ‰
Rauhigkeitsbeiwert	$k_{st} =$	25 m ^{1/3} /s
Abflussmenge	$Q =$	2,3 m ³ /s

Berechnung

Abflussquerschnitt	$A =$	1,86 m ²
Benetzter Umfang	$U =$	7,47 m
Hydraulischer Radius	$R =$	0,25 m
Abflußtiefe	$h =$	0,30 m
Fließgeschwindigkeit	$v =$	1,24 m/s

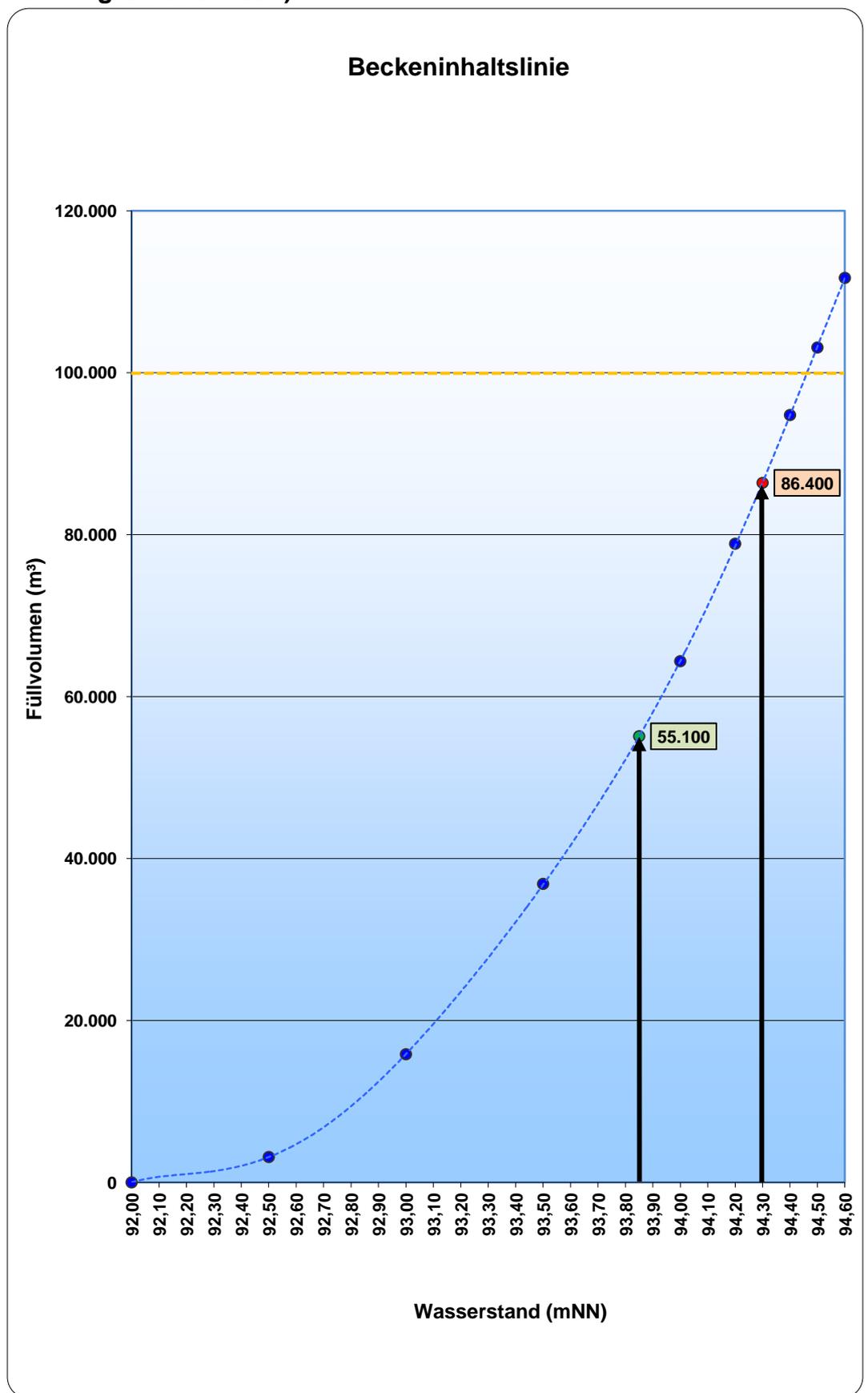
Im Muldenprofil können 2,3 m³/s überflutungsfrei abgeleitet werden, bevor ein Einstau in das Trockenbecken erfolgt.

6. Nachweis Hochwasserentlastung Trockenbecken

1	2	3	4	5	7	8	6	9
lfd Nr	Station	Abflußmenge Q	Überfallbreite B	Anströmgeschwindigkeit v_0	Überfallbeiwert μ	Abmind.faktor c	Überfallhöhe h_0	Bemerkung
-	-	m ³ /s	m	m/s	-	-	m	-
Vorgaben :								
Überfallkante OK							91,50	mNN
Auslegung Hochwasserentlastung (HWE) mindestens:							6,20	m ³ /s
Es wird ein Überfallbeiwert von $\mu = 0,56$ gewählt.								
Wasserstand in mNN im Becken ca.:								
		0,000	20,00	0,00	0,56	1,00	0,00	91,50
		1,046	20,00	0,00	0,56	1,00	0,10	91,60
		2,958	20,00	0,00	0,56	1,00	0,20	91,70
		5,434	20,00	0,00	0,56	1,00	0,30	91,80
		8,367	20,00	0,00	0,56	1,00	0,40	91,90
Wasserstand maximal 91,90 mNN im Trockenbecken im Hochwasserfall.								
<p>Leistungskurve Hochwasserentlastung Trockenbecken</p>								

7. Bestimmung der Beckeninhaltslinie (Grundlage Vermessung Oktober 2007)

Wasserstand mNN	Füllvolumen m³
92,00	0
92,05	
92,10	
92,15	
92,20	
92,25	
92,30	
92,35	
92,40	
92,45	
92,50	3.136
92,55	
92,60	
92,65	
92,70	
92,75	
92,80	
92,85	
92,90	
92,95	
93,00	15.828
93,05	
93,10	
93,15	
93,20	
93,25	
93,30	
93,35	
93,40	
93,45	
93,50	36.872
93,55	39.200
93,60	41.600
93,65	44.100
93,70	46.700
93,75	49.400
93,80	52.200
93,85	55.100
93,90	58.100
93,95	61.200
94,00	64.375
94,05	67.700
94,10	71.200
94,15	74.800
94,20	78.884
94,25	82.350
94,30	86.400
94,35	90.600
94,40	94.778
94,45	98.949
94,50	103.120
94,55	
94,60	111.721



36.872 Berechnete Werte

55.100 interpolierte Werte

8. Volumenberechnung gem. DGM-Modell

CARD/1-dgmMass Wassermassen

Projekt 206451_1 Igelbrink; Teutoburger Waldsee; Volumenberechnung

----- 94,60 -----
DGM: DGM02
Höhendifferenz dZ: 0,000 m
Füllhöhe Z: 94,600 m
Wasseroberfläche : 86748,927 m2
Volumen : 111720,880 m3

----- 94,50 -----
DGM: DGM02
Höhendifferenz dZ: 0,000 m
Füllhöhe Z: 94,500 m
Wasseroberfläche : 84926,515 m2
Volumen : 103119,698 m3

----- 94,40 -----
DGM: DGM02
Höhendifferenz dZ: 0,000 m
Füllhöhe Z: 94,400 m
Wasseroberfläche : 82069,956 m2
Volumen : 94778,068 m3

----- 94,20 -----
DGM: DGM02
Höhendifferenz dZ: 0,000 m
Füllhöhe Z: 94,200 m
Wasseroberfläche : 76575,641 m2
Volumen : 78884,292 m3

----- 94,00 -----
DGM: DGM02
Höhendifferenz dZ: 0,000 m
Füllhöhe Z: 94,000 m
Wasseroberfläche : 67859,221 m2
Volumen : 64374,999 m3

----- 93,50 -----
DGM: DGM02
Höhendifferenz dZ: 0,000 m
Füllhöhe Z: 93,500 m
Wasseroberfläche : 48312,351 m2
Volumen : 36871,795 m3

----- 93,00 -----
DGM: DGM02
Höhendifferenz dZ: 0,000 m
Füllhöhe Z: 93,000 m
Wasseroberfläche : 35009,399 m2
Volumen : 15828,276 m3

----- 92,50 -----
DGM: DGM02
Höhendifferenz dZ: 0,000 m
Füllhöhe Z: 92,500 m
Wasseroberfläche : 16187,583 m2
Volumen : 3135,498 m3

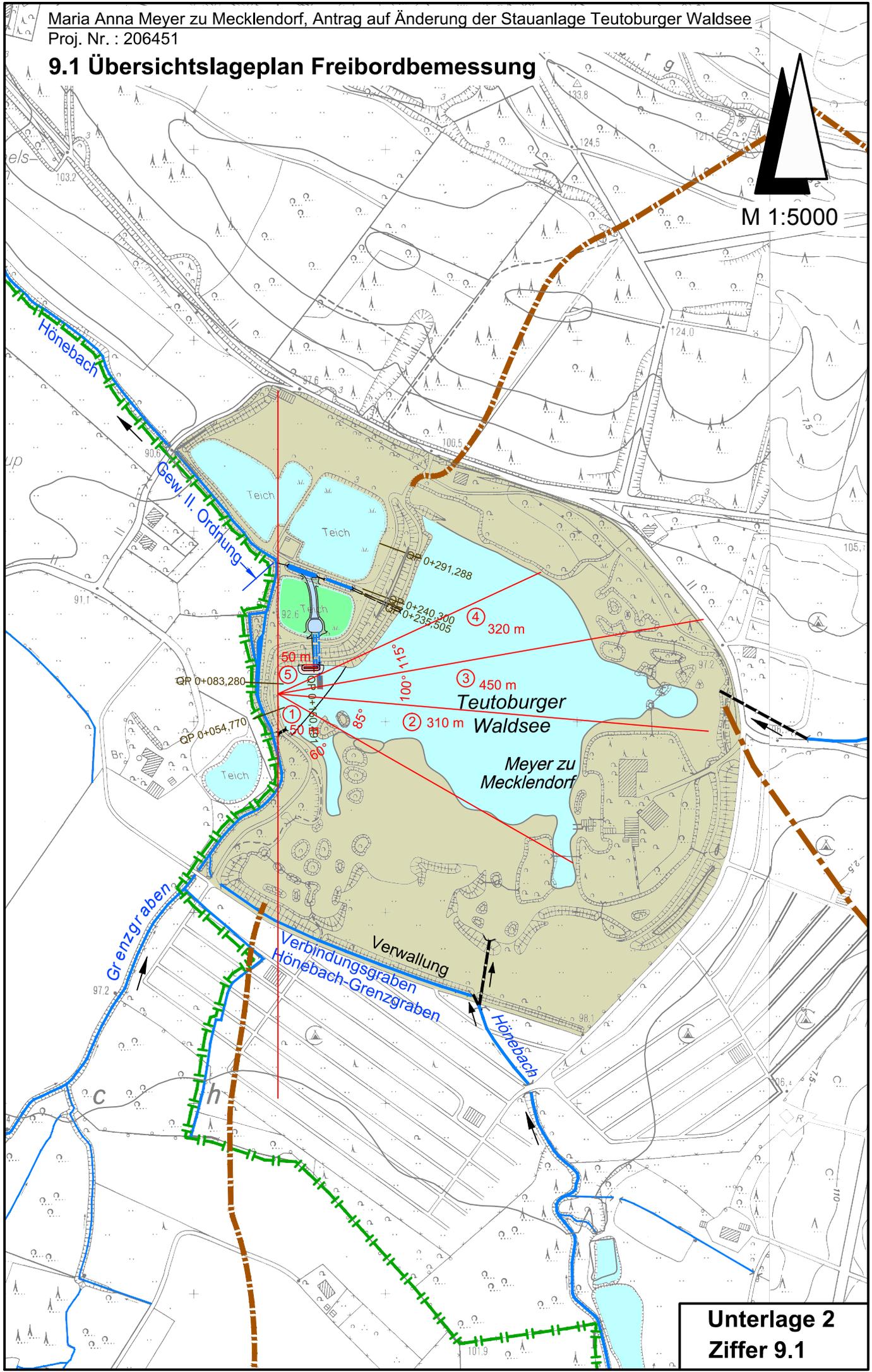
9. Freibordbemessung an Stauanlagen (nach DVWK-Merkblatt 246/1997)

Bemessungswindgeschwindigkeit $w_{10} = 25$ m/s

Für den Fangedamm werden dieselben Grundparameter angesetzt für eine maximale Wassertiefe von 1,25 m.

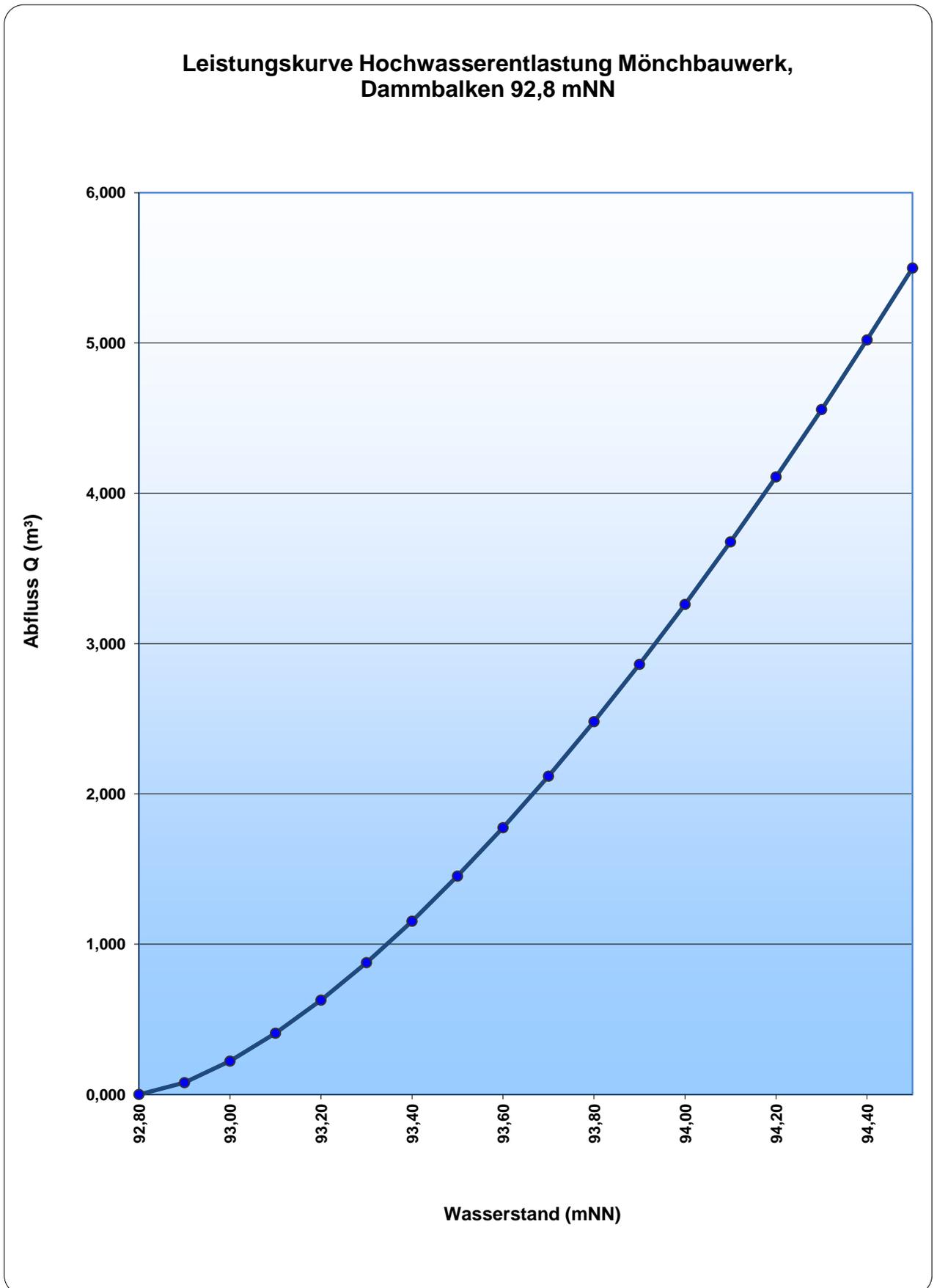
Sektor	Θ	a_i^*	a_i	S_i	$h_{We,i}$	$a_i \cdot h_{We,i}^2$	$h_{We,i}$	$a_i \cdot h_{We,i}^2$	$h_{We,i}$	$a_i \cdot h_{We,i}^2$
	[Grad]				für d =	2,5	für d =	1,25	für d =	1,25
						[m]		[m]		[m]
	0	0,0000								
1			0,1955	50	0,11	0,002366	0,11	0,002366		
	60	0,1955								
2			0,2491	310	0,25	0,015569	0,2	0,009964		
	85	0,4446								
3			0,1654	450	0,29	0,013910	0,22	0,008005		
	100	0,6100								
4			0,1508	320	0,25	0,009425	0,2	0,006032		
	115	0,7608								
5			0,2392	50	0,11	0,002894	0,11	0,002894		
	180	1,0000								
6										
	Summe					0,044164		0,029261		
	Mittlere Wellenhöhe			h_{We}		0,21		0,17		
	Mittlere Wellenperiode			T_{we}		1,40		1,23		
					<i>geschätzt</i>	berechnet	<i>geschätzt</i>	berechnet		
	Mittlere Wellenlänge			l_{we}	3,04	3,04	2,35	2,35		
Erdstaudamm										
	Überschreitungswahrscheinl.		$x(\%)$			1%		1%		
	Umrechnungsfaktor		k_x			2,4		2,4		
	Böschungsneigung		a		1 : 1,5	0,33	1 : 1,5	0,33		
	Böschungsoberfläche		$k_D \cdot k_R$		Rasen	0,85	Rasen	0,85		
	Wellenaufbauhöhe		h_{Au}			0,54		0,43		
	Windstau pauschal		h_{wi}			0,05		0,05		
	Sicherheitszuschlag		h_{Si}			0,15		0,15		
Freibordhöhe erforderlich [m]						0,74		0,63		0,63
					mNN	95,04		94,93		Fangedamm
	Max. Stau-Wsp. =		94,30	mNN						92,80
	Min. GOK =		95,40	mNN						93,50
Freibord min. vorhanden [m]						1,10		1,10		0,70
Verbleibender zusätzl. Sicherheit min. [m]						0,36		0,47		0,07

9.1 Übersichtslageplan Freibordbemessung



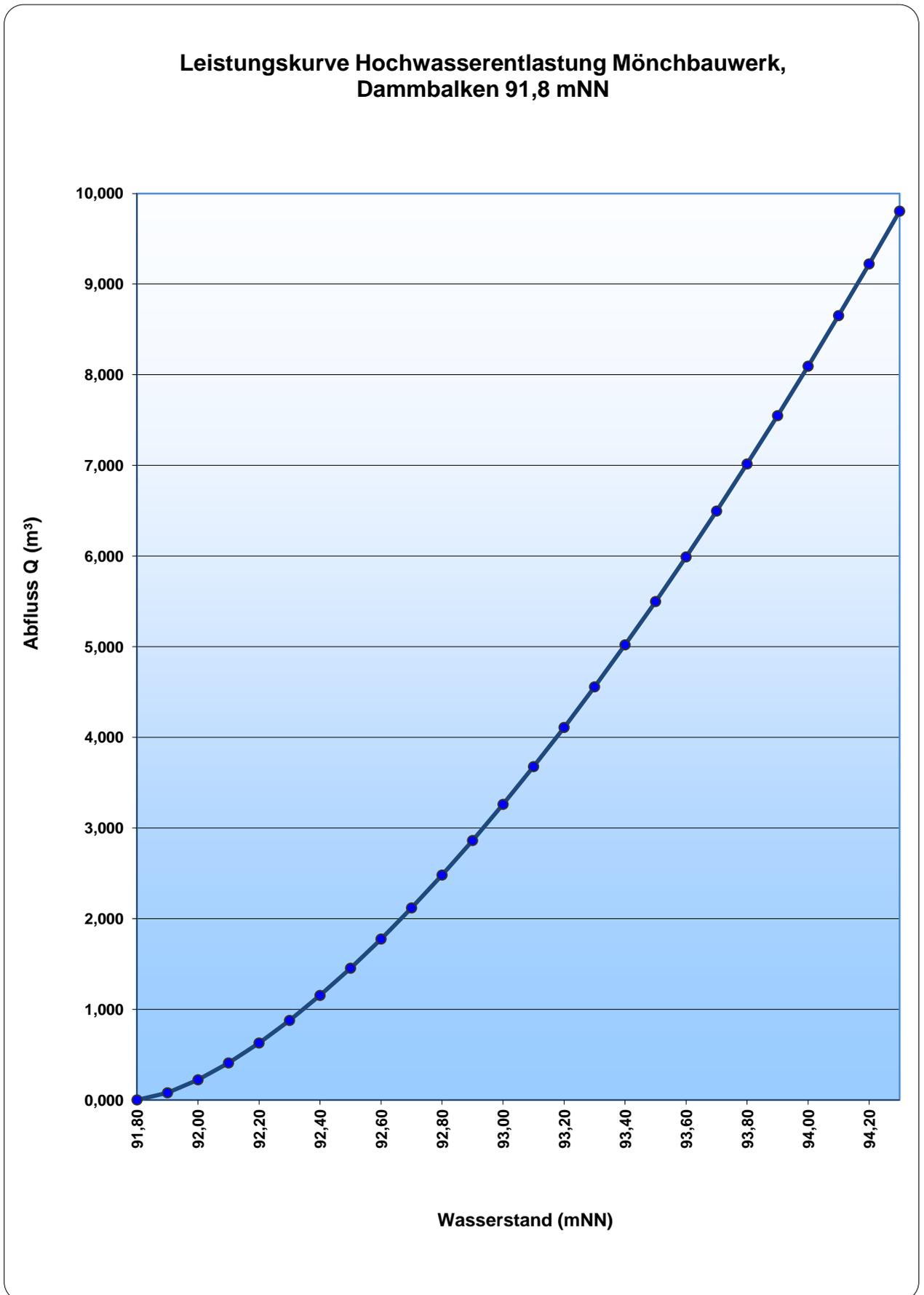
M 1:5000

Unterlage 2
Ziffer 9.1



10.2 Dammbalken Oberkante 91,80 mNN

1	2	3	4	5	7	8	6	9	
lfd Nr	Station	Abfluß- menge Q	Überfall- breite B	Anströmge- schwindigkeit v ₀	Überfall- beiwert μ	Abmind.- faktor c	Überfall- höhe h _ü	Bemerkung	
-	-	m ³ /s	m	m/s	-	-	m	-	
		Vorgaben :							
		Überfallkante Dammbalken OK						91,80 mNN	
		Es wird ein Überfallbeiwert von $\mu = 0,56$ gewählt.						Wasserstand in mNN im See ca.:	
		0,000	1,50	0,00	0,56	1,00	0,00	91,80	
		0,078	1,50	0,00	0,56	1,00	0,10	91,90	
		0,222	1,50	0,00	0,56	1,00	0,20	92,00	
		0,408	1,50	0,00	0,56	1,00	0,30	92,10	
		0,628	1,50	0,00	0,56	1,00	0,40	92,20	
		0,877	1,50	0,00	0,56	1,00	0,50	92,30	
		1,153	1,50	0,00	0,56	1,00	0,60	92,40	
		1,453	1,50	0,00	0,56	1,00	0,70	92,50	
		1,775	1,50	0,00	0,56	1,00	0,80	92,60	
		2,118	1,50	0,00	0,56	1,00	0,90	92,70	
		2,480	1,50	0,00	0,56	1,00	1,00	92,80	
		2,862	1,50	0,00	0,56	1,00	1,10	92,90	
		3,261	1,50	0,00	0,56	1,00	1,20	93,00	
		3,677	1,50	0,00	0,56	1,00	1,30	93,10	
		4,109	1,50	0,00	0,56	1,00	1,40	93,20	
		4,557	1,50	0,00	0,56	1,00	1,50	93,30	
		5,020	1,50	0,00	0,56	1,00	1,60	93,40	
		5,498	1,50	0,00	0,56	1,00	1,70	93,50	
		5,990	1,50	0,00	0,56	1,00	1,80	93,60	
		6,496	1,50	0,00	0,56	1,00	1,90	93,70	
		7,016	1,50	0,00	0,56	1,00	2,00	93,80	
		7,549	1,50	0,00	0,56	1,00	2,10	93,90	
		8,094	1,50	0,00	0,56	1,00	2,20	94,00	
		8,652	1,50	0,00	0,56	1,00	2,30	94,10	
		9,223	1,50	0,00	0,56	1,00	2,40	94,20	
		9,805	1,50	0,00	0,56	1,00	2,50	94,30	



11 Nachweis vorhandener Grundablass Ei 60/90, Brückenbauwerk, DN 600

11.1 Dammbalken im Mönchbauwerk, Ok 92,80 mNN

(Bemessung nach DIN 19661 Teil 1, 07/1998)

lfd. Nr	WSP oberh. DN	WSP unterh. DN	Durchfluss Q	Geschwind. unterh. DN v_u	Durchmesser DN	Länge L	Betriebl. Rauheit k_b	Geschw. in DN v_D	$\frac{v_D^2}{2 \cdot g}$	Reynold Re	Widerst. Beiw. λ	Einlaufverlust ζ_e	Reibungsverlust ζ_r	Auslaufverlust ζ_a	Druckhöhe h_v	Wsp. Differenz h	Bemerkung
	mNN	mNN	m ³ /s	m/s	mm	m	mm	m/s	-	-	-	-	-	-	m	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Sohle Auslauf 90,96 mNN, Dammbalken während Bauphase OK 92,80										Eiprofil 2/3 mit 600/900 mm, r = 0,3 m, A = 0,413 m ² , äquivalentes Rohr 0,726 m							
										erhöhte Reibung einschließlich Schachtbauwerk mit 1,5							
										Einlaufverlust 1,1 einschl. Verlust Schieber bzw. Querschnittswechsel am Brückenbauwerk							
	93,20	93,05	0,322	0,8	600	38	1,00	1,14	0,07	6,8E+05	0,0226	0,25	1,433	0,100	0,12		
			0,322	1,0	726	15	1,00	0,78	0,03	5,7E+05	0,0217	0,50	0,448	0,081	0,03		
	Gesamtverlust		0,322												0,15	0,15	
	93,40	93,12	0,445	1,1	600	38	1,00	1,57	0,13	9,4E+05	0,0225	0,25	1,427	0,100	0,22		
			0,445	1,1	726	15	1,00	1,08	0,06	7,8E+05	0,0216	0,50	0,445	0,001	0,06		
	Gesamtverlust		0,445												0,28	0,28	
	93,60	93,17	0,550	1,3	600	38	1,00	1,95	0,19	1,2E+06	0,0225	0,25	1,425	0,100	0,34		
			0,550	1,1	726	15	1,00	1,33	0,09	9,6E+05	0,0215	0,50	0,444	0,030	0,09		
	Gesamtverlust		0,550												0,43	0,43	
	93,80	93,21	0,642	1,6	600	38	1,00	2,27	0,26	1,4E+06	0,0225	0,25	1,423	0,100	0,47		
			0,642	1,2	726	15	1,00	1,55	0,12	1,1E+06	0,0215	0,50	0,443	0,067	0,12		
	Gesamtverlust		0,642												0,59	0,59	
	94,00	93,24	0,727	1,8	600	38	1,00	2,57	0,34	1,5E+06	0,0224	0,25	1,422	0,100	0,60		
			0,727	1,2	726	15	1,00	1,76	0,16	1,3E+06	0,0214	0,50	0,443	0,100	0,16		
	Gesamtverlust		0,727												0,76	0,76	
	94,20	93,27	0,802	1,9	600	38	1,00	2,84	0,41	1,7E+06	0,0224	0,25	1,421	0,100	0,73		
			0,802	1,3	726	15	1,00	1,94	0,19	1,4E+06	0,0214	0,50	0,443	0,126	0,20		
	Gesamtverlust		0,802												0,93	0,93	
	94,30	93,28	0,839	2,0	600	38	1,00	2,97	0,45	1,8E+06	0,0224	0,25	1,421	0,100	0,80		
			0,839	1,3	726	15	1,00	2,03	0,21	1,5E+06	0,0214	0,50	0,442	0,129	0,22		
	Gesamtverlust		0,839												1,02	1,02	
Maximaler Abfluss im Hochwasser-Bemessungsfall 2,068 m ³ /s über																	

11 Nachweis vorhandener Grundablass Ei 60/90, Brückenbauwerk, DN 600

11.2 ohne Dammbalken im Mönchbauwerk, Sohle Auslauf 90,96 mNN

(Bemessung nach DIN 19661 Teil 1, 07/1998)

lfd. Nr	WSP oberh. DN	WSP unterh. DN	Durchfluss Q	Geschwind. unterh. DN v_u	Durchmesser DN	Länge L	Betriebl. Rauheit k_b	Geschw. in DN v_D	$\frac{v_D^2}{2 \cdot g}$	Reynold Re	Wiederst. Beiw. λ	Einlaufverlust ζ_e	Reibungsverlust ζ_r	Auslaufverlust ζ_a	Druckhöhe h_v	Wsp. Differenz h	Bemerkung
	mNN	mNN	m ³ /s	m/s	mm	m	mm	m/s	-	-	-	-	-	-	m	m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Sohle Auslauf 90,96 mNN, Dammbalken während Bauphase OK 92,80										Eiprofil 2/3 mit 600/900 mm, r = 0,3 m, A = 0,413 m ² , äquivalentes Rohr 0,726 m							
							erhöhte Reibung vorh. Kanal										
	93,20	91,41	1,085	2,6	600	38	1,00	3,84	0,75	2,3E+06	0,0224	0,25	1,419	0,100	1,33		
			1,085	1,0	726	15	1,00	2,62	0,35	1,9E+06	0,0214	0,50	0,442	0,382	0,46		
	Gesamtverlust		1,085												1,79	1,79	
	93,40	91,42	1,141	2,8	600	38	1,00	4,03	0,83	2,4E+06	0,0224	0,25	1,419	0,100	1,47		
			1,141	1,1	726	15	1,00	2,76	0,39	2,0E+06	0,0214	0,50	0,442	0,383	0,51		
	Gesamtverlust		1,141												1,98	1,98	
	93,60	91,43	1,194	2,9	600	38	1,00	4,22	0,91	2,5E+06	0,0224	0,25	1,418	0,100	1,61		
			1,194	1,1	726	15	1,00	2,89	0,42	2,1E+06	0,0214	0,50	0,441	0,383	0,56		
	Gesamtverlust		1,194												2,17	2,17	
	93,80	91,44	1,246	3,0	600	38	1,00	4,41	0,99	2,6E+06	0,0224	0,25	1,418	0,100	1,75		
			1,246	1,2	726	15	1,00	3,01	0,46	2,2E+06	0,0214	0,50	0,441	0,382	0,61		
	Gesamtverlust		1,246												2,36	2,36	
	94,00	91,45	1,295	3,1	600	38	1,00	4,58	1,07	2,7E+06	0,0224	0,25	1,418	0,100	1,89		
			1,295	1,2	726	15	1,00	3,13	0,50	2,3E+06	0,0214	0,50	0,441	0,380	0,66		
	Gesamtverlust		1,295												2,55	2,55	
	94,20	91,46	1,343	3,2	600	38	1,00	4,75	1,15	2,8E+06	0,0224	0,25	1,418	0,100	2,03		
			1,343	1,3	726	15	1,00	3,24	0,54	2,4E+06	0,0214	0,50	0,441	0,378	0,71		
	Gesamtverlust		1,343												2,74	2,74	
	94,30	91,47	1,366	3,3	600	38	1,00	4,83	1,19	2,9E+06	0,0224	0,25	1,418	0,100	2,10		
			1,366	1,3	726	15	1,00	3,30	0,56	2,4E+06	0,0213	0,50	0,441	0,367	0,73		
	Gesamtverlust		1,366												2,83	2,83	
	Maximaler Abfluss im Hochwasser-Bemessungsfall 2,068 m ³ /s über																

