

Ingenieurgesellschaft Kärcher GmbH & Co. KG · Heidengass 16 · 76356 Weingarten

WALD + CORBE Consulting GmbH

Am Hecklehamm 18

76549 Hügelsheim

Anerkanntes Institut  
nach DIN 1054  
Beratende Ingenieure

Dr. techn. K. Kärcher  
Dipl.-Ing. K.-M. Gottheil  
Dipl.-Geol. D. Kläiber  
Dipl.-Ing. J. Santo

Baugrunduntersuchungen  
Erd- und Grundbau  
Boden- und Felsmechanik  
Damm- und Deichbau  
Ingenieur- u. Hydrogeologie  
Deponietechnik  
Grundwasserhydraulik  
Bodenmechanisches Labor

Ihr Zeichen

Unser Zeichen  
E8739A02G

Bearbeiter  
Gh ☎ 07244/7013-13  
k.gottheil@kaercher-geotechnik.de

Datum  
29. März 2018

## GEOTECHNISCHES GUTACHTEN

### Neubau des Hochwasserrückhaltebeckens Maurener Tal in Ehningen

**Projekt-Nr.:** E 8739

**Projekt:** Neubau des Hochwasserrückhaltebeckens Maurener Tal in Ehningen

**Auftraggeber:** WALD + CORBE GmbH & Co. KG

**Auftrag:** ???

## INHALT

	Seite	
<b>1</b>	<b>Veranlassung</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Baugrund</b>	<b>4</b>
2.1	Geologischer Überblick	4
2.2	Durchgeführte Erkundung	4
2.3	Baugrundbeschreibung	5
2.4	Bodenmechanische Kennwerte und Homogenbereiche	6
2.5	Grundwasser	9
2.6	Erdbeben	9
<b>3</b>	<b>Dammkonzept</b>	<b>10</b>
3.1	Allgemeines	10
3.2	Dammaufbau	10
3.3	Dammaufstandsfläche	12
<b>4</b>	<b>Dammbaustoffe</b>	<b>12</b>
4.1	Anforderungen an Dammschüttmaterial für einen homogenen Damm	12
4.2	Anforderungen an den Dränagenbaustoff	13
<b>5</b>	<b>Standsicherheit</b>	<b>14</b>
5.1	Nachweiskonzept	14
5.2	Durchzuführende Nachweise	16
5.3	Böschungs- bzw. Geländebruchuntersuchungen am Rückhaltedamm	17
5.4	Spreizspannungsnachweis	17
5.5	Hydraulischer Grundbruch	17
<b>6</b>	<b>Gebrauchstauglichkeit</b>	<b>19</b>
6.1	Allgemein	19
6.2	Suffosion und Suberosion	19
6.3	Setzungen	20
<b>7</b>	<b>Auslassbauwerk</b>	<b>20</b>
7.1	Allgemeines	20
7.2	Baugrube	21
7.3	Gründung	22
7.4	Unterströmung und Umströmung	22
<b>8</b>	<b>Deckwerk</b>	<b>23</b>

## **ANLAGEN**

- 1. Lageplan mit Bohransatzpunkten**
- 2. Bohrungen, Rammsondierungen und Kleinbohrungen**
  - 2.1 Bohrungen und Rammsondierungen
  - 2.2 Kleinbohrungen (RKS)
  - 2.3 Fotodokumentation der Bohrkerne
- 3. Bodenmechanische Laboruntersuchungen**
  - 3.1 Konsistenzgrenzenbestimmungen
  - 3.2 Glühverlustbestimmungen
  - 3.3 Kompressionsversuch
- 4. Geotechnische Standsicherheitsnachweise**
- 5. Setzungsberechnung**
- 6. Nachweis der konzentrierten Bauwerksumströmung nach Chugaev**
- 7. Nachweise Mastix-Schotter-Deckwerk**

## **1** **Veranlassung**

Östlich der Ortslage Ehningen ist im Maurener Tal der Bau eines Hochwasserrückhaltebeckens geplant. Die Würm wird hier im Hauptschluss durch einen maximal etwa 5,3 m hohen Damm gestaut.

Nach den uns vorliegenden Planunterlagen der Entwurfsplanung (WALD + CORBE GmbH & Co. KG) ist von folgenden Randbedingungen auszugehen:

Der Gewässerdurchlass erfolgt durch ein zweizüliges offenes Stahlbetonbauwerk. Zur Hochwasserentlastung ist über eine Länge von ca. 50 m eine Dammscharte vorgesehen, die in Mastix-Schotter-Bauweise ausgeführt werden soll.

Die wasserseitige Böschung soll eine Neigung von 1 : 3 erhalten. Im Bereich der Entlastungsscharte ist eine Neigung der luftseitigen Böschung von 1 : 6 geplant, die nicht überströmbare luftseitige Böschung soll eine Neigung von 1 : 3 erhalten. Die Dammkronenbreite beträgt nach den vorliegenden Planunterlagen 4 m.

## **2** **Baugrund**

### **2.1** **Geologischer Überblick**

Gemäß der geologischen Karte liegt der Standort im Bereich der Bunten Mergel des Keupers.

### **2.2** **Durchgeführte Erkundung**

Der Untergrund wurde mittels folgender Aufschlüsse erkundet:

- 2 maschinelle Kernbohrungen, Erkundungstiefe 10 m
- 2 schwere Rammsondierungen (3,9 bzw. 4,7 m, Abbruch wegen Schlagzahlen > 100)
- 8 Kleinbohrungen (BS), Bohrtiefe zwischen 2,0 und 5,5 m

Die Lage der Aufschlüsse geht aus der Anlage 1 hervor, in den Anlagen 2.1 und 2.4 sind die Bohrungen und Sondierungen in Profilform dargestellt. Eine Fotodokumentation der Bohrkerne aus den maschinellen Kernbohrungen liegt als Anlage 2.5 und 2.6 bei.

An entnommenen Bodenproben führten wir folgende bodenmechanische Laborversuche durch:

- 4 Konsistenzgrenzenbestimmungen nach Atterberg (DIN 18122)
- 3 Glühverlustbestimmungen
- 1 Kompressionsversuch

Die Versuchsergebnisse liegen in Anlage 3 bei

### **2.3 Baugrundbeschreibung**

Der aufgeschlossene Untergrundaufbau lässt sich in folgende Modellschichten gliedern:

- Oberboden
- Bindige Deckschichten
- Sande mit hohem Feinkorngehalt
- Organische Tone und Faulschlamm (nur im Nahbereich des Gewässers)
- Tone sowie Ton- und Schluffsteine der Bunten Mergel

#### **Oberboden**

Die Oberbodenaufgabe ist zwischen 15 cm (BS 3) und 40 cm (BS 8) stark. Im Mittel kann von einer Mächtigkeit von 20 bis 25 cm ausgegangen werden. Der dunkelbraune, wechselnd humose Schluff kann anhand seiner dunkelbraunen Färbung deutlich von den darunter anstehenden Böden abgegrenzt werden.

#### **Bindige Deckschichten**

Bei den unter dem Oberboden folgenden bindigen Schichten handelt es sich größtenteils um feinsandige Schluffe und Tone, deren Konsistenzen im Bereich weich bis steif variieren. Sie sind den Bodengruppen TL und TM zuzuordnen.

#### **Sande mit hohem Feinkorngehalt**

Bei diesem Material handelt es sich um sog. Terrassensande, die durch ihren hohen Feinkornanteil eine vergleichsweise geringe Durchlässigkeit aufweisen. Sie sind der Bodengruppe SU\* zuzuordnen.

#### **Organische Tone und Faulschlamm**

Ausschließlich im Nahbereich des Gewässers wurden bis in eine Tiefe von knapp 2 m unter Gelände organischer Ton sowie Faulschlamm angetroffen. Der an diesen Böden ermittelte Glühverlust kann mit max. 10% allerdings als gering bezeichnet werden.

Nach den Ergebnissen der Konsistenzgrenzenbestimmungen handelt es sich im Wesentlichen um Böden der Bodengruppe OT.

### **Tone sowie Ton- und Schluffsteine der Bunten Mergel**

Unterhalb der oben beschriebenen Böden steht die Verwitterungszone der Bunten Mergel an. Diese im Mittel halbfesten Tone konnten mit den Kleinbohrungen nicht mehr aufgeschlossen werden. Auch die neben den maschinellen Kernbohrungen ausgeführten schweren Rammsondierungen (DPH) zeigten hier derart hohe Schlagzahlen, dass eine Weiterführung der DPH nicht mehr möglich war.

Die Tone sowie die Ton- und Schluffsteine der Bunten Mergel stellen damit einen gut tragfähigen Horizont dar.

#### **2.4 Bodenmechanische Kennwerte und Homogenbereiche**

Die voranstehend genannten Böden sind hinsichtlich ihrer bautechnischen Eigenschaften (Erd- und Verbauarbeiten nach DIN 18300/18303, Bohrarbeiten nach DIN 18301 und Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten nach DIN 18304) in Homogenbereiche einzuteilen. Anhand der Erkundungsergebnisse kann der angetroffene Untergrundaufbau in folgende Homogenbereiche eingeteilt werden:

- Homogenbereich A: Oberboden
- Homogenbereich B: Bindige Deckschichten
- Homogenbereich C: Sande mit hohem Feinkorngehalt, Terrassensande
- Homogenbereich D: Organische Tone und Faulschlamm
- Homogenbereich E: Tone sowie Ton- und Schluffsteine der Bunten Mergel

Die Zuordnung der bodenmechanischen Kennwerte kann entsprechend der Homogenbereicheinteilung erfolgen.

Gemäß DIN 18320 (Landschaftsbauarbeiten) ist der **Oberboden** unabhängig von seinem Zustand vor dem Lösen ein eigener Homogenbereich.

Homogenbereich	A Oberboden
Bodenart	Schluff, tonig, humos
Bodengruppe DIN 18196	OU, UL
Bodengruppe DIN 18915	4, 5, 6
Bodenklasse DIN 18300 (alt)	1
Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	18 / 8
Anteil Steine (63 – 200 mm) [%]	< 15
Anteil Blöcke (> 200 mm) [%]	0
Organischer/humoser Anteil [%]	ca. 10 - 15

Für die Homogenbereiche B bis E gelten folgende Eigenschaften:

Homogenbereich	B	C	D	E
Bezeichnung	Bindige Deckschichten	Terrassensande	Org. Tone, Faulschlamm	Tone, Tonsteine und Schluffsteine der Bunten Mergel
Bodenart (Körnungslinie)	Schluff bzw. Ton, feinsandig	Sand, schluffig bis stark schluffig	Ton, schluffig, organisch	Ton, schluffig, schwach sandig bis sandig
Konsistenz	weich bis steif	-	brg-wch bis stf	i.M. halbfest
Lagerungsdichte	-	mitteldicht	-	-
Bodengruppe DIN 18196	TL, TM, UL, UM	SU*	OT	TM
Frostempfindlichkeit (ZTVE)	F 3	F 3	F 3	F 3
Wichte $\gamma / \gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19/9 – 20/10	19/9	17/7 – 19/9	20/10 – 22/12
Anteil Steine (63 - 200 mm) [%]	< 10	< 10	< 10	< 5
Anteil Blöcke (200 - 630 mm) [%]	< 5	< 5	< 5	< 5
Anteil große Blöcke (> 630 mm)[%]	< 5	< 5	< 5	< 5
Plastizität $I_p$ [%]	5 - 20	-	20 - 50	15 - 30
Konsistenzzahl $I_c$ [%]	0,5 – 1,0	-	0,3 - 1	0,75 – 1,5
Organischer/humoser Anteil [%]	< 5	< 3	5 - 15	< 3
Reibungswinkel $\varphi_k$ [°]	25 - 27,5	30	20	25
Kohäsion $c_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	2 - 5	1	0 - 3	20
undrÄnierte Koh. $c_{u,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	30 - 100	50 – 100	10 - 100	50 - 250
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	5 - 8	20 - 30	2 - 4	20 - 50
Durchlässigkeit $k_f$ [m/s]	$< 1 \cdot 10^{-7}$	$< 1 \cdot 10^{-6}$	$< 1 \cdot 10^{-6}$	$< 1 \cdot 10^{-8}$

- : für die Bodenart nicht relevant



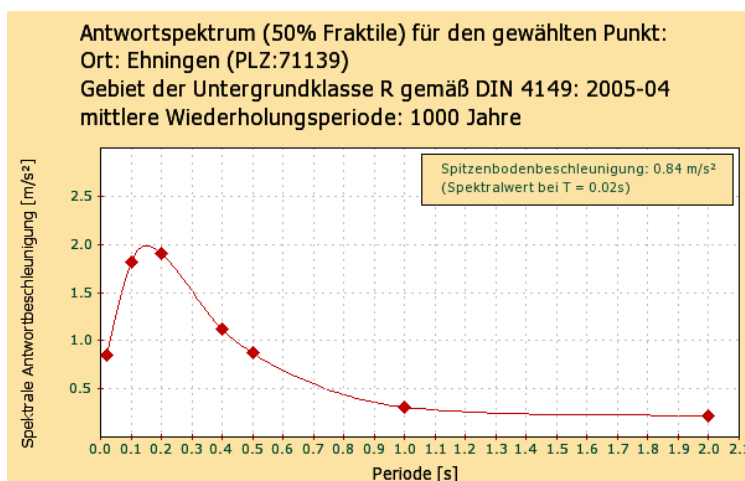
## 2.5 Grundwasser

Der in den Bohrlöchern jeweils nach Bohrende gemessene Grundwasserstand ist in den Profilen der Anlagen 2.1 bis 2.4 dargestellt. Erwartungsgemäß wurde in den relativ hoch liegenden Bohrsondierungen BS 1, 4 und 7 kein Wasser angetroffen. In der Talsohle lag der Grundwasserstand zum Zeitpunkt der Erkundung auf einem Niveau von ca. 438 m+NN und damit nur wenig unter Gelände. Es handelt sich um gespanntes Grundwasser.

## 2.6 Erdbeben

Für Erdbebennachweise, wie sie nach der Arbeitshilfe *Nachweis der Erdbebensicherheit von Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken in Baden-Württemberg* (LUBW Nov. 2016) zu führen sind, wird die rechnerisch anzusetzende Bodenbeschleunigung nach DIN 4149 (Bauten in deutschen Erdbebengebieten) ermittelt, wobei die vom Deutschen Geoforschungszentrum Potsdam online veröffentlichten Spitzenbodenbeschleunigungswerte verwendet werden.

Die Spitzenbodenbeschleunigung  $a_g$  ist die spektrale Antwortbeschleunigung bei  $s \approx 0$ . Diese beträgt gemäß nachstehendem Diagramm  $a_g = 0,84 \text{ m/s}^2$  für eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren. Der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung ist  $a_g \cdot S$ , wobei  $S$  der Untergrundparameter in Abhängigkeit der Baugrund- und Untergrundklasse ist. Für den Standort des HRB Maurener Tal (Untergrundklasse R, Baugrundklasse C) ergibt sich nach DIN 4149 ein Untergrundparameter von  $S = 1,50$ . Daraus folgt ein Bemessungswert für quasistatische Berechnungen von  $a_g \cdot S = 1,26 \text{ m/s}^2$ .



*Antwortspektrum gemäß GFZ für Ehningen für eine Jährlichkeit von 1000 Jahren*

Da der Bemessungswert mit  $1,26 \text{ m/s}^2$  den Grenzwert von 4 % der Erdbeschleunigung überschreitet, ist der Erdbebennachweis unter Ansatz einer Horizontalbeschleunigung von  $1,26 \text{ m/s}^2$  zu führen; eine Vertikalbeschleunigung muss nicht berücksichtigt werden.

### 3 Dammkonzept

#### 3.1 Allgemeines

Vorgesehen ist ein Erddamm mit etwa 210 m Länge. Er schließt im Norden an die Maurener Straße, im Süden an das ansteigende Gelände an. Die maximale Dammhöhe über derzeitigem Gelände beträgt 5,3 m. Hinsichtlich der Einstufung nach DIN 19700 beträgt die Höhe (Dammkrone – Gründungssohle Durchlassbauwerk) 8 m. Mit einem Rückhaltevolumen von etwa 320.000 m<sup>3</sup> handelt es sich um ein mittleres Becken.

Nachfolgend sind die planerisch vorgesehenen Bauwerksabmessungen und hydraulischen Belastungen aufgelistet:

#### **Dammgeometrie:**

Beckenvolumen:	ca. 320.000 m <sup>3</sup>
Oberkante Dammkrone:	444,30 m+NN
Gewässersohle Durchlass:	437,30 m+NN
Dammhöhe (Krone bis Bauwerksohle):	8,0 m
Kronenbreite:	4,0 m
Neigung wasserseitige Böschung:	1 : 3
Neigung luftseitige Böschung:	1 : 3
Böschungsneigung Dammscharte:	1 : 6

#### **Stauziele:**

Vollstau (Z <sub>V</sub> ):	443,00 m+NN
Hochwasserstauziel 1 (Z <sub>H1</sub> ):	443,35 m+NN
Hochwasserstauziel 2 (Z <sub>H2</sub> ):	443,35 m+NN

#### 3.2 Dammaufbau

Eine homogene bindige oder gemischtkörnige Dammschüttung stellt hier die wirtschaftlichste Variante dar. Im Folgenden werden deshalb nur die Anforderungen an einen homogenen Damm beschrieben. Andere Bauweisen, wie z. B. ein Zonendamm mit grobkörnigem Stützkörper und bindiger Dichtungszone wären ebenfalls denkbar, sind jedoch aufwändiger und werden hier nicht weiter verfolgt.

Zur Absenkung der Sickerlinie und zur Verhinderung eines hydraulischen Grundbruches am luftseitigen Böschungsfuß muss der Damm einen landseitigen Fußfilter erhalten. Dieser kann als horizontaler Flächenfilter in der Dammbasis im Bereich des luftseitigen Böschungsfußes

angeordnet werden. Wir empfehlen eine Breite, die vom Böschungsfuß bis zur Projektion von  $\frac{2}{3}$  der Dammhöhe reicht. Der Flächenfilter ist aus durchlässigem Kies-Sand-Gemisch herzustellen, wegen der günstigeren Scherfestigkeit (Reibungswinkel) empfehlen wir gebrochenes Material (Schotter) zu verwenden. Die Filterstabilität zwischen Dammbaustoff und Filter sowie Untergrund und Filter ist im Zuge der Eignungsprüfung der Dammbaustoffe nachzuweisen.

Im Einstaufall kann über die Fehlstellen in den bindigen Deckschichten Beckenwasser in die Sandschichten eindringen, was zu einer Unterströmung des Dammes führt. Am luftseitigen Dammfuß kann es dann zu einem Druckwasseraufbau und einer Gefährdung der Böschung kommen. Zur Gewährung der Standsicherheit werden hier folgende Maßnahmen erforderlich:

Die Oberkante der Flächendränage ist auf ein Niveau von 1 m über Dammplaum und die Unterkante auf 0,5 m unter Dammplaum zu führen. Sie ist aus gut durchlässigem Material zu schütten (Materialanforderungen s. Kap. 4.2). Zur filterfesten Trennung ist im Regelfall allseitig ein Geotextil anzuordnen, welches in Kontaktflächen an feinteilfreie grobkörnige Böden nach Rücksprache mit der geotechnischen Fachbauleitung ggf. entfallen kann. Zur Abführung des Wassers sollte eine Dränleitung vorgesehen werden.

- Da die Sandschichten unterschiedlich tief liegen, müssen u.U. in Teilbereichen der Flächendränage Anschlüsse an die Sande durch Anlegen grabenartiger Vertiefungen oder punktueller kiesverfüllter Schlitzte ausgeführt werden. Die Erfordernis derartiger Entspannungsvertiefungen, -gräben oder -schlitzte wird im Zuge der Ausführung von der geotechnischen Fachbauleitung festgelegt. Die Anforderungen an das Austauschmaterial sind dieselben wie beim Flächendrän. In Bereichen, in denen die Deckschicht eine Mächtigkeit von mehr als 1,5 m aufweist, sind aus geotechnischer Sicht keine Entspannungsanschlüsse an die Bachgerölle mehr erforderlich.
- In einem 5 m breiten Streifen unmittelbar vor dem wasserseitigen Dammfuß ist über die gesamte Dammlänge ein 1,5 m mächtiger Dichtungsteppich aus Dichtungsmaterial anzuordnen. Der Dichtungsteppich ist auch im Einlaufbereich des Auslassbauwerkes und damit auch im Gewässer selbst anzuordnen. Hier kann ggf. auf geotextile Dichtungsstoffe wie z.B. Bentonitmatten ausgewichen werden.

Im Bereich stärkerer bindiger Deckschichten, wie z: B. bei BS 2 und BS 5, wäre aus hydraulischer Sicht kein Dichtungsteppich erforderlich. Aufgrund der erkundeten inhomogenen Verhältnisse empfehlen wir jedoch, ihn über die gesamte Dammlänge anzuordnen. Damit wird eine durchgehend gleichmäßiger „Unterbau“ unter dem wasserseitigen Weg erreicht.

### 3.3 Dammaufstandsfläche

Der Oberboden muss zunächst abgeschoben werden. Anschwemmungen im Bachbett, durchwurzelte Bereiche der Uferböschungen und aufgeweichte Lehmböden in der Abtragssole sind ebenfalls auszuheben.

Der freigelegte Boden ist wasserempfindlich. Witterungsbedingt kann es zu Aufweichungen kommen. Wir empfehlen, vorsorglich eine Verbesserung des Planums durch Einfräsen eines hydraulischen Bindemittels einzuplanen. Die Bindemittelmenge ist witterungsabhängig und kann erst im Zuge der Baumaßnahme festgelegt werden, bei günstigen Randbedingungen kann auf die Bodenverbesserung zumindest in Teilen verzichtet werden.

Baustraßen und andere wasserdurchlässige Schüttungen in der Dammaufstandsfläche müssen vor Beginn der Schüttung vollständig rückgebaut werden.

## 4 Dammbaustoffe

### 4.1 Anforderungen an Dammschüttmaterial für einen homogenen Damm

In Anlehnung an die Arbeitshilfe zur DIN 19700 sind die in der nachfolgenden Tabelle aufgeführten Materialanforderungen nachzuweisen:

Materialanforderungen homogene Schüttung	Richtwert
Bodengruppe nach DIN 18 196	TM, TL, oder GT*, ST* (Ton-/Schluffanteil $\geq 15$ %)
Steinanteil	$\varnothing_{>63 \text{ mm}} < 35$ Gew. %
Gehalt an organischen Stoffen	$\leq 5$ %
Fließgrenze	$w_L \leq 50$ %
Ausrollgrenze	$w_P \leq 20$ %
Plastizität	$I_P \geq 10$ %
Rohtonengehalt $d < 0,002 \text{ mm}$ <sup>1</sup>	$\geq 10$ %
Kalkgehalt	$\leq 10$ %

In der Regel sind tonige Schluffe – z. B. mit einem Rohtonengehalt von 10 % - nach DIN 18 196 bereits der Bodengruppe TL zugehörig. Der Einbau von Schluffen ist daher nicht grundsätzlich ausgeschlossen. Schluffe der Gruppe UL oder feinsandiger Schluff (z. B. Löss) sind hingegen nicht geeignet. An den Einbau werden folgende Anforderungen gestellt:

1

Bei gemischtkörnigen Böden (GT\*, ST\*) ist der Rohtonengehalt im Feinkornanteil maßgebend

Einbauanforderungen homogene Schüttung	Richtwert
Mindestverdichtungsgrad $D_{Pr}$	$\geq 97\%$ e.P. <sup>2</sup>
Luftporengehalt $n_a$	$< 12\%$ (Volumen)

Wird das bindige Stützkörpermaterial unter Einhaltung der o. g. Material- und Einbauanforderungen verarbeitet, können folgende bodenmechanischen Parameter zugeordnet werden:

bodenmech. Parameter	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [N/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$k_f$ [m/s]
TL, TM	20,0	10,0	25	5	100	$\leq 1 \cdot 10^{-7}$
GT*, ST*	20,0	10,0	28	3	100	$\leq 1 \cdot 10^{-7}$

Die Verdichtungsanforderungen können nur erreicht werden, wenn der bindige Boden beim Einbau einen Wassergehalt nahe am im Proctorversuch bestimmten optimalen Wassergehalt aufweist. Bei natürlich anstehenden Böden ist der Wassergehalt häufig zu hoch. Eine Bindemittelverbesserung des Bodens ist hier denkbar.

#### 4.2 Anforderungen an den Dränagenbaustoff

Der Filter muss anfallendes Sickerwasser aus dem Dammkörper sicher abführen. Es sind die in der nachfolgenden Tabelle aufgeführten Materialanforderungen nachzuweisen:

Materialanforderungen Dränagenbaustoff	Richtwert
Bodengruppe nach DIN 18 196	GW
Steinanteil	$\varnothing_{>63 \text{ mm}} < 35 \text{ Gew. \%}$
Feinkorngehalt (Ton und Schluff)	$\leq 3\%$
Durchlässigkeit $k_f$	$\geq 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ ( <sup>3</sup> )

An den Einbau werden folgende Anforderungen gestellt:

Einbauanforderungen Dränagenbaustoff	Richtwert
Mindestverdichtungsgrad $D_{Pr}$	$\geq 100\%$ e.P.

Wird der Kies bzw. Schotter unter Einhaltung der o. g. Material- und Einbauanforderungen verarbeitet, können folgende bodenmechanischen Parameter zugeordnet werden:

2

95 % e. P. als Grenzwert innerhalb einer Schüttlage.

3

Nachweis über Auswertung von Kornverteilungsanalysen ist ausreichend.

bodenmech. Parameter Dränagenbaustoff	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [N/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Kies (Rundkorn)	20,0	10,0	35	0
Natursteinschotter	20,0	10,0	37,5	0

Der Filter steht mit Sickerwasser in Kontakt. Baustoff-Recyclingstoffe dürfen deshalb nicht verwendet werden.

## 5 Standicherheit

### 5.1 Nachweiskonzept

Der Eurocode 7 und die DIN 1054 basieren auf dem Konzept der Teilsicherheiten. Die DIN 19700 sieht hingegen weiterhin die Anwendung des Gesamtstandsicherheitskonzeptes vor. Abweichend von der DIN 19700 werden die Berechnungen nach dem Teilsicherheitskonzept durchgeführt.

Gemäß DIN 19700 T 11, Abschnitt 7.1.2.2 werden die Einwirkungen auf den Staudamm in drei Gruppen unterteilt:

- Gruppe 1: ständige oder häufig wiederkehrende Einwirkungen
- Eigengewicht des Dammes
  - Verkehrslast auf der Dammkrone :  $p = 10 \text{ kN/m}^2$  (<sup>4</sup>)
  - Wasserdruck und Strömungskraft bis Vollstau  $Z_V = 443,00 \text{ m+NN}$
- Gruppe 2: seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen
- Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 1  
(sofern  $Z_{H1} > Z_V$ ):  $Z_{H1} = 443,35 \text{ m+NN}$
  - schnellstmögliche Spiegelabsenkung ab  $Z_V$
  - außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
- Gruppe 3: außergewöhnliche Einwirkungen
- Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 2  
(sofern  $Z_{H2} > Z_{H1}$ ):  $Z_{H2} = 443,35 \text{ m+NN}$
  - Bemessungserdbeben

Die Lastfälle ergeben sich als Kombination der Einwirkungen:

- **Lastfall 1** (Regelkombination): alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1
- **Lastfall 2** (seltene Kombination): alle maßg. Einwirkungen d. Gr. 1 + je eine Einwirkung der Gr. 2
- **Lastfall 3** (außergewöhnliche Komb.): alle maßg. Einwirkungen der Gr. 1 + je eine Einw. der Gr. 3

Unter Berücksichtigung der identischen Stauziele  $Z_{H1}$  und  $Z_{H2}$  reduziert sich der hier geführte Nachweisumfang auf folgende maßgebende Lastfälle:

Einwirkungen		Lastfälle (LF)					
		1.1	1.2	2.1	2.2	3.1	3.2
Gruppe 1	Eigenlast	X	X	X	X	X	X
	Verkehrs- und Auflast	X	X	X	X	X	X
	Wasserdruck und Strömungskraft bei $Z_V$		X				
	trockenes Becken oder Einstau $< Z_V$	$X^5$					
Gruppe 2	Wasserdruck und Strömungskraft bei $Z_{H1}$			X			
	schnellstmögliche Spiegelabsenkung				X		
Gruppe 3	Wasserdruck und Strömungskraft bei $Z_{H2}$					entf.	
	Erdbebenfall 2 (Bemessungserdbeben)						X
maßgebliche Dammseite (L: Luft-, W: Wasserseite)		W	L	L	W	L	L/W

Im Unterschied zur alten Fassung der Norm werden für jeden Lastfall 3 Tragwiderstandsbedingungen (A, B und C) angegeben.

- Tragwiderstandsbedingung A: wahrscheinliche Bedingung
- Tragwiderstandsbedingung B: wenig wahrscheinliche Bedingung
- Tragwiderstandsbedingung C: außergewöhnliche Bedingung

Tragwiderstände sind zum einen die Scherfestigkeiten (Reibungswinkel und Kohäsion) der Dammbauteile und des Untergrundes, zum andern die Wirksamkeit der baulichen Einrichtungen (B: Eingeschränkte Wirkung; C: Ausfall). Den Tragwiderständen werden die in Abschnitt 2.4 aufgelisteten charakteristischen Bodenkennwerte zugrunde gelegt. Gemäß DIN 19700-11 entsprechen diese der Tragwiderstandsbedingung A (wahrscheinliche Bedingungen). Für die Tragwiderstandsbedingungen B und C wird folgende Abminderung angesetzt:

Parameter	Reibungswinkel			Kohäsion		
	$\phi_k$ [°]			$c_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]		
Tragwiderstandsbedingung	A	B	C1	A	B	C1
Bindige Deckschichten (T,u*), steif	27,5	27,5	25	5	3	3
Bindige Deckschichten (T,u), weich	25	25	25	2	1	0
Terrassensande	30	30	28	1	0	0
Tone der Bunten Mergel, Schluff- und Tonstein	25	25	25	20	10	5

Dammschüttung bindig (Dichtung)	25	25	25	5	4	3
Stützkörper, gemischtkörnig <sup>6</sup>	30	28	27	1	1	1
Flächendränage	37,5	36	35	0	0	0

Als bauliche Einrichtungen im Damm ist der Flächenfilter zu betrachten. Die maßgebliche Auswirkung auf die Standsicherheit des Dammes entsteht bei einem Ausfall des Filters. Dieser Fall wird rechnerisch durch eine entsprechende Vollsättigung berücksichtigt.

Eine eingeschränkte Wirkung kann rechnerisch nicht erfasst werden, es wird daher nur der Ausfall des Filters berücksichtigt. Dieser wird im Folgenden als Tragwiderstandsbedingung C2 (in Abgrenzung zu C1, Scherfestigkeiten) bezeichnet.

Gemäß Teil 11, S. 34 der DIN 19700 sind folgende Bemessungssituationen zu untersuchen:

Lastfälle	Bemessungssituationen (BS) für Tragwiderstandsbedingungen			
	A	B	C1	C2
LF 1	BS I	BS II	BS III	BS III
LF 2	BS II	BS III	-	-
LF 3	BS III	-	-	-

Die Bemessungssituationen nach DIN 19700 (Gesamtsicherheitskonzept) werden folgendermaßen den Bemessungssituationen nach EC 7 (Teilsicherheitskonzept) gleichgesetzt:

	Bemessungssituation		
DIN 19700	BS I	BS II	BS III
EC 7	BS-P	BS-T	BS-A und BS-E

## 5.2 Durchzuführende Nachweise

Gemäß Teil 11 der DIN 19700 ist die Tragsicherheit des Dammbauwerkes gegeben, wenn folgende Nachweise (für alle Bemessungssituationen) erfüllt werden:

- Böschungs- bzw. Geländebruch
- Aufnahme der Spreizspannungen
- Grundbruchsicherheit
- Abschieben des Dammes oder Abschieben von Dammbauteilen
- hydraulischer Grundbruch / Sohlaufbruch

Der Böschungs- bzw. Geländebruch wird im Folgeabschnitt 5.3 bearbeitet, der Spreizspannungsnachweis in Abschnitt 5.4.

Die Nachweise Grundbruchsicherheit und Abschieben des Dammes liefern erst bei Böschungen steiler als  $1:n = 1:2$  und sehr schlechtem Baugrund grenzwertige Sicherheiten. Im vorliegenden Fall erübrigen sich diese Nachweise.

<sup>6</sup>

Die nachfolgenden Standsicherheitsnachweise werden für den erdstatisch ungünstigeren Zonendamm geführt. Die Ergebnisse liegen damit auf der sicheren Seite.



Die Gefahr eines hydraulischen Grundbruches bzw. Sohlaufbruches besteht, wenn sich unter einer bindigen Decklage in durchlässigen Schichten (z. B. Bachgerölle) ein erhöhter Wasserdruck aufbaut und die Decklage im Bereich des Dammfußes anhebt. Darauf wird in Abschnitt 5.5 eingegangen.

### 5.3 Böschungs- bzw. Geländebruchuntersuchungen am Rückhaltedamm

Die Nachweise der Standsicherheit gegenüber Böschungs- bzw. Geländebruch werden im Regelprofil 0+150 mit den geomechanischen Kennwerten aus Kap. 2.4 (Baugrund) bzw. 4.1 (Damm) geführt.

Die Böschungsbruchberechnungen liefern folgende Ergebnisse:

Lastfall	Beschreibung (berechnete Dammseite)	Ausnutzungsgrad $\mu$ ( $\mu_{\text{erf}} \leq 1,0$ )				Anlage Nr.
		TWB A	TWB B	TWB C1	TWB C2	
1.1	Einstau auf H/3 (Wasserseite)	0,67	0,66	0,67	-	4.1.1a-c
1.1	Einstau auf $Z_V$ (Luftseite)	0,81	0,81	0,82	0,82	4.1.2a-c
2.1	Einstau auf $Z_{H1}$ (Luftseite)	0,85	0,87	-	0,87	4.1.3a-b
2.2	schnelle Spiegelsenkung (Wasserseite)	0,89	0,96	-	-	4.1.4a-b
2.3	Ausfall Flächendrän (Luftseite)	-	-	-	<b>1,04</b>	4.1.5a
2.3	Ausfall Flächendrän mit Entspannungsmulde (Luftseite)	-	-	-	0,82	4.1.5b
3.2	Bemessungserdbeben (Luftseite)	0,91	-	-	-	4.1.6a
3.2	Bemessungserdbeben (Wasserseite)	0,90	-	-	-	4.1.6b

Die Standsicherheiten konnten in allen Lastfällen nachgewiesen werden. Die Nachweise gelten, wie oben erwähnt, sowohl für einen Zonendamm als auch für einen homogenen Damm.

### 5.4 Spreizspannungsnachweis

Mit dem in Anlage 4.2 geführten Spreizspannungsnachweis nach BRAUNS konnte eine mehr als ausreichende Sicherheit von 3,0 nachgewiesen werden.

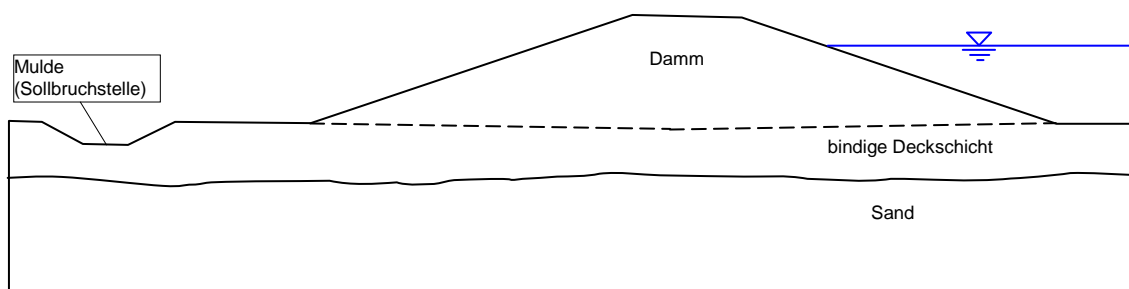
### 5.5 Hydraulischer Grundbruch

Die Gefahr eines **hydraulischen Grundbruchs (Sohlaufbruch)** am Dammfuß besteht nur bei Ausfall des am sandigen Untergrund angeschlossenen Flächendräns (TWB C2). Die zugehörige Geländebruchberechnung berücksichtigt den artesischen Wasserdruck und berechnet somit auch den Sohlaufbruch. Wie die Anlage 4.1.5a zeigt, ist zum Erreichen ausreichender Sicherheit ein Entspannungselement am luftseitigen Dammfuß erforderlich, auf das im Folgenden eingegangen wird.

Für die Tragwiderstandsbedingung C2 muss der Ausfall der Dränwirkung im Flächendrän rechnerisch untersucht werden. Da dann die erforderliche Standsicherheit nicht erreicht wird (s. Anlage 4.1.5a), ist ein zusätzliches, redundantes Sicherheitselement erforderlich. Wir schlagen hierfür eine Mulde vor, die parallel zum Damm angelegt wird und als Sollbruchstelle im Falle eines Filterversagens wirkt.

Der Abstand zwischen Mulde (Tiefpunkt) und Dammfuß sollte ca. 4 bis 6 m betragen. Die Muldentiefe ist auf der rechten Dammsseite mit etwa 0,8 m, auf der linken Seite mit ca. 0,4 m vorzusehen. Sie ist im Bereich zwischen Station 0+050 bis 0+180 vorzusehen.

Steigt der Wasserdruck unter der Deckschicht nach dem Versagen des Flächendräns an, wird der Boden im Bereich der Mulde aufbrechen, da dort die geringste Deckschichtmächtigkeit vorhanden ist. Der Graben ist dabei weit genug vom Dammfuß entfernt, so dass der Sohlaufbruch nicht die Standsicherheit des Dammes gefährdet.



Skizze: Anordnung der Mulde (Prinzipskizze ohne Maßstab)

## 6 Gebrauchstauglichkeit

### 6.1 Allgemein

Hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit sind folgende Nachweise zu führen

- Suffosionsstabilität
- Suberosion
- Verträglichkeit der Dammverformung (Setzung)

### 6.2 Suffosion und Suberosion

Suffosionsgefährdung besteht prinzipiell nur für feinkornarme Böden mit Ausfallkörnung. Die angetroffenen Sande weisen mit ihrem Feinkorngehalt eine stetige Kornverteilungslinie ohne Ausfallkörnung auf. Bei derartigen Böden kann aufgrund der Kornstruktur bei Durchströmung kein Materialtransport stattfinden. Eine Suffosionsgefahr besteht nicht.

Eine weitere Gefährdung der Dammsicherheit kann durch Erosionsvorgänge unterhalb der bindigen Deckschichten eintreten. Dabei entstehen durch vorhandene Wegigkeiten in den bindigen Deckschichten (Wurzel- oder Wühltiergänge) Erosionskanäle, die sich unterhalb der bindigen Deckschicht mit progressivem Verlauf verlängern und aufweiten.

Die Sicherheit gegen diese Erosionskanalbildungen wird mittels eines Kontrollgefälles nachgewiesen. Dieses wird durch eine landseitig geneigte Gerade charakterisiert, die am Beginn des wasserseitigen Dichtungsteppichs auf der Höhe des Bemessungswasserspiegels beginnt und das luftseitige Gelände in einem gewissen Abstand zum Böschungsfuß schneidet. Innerhalb des Bereichs zwischen Böschungsfuß und Schnittpunkt der Kontrollgefälleslinie kann es zu der o.g. kanalartigen Erosion kommen.

Die Neigung der Kontrollgefälleslinie wird nach MÜLLER-KIRCHENBAUER durch die im Dammlager anstehenden Untergrundverhältnisse bestimmt. Unter den bindigen Deckschichten stehen überwiegend schluffige bis stark schluffige Sande an. Für diese gilt ein Kontrollgefälle von  $i_{krit} = 0,12$  bis  $0,16$ . Es wird ein zulässiges Kontrollgefälle von  $i_{zul} = 0,12$  angesetzt. Eine damit konstruierte Kontrollgefälleslinie verläuft unter Gelände, eine Suberosionsgefährdung besteht nicht.

### **6.3 Setzungen**

Die Dammsetzungen wurden anhand eines vereinfachten Modells im Profil 0+150 berechnet. Nach Anlage 5.1 ist für den Bereich der größten Auflast (Dammkrone) von einem rechnerischen Setzungsbetrag von knapp 6 cm auszugehen.

Für den Schartenbereich wurde im Profil 0+075 eine weitere Setzungsberechnung durchgeführt. Wegen der hier deutlich geringeren Dammauflast und den insgesamt höheren Steifemoduli der anstehenden Schichten liegen die rechnerischen Setzungen hier bei max. 3 cm (Anl. 5.2).

Die tatsächlichen Setzungen werden voraussichtlich unter den errechneten liegen. Zudem wird sich ein Anteil von bis zu 50% bereits im Zuge der Dammschüttung einstellen. Aus der Eigenkonsolidation des bindigen Schüttmaterials können nochmals mehrere Zentimeter Setzung hinzukommen.

Die Setzungen schränken die Gebrauchstauglichkeit des Dammkörpers nicht ein und können unseres Ermessens in dieser Größenordnung hingenommen werden. Nach dem Abklingen können die Setzungen erforderlichenfalls durch eine Verstärkung des Wegschotters egalisiert werden.

Die Setzungen sind mittels Setzungspegeln zu kontrollieren.

Auf die im Nahbereich des Durchlassbauwerkes ungünstigeren Baugrundverhältnisse und die daraus resultierenden Erfordernisse wird im folgenden Kapitel eingegangen.

## **7 Auslassbauwerk**

### **7.1 Allgemeines**

Das zweizügige Auslassbauwerk ist in Form eines ca. 31 m langen Troges mit einer Breite von 10 m geplant. Gemäß den vorliegenden Planunterlagen liegt die Unterkante der Bodenplatte bei 436,6 m+NN. Im Ein- und Auslaufbereich sind Blocksatzwände vorgesehen.

Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung stehen auf dem Niveau UK Bodenplatte zumindest im oberstromigen Bereich (BK 1/DPH 1) gering tragfähige Böden (weicher Schluff) an; eine ausreichende Tragfähigkeit ist nach dem Ergebnis der Bohrung BK 1 ab einem Niveau von ca. 436 m+NN zu erwarten. Im unterstromigen Bereich sind die Verhältnisse günstiger; ausreichend tragfähiger Baugrund steht hier bereits auf Höhe UK Bodenplatte an. Zwingend zu beachten ist der bei der Baugrunderkundung festgestellte hohe Grundwasserstand (ca. 438 m+NN am 11./12.04.2016). Dieser wurde in den rechtsseitig liegenden Bohrsondierungen BS 5 und 6 noch etwas überschritten; hier wurden Wasserstände zwischen 438,09 und 438,24 m+NN gemessen. Es handelt sich jeweils um gespanntes Grundwasser, welches in BK 1 auf einem Niveau von ca. 435 m+NN in einer wasserführenden Mergelschicht angetroffen wurde;

in BK 2 liegt nach den Aufzeichnungen eine schichtwasserführende Mergelschicht zwischen 435,5 und 436,5 m+NN.

Im Aushubbereich stehen organische Böden (schwarzer organischer Ton in BK 2, Mudde bzw. Faulschlamm in BK 1) an, die nicht wiederverwendet werden können.

## 7.2 Baugrube

Das Gelände liegt im Nahbereich des Bauwerksstandorts auf ca. 439 m+NN. Mit einer Bodenplattenunterkante auf 436,6 m+NN ergibt sich eine Mindestdiefe der Baugrube von ca. 2,5 m. Während der Bauphase muss die Wärm verlegt oder in einem Rohr durch die Baugrube geführt werden.

Die oben beschriebenen Grundwasserverhältnisse lassen einen Aushub bis auf Gründungsniveau bzw. bis auf ausreichend tragfähigen Baugrund nicht ohne Zusatzmaßnahmen zu. Würde z.B. im Bereich von Bohrung 1 bis zur Unterkante der weichen Schluffschicht, d.h. bis ca. 436 m+NN ausgehoben, wäre ein hydraulischer Grundbruch zu erwarten. Es ist daher zwingend erforderlich, das Grundwasserpotential durch eine Wasserhaltung abzusenken. Dies ist bei den angetroffenen Baugrundverhältnissen ausschließlich mit einer Vakuumwasserhaltung möglich.

Die Vakuumbrunnen müssen möglichst nah an den Bauwerksaußenkanten angeordnet werden. Bei einer geböschten Baugrube, deren Böschungsneigungen wegen der wenig scherfesten organischen Schichten mit 30 – 35° angenommen werden können, würde dies bedeuten, dass die Vakuumlanzen an der Baugrubensohle platziert werden müssen. Bei einer verbauten Baugrube könnten sie dagegen vom Urgelände aus abgeteuft werden. Bei dieser Variante ist allerdings zu bedenken, dass ein „durchlässiger“ Verbau (z.B. Bohlträgerverbau) erforderlich wird; eine Umspundung würde dazu führen, dass die außerhalb der Spundwand angeordneten Vakuumlanzen keinen bzw. keinen nennenswerten Einfluss auf die Grundwasserverhältnisse innerhalb des Verbaus hätten.

Mit Hilfe einer Vakuumwasserhaltung kann das Potential des gespannten Grundwassers soweit abgesenkt werden, dass ein Aushub bis zur Oberkante der ausreichend tragfähigen Schichten ohne die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs erfolgen kann. Der erforderliche Mehraushub (z.B. im Bereich BK 1 bis ca. 436 m+NN) muss zwingend mit Beton ausgeglichen werden.

### 7.3 Gründung

Das Bauwerk kann unter der Voraussetzung des vorstehend genannten Ersatzes weicher bindiger Schichten durch Beton flach gegründet werden. Da weiche bindige Schichten unter der Gründungssohle nicht mehr vorhanden sind, wird die Setzungsmulde einen Maximalwert von 3 bis 4 cm nicht überschreiten. Wir gehen davon aus, dass dies ohne Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit aufgenommen werden kann. Der Dimensionierung der Bodenplatte wäre dann ein Bettungsmodul von  $k_s \approx 5 \text{ MN/m}^3$  zugrunde zu legen.

Wird eine quasi setzungsfreie Gründung des Bauwerks gefordert, wäre eine Pfahlgründung erforderlich. Als Pfahlsystem wären vor allem **Ortbetonrammpfähle** geeignet. Diese werden bis zur maximal möglichen Rammenergieaufnahme eingebracht. Aufgelockerte Bereiche der Verwitterungszone und Verwitterungston werden dabei durchrammt, die Pfahlaufstandsfläche kommt in tragfähigen Lagen der Verwitterungszone oder im Festgestein zum Liegen. Hier kann ein charakteristischer Fußwiderstand (Bruchwert) von  $q_{s, k} = 5000 \text{ kN/m}^2$  angesetzt werden.

### 7.4 Unterströmung und Umströmung

Es sind folgende Maßnahmen zur Verhinderung einer konzentrierten Umströmung des Bauwerks vorzusehen:

- Dichtungsschürze am wasserseitigen Bodenplattenrand
- Dichtwand unter dem Bauwerk und unter den Flügelwänden
- Flügelwände seitlich des Bauwerks

Als **Dichtungsschürze** genügt ein mindestens 1 m tiefer Betonsporn, der am wasserseitigen Bodenplattenrand angeordnet wird.

Die **Dichtwand unter dem Bauwerk und unter den Flügelwänden** kann als Spundwand ausgeführt werden, die bis zur maximal möglichen Rammtiefe (nach den Ergebnissen der Rammsondierungen bis etwa 434,5 m+NN) in die Verwitterungszone eingetrieben wird. Eine konzentrierte Unterströmung kann dann ausgeschlossen werden. Die Dichtwand ist in der Absperebene (Schütz) anzuordnen.

Die **Flügelwände** sind als seitliche Verlängerung der Dichtwand zu verstehen und entsprechend tief als Spundwände bis in die Verwitterungszone einzutreiben. Die Oberkante sollte auf dem Einstauniveau  $Z_v$  liegen. Der über Gelände hinausragende Teil der Flügelwände kann als Betonwand ausgeführt werden. Der Anschluss an die Bauwerkswände muss dicht ausgebildet sein.

Anlage 6 enthält die Berechnung der konzentrierten seitlichen Umströmung nach Chugaev<sup>7</sup>. Es ergibt sich rechnerisch eine erforderliche Flügelwandlänge von 3,83 m. Die Fuge zwischen

---

7

In der Anlage wird eine Unterströmung berechnet, die in die Horizontale projiziert als seitliche Umströmung betrachtet werden darf

Boden und unterstromiger Bauwerkswand wird hierbei rechnerisch in Ansatz gebracht. Damit ein kraftschlüssiger Kontakt gewährleistet ist, sollten die Bauwerkswände leicht geneigt (z. B. 20 : 1) ausgeführt werden.

## **8 Deckwerk**

Die Hochwasserentlastung erfolgt nach den Planunterlagen über eine 50 m lange Dammscharte. Die Sicherung der luftseitigen Böschung ist mit einem Mastix-Schotter-Deckwerk vorgesehen. Mit Bemessungsabflüssen von  $BHQ_1 = 24,0 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $BHQ_2 = 32,8 \text{ m}^3/\text{s}$  ist dazu gemäß Anlage 7 dazu ein 20 cm starkes Mastix-Schotter-Deckwerk auf einer 30 cm mächtigen Tragschicht erforderlich.