

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

Stadt Bruchsal, Bau- und Vermessungsamt
Otto-Oppenheimer-Platz 5

76646 Bruchsal

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
E 8989 A06 G

Bearbeiter
Gu ☎ 07244/7013-25
m.gutberlet@kaercher-geotechnik.de

Datum
2. Juni 2017

GEOTECHNISCHES GUTACHTEN

Neubau Hochwasserrückhaltebecken Helmsheim

Projekt-Nr.: E 8989

Projekt: Neubau eines Hochwasserrückhaltebeckens im Talboden des
Saalbaches zwischen Gondelsheim und Bruchsal-Helmsheim

Auftraggeber: Stadt Bruchsal, Bau- und Vermessungsamt

Auftrag: Ingenieurvertrag vom 26.09.2016

INHALT

	Seite
1 Vorbemerkungen	4
2 Baugrund	5
2.1 Geologischer Überblick	5
2.2 Durchgeführte Erkundung	5
2.3 Baugrundbeschreibung	6
2.4 Bodenmechanische Kennwerte und Homogenbereiche	9
2.5 Grundwasser	12
2.6 Erdbeben	12
3 Dammkonzept	13
3.1 Allgemeines	13
3.2 Dammaufbau	14
3.3 Grundwassermessstelle	15
3.4 Dammaufstandsfläche	15
3.5 Gewässerverfüllung	16
3.6 Neuanlage des Bachbettes	16
3.7 Alternativen zur Gewässerverlegung	17
3.8 Anschüttung an die B35-Straßenböschung	20
4 Dammbaustoffe	22
4.1 Anforderungen an den Stützkörper aus bindigem oder gemischtkörnigem Boden	22
4.2 Anforderungen an den Dränagenbaustoff (Dränfuß)	23
4.3 Anforderungen an die Vorschüttung B35	24
5 Standsicherheit	25
5.1 Nachweiskonzept	25
5.2 Durchzuführende Nachweise	27
5.3 Böschungs- bzw. Geländebruchuntersuchungen am Rückhaltedamm	28
5.4 Böschungs- bzw. Geländebruchuntersuchungen an der B35-Straßenböschung	29
6 Gebrauchstauglichkeit (Setzungen)	29
6.1 Allgemein	29
6.2 Suffosion und Suberosion	30
6.3 Setzungen	30
7 Durchlassbauwerk	33
7.1 Allgemeines	33
7.2 Baugrube	33
7.3 Gründung	35
7.4 Unterströmung und Umströmung	36
8 Zusammenfassung	37

ANLAGEN

1. Lageplan mit Bohransatzpunkten M 1 : 2000

- 1.1 Teil 1 Nord
- 1.2 Teil 1 Süd

2. Bohrungen und Rammsondierungen, M 1 : 50

- 2.1 Bereich Durchlassbauwerk (BK/DPH 1 und 2)
- 2.2 Bereich Bahndamm (BK 1 bis BS 7)
- 2.3 Bereich Bahndamm (BS 8 bis BS 14, BS 19)
- 2.4 Bereich B35 (BS 15 bis BS 18)

3. Bodenmechanische und chemische Laboruntersuchungen

- 3.1 Kornverteilungsanalysen
- 3.2 Konsistenzgrenzenbestimmungen
- 3.3 Wassergehaltsbestimmungen
- 3.4 Glühverlustbestimmungen
- 3.5 Kompressionsversuche
- 3.6 Rahmenscherversuche
- 3.7 Grundwasseranalyse Nach DIN 4030 (Betonaggressivität)

4. Geotechnische Standsicherheitsnachweise

- 4.1 Rückhaltedamm Schnitt B 1+700
- 4.2 Rückhaltedamm Schnitt B 0+650
- 4.3 B35-Böschung Schnitt S 1+075
- 4.4 B35-Böschung Schnitt S 1+200
- 4.5 Böschungssicherung Bachbett Schnitt B 0+300

5. Setzungsberechnung

- 5.1 B 1+400 bis 1+800, Bereich Durchlassbauwerk
- 5.2 B 0+950 bis 1+150, Bereich Trinkwasserbrunnen
- 5.3 B 0+500 bis 0+800, Bereich Bachbettverfüllung

6. Berechnung Auslassbauwerk

- 6.1 Setzungs- und Grundbruchberechnung Gründungsbrunnen
- 6.2 Nachweis der konzentrierten Bauwerksumströmung nach Chugaev

1 Vorbemerkungen

Die Stadt Bruchsal plant zwischen Gondelsheim und dem Bahnhof Helmsheim den Talboden des Saalbaches im Hochwasserfall einzustauen.

Der Saalbach wird hier im Hauptschluss durch einen maximal etwa 6 m hohen Damm gestaut. Die Einstaufläche erstreckt sich vom Absperrbauwerk 100 m südlich des Bahnhofs Helmsheim bis nahe an die Gewerbebebauung im Gondelsheimer Norden.

Neben dem talquerenden Damm sind Dammstrecken parallel zur Bahnlinie vorgesehen, die einen Einstau der Bahnstrecke verhindern. Entlang der zur Bundesstraße B 35 ansteigenden Straßenböschung ist teilweise eine Vorschüttung geplant.

Der Gewässerdurchlass erfolgt durch ein offenes Auslassbauwerk mit integrierter Hochwasserentlastung.

Die Planung befindet sich in der Vorentwurfsphase. Die Hochwasserstauziele Z_{H1} und Z_{H2} werden dem Vollstau Z_V entsprechen, die Böschungen sind vorläufig in allen Querschnitten mit 1 : 2,5 geplant, mit Planänderungen ist zu rechnen. Die im Gutachten angegebenen Berechnungen dienen der Machbarkeitsuntersuchung, eine abschließende Dammstatik ist im Zuge der Genehmigungsplanung zu erstellen.

Dem vorliegenden Gutachten liegen folgende Unterlagen zugrunde:

- [U1] Planunterlagen der Vorentwurfsplanung, WALD + CORBE GmbH & Co. KG,
- [U2] Leitungspläne
- [U3] Geologische Spezialkarte von Baden-Württemberg, M 1 : 25.000, Blatt 6817 Bruchsal, herausgegeben vom Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau.

2 Baugrund

2.1 Geologischer Überblick

Das Untersuchungsgebiet liegt im Talboden des Saalbaches. Gemäß der geologischen Karte ist mit jüngsten Anschwemmungen des Saalbaches und untergeordnet mit Bachgeröllschichten zu rechnen. Bei den Anschwemmungen kann es sich um Auelehme und abgeschwemmte Lössböden handeln. Das Auftreten organischer Böden innerhalb der Auelehme ist möglich. Unter den Bachablagerungen folgen die Gesteine des Oberen Muschelkalkes

In den angrenzenden flach geneigten Berghängen wird das Festgestein mehrere Meter mächtig von Löss und Lösslehm überdeckt. Auch Verwitterungslehme des über dem Muschelkalk folgenden Lettenkeuper sind möglich.

2.2 Durchgeführte Erkundung

Der Untergrund wurde mittels folgender Aufschlüsse erkundet:

- 2 Maschinelle Kernbohrungen, jeweils 14 m tief
- 2 schwere Rammsondierungen, jeweils 10 m tief
- 17 Kleinbohrungen zwischen 5 und 9,2 m tief

Die Lage der Aufschlüsse geht aus der Anlage 1 hervor, in Anlage 2 sind die Bohrungen und Sondierungen in Profilform dargestellt.

An entnommenen Bodenproben (gestörte und ungestörte Proben) führten wir folgende bodenmechanische Laborversuche durch:

- 2 Kornverteilungsanalysen (DIN 18123)
- 6 Konsistenzgrenzenbestimmungen nach Atterberg (DIN 18122)
- 2 Bestimmungen des Glühverlustes (DIN 18128)
- 2 Direkte Scherversuche (DIN 18137-3)
- 5 Kompressionsversuche im Oedometer (DIN ISO/TS 17892-5)

Die Versuchsergebnisse liegen in Anlage 3 bei

2.3 Baugrundbeschreibung

Der aufgeschlossene Untergrundaufbau lässt sich in folgende Modellschichten gliedern:

- Auffüllungen
- Mutterboden
- Löss
- Tallehm / Hanglehm / Verwitterungslehm
- Auelehm
- Bachschotter
- Verwitterungszone / Hangschutt
- Festgestein

Auffüllungen

Aufgrund der Größe des Untersuchungsgebietes ist mit vielfältigen Auffüllböden zu rechnen. Dies sind z. B. Ober- und Unterbauten von Fahrwegen, Geländeaufschüttungen und Grabenverfüllungen.

In den Bohrungen wurden in der Böschung zur Bundesstraße Auffüllungen angetroffen. Diese bestehen weitgehend aus Löss oder Lösslehm der Umgebung und sind anhand der Zusammensetzung vom anstehenden Boden nicht abzugrenzen. Entsprechend können hier die Klassifizierungen und bodenmechanischen Rechenwerte der Lössböden verwendet werden.

Mutterboden

Die Mutterbodenaufgabe ist zwischen 20 und 60 cm stark. Im Mittel kann von einer Mächtigkeit von 30 bis 40 cm ausgegangen werden. Der dunkelbraune, wechselnd humose Schluff kann anhand seiner dunkelbraunen Färbung deutlich von den darunter folgenden Lehm Böden abgegrenzt werden.

Löss

Löss wurde sowohl im Hangbereich als auch in der ebenen Talsohle angetroffen. In der Talsohle handelt es sich voraussichtlich um Schwemmlöss, der vom Saalbach abgelagert wurde. Löss und Tallehme stehen in einer unregelmäßigen Wechschelchichtung an.

Der kalkhaltige Schluff weist eine äußerst niedrige Plastizität auf. Anlage 3.2 enthält 3 Konsistenzgrenzenbestimmungen, die dies verdeutlichen. Die Angabe einer Konsistenz ist aufgrund der niedrigen Plastizität kaum möglich.

Der Löss ist extrem wasserempfindlich. Eine geringfügige Erhöhung des Wassergehaltes kann zu einer Verflüssigung führen.

Tallehm / Hanglehm / Verwitterungslehm

Im Talboden wechseln sich angeschwemmte Lössböden und Tallehm ab, wobei auch Böden anzutreffen sind, die im Übergang von Löss zu Tallehm einzuordnen sind (z. B. BK 1: 2,0 bis 3,8 m). In den Talflanken wurden zudem noch Hanglehme ähnlicher Zusammensetzung angetroffen.

Die **Tallehme** sind die für die Standsicherheit des Dammes und die zu erwartenden Damm- und Bauwerkssetzungen maßgebenden Böden und wurden daher bodenmechanisch eingehend untersucht. An ungestörten Proben der Bohrungen BK 1 und BK 2 (Bereich Bauwerk) wurden in Laborversuchen folgende Ergebnisse erzielt:

ungestörte Probe	Konsistenzgrenzen- bestimmung (Anlage 3.2)		Kompressions- versuch (Anlage 3.5) Es [MN/m ²]	Direkter Scherversuch (Anlage 3.6)		Flügel- sonde c _u [kN/m ²]
	Gruppe	Konsistenz		φ [°]	c [kN/m ²]	
BK 1, 1,7 – 2,0	TL / TM	steif	11	28,7	8,0	60 – 65
BK 1, 3,0 – 3,3	UL / TL	steif	21	-	-	-
BK 1, 4,6 – 4,8	TM	weich- steif	9	-	-	70 – 80
BK 2, 1,7 – 2,0	TL	steif-halbf.	25	28,5	8,5	120 – 150
BK 1, 2,5 – 2,8	(TL / TM) ¹	(steif) ¹	-	-	-	90 – 110
BK 1, 4,0 – 4,3	TM	weich	8,5	-	-	60 - 80

Aus bodenmechanischer Sicht ist hier eine Einteilung in 2 Modellschichten (bzw. Homogenbereiche) sinnvoll:

- Tallehm TL / UL, Konsistenz steif oder besser
- Tallehm TM / TL, Konsistenz steif oder weich

Die **Hanglehme** sind als leicht- bis mittelpastische Tone zu charakterisieren. Deren Konsistenz ist mindestens steif. Es können hier die günstigeren Kennwerte für den Tallehm TL / UL angesetzt werden.

Verwitterungslehme sind nur in BK 1 und BS 10 in geringer Schichtmächtigkeit angetroffen worden. Sie sind ebenfalls als leicht- bis mittelpastische Tone mindestens steifer Konsistenz zu charakterisieren. Erforderlichenfalls können die (oberen) Kennwerte für den Tallehm TL / UL angesetzt werden.

Auelehm

Als Auelehme sind Tone weicher Konsistenz mit organischen oder humosen Anteilen zu verstehen. Diese wurden in BS 9 und vor allem BS 10 (5,2 bis 8,0 m) auf größerer Strecke erbohrt, in den anderen Bohrungen treten sie allenfalls als dünne Zwischenlage auf. Vermutlich handelt es sich in BS 10 um eine Rinnenfüllung des hier der Talaue zuströmenden Talbaches.

An zwei Proben aus BS 10 wurde der organische Anteil bestimmt, dieser lag bei 3 und 7% (Anlage 3.4). Eine Probe wurde zur Konsistenzgrenzenbestimmung (Anlage 3.2.3) herangezogen, derzufolge handelt es sich um einen organischen Ton (OT) breiig bis weicher Konsistenz. Der Auelehm ist gering tragfähig und stark kompressibel.

In BK 1 treten Auelehme in 5,4 bis 6,7 m auf, dort sind die organischen Anteile gering, auffällig ist der eingelagerte Kalkgrus (Wiesenkalk). Hinsichtlich seiner bodenmechanischen Kennwerte kann diese Schicht den Tallehmen (TM) weicher Konsistenz (Homogenbereich C gemäß Abschnitt 2.4 zugeordnet werden.

Bachschotter

Die Geröllablagerungen des Saalbaches sind nicht flächendeckend vorhanden und konnten in BK 1 sowie in den Kleinbohrungen BS 4 bis BS 7 zwischen den Tallehmen und der Verwitterungszone in 0,8 bis 1,4 m Stärke erbohrt werden. Sie bestehen aus einem Gemenge von kantengerundeten Kalksteingeröllen und Sand, zumeist sind sie verlehmt. Lehmfreie und schwach verlehnte Schichten sind wasserführend.

In DPH 1 kann im Bereich der Gerölle eine Schlagzahl von etwa $n_{10} = 10$ abgelesen werden. Dies entspricht einer mitteldichten Lagerung.

Verwitterungszone

Der Kalkstein des Oberen Muschelkalkes ist tiefgründig verwittert. In BK 1 reicht die Verwitterungszone von 8,0 bis 12,5 m, in BK 2 von 7,2 bis 11,0 m. Der Kluftverband ist hier vollständig aufgelöst. Die Verwitterungszone ist als Lockergestein (Boden) zu klassifizieren und besteht aus Kalksteinbruchstücken unterschiedlicher Größenordnung, eingebettet in eine Lehmmatrix (Kornverteilung in Anlage 3.1) Die Rammsonde konnte in DPH 1 noch einen Meter und in DPH 2 noch fast 3 m tief in die Verwitterungszone eindringen. Die Schlagzahlen lagen bei $n_{10} = 20$ bis 40.

Festgestein

Das Kalksteingebirge ist engständig geklüftet und weist zahlreiche lehmgefüllte Schichtfugen und Klüfte sowie stark verwitterte Zwischenlagen auf. In den starkverwitterten Lagen ist der Kalkstein zumeist zu einem mürben Tonstein zersetzt. Beim Bohren wurde ein Teil des Bohrgutes ausgespült, so dass Kernverluststrecken (s. Anlage 2) entstanden.

Mit der Tiefe ist erfahrungsgemäß eine Abnahme der Verwitterung und Zunahme der Festigkeit zu erwarten.

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: Löss und Tallehm UL / TL, steif oder besser
- Homogenbereich C: Tallehm TL / TM, weich und steif
- Homogenbereich D: Auelehm
- Homogenbereich E: Bachschotter
- Homogenbereich F: Verwitterungszone
- Homogenbereich G: Festgestein

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, 6
Bodenklasse DIN 18300 (alt)	1
Wichte γ / γ' [kN/m ³]	18 / 8
Anteil Steine (63 – 200 mm) [%]	< 5
Anteil Blöcke (> 200 mm) [%]	0
organischer Anteil [%]	> 10

Für die **Lockergesteine** (Homogenbereiche B bis F) gelten folgende Eigenschaften:

Homogenbereich	B	C	D	E	F
Bezeichnung	Löss und Tallehm UL/TL,	Tallehm TL / TM	Auelehm	Bachschotter	Verwitterungszone
Bodenart (Körnungslinie)	Schluff, schw. tonig bis tonig, (feinsandig)	Schluff, tonig bis Ton, schluffig	Ton, schluffig, organisch	Kies, sandig, schw. schluffig bis schluffig	Steine/Kies und Ton, schluffig
Konsistenz	steif oder besser	weich, weichsteif, steif	weich, (breiig, steif)	-	steif oder besser
Lagerungsdichte	-			mitteldicht	(dicht)
Bodengruppe DIN 18196	UL, TL	TM, TL	TM, OT	GW, GU	GT, GT*, TM
Frostempfindlichkeit (ZTVE)	F 3			F 2	F 3
Wichte γ / γ' [kN/m ³]	19 / 9		18 / 8	21 / 10	21 / 11
Anteil Steine (63 - 200 mm) [%]	10 – 40	< 10	< 10	20 – 50	40 – 80
Anteil Blöcke (200 - 630 mm) [%]	5 – 20	0	< 5	0 - 20	20 – 60
Anteil große Blöcke (> 630 mm) [%]	< 10	0	< 3	0 – 5	0 – 30
Plastizität I _p [%]	5 - 15	15 - 30	15 - 50	-	15 - 30
Konsistenzzahl I _c [%]	0,5 – 1,0	0,75 – 1,25	< 0,6	-	-
Wassergehalt w _{nat} [%]	15 - 20	20 - 30	> 30	-	-
organischer Anteil [%]	< 3		3 - 15	< 3	
Reibungswinkel ϕ_k [°]	27,5	25	20	35	35
Kohäsion c _k [kN/m ²]	3 - 5	3 - 5	3 - 5	0	3
undrained Koh. c _{u,k} [kN/m ²]	80 - 150	50 – 100	15 - 30	-	-
Steifemodul E _{s, k} [MN/m ²]	10 - 20	5 - 10	2 - 5	30 - 60	
Durchlässigkeit k _f [m/s]	< 1 · 10 ⁻⁷	< 1 · 10 ⁻⁸		10 ⁻⁶ bis 10 ⁻³	n. b.

n. b. : nicht bestimmbar

- : für die Bodenart nicht relevant

Für die **Festgesteine** (Homogenbereich G) gelten folgende Eigenschaften:

Homogenbereich	G
Bezeichnung	Festgestein
Bodenart (Körnungslinie)	Kalkstein, Tonstein
Wichte γ / γ' [kN/m ³]	24 / 14
Reibungswinkel ϕ_k (°) [°]	(35)
Kohäsion c_k (°) [kN/m ²]	(30)
Steifemodul $E_{s, k}$ (°) [MN/m ²]	(100)
einaxiale Druckfestigkeit [MN/m]	10 - 80
Verwitterung	entfestigt (VE) bis angewittert (VA)
Veränderlichkeit ³	VK 2 – VK 3 langsam bis mäßig schnell veränderlich
TF-Orientierung, TF-Abstand	plattig, stark klüftig horizontal geschichtet
Abrasivität	CAI 0,5 – 1,0 schwach abrasiv
Gebirgsdurchlässigkeit k_f [m/s]	n. b.

n. b. : nicht bestimmbar

² Bodenmechanische Parameter als Ersatz für die anisotropen felsmechanischen Parameter. Zur Durchführung geotechnischer Berechnungen. Das Gestein weist im Mittel deutlich höhere Festigkeiten und Steifigkeiten auf, die Annahmen liegen für die Berechnungen auf der sicheren Seite.

³ Nickmann, M.: Abgrenzung und Klassifizierung veränderlich fester Gesteine unter ingenieurgeologischen Aspekten, Münchner Geowissenschaftliche Abhandlungen, München, 2009

2.5 Grundwasser

Den Bohrungen trat in verschiedenen Tiefen Schichtwasser zu. Die Schichtwässer bilden sich in den gering durchlässigen Tallehmen aufgrund des sehr langsam versickernden Niederschlagswasser. Hier wirken geringer durchlässige, tonige Schichten als Stauhorizont, über denen sich das versickernde Wasser aufstaut. Im Extremfall – bei extremen und lang anhaltenden Niederschlägen – kann eine Sättigung bis zur Geländeoberkante eintreten.

Bei Antreffen der Bachschotter oder der Verwitterungszone erfolgte ein deutlicher Zustrom. Hier wurde der Aquifer im Talboden des Saalbaches erreicht. Das Grundwasser stieg in den maschinellen Kernbohrungen (BK 1 und BK 2) auf etwa 4,5 m unter Gelände (137,5 bis 138,0 m+NN) an. Das Grundwasser steht somit gespannt unter den Tallehmen an.

Das Grundwasser steht verzögert in Kontakt mit dem Fließgewässer. Bei hohen Wasserständen wird auch der Grundwasserstand verzögert ansteigen. Grundwassermessdaten und Hochwasserstände des Saalbaches liegen uns nicht vor. Grundsätzlich sollten hier folgende Wasserstände angesetzt werden:

- Bauwasserstand: Gewässerspiegel + 1 m, 140,5 m+NN am Auslassbauwerk
- Bemessungswasserstand: GOK, 142,5 m+NN am Auslassbauwerk

Das Grundwasser aus BK 1 wurde chemisch untersucht. Gemäß der DIN 4030 ist es nicht betonangreifend, die Korrosionswahrscheinlichkeit gemäß DIN 50929-3 ist sehr gering. Nähere Angaben sind dem Laborbericht in Anlage 3.7 zu entnehmen.

2.6 Erdbeben

Eine Richtlinie zur Erdbebensicherheit von Stauanlagen in Baden-Württemberg ist derzeit in Bearbeitung. Vorbehaltlich dieser noch ausstehenden Regeln zur Nachweisführung, wird die rechnerisch anzusetzende Bodenbeschleunigung nach DIN 4149 (Bauten in deutschen Erdbebengebieten) ermittelt, wobei die vom Deutschen Geoforschungszentrum Potsdam online veröffentlichten Beschleunigungswerte verwendet werden.

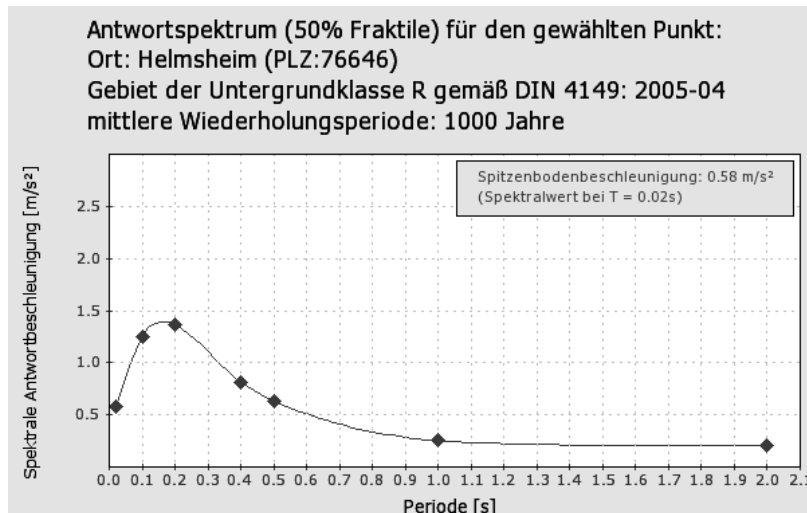
Der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung a_g ist die spektrale Antwortbeschleunigung bei $s = 0$. Dieser beträgt gemäß nachstehendem Diagramm $a_g = 0,55 \text{ m/s}^2$ für eine Wiederkehrperiode von 1000 Jahren⁴.

Die rechnerisch anzusetzende Bodenbeschleunigung ist $a_g \cdot S$, wobei S der Untergrundparameter in Abhängigkeit der Baugrund- und Untergrundklasse ist. Für den Standort Helmsheim (Baugrundklasse B und Untergrundklasse R) ergibt sich nach DIN 4149 ein

⁴

Erforderliche Wiederkehrperiode für das Bemessungserdbeben, siehe Abschnitt 5.1

Untergrundparameter von $S = 1,25$. Daraus ergibt sich ein Rechenwert für quasistatische Berechnungen von $a_g \cdot S = 0,73 \text{ m/s}^2$



Antwortspektrum des GFZ für Helmsheim für eine Jährlichkeit von 1000 Jahren

Ist der Rechenwert für das Bemessungserdbeben größer als 4 % der Erdbeschleunigung, kann der Nachweis entfallen. Dies ist hier nicht der Fall, der Nachweis muss geführt werden.

3 Dammkonzept

3.1 Allgemeines

Zum Beckeneinstau sind Erddämme und ein Auslassbauwerk vorgesehen. Der Rückhaltedamm beginnt rund 220 m südlich des Bahnübergangs am westlichen Talhang. Bereits nach 35 m Dammstrecke in Richtung Nordosten quert der Saalbach die Dammtrasse, hier soll das Auslassbauwerk angeordnet werden. Unmittelbar nach dem Auslassbauwerk schwenkt die Trasse Richtung Osten und verläuft parallel zur Bahntrasse auf einer Strecke von 1,5 km. Die Dammhöhe beträgt am Absperrbauwerk 6 m (gegenüber dem Talboden) und nimmt zur Stauwurzel kontinuierlich ab.

Auf der anderen, nördlichen Seite der Bahn erfolgt ebenfalls ein Beckeneinstau. Zum Schutz der Bahnlinie wird auf einem Teilstück von 700 m Länge auch hier ein Damm erforderlich. Dieser wird maximal 2,8 m hoch.

Im Beckenstauraum befinden sich 2 Trinkwasserbrunnen, die durch eine Erddammeinfassung vor Überflutung geschützt werden sollen.

Das Gewässer quert den Damm in einem offenen Auslassbauwerk mit integrierter Hochwasserentlastung. Das Bauwerk soll eine Länge von 39 und eine lichte Breite von 11 m erhalten.

Auf einem Teilstück von 550 m Länge verläuft der Saalbach nahe an der Bahntrasse. Hier ist in der vorläufigen Planung eine Verlegung des Saalbaches vorgesehen. Varianten ohne Bachverlegung werden aber geprüft.

Der Einstau reicht bis in die Straßenböschungen der B35. Hier sind Vorschüttungen zur Standsicherheitserhöhung vorgesehen.

Nachfolgend sind die planerisch vorgesehenen Bauwerksabmessungen und hydraulischen Belastungen aufgelistet:

Dammgeometrie:

Beckenvolumen:	381.000 m ³
Oberkante Dammkrone:	148,00 m+NN
Gewässersohle Durchlass (im Schieberschacht):	140,00 m+NN
Dammhöhe (Krone bis Bauwerksohle):	8,5 m
Kronenbreite:	bis 5,0 m
Neigung wasserseitige Böschung:	1 : 2,5
Neigung luftseitige Böschung:	1 : 2,5

Stauziele:

Vollstau (Z_V):	146,50 m+NN
Hochwasserstauziel 1 (Z_{H1}):	146,50 m+NN
Hochwasserstauziel 2 (Z_{H2}):	146,50 m+NN

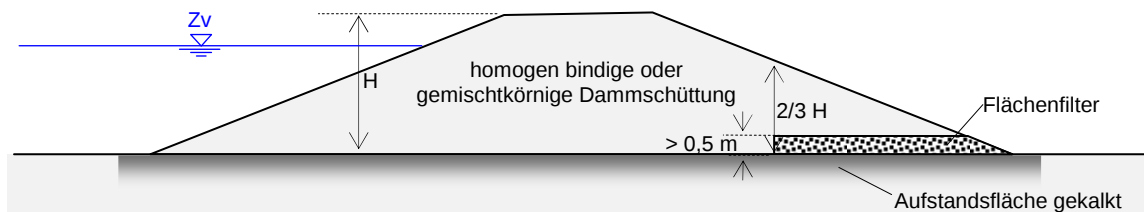
Im Sinne der DIN 19700, Teil 12, handelt es sich um ein "mittleres Becken".

3.2 Dammaufbau

In der Region sind neben dem Löss Lehm- und Hangschuttböden typisch und bilden im Kraichgau zumeist die obersten Meter des Untergrundes. Ebenfalls regional häufig anzutreffen ist Verwitterungsschutt des Gips- oder Lettenkeupers, der sich aus Ton und mürben Tonsteinbruchstücken zusammensetzt. Die Löss sind aufgrund ihrer extrem niedrigen Plastizität sowie ihrer Wasser- und Erosionsempfindlichkeit nicht als Dammbaustoff geeignet. Lehmböden und der Verwitterungsschutt sind hingegen grundsätzlich zur Schüttung homogener Staudämme geeignet.

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 sollte 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 $2/3$ der Dammhöhe reicht. Bei sehr niedrigen Dämmen ist eine Mindestbreite von 2 m vorzusehen.



Skizze: Aufbau homogen bindiger Damm mit Flächenfilter (ohne Maßstab).

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. Wegen der Gefahr möglicher Gleitflächen sollte kein Filtervlies eingebaut werden.

Dem Filter zusickerndes Wasser und Oberflächenwasser muss abgeführt werden. Hierzu sind beidseitig der Bahntrasse Entwässerungsanlagen einzurichten.

3.3 Grundwassermessstelle

Nach DIN 19700 ist eine Grundwassermessstelle anzuordnen. Diese sollte vorzugsweise nahe des Auslassbauwerkes im Bereich des luftseitigen Böschungsfußes im ebenen Talboden angeordnet werden (z. B. am Standort der Bohrung BK 1).

Die Filterstrecke muss im Bereich der Bachgerölle und der Verwitterungszone liegen.

3.4 Dammaufstandsfläche

Der Oberboden muss zunächst abgeschoben werden. Anschwemmungen im Bachbett, durchwuzelte Bereiche der Uferböschungen und aufgeweichte Lehm Böden in der Abtragsohle 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 (Kalk oder Mischbinder mit hohem Kalkanteil) 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.

3.5 Gewässerverfüllung

Auf einer Strecke von 550 m soll der Saalbach nach Süden verlegt und das alte Bachbett verfüllt werden. Das grabenförmig in die ebene Talaue eingeschnittene Bachbett ist rund 10 m breit und 2,5 bis 3 m tief.

Vor der Verfüllung des Bachbettes ist dieses trockenulegen und von Schlammablagerungen und aufgeweichtem Boden zu befreien. Zudem sind stark durchwurzelte Böden in den baumbestandenen Böschungen vollständig auszuräumen.

Die Verfüllung kann mit bindigem Dammbaustoff gemäß Abschnitt 4.1 erfolgen.

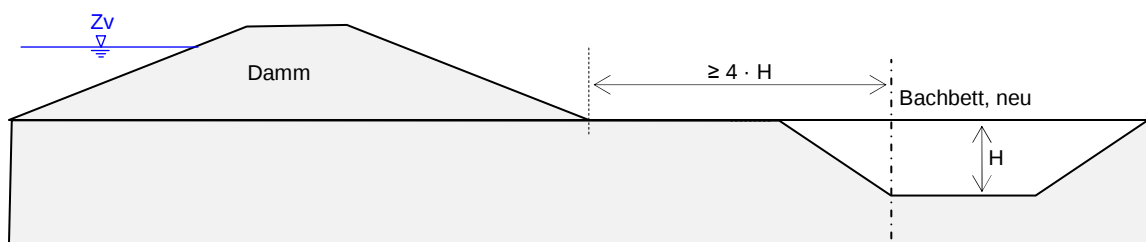
3.6 Neuanlage des Bachbettes

Das derzeitige grabenförmige Bachbett weist teilweise Steilufer auf und ist dicht mit Bäumen und Sträuchern bewachsen. Das Ufer ist erdstatisch gesehen im Grenzgleichgewicht. Steiluferabschnitte werden durch die Durchwurzelung gehalten, bei Hochwässern und umstürzenden oder absterbenden Bäumen wird es zu Nachrutschungen und Abbrüchen kommen.

Im Zuge eines Beckeneinstaus ist zudem eine tiefgründige Aufweichung des Bodens in den Böschungen zu erwarten, so dass im Nachgang zu einem Einstau mit verstärkten Verbrüchen zu rechnen ist.

Ein natürliches Uferprofil kann nicht hergestellt werden, es kann sich aber aus einem konventionellen Grabenprofil entwickeln. Hierfür bietet es sich an, die Böschungen unter einer Neigung von 1 : 1,5 anzulegen und zu bepflanzen. Die Uferböschungen sind nicht standsicher und werden – insbesondere bei Hochwasser – nachbrechen.

Fortschreitende Böschungsnachbrüche dürfen nicht zu einer Standsicherheitsgefährdung des Dammes führen. Um dies zu verhindern, empfehlen wir einen Abstand des Gewässerufers zum Dammfuß von 4 x der Grabentiefe – also ca. 12 m einzuhalten (s. Skizze). Der Uferzustand ist zu beobachten, sollten sich z. B. an Prallhängen verstärkte Uferaufweitungen einstellen, sind im Zuge der Unterhaltung Gegenmaßnahmen, wie das Aufbringen von Steinschüttungen vorzunehmen.

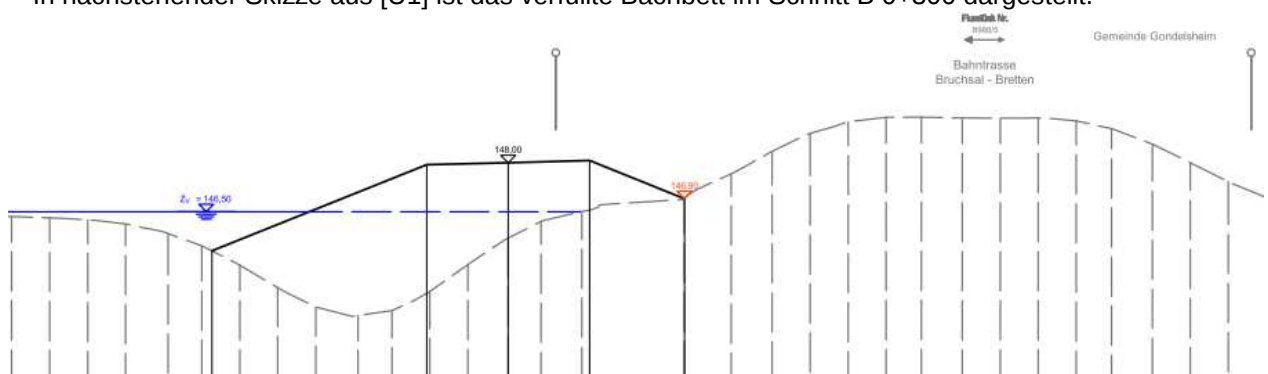


Skizze: Mindestabstand Damm – Bachbett (ohne Maßstab).

3.7 Alternativen zur Gewässerverlegung

Nachfolgend werden Möglichkeiten diskutiert, den Hochwasserschutz ohne Verlegung des Saalbaches zu gewährleisten. Detaillierte Angaben (Bemessungsgrundlagen für Ankerungen und Spundwanddimensionierungen, Geometrien von Böschungssicherungen, u. A.) werden ggf. in einer späteren Planungsphase vorgelegt.

In nachstehender Skizze aus [U1] ist das verfüllte Bachbett im Schnitt B 0+300 dargestellt.

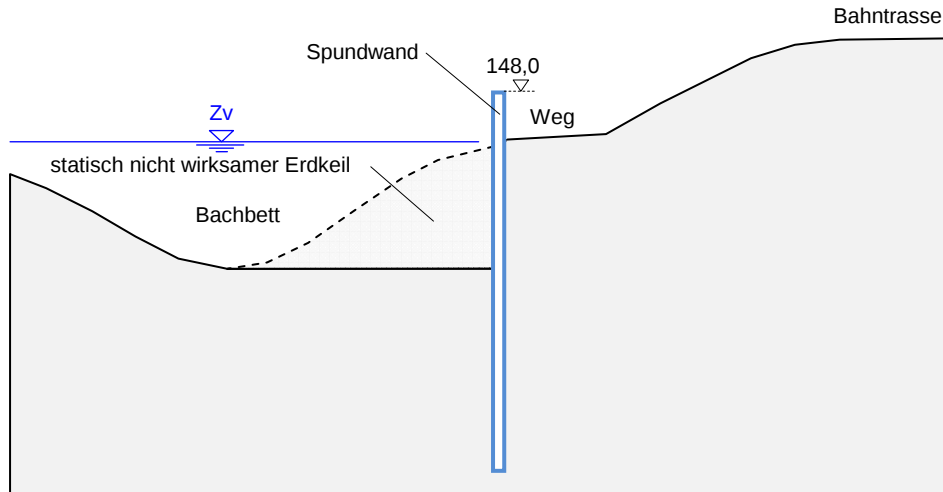


Skizze: Bachbettverfüllung (ohne Maßstab)

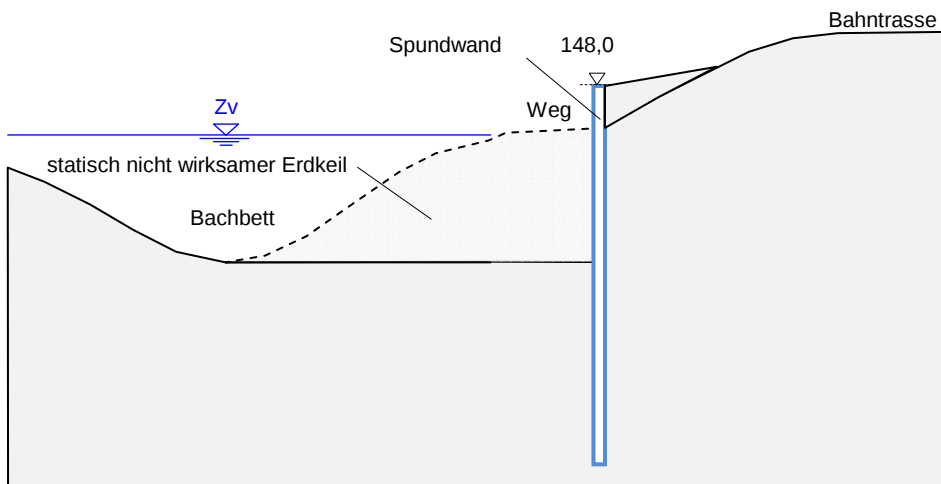
Als Alternative zur Bachverlegung kommen unseres Erachtens folgende Varianten in Betracht:

- Variante A: Spundwand zwischen Uferböschung und Weg
- Variante B: Spundwand zwischen Weg und Bahndamm
- Variante C: Sicherung der Uferböschung und Höherlegung des Weges

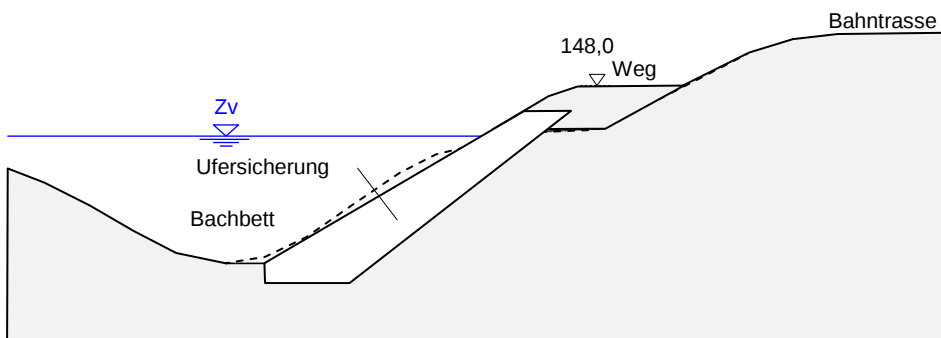
Die nachstehenden Skizzen zeigen die Varianten schematisch.



Skizze: Variante A: Spundwand zwischen Uferböschung und Weg (ohne Maßstab)



Skizze: Variante B: Spundwand zwischen Weg und Bahntrasse (ohne Maßstab)



Skizze: Variante C: Sicherung der Uferböschung und Höherlegung des Weges (ohne Maßstab)

Spundwände

Die Länge der Spundwände ergibt sich aus der statischen Dimensionierung. Der verbleibende Erdkeil vor der Spundwand (Skizze) ist in sich nicht standsicher und darf rechnerisch nicht in Ansatz gebracht werden. Im Untergrund sind hier auch gering tragfähige Auelehme zu erwarten (BS 10). Ab einer Tiefe von 140,5 m+NN ist mit den ungünstigen Kennwerten dieser Schicht zu rechnen. Ohne Rückverankerung sind voraussichtlich lange (bis in die Verwitterungszone) und starke Spundwandprofile erforderlich.

Aufgrund der Nähe zur Bahntrasse (insbesondere bei Var. B) können Verformungen im Bahndamm nicht gänzlich ausgeschlossen werden. Entsprechende Maßnahmen – z. B. messtechnische Überwachung der Gleislage – sind erforderlich.

Hinsichtlich der Bauausführung sind folgende Probleme zu erwarten:

- Der schmale Weg ist mit schweren Baumaschinen und LKW nicht befahrbar. Möglich wäre der Einsatz im freireitenden Einpressverfahren
- Baumwurzeln können erhebliche Rammhindernisse darstellen einstellen (insbesondere bei Var. A)
- bereits beim Rammen können sich Verbrüche in der Uferböschung einstellen (insbesondere bei Var. A)

Bei Var. B ist zu beachten, dass der Weg nicht standsicher ist und im Nachgang eines Beckeneinstaus nachbrechen kann.

Bei Var. A ist zu beachten, dass der Weg einen Freispiegelabfluss für Oberflächenwasser erhält.

Die durchgeführte Baugrunderkundung reicht nicht für eine endgültige Planung und Dimensionierung der Spundwände und ggf. deren Verankerung aus. Sollte eine Spundwandlösung erwogen werden, sind weitere Erkundungsmaßnahmen erforderlich.

Solange die Spundwände nicht tiefer als die Auelehmdecke reichen, dürfte die Auswirkung auf die Grundwasserströmung gering sein, das Aufstauen von Schichtenwässern ist aber möglich. Reicht die Spundwand in Gerölle oder die Verwitterungszone, müssen Maßnahmen zur Gewährleistung der Durchströmung getroffen werden. In der Regel genügt es, hier jede dritte bis vierte Bohle nur bis zum Erreichen der durchlässigeren Schicht einzurammen.

Böschungssicherungen

Denkbare Sicherungen wären eine Steinschüttung, Gabionen oder Flussmatratzen. Anlage 4.5 zeigt eine Berechnung einer möglichen standsicheren Steinschüttung.

Je nach erforderlicher Geometrie der Sicherung überschreitet der Aushub im Bauzustand die Abgrabungsgrenzen nach Ril 836. In diesem Fall werden zusätzliche Sicherungsmaßnahmen erforderlich, dies können ein Verbau oder eine abschnitts- bzw. streifenweise Vor-Kopf-Herstellung der Sicherung sein.

Problematisch ist hier, dass in das wasserführende Gewässer eingegriffen werden muss. Denkbar wäre eine Gewässerdurchführung im Rohr während der Bauzeit.

Die Platzverhältnisse sind hier sehr eng und erfordern eine Vor-Kopf-Herstellung der Sicherung. Voraussichtlich muss auch von der gegenüberliegenden Uferseite aus die Baustelle angedient werden.

In Abschnitten, in denen der Saalbach besonders nah an den Bahngleisen verläuft, ist voraussichtlich eine Aufweitung des Bachbettes erforderlich.

Fazit

Die Spundwand stellt die einzige Lösung dar, bei der das Bachbett weitgehend unberührt bleibt. Die Maßnahme ist aber sehr aufwändig.

Das Einbringen einer Ufersicherung ist weniger aufwändig, allerdings muss damit gerechnet werden, dass der natürliche Charakter des Bachbettes weitgehend zerstört wird.

Beide Varianten erfordern den Einsatz schwerer Baumaschinen im Nahbereich der Gleise. Mit Einschränkungen im Bahnverkehr ist nach unserer Einschätzung zu rechnen, eine enge Abstimmung mit der Deutschen Bahn ist erforderlich.

Aufgrund der genannten Nachteile erscheint uns eine Verlegung des Bachbettes, wie es derzeit auch geplant ist, als die günstigste und sicherste Variante.

3.8 Anschüttung an die B35-Straßenböschung

Die Böschung zur Bundesstraße ist teilweise künstlich angeschüttet und teilweise ein weitgehend natürlicher Aufbau. Die geschütteten Böden sind Lehmböden, die vom anstehenden Löss- und Tallehm kaum zu unterscheiden sind.

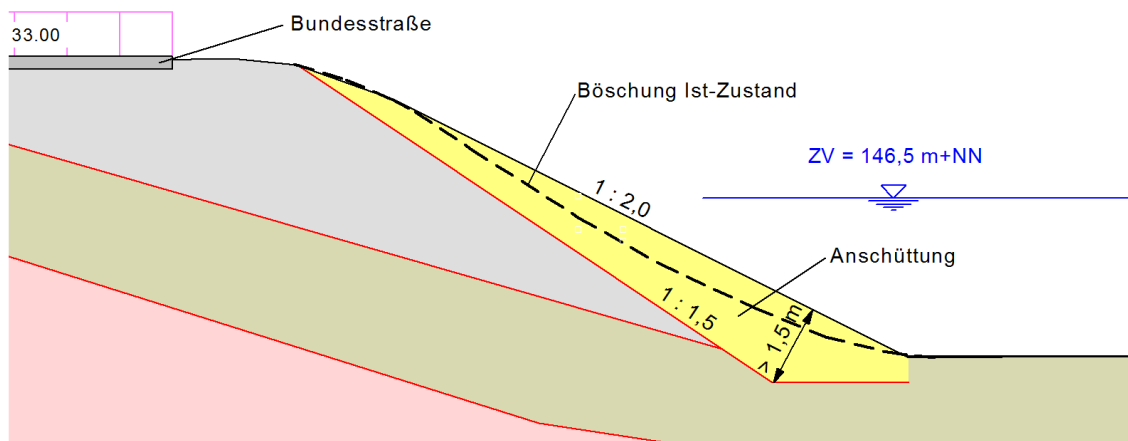
In der natürlichen Abfolge ist eine Wechschelschichtung von Löss und Hanglehmen erbohrt worden, die Verwitterungszone setzt in den Bohrungen zwischen 3,6 und 6 m ein. Insbesondere in der Wechschelschichtung ist in durchlässigeren Lössschichten mit erhöhtem Schichtwasseraufkommen zu Zeiten intensiver Niederschläge zu rechnen.

Ein Beckeneinstau führt zu einer Sättigung des Bodens im Böschungsbereich – zum Einen durch eindringendes Beckenwasser – zum Anderen durch den Rückstau des ankommenden Hangsickerwassers.

Die Standsicherheit der Böschung wird durch den Beckeneinstau herabgesetzt. Betroffen sind die Abschnitte B 0+700 bis 1+100 und B 1+200 bis 1+500.

Im **Abschnitt B 0+700 bis 1+100** liegen die Böschungsneigungen um 1 : 2,5, zudem sind die Böschungen deutlich ausgerundet. Hier konnte die Standsicherheit der Straßenböschung im Ist-Zustand nachgewiesen werden (s. Abschnitt 5.4). Es sind keine Sicherungsmaßnahmen erforderlich.

Im **Abschnitt B 1+200 bis 1+500** sind die Böschungen unter bis zu 1 : 1,5 geneigt und deutlich höher als im o. a. Abschnitt. Hier konnte der Standsicherheitsnachweis im Ist-Zustand nicht geführt werden. Zur Sicherung empfehlen wir hier eine Anschüttung der Böschung mit dränierend wirkendem, steinigem Schüttmaterial gemäß den Material- und Einbauanforderungen in Abschnitt 4.3 gemäß nachstehender Skizze.



Skizze: Anschüttung an B35-Böschung im Schnitt S 1+200 (ohne Maßstab)

Die Straßenböschung ist von Bewuchs, Mutterboden und Wurzeln zu befreien. Es ist eine Neigung von 1 : 1,5 anzulegen. Die Anschüttung ist unter 1 : 2,0 geneigt davor aufzubringen. Die Oberfläche ist zur besseren Verzahnung mit der Anschüttung abzutreten. Eine Verlegung eines Filtervlieses ist bei Verwendung stark hohlraumhaltigen Materials (z. B. sandfreier Schotter oder Steinschüttung) oder im Bereich sichtbarer Wasserzutritte (Hangquellen) bzw. Vernässungszonen erforderlich. Die Anschüttung muss im Fußbereich eine Dicke (gemessen senkrecht zur Böschung) von 1,5 m aufweisen.

4 Dammbaustoffe

4.1 Anforderungen an den Stützkörper aus bindigem oder gemischtkörnigem Boden

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 ≥ 15 %)
Steinanteil	$\varnothing_{>63 \text{ mm}} < 35$ Gew. %
Gehalt an organischen Stoffen	≤ 5 %
Fließgrenze	$w_L \leq 50$ %
Ausrollgrenze	$w_P \leq 20$ %
Plastizität	$I_P \geq 10$ %
Rohtongehalt $d < 0,002 \text{ mm}$ ⁵	≥ 10 %
Kalkgehalt	≤ 10 %

In der Regel sind tonige Schluffe – z. B. mit einem Rohtongehalt 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:

Einbauanforderungen homogene Schüttung	Richtwert
Mindestverdichtungsgrad D_{Pr}	$\geq 97\%$ e.P. ⁶
Luftporengehalt n_a	< 12 % (Volumen)

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

bodenmech. Parameter	γ [kN/m ³]	γ' [N/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]	c_u [kN/m ²]	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	$\leq 1 \cdot 10^{-7}$

⁵

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

⁶

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

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 (Dränfuß)

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	$\geq 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ ⁽⁷⁾

An den Einbau werden folgende Anforderungen gestellt:

Einbauanforderungen Dränagenbaustoff	Richtwert
Mindestverdichtungsgrad D_{Pr}	$\geq 100\% \text{ e.P.}$
Verformungsmodul E_{V2}	$\geq 100 \text{ MN/m}^2$

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

bodenmech. Parameter Dränagenbaustoff	γ [kN/m ³]	γ' [N/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]
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.

4.3 Anforderungen an die Vorschüttung B35

Der Boden muss gut durchlässig sein und anfallendes Sickerwasser aus dem Hang abführen. Es sind die in der nachfolgenden Tabelle aufgeführten Materialanforderungen nachzuweisen:

Materialanforderungen Dränagenbaustoff	Richtwert
Bodengruppe nach DIN 18 196	GW, GE, GI
Feinkorngehalt (Ton und Schluff)	$\leq 5 \%$
Kornform	kantig (Schotter, Bruchsteine)
Durchlässigkeit k_f	$\geq 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ ⁽⁸⁾

An den Einbau werden folgende Anforderungen gestellt:

Einbauanforderungen Dränagenbaustoff	Richtwert
Mindestverdichtungsgrad D_{Pr}	$\geq 100\% \text{ e.P.}$
Verformungsmodul E_{V2}	$\geq 100 \text{ MN/m}^2$

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

bodenmech. Parameter Dränagenbaustoff	γ [kN/m ³]	γ' [N/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]
Natursteinschotter	21,0	11,0	37,5	0

Geeignet ist hier z. B. ein Schotter der Körnung 0/45 mm oder gröber. Neben güteüberwachtem Schotter wäre auch die Verwendung von Vorsiebmaterial aus dem Steinbruch denkbar, wenn ein Feinkorngehalt ($d < 0,06 \text{ mm}$) unter 5 % nachgewiesen wird. Wegen des Grundwasserkontaktes (Hangsickerwasser) ist die Verwendung von Recyclingschotter nicht zulässig.

5 Standssicherheit

5.1 Nachweiskonzept

Der aktuelle Planungsstand ist noch nicht endgültig. Im Zuge einer späteren Planungsphase muss die vollständige Erdstatik der Dämme geführt werden. Die hier durchgeführten Berechnungen beinhalten aber bereits die kritischsten Lastfälle, so dass anhand der Ergebnisse die Realisierbarkeit der vorgesehenen Dammquerschnitte beurteilt werden kann.

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 wird die Berechnung mit Teilsicherheiten 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 : | $p = 10 \text{ kN/m}^2$ (⁹) |
| | - Wasserdruck und Strömungskraft bis Vollstau | $Z_V = 146,50 \text{ m ü. NN}$ |
| Gruppe 2: | seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen | |
| | - Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 1 | |
| | (sofern $Z_{H1} > Z_V$): | $Z_{H1} = Z_V$ |
| | - schnellstmögliche Spiegelabsenkung ab Z_V | |
| | - außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände (stehen noch nicht fest) | |
| Gruppe 3: | außergewöhnliche Einwirkungen | |
| | - Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 2 | |
| | (sofern $Z_{H2} > Z_{H1}$): | $Z_{H2} = Z_V$ |
| | - 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 im voranstehend aufgeführten Einschränkungen reduziert sich der hier geführte Nachweisumfang auf folgende maßgebende Lastfälle:

Einwirkungen		Lastfälle			
		1		2	3
		1.1	1.2	2.2	3.2
Gruppe 1	Eigenlast	X	X	X	X
	Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_v	X			
	Wasserdruck und Strömungskraft bei $\leq Z_s$		X		X
Gruppe 2	schnellstmögliche Spiegelabsenkung				
Gruppe 3	Bemessungserdbeben				X
maßgebliche Dammseite (L: Luft-, W: Wasserseite)		L	W	W	L+W

Im Lastfall 1.2 (Wasserseite) wird der ungünstigste Wasserstand ermittelt. Dieser liegt hier bei einem Einstau zu etwa 1/3 der Dammhöhe.

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 in Abschnitt 2.4 charakteristische 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		
	$\varphi_k [^\circ]$			$c_k [kN/m^2]$		
Tragwiderstandsbedingung	A	B	C1	A	B	C1
Tallehm, weich	25	25	25	5	3	1,5
Tallehm, steif	27,5	27,5	27,5	5	3	1,5
Auelehm	20	20	20	5	3	1,5
Bachschotter	35	32	28	0	0	0
Verwitterungszone	35	35	35	3	0	0
Dammdichtung und Stützkörper	25	25	25	5	4	3
Flächendränage	35	33	32	0	0	0
Anschüttung B35	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.

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 erübrigt sich der Nachweis.

Die Aufnahme der Spreizspannungen wird nur bei oberflächennah sehr schlechten Baugrundverhältnissen und böschungsparell durchströmtem Dammkörper problematisch. Auch dies kann hier ausgeschlossen werden.

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. Die ist aufgrund der tiefgründig bindigen Böden nicht möglich, der Nachweis erübrigt sich.

5.3 Böschungs- bzw. Geländebruchuntersuchungen am Rückhaltedamm

Die Nachweise der Standsicherheit gegenüber Böschungs- bzw. Geländebruch werden am Querschnitt im Damm im Dammhöchsten, neben dem Durchlassbauwerk im Schnitt km B 1+700 sowie im Bereich der ungünstigsten Untergrundverhältnisse (BS 10) bei B 0+650 geführt.

Die Böschungsbruchberechnungen im **Schnitt B 1+700** liefern folgende Ergebnisse:

Lastfall	Beschreibung (berechnete Dammseite)	Ausnutzungsgrad μ ($\mu_{\text{erf}} \leq 1,0$)				Anlage Nr.
		TWB A	TWB B	TWB C1	TWB C2	
1.1	Einstau auf Z_V (Luftseite)	0,76	0,75	0,76	0,80	4.1.1
1.2	Einstau auf Z_S (Wasserseite)	0,76	0,74	0,77	-	4.1.2
2.2	schnelle Spiegelsenkung (Wasserseite)	0,94	0,99	-	-	4.1.3
3.2 L	Bemessungserdbeben (Luftseite)	0,82	-	-	-	4.1.4
3.2 W	Bemessungserdbeben (Wasserseite)	0,81	-	-	-	4.1.5

Die Standsicherheiten konnten in allen Lastfällen nachgewiesen werden.

Die Böschungsbruchberechnungen im **Schnitt B 0+650** wurden lediglich als Vergleichsrechnungen für die Lastfälle 1.1 und 2.2 (schnelle Spiegelsenkung) mit der Tragwiderstandsbedingung A geführt. Diese liefern folgende Ergebnisse:

Lastfall	Beschreibung (berechnete Dammseite)	Ausnutzungsgrad μ ($\mu_{\text{erf}} \leq 1,0$)				Anlage Nr.
		TWB A	TWB B	TWB C1	TWB C2	
1.1	Einstau auf Z_V (Luftseite)	0,60				4.2.1
2.2	schnelle Spiegelsenkung (Wasserseite)	0,74				4.2.2

Im Vergleich zum Schnitt B 1+700 zeigt sich, dass aufgrund der niedrigen Dammhöhe trotz ungünstigerer Untergrundverhältnisse höhere Sicherheitsreserven vorhanden sind. Die Standsicherheit konnte nachgewiesen werden.

5.4 Böschungs- bzw. Geländebruchuntersuchungen an der B35-Straßenböschung

Die Nachweise der Standsicherheit gegenüber Böschungs- bzw. Geländebruch werden an den Querschnitten S 1+075 und S 1+200 geführt. Auf der Bundesstraße wird die Verkehrslast SLW 60 angesetzt. Es handelt sich um eine wasserseitige Böschung, der Nachweisumfang reduziert sich daher auf die Lastfälle 1.2, 2.2 und 3.2 W.

Die Böschungsbruchberechnungen im **Schnitt S 1+075** (ohne Anschüttung) liefern folgende Ergebnisse:

Lastfall	Beschreibung (berechnete Dammseite)	Ausnutzungsgrad μ ($\mu_{\text{erf}} \leq 1,0$)			Anlage Nr.
		TWB A	TWB B	TWB C1	
1.2	Einstau auf H/3	0,82	0,84	0,86	4.3.1
2.2	schnelle Spiegelsenkung	0,83	0,88	-	4.3.2
3.2	Bemessungserdbeben	0,81	-	-	4.3.3

Die Standsicherheiten konnten in allen Lastfällen nachgewiesen werden.

Die Böschungsbruchberechnungen im **Schnitt S 1+200** (mit Anschüttung) liefern folgende Ergebnisse:

Lastfall	Beschreibung (berechnete Dammseite)	Ausnutzungsgrad μ ($\mu_{\text{erf}} \leq 1,0$)			Anlage Nr.
		TWB A	TWB B	TWB C1	
1.2	Einstau auf H/3	0,92	0,90	0,92	4.4.1
2.2	schnelle Spiegelsenkung	0,89	0,92	-	4.4.2
3.2	Bemessungserdbeben	0,98	-	-	4.4.3

Die Standsicherheiten konnten in allen Lastfällen nachgewiesen werden.

6 Gebrauchstauglichkeit (Setzungen)

6.1 Allgemein

Hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit sind folgende Nachweise zu führen

- Verträglichkeit der Dammverformung (Setzung)
- Suffosionsstabilität
- Suberosion

6.2 Suffosion und Suberosion

Die Gefahr einer **Suffosion** besteht innerhalb der mächtigen bindigen Schichten nicht. Es besteht allenfalls die Gefahr, dass bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten feinere Bodenpartikel in den Flächenfilter eingetragen werden können. Hierfür ist ein filterstabiler Übergang gemäß unserer Beschreibung in Abschnitt 3.2 erforderlich.

Suberosion kann auftreten, wenn eine dünne bindige Decklage über durchlässigem Boden (z. B. Bachschotter) liegt. An der Schichtgrenze können sich dann Erosionskanäle ausbilden. Diese Situation ist hier nicht gegeben, eine Gefahr der Suberosion besteht nicht.

6.3 Setzungen

Die Dammsetzungen wurden anhand von dreidimensionalen Untergrundmodellen untersucht, die Dammauflast wurde mittels eines Dreiecksnetzes wirklichkeitsnah simuliert. Das Modell und die Setzungen in Isoliniendarstellung sind für folgende Dammabschnitte getrennt dargestellt:

- | | | | |
|---|-------------------|---|------------|
| - | B 1+400 bis 1+800 | Bereich Durchlassbauwerk (größte Dammhöhe) | Anlage 5.1 |
| - | B 0+950 bis 1+150 | Bereich Trinkwasserbrunnen | Anlage 5.2 |
| - | B 0+500 bis 0+800 | Bereich Bachbettverfüllung (ungünstiger Untergrund) | Anlage 5.3 |

Bereich Durchlassbauwerk

Wie aus der Berechnung (Anlage 5.1) ersichtlich wird, ist mit Maximalsetzungen des Untergrundes von 10 cm im Bereich des Durchlassbauwerkes rechnen. Die tatsächlichen Setzungen werden voraussichtlich unter den errechneten liegen. Zudem wird sich ein Anteil (< 50 %) bereits während der Dammherstellung einstellen. Aus der Eigenkonsolidation des Schüttmaterials können nochmals mehrere Zentimeter Setzung hinzukommen. Insgesamt kann aber von einer Maximalsetzung unter 12 cm ausgegangen werden.

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. Wir empfehlen 2 Setzungspegel beidseits des Bauwerks bei km B 1+700 und B 1+730. Die Setzungspegel sind während der Schüttung und danach – bis zum Abklingen der Setzungsvorgänge – regelmäßig zu vermessen

Bereich Trinkwasserbrunnen

Für den nördlichen Brunnen (B 0+970) sind Maximalsetzungen der Setzungsmulde von 5 cm errechnet worden (Anlage 5.2), am südlichen Brunnen (B 1+100) sind dies aufgrund der größeren Dammhöhe 7 cm. Die Dammsetzungen entlang der Bahntrasse liegen in ähnlicher Größenordnung.

Die Setzungen werden den Berechnungen zufolge bereits am Dammfuß weitgehend abgeklungen sein, so dass im Zentrum der Umfassung zumindest rechnerisch keine Setzung mehr auftreten wird.

Die Berechnung der Setzungen außerhalb der Lastflächen kann aufgrund des Berechnungsverfahrens Ungenauigkeiten und Abweichungen aufweisen. Genauere Berechnungen wären im Rahmen einer numerischen Berechnungsmodells (FE) möglich, die im Zuge der weiteren Planung durchgeführt werden könnte.

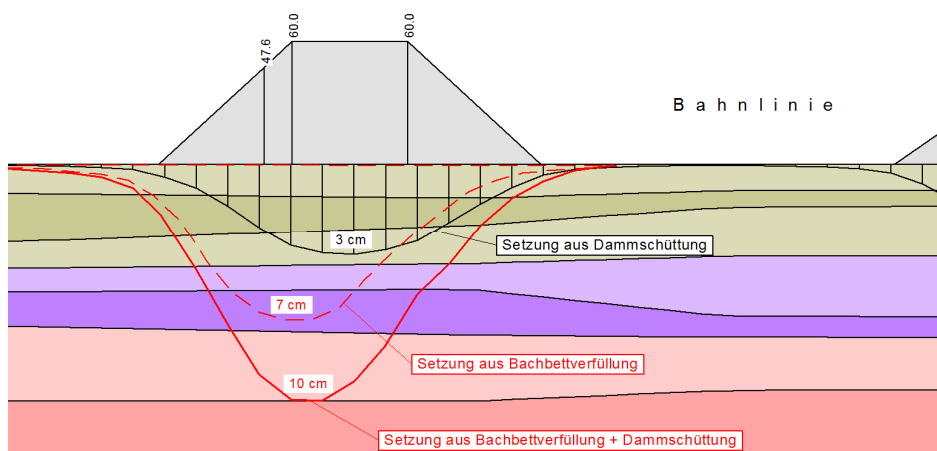
Ohne weitere Untersuchungen sollte mit Verformungen am Brunnen in der Größenordnung weniger Zentimeter gerechnet werden. In welcher Größenordnung hier Setzungen in Kauf genommen werden können, ist mit dem Betreiber abzustimmen.

Wir empfehlen in diesem Zusammenhang die Setzungen mittels Setzungspegeln zu kontrollieren. Hierfür ist jeweils ein Setzungspegel im Nahbereich der Brunnen anzuordnen.

Bereich Bachbettverfüllung

Hier wurde in zwei Rechenschritten zunächst die Setzungen aus der Verfüllung des Bachbettes und anschließend die Setzungen aus der Dammschüttung errechnet. Die Setzungen sind zu addieren.

Anlage 5.3.1 zeigt die Setzungen der Bachbettverfüllung, die rechnerisch maximal 7 cm betragen. In Anlage 5.3.2 sind die Setzungen, die aus der Schüttung der Dämme beidseitig der Bahn resultieren dargestellt. Die Maximalsetzungen betragen hier 3 cm. Überlagert man die beiden Setzungsmulden im Schnitt B 0+700 ergibt sich nachstehender Verformungsverlauf (Anlage 5.3.3):



Skizze: Setzungsmulde Bachbettverfüllung (Bachbett nicht dargestellt) und Dammschüttung

Die zu erwartenden Gesamtsetzungen liegen bei 10 cm, wobei aufgrund des konservativen Ansatzes der Steifemodule am unteren Limit die Setzungen eher überschätzt werden.

Wir empfehlen, die Bachbettverfüllung möglichst frühzeitig vorzunehmen, um deren Setzungen weitgehend vorwegzunehmen. Idealerweise sollte die Wartezeit mehrere Monate betragen.

Setzungen im Bereich der Bahnstrecke

Die Setzungen des Rückhaltedammes entlang der Bahntrasse liegen zwischen 5 cm und 10 cm (Anlage 5.1 bis 5.3). Die größten Verformungen liegen in den Bereichen der größten Dammhöhe (km B 1+600 bis 1+700) und der Bachbettverfüllung (B 0+500 bis 0+700).

Die Berechnungen zeigen, dass die Setzungen fast ausschließlich unter der Dammschüttung stattfinden und im Bereich der Bahntrasse praktisch keine Setzungen errechnet wurden.

Die Berechnung der Setzungen außerhalb der Lastflächen kann aufgrund des Berechnungsverfahrens Ungenauigkeiten und Abweichungen aufweisen. Genauere Berechnungen wären im Rahmen einer numerischen Berechnungsmodells (FE) möglich, die im Zuge der weiteren Planung durchgeführt werden könnte.

In jedem Fall sollte mit Verformungen in der Größenordnung weniger Zentimeter gerechnet werden. Die Setzungen des Gleises müssen daher messtechnisch erfasst werden. Die Maßnahmen sind mit der Bahn abzustimmen.

Die Verformung am Bahngleis ist mittels Nivellement messtechnisch zu überwachen. Vorbehaltlich der Anweisungen der Bahn schlagen wir Folgendes vor:

- Messpunkte alle 100 m
- Messintervall während der Schütтарbeiten arbeitstächlich
- Messintervall nach den Schütтарbeiten wöchentlich bis zum Abklingen
- Schlussmessung frühestens 3 Monate nach Beendigung der Schütтарbeiten (auch wenn vorher aufgrund des Abklingens der Setzungen keine Messung mehr durchgeführt wurde)

Stellen sich Verformungen ein, können unmittelbar Maßnahmen, wie das Nachstopfen von Schotter durchgeführt werden.

7 Durchlassbauwerk

7.1 Allgemeines

Das Auslassbauwerk mit integrierter Hochwasserentlastung ist in Form eines knapp 40 m langen Trogas mit einer lichten Breite von 11,1 m geplant, der vom wasserseitigen bis zum luftseitigen Dammfuß verläuft.

Gemäß den vorliegenden Planunterlagen liegt die Aushubsohle bei 138,5 m. Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung gründet das Bauwerk über die gesamte Länge in steifen und weich-steifen Tallehmen. Das Bauwerk bindet gegenüber der gemessenen Grundwasserstände (137,5 - 138,0 m+NN) nicht in das Grundwasser ein. Bei höheren Grundwasserständen (Bauwasserstand 140,5 m+NN) reicht der Aushub unter den Grundwasserstand.

Bauwerksohle und Gewässersohle liegen ungefähr auf gleichem Niveau, das Bachbett liegt in der Bauwerksgrundfläche. In der Sohle des Bachbettes ist mit Schlammablagerungen und tiefgründig weichen Böden zu rechnen.

In den vorliegenden Planunterlagen [U1] sind noch keine Maßnahmen zum Kolkenschutz abstrom des Bauwerks dargestellt. Eine Bodenerosion bei Hochwasser würde die Dammstandortsicherheit gefährden. Hier sind entsprechende Maßnahmen – z. B. Anordnen eines Tosbeckens – vorzusehen.

7.2 Baugrube

Das Gelände liegt im Nahbereich des Bauwerksstandorts auf 142,5 bis 142,8 m+NN. Die Baugrubentiefe (Aushubsohle bei 138,5 m+NN) liegt somit bei etwas über 4 m.

Während der Bauphase muss der Saalbach verlegt oder in einem Rohr durch die Baugrube geführt werden.

Prinzipiell ist in den bindigen Böden – sofern sie nicht wassergesättigt sind – eine **freie Abböschung** möglich. Wegen der teilweise weichen Böden darf eine Neigung von 45° nicht überschritten werden. Die Anforderungen der DIN 4124 sind zu beachten.

Im Bereich von Schichtwasserzutritten und gesättigter bindiger Böden kann ein Nachbrechen der Baugrubenwände nicht ausgeschlossen werden. In diesem Fall werden zusätzliche Maßnahmen zur Stabilisierung der Böschung erforderlich. Dies können neben einem Abflachen der Böschung ein Hilfsverbau oder das Einbringen von Stützkörpern aus Schotter sein. Die Maßnahmen sind vor Ort den Gegebenheiten anzupassen.

Wird die frei abgeböschte Baugrube von einem Hochwasser durchströmt, muss mit erheblichen Böschungsverbrüchen gerechnet werden.

Alternativ besteht die Möglichkeit eines **Baugrubenverbaus** mittels einer Spundwand oder eines Trägerbohlverbaus. Es ist zu beachten, dass eine Rammung von Spundbohlen nur bis etwa 3 m unter die Baugrubensohle möglich ist (s. Rammsondierungen in Anlage 2.1). Von daher ist unserer Ansicht nach ein Trägerbohlverbau mit vorgebohrten Trägern die geeignetere Lösung.

Die Verbauwände können gegenseitig ausgesteift oder rückverankert werden. Die Lasten der Temporäranker können in die Verwitterungszone eingeleitet werden. Aufgrund der inhomogenen Zusammensetzung ist sicherheitshalber eine Dimensionierung für einen halbfesten bindigen Boden (z. B. nach Ostermayer, Grundbautaschenbuch) vorzunehmen.

In dem gering durchlässigen Untergrund sind nur geringe **Grundwasserzustrommungen** zu erwarten. Unter Umständen können sich wenig ergiebige Wasserzutritte aufgrund punktueller Wasserwegigkeiten oder schichtgebundener Wasserzutritte einstellen. Punktueller Wasserzutritte sind separat zu fassen, ansonsten kann zusickerndes Grundwasser in einer offenen Wasserhaltung gefasst werden.

Das Grundwasser steht gespannt unter den Tal- und Auelehmen in den deutlich durchlässigeren Bachgeröllen und der Verwitterungszone an. Die Sicherheit gegen **Sohlaufbruch** ist daher zu untersuchen: Die Aushubsohle liegt auf einem Niveau von 138,5 m+NN. Es verbleiben im Untergrund 2,7 m grundwassersperrende Tal- und Auelehme ($\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$) als Auflast ($G_{\text{stb};k} = 51,3 \text{ kN/m}^2$). Der Wasserdruck auf der Schichtunterkante Tal-/Auelehm (136,2 m+NN) beträgt bei Bauwasserstand (140,5 m+NN) $V_{\text{dst};k} = 43,0 \text{ kN/m}^2$. Daraus ergibt sich nach EC7:

- stabilisierende vertikale Einwirkung: $G_{\text{stb};d} = \gamma_{G;\text{stb}} G_{\text{stb};k} = 0,95 \cdot 51,3 \text{ kN/m}^2 = 48,7 \text{ kN/m}^2$
- destabilisierende vertikale Einwirkung: $V_{\text{dst};d} = \gamma_{G;\text{dst}} V_{\text{dst};k} = 1,05 \cdot 43,0 \text{ kN/m}^2 = 45,2 \text{ kN/m}^2$

Mit $G_{\text{stb};d} > V_{\text{dst};d}$ ist der Nachweis gegen Aufschwimmen erbracht. Ein Ansteigen des Wasserstandes über den Bauwasserstand kann nicht gänzlich ausgeschlossen werden, wir empfehlen daher eine Grundwassermessstelle neben dem Baufeld anzulegen und den Wasserstand zu kontrollieren.

7.3 Gründung

Bei einer Flachgründung des Bauwerkes würde dieses der Setzungsmulde des Dammes folgen. Die Setzungsmulde ist in Anlage 5.1 dargestellt. Bei einer Flachgründung würde das Bauwerk Mitnahmesetzungen in einer ähnlichen Größenordnung erfahren. Diese können voraussichtlich nicht ohne Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit aufgenommen werden, wir empfehlen daher, das Bauwerk tief zu gründen.

Schlammablagerungen (Bachbett) und stark aufgeweichter Boden in der Gründungssohle sind auszuräumen und gegen bindiges Stützkörpermaterial herzustellen, es gelten die Material- und Einbauanforderungen gemäß Abschnitt 4.1.

Zwischen der planmäßigen Aushubsohle und der Verwitterungszone des Muschelkalks verbleiben lediglich noch 3 bis 3,5 m. Unserer Ansicht nach bietet es sich hier an, die Bauwerkslasten über eine **Brunnengründung** in die Verwitterungszone oder die Bachgerölle einzuleiten.

Bei einer Brunnengründung wird bis 0,5 m unter der Oberkante des tragfähigen Horizontes (Verwitterungszone oder mindestens halbfester Verwitterungslehm) im Schutz eines Brunnenrohres (übliche Durchmesser: 1,2, 1,5 oder 2,0 m) ausgehoben und anschließend unter Ziehen des Rohres betoniert. Die Brunnen werden als Einzelfundamente dimensioniert. Anlage 6.1 enthält eine Grundbruch- und Setzungsdimensionierung für die ungünstigere Bodenschichtung bei BK 1. Wir empfehlen den Bemessungswert des Sohlwiderstands auf $q_{r,d} = 700 \text{ kN/m}^2$ zu begrenzen (aufnehmbarer Sohldruck nach DIN 1054: 2005: $\sigma_{zul} = 500 \text{ kN/m}^2$). Die rechnerisch ermittelten Setzungen liegen bei 1,5 bis 2 cm.

Der Muschelkalk ist im Baufeld tiefgründig und inhomogen verwittert. Konventionelle **Bohrpfähle** müssten für relativ ungünstige Bodenkennwerte bemessen werden und sind daher voraussichtlich unwirtschaftlich.

Als Pfahlsystem wären daher 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.

Wie weit die Pfähle in die Verwitterungszone eindringen werden ist schwer abzuschätzen. Pfähle des Systems Franki sind in der Regel in der Lage bis in den kompakten Fels einzudringen. Es besteht aber auch die Möglichkeit eine Fußausrammung innerhalb der Verwitterungszone vorzunehmen. Die Aufstandsflächen der Pfähle werden gemäß den Erkundungsergebnissen etwa zwischen 130 und 134 m+NN liegen. Die Pfahllängen liegen somit lediglich bei 4,5 bis 7,5 m.

Die Dammschüttung erzeugt an den Bauwerksaußenflächen und den Mantelflächen der äußeren Tiefgründungselemente eine **negative Mantelreibung**. Oberhalb der Einbindung in die Verwitterungszone ist daher eine zusätzliche abwärts gerichtete Vertikalkraft zu berücksichtigen. Am Stahlbetonbauwerk errechnet sich die negative Mantelreibung aus $\tau_k = E_0 \cdot \tan \delta$, mit $\delta = \frac{2}{3} \varphi$ und $k_0 = 0,5$ für den Erdruhedruckansatz. Bei den Brunnen oder Pfählen wirkt die negative Mantelreibung nur auf die nach außen zeigende Hälfte der außenliegenden Pfähle, innenliegende Pfähle erfahren keine negative Mantelreibung. Aufgrund des konservativen Ansatzes der Mantelreibung am Bauwerk (Erdruhedruck) kann die negative Mantelreibung auf die Pfähle unserer Ansicht nach vernachlässigt werden.

Die **Bodenplatte** ist freitragend und punktgestützt zu dimensionieren. Zur Vermeidung von bevorzugter Wasserwegigkeiten dürfen keine grobkörnigen Böden in den Gründungssohlen eingebaut werden. Vorhandene grobkörnige Böden – wie z. B. Baustraßen – sind vollständig rückzubauen. Die Herstellung der Bodenplatte muss auf einer Betonsauberkeitsschicht unmittelbar auf dem bindigen Untergrund erfolgen.

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
- Flügelwände seitlich des Bauwerks

Als **Dichtungsschürze** genügt ein mindestens 1 m tiefer Betonsporn der am wasserseitigen Bodenplattenrand angeordnet wird. Das Rückversetzen hinter die erste Brunnen- bzw. Pfahlreihe ist möglich.

Durch die Setzungen aus der Dammauflast wird sich kein Kraftschluss zwischen der tief gegründeten Bodenplatte und dem Untergrund unter der Bodenplatte einstellen, ungünstigstenfalls kann sich hier ein Spalt bilden. Die Unterströmungssicherung muss daher durch eine **Dichtwand** gewährleistet werden.

Die Dichtwand unter dem Bauwerk kann als Spundwand ausgeführt werden, die bis zur maximal möglichen Rammtiefe in die Verwitterungszone eingetrieben wird. Eine konzentrierte Unterströmung kann dann ausgeschlossen werden. Die Dichtwand ist in der Absperrebene (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 sein.

Anlage 6.2 enthält die Berechnungen der konzentrierten seitlichen Umtrömung nach Chugaev¹⁰. Es ergibt sich eine erforderliche Flügelwandlänge von 6,1 m. Die Fuge zwischen Boden und Bauwerkswand wird hierbei rechnerisch in Ansatz gebracht. Damit ein kraftschlüssiger Kontakt gewährleistet ist, müssen die Bauwerkswände leicht nach innen geneigt (z. B. 20 :1) ausgeführt werden.

8 Zusammenfassung

Die Stadt Bruchsal plant den Neubau eines Hochwasserrückhaltebeckens im Tal des Saalbaches zwischen Bruchsal-Helmsheim und Gondelsheim. Es ist die Schüttung von Erddämmen und der Bau eines Auslassbauwerkes geplant. Auf einem Teilstück soll der Saalbach verlegt werden.

Der Untergrund besteht im Talboden zunächst aus einer mehrere Meter mächtigen Decke aus weich-steifen und steifen Tallehmen (verschwemmte Löss- und Hanglehme). Bereichsweise werden diese von dünnen Lagen aus Auelehm und Bachschotter unterlagert. Mächtigere gering tragfähige Auelehme wurden nur in einer Bohrung (BS 10) nahe der Stauwurzel angetroffen. Darunter folgt der Oberen Muschelkalk, der mit einer mehrere Meter mächtigen, inhomogenen Verwitterungszone einsetzt.

Die Erddämme können als homogene Dammschüttungen mit luftseitigem Flächenfilter hergestellt werden. Bei Böschungsneigungen von 1 : 2,5 ist die Standsicherheit gegeben. Die rechnerisch ermittelten Dammsetzungen liegen bei maximal 12 cm.

Zur Sicherung der Straßenböschung der B35 ist in einem Abschnitt eine Vorschüttung aus steinigem Material erforderlich.

Das Durchlassbauwerk muss mittels einer Tiefgründung in der Verwitterungszone gegründet werden. Hierzu bietet sich eine Brunnengründung an, alternativ wären Rammpfähle geeignet.

gez. Dipl.-Ing. M. Gutberlet

gez. Dipl.-Ing. K.-M. Gottheil

¹⁰

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