



Hochwasserschutz Scheffzental in Ditzingen

Geotechnisches Gutachten Stand sicherheitsnachweise

Projekt-Nr.: **120690**

Bericht-Nr.: **01**

Erstellt im Auftrag von:
Herzog + Partner GmbH
Beratende Ingenieure VBI
Im Bögel 7
76744 Wörth-Maximiliansau

Dipl.-Ing. Ralf Plamitzer, Dipl.-Ing. Gerhard Sulzbach
Dipl.-Geol., M.Sc. Martin Di Muzio,

2020-04-21

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1	ZUSAMMENFASSUNG 7
2	VORBEMERKUNG 8
3	UNTERLAGEN 10
4	PROJEKTGELÄNDE / BAUWERK..... 11
4.1	Standortdaten / Lage des Dammbauwerks..... 11
5	UMFANG DER GEOTECHNISCHEN UNTERSUCHUNGEN 13
5.1	Frühere Untersuchungen..... 13
5.2	Aktuelle Untersuchungen durch CDM Smith..... 13
5.2.1	Untersuchungen im Feld 13
5.2.2	Laboruntersuchungen..... 14
6	UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE..... 15
6.1	Geologischer und hydrogeologischer Überblick..... 15
6.2	Ergebnisse der Baugrunderkundung 16
6.2.1	Künstliche Auffüllungen 17
6.2.2	Quartäre Auelehme 17
6.2.3	Unterkeuper 17
6.2.4	Oberer Muschelkalk 18
7	BODENMECHANISCHE EIGENSCHAFTEN DER BÖDEN..... 18
7.1	Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche 18
7.1.1	Oberboden 18
7.1.2	Künstliche Auffüllungen (Schicht 1) 19
7.1.3	Quartäre Auelehme (Schicht 2) 19
7.1.4	Unterkeuper (Schicht 3)..... 19
7.1.5	Oberer Muschelkalk (Schicht 4)..... 20
7.2	Charakteristische Bodenmechanische Kennwerte und Klassifikation 20
7.3	Erdbeben..... 22
8	GRUNDWASSER 22
9	DAMMBAUWERK 23
9.1	Technische Daten des geplanten Dammes 23
9.2	Querschnitt und Materialien der Vorschüttung..... 23
9.3	Gründung der Vorschüttung 24
9.4	Gründung Durchlass- und Kontrollbauwerk 24

10	GEOTECHNISCHE UND GEOHYDRAULISCHE NACHWEISE	25
10.1	Klassifizierung des Beckens	25
10.2	Untersuchungsumfang	26
10.3	Lasteinwirkungen, Einwirkungskombinationen, Tragwiderstände und Bemessungssituationen	26
10.3.1	Lasteinwirkungen	26
10.3.2	Einwirkungskombinationen (Lastfälle)	27
10.3.3	Tragwiderstandsbedingungen	28
10.3.4	Bemessungssituationen, Teilsicherheitsbeiwerte.....	28
10.4	Zu untersuchende Einwirkungskombinationen (Lastfälle) gemäß DIN 19700-11, Tabelle 3	29
10.5	Verkehrslasten	31
10.6	Nachweise der Gesamtstandsicherheit	31
10.6.1	Nachweise gegen Böschungsbruch (wasserseitige Böschung)	31
10.6.2	Nachweis gegen Böschungsgrundbruch	32
10.6.3	Zusammenstellung der Ergebnisse der Nachweise der Böschungsstandsicherheit..	32
10.7	Nachweise der lokalen Standsicherheit	34
10.7.1	Nachweis gegen oberflächennahen Bruch der Böschungen.....	34
10.7.2	Nachweis der Spreizsicherheit am Böschungsfuß	35
10.8	Nachweise der Gebrauchstauglichkeit.....	35
10.8.1	Setzungen	35
10.8.2	Abführung von Sicker- und Dränagewasser	37
10.9	Nachweise Filterwirksamkeit und Erosionssicherheit.....	37
10.9.1	Nachweis Filterwirksamkeit	37
10.9.2	Nachweis Kontakterosion (Erosionskanalbildung, Erosionsgrundbruch, Fugenerosion)	38
10.9.3	Nachweis gegen Suffosion	38
10.9.4	Nachweis Oberflächenerosion.....	38
10.10	Nachweise am Durchlassbauwerk.....	38
10.11	Abschließende Beurteilung der Standsicherheitsuntersuchungen	39
11	MATERIAL- UND EINBAUANFORDERUNGEN, HINWEISE ZUR BAUAUSFÜHRUNG	39

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

	Seite
Abbildung 4.1	Lage des Untersuchungsgebiets (Quelle : Google Earth, Aufnahme: 22.03.2012)..... 12
Abbildung 4.2	Lageplan des Bauwerks aus Objektplanung 2019/2020 12
Abbildung 4.3	Geländeschnitt aus Objektplanung 2019/2020 12
Abbildung 10.1	Lastfläche Schnitt 1 Bereich Wendehammer..... 36
Abbildung 10.2	Lastfläche Schnitt 2 Bereich Wartungsweg 36

TABELLENVERZEICHNIS

	Seite
Tabelle 5.1	Übersicht der durchgeführten Felduntersuchungen..... 14
Tabelle 6.1	Lage der Oberkanten sowie Mächtigkeiten der in den Bohrungen KB und Rammkernsondierungen RKS aufgeschlossenen Schichteinheiten 16
Tabelle 7.1	Zusammenstellung der Ergebnisse der Standard-Penetration-Tests (SPT) .. 20
Tabelle 7.2	Charakteristische bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen..... 21
Tabelle 7.3	Einstufung der angetroffenen Schichteinheiten nach DIN 18 196, DIN 18 300, DIN 18 301 und ZTV E-StB 09 21
Tabelle 8.1	Gemessene Grundwasser- bzw. Sicker- oder Stauwasserstände 22
Tabelle 10.1	Anzusetzende Teilsicherheitsbeiwerte gem. DIN1054:2010-12 und DIN 1054/A2:2015-11 29
Tabelle 10.2	Ergebnisse der Böschungsbruchberechnung..... 33

ANLAGENVERZEICHNIS

Anlage 1 **Lagepläne**

- Anlage 1.1 Übersichtslageplan, M 1 : 25.000
- Anlage 1.2 Lage der Untersuchungspunkte, M 1 : 200

Anlage 2 **Baugrundschnitte**

- Anlage 2.1 Baugrundschnitt 1
- Anlage 2.2 Baugrundschnitt 2
- Anlage 2.3 Baugrundschnitt 3
- Anlage 2.4 Baugrundschnitt 4

Anlage 3 **Einzeldarstellung der Bodenprofile und Rammdiagramme, Kernkistenfotos**

- Anlage 3.1 Bodenprofile und Rammdiagramme
- Anlage 3.2 Fotodokumentation der Kernkisten der Bohrungen

Anlage 4 **Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche**

Anlage 5 **Standsicherheitsnachweise Böschung**

- Anlage 5.1 QP bei KB4 und 0+020,3 - Böschungsneigung 1 : 2
 - Anlage 5.1.1 QP bei KB4 EK 1.1 Vollstau, Geometrie 1
 - Anlage 5.1.2 QP bei KB4 EK 1.1a Teileinstau, Geometrie 1
 - Anlage 5.1.3 QP 0+020,3 EK 1.1c Teileinstau
 - Anlage 5.1.4 QP 0+020,3 EK 2.2 Spiegelsenkung
 - Anlage 5.1.5 QP bei KB4 EK 1.1b Teileinstau, Geometrie 2
- Anlage 5.2 Profil 0+038,8 - Böschungsneigung 1 : 2
 - Anlage 5.2.1 EK 1.1 Vollstau, Geometrie 1
 - Anlage 5.2.2 EK 1.2 Becken leer, Geometrie 1
 - Anlage 5.2.3 EK 2.2 Spiegelsenkung, bis 1/3 der Ausgangseinstauhöhe, Geometrie 2
 - Anlage 5.2.4 EK 2.2 Spiegelsenkung, bis Dammfuß, Geometrie 2
 - Anlage 5.2.5 EK 2.3 Becken leer, Bauzustand RÜB, Geometrie 1
 - Anlage 5.2.6 EK 3.1 Einstau Z_{H_2} , Geometrie 1
- Anlage 5.3 Profil 0+038,8 - Böschungsneigung 1 : 2,5
 - Anlage 5.3.1 Profil 1 EK 1.1 Vollstau HQ 1000
 - Anlage 5.3.2 Profil 1 EK 1.1a Teileinstau HQ 100
 - Anlage 5.3.3 Profil 1 EK 1.2 Becken leer
 - Anlage 5.3.4 Profil 1 EK 1.2a Becken leer, Bermenböschung
 - Anlage 5.3.5 Profil 1 EK 2.2 Spiegelsenkung, bis 1/3 der Ausgangseinstauhöhe
 - Anlage 5.3.6 Profil 1 EK 2.2 Spiegelsenkung, bis Dammfuß
 - Anlage 5.3.7 Profil 1 EK 2.3 Becken leer, Bauzustand RÜB
 - Anlage 5.3.8 Profil 1 EK 3.1 Einstau Z_{H_2}

- Anlage 5.4 Profil 0+020,3 - Böschungsneigung 1 : 2,5
 - Anlage 5.4.1 Profil 2 EK 1.1 Vollstau HQ 1000
 - Anlage 5.4.2 Profil 2 EK 1.1a Teileinstau HQ 100
 - Anlage 5.4.3 Profil 2 EK 1.2 Becken leer
 - Anlage 5.4.4 Profil 2 EK 1.2a Becken leer, Bermenböschung
 - Anlage 5.4.5 Profil 2 EK 2.2 Spiegelsenkung, bis 1/3 der Ausgangseinstauhöhe
 - Anlage 5.4.6 Profil 2 EK 2.2 Spiegelsenkung, bis Dammfuß
 - Anlage 5.4.7 Profil 2 EK 2.3 Becken leer, Bauzustand RÜB
 - Anlage 5.4.8 Profil 2 EK 3.1 Einstau Z_{H2}

1 ZUSAMMENFASSUNG

Die Städte Stuttgart, Ditzingen und Gerlingen beabsichtigen ein gemarkungsübergreifendes Hochwasserschutzkonzept für das Scheffzentral umzusetzen. Ziel des Konzepts ist der Schutz des Stadtgebiets Ditzingen bis zum 100-jährlichen Hochwasserabfluss.

Das Hochwasserschutzkonzept sieht die Errichtung eines Hochwasserschutzdammes am nördlichen Ende des Scheffzentals (Unteres Scheffzentral) vor. Es wurden bereits verschiedene Dammstandorte im Bereich zwischen der Brücke der BAB 81 und dem Straßendamm der Siemensstraße untersucht. Nach der aktuellen Planung soll der Straßendamm der Siemensstraße als Absperrbauwerk genutzt werden. Dazu ist geplant, die Südböschung des dort verbreiterten Straßendamms durch Vorschüttung einer Dichtungsschicht aus feinkörnigem Material und einer Auflastschicht aus grobkörnigem Material abzuflachen. Das vorhandene Einlaufbauwerk des Beutenbachdurchlasses soll zu einem Kontrollbauwerk mit integrierter Hochwasserentlastungsanlage umgebaut werden.

Der Untergrund im Bereich der Aufstandsfläche der Böschungsvorschüttung und des Standorts des Kontrollbauwerks wurde durch zwei maschinelle Bohrungen bis in 15 m und 14 m Tiefe, durch zwei Sondierungen mit der schweren Rammsonde und vier Rammkernsondierungen erkundet. Eine weitere, oberhalb der Böschung im Straßendamm ausgeführte maschinelle Aufschlussbohrung wurde zur Beurteilung des Materials des Damms herangezogen.

An Proben aus den Bohrungen wurden geotechnische Laborversuche durchgeführt, die die aus der Vorerkundung vorliegenden Untersuchungen ergänzen.

Im Bereich des Unteren Scheffzentals, stehen primär quartäre Talauesedimente an, bestehend aus tonig sandigen Schluffen in mehrheitlich weicher Konsistenz, die im tieferen Bereich auch grobsandig-kiesig sein können. Die Mächtigkeit der Talauesedimente kann bis zu ca. 4 m betragen. Im Liegenden der Talauesedimente folgen die Gesteine des Unteren Keupers (Lettenkeuper), die aus einer Wechselfolge aus klüftigen und bereichsweise sandigen Ton- und Dolomitsteinen bestehen. Die Auffüllböden der Dammverbreiterung bestehen aus fein- und gemischtkörnigen Böden unterschiedlicher Konsistenz.

Für die erkundeten Bodenschichten werden charakteristischen Bodenkennwerte angegeben und es werden die angetroffenen Grundwasserverhältnisse dokumentiert. Ein erster Grundwasserhorizont ist im Normalfall im Bereich der Talauesedimente anzutreffen. In den Deckschichten können sich jedoch zum Teil Sicker- bzw. Stauwasserstände ausbilden. Bei den aktuellen Aufschlüssen wurde Wasserzutritt in den Bohrlöchern der maschinellen Bohrungen in Tiefen zwischen 2,3 m und 12,7 m unter der Ansatzhöhe festgestellt. Der Ruhewasserspiegel lag zwischen 10,42 m und 3,52 m unter Ansatzhöhe. In den Rammkernsondierungen wurde kein Grundwasser angetroffen. Im Tieferen ist Grundwasser in den klüftigen Keuperschichten sowie hauptsächlich im Bereich der Muschelkalkformation anzutreffen.

Es werden die Es werden Angaben zur Gründung der Böschungsvorschüttung und des Durchlass- und Kontrollbauwerks gemacht. Wegen der bereichsweise weichen Böden ist ein Bodenaustausch oder eine Bodenverbesserung erforderlich. Infolge des hoch anstehenden Grundwassers werden zur Durchführung der Gründungsmaßnahmen für das Kontrollbauwerk voraussichtlich Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich.

Aufgrund der Besonderheit, dass es sich um keinen reinen Staudamm, sondern um einen Straßendamm mit sehr breiter Aufstandsfläche handelt, waren lediglich die für diesen Sonderfall relevanten Nachweise gemäß DIN 19700 für Rückhaltebecken zu führen.

Diese waren im Wesentlichen die Untersuchungen zur Standsicherheit der wasserseitigen Böschung, die Beurteilung der infolge des Aufbringens der Vorschüttung sowie durch den Bau des Kontrollbauwerks zu erwartenden Setzungen und der Nachweis gegen Dammfußspreizen.

Von der Objektplanung war für die Böschungsvorschüttung zunächst eine Böschungsneigung von 1 : 2 vorgesehen, die dann auf 1 : 2,5 geändert wurde. Ferner sollte der am Fuß der Vorschüttung geplante Unterhaltungsweg ursprünglich geländegleich hergestellt und in der späteren Variante mit der flacheren Böschung auf einer Berme angeordnet werden. Es wurden daher Untersuchungen der Böschungsstandsicherheit für die unterschiedlichen Neigungen der Endböschung an unterschiedlichen Querschnitten unter Berücksichtigung der wechselnden Bestandsgeometrien und Bodenverhältnisse durchgeführt.

Die Standsicherheitsuntersuchungen ergaben in den geführten Nachweisen für die Berechnungsschnitte in der endgültigen Geometrie mit den zugrunde gelegten Kennwerten keine Überschreitungen des zulässigen Ausnutzungsgrades bzw. ausreichende rechnerische Sicherheiten.

Als Ergebnis der Setzungsberechnungen wurden Setzungsmaße zwischen rd. 2 cm und 4 cm ermittelt. Davon sind rd. 1 cm bis 2 cm als Sofortsetzungen noch während der Bauzeit und die restlichen 1 - 2 cm als Zeitsetzungsanteil zu erwarten.

Ferner werden für die Einbaumaterialien Mindestbodenkennwerte benannt und Hinweise zur Bauausführung gegeben.

2 VORBEMERKUNG

Der Scheffzengraben in 71254 Ditzingen führt die Oberflächenwasserabflüsse aus den südlichen und südwestlichen Flächen der Gemarkungen Gerlingen (über den Aischbach) und Stuttgart (Schnatzgraben) ab. Das Gewässer im Tiefpunkt des Scheffzengrabens wird auf der Ditzinger Gemarkung Beutenbach genannt.

Der Beutenbach unterquert an der Nordseite des Scheffzengrabens die dort verlaufende Siemensstraße sowie den anschließenden Bahndamm in einer 665 m langen Verdolung.

Im Zuge der städtebaulichen Verdichtung und Aufsiedlung (Hausen II) wurde für die Verdolung an der Siemensstraße durch hydrologische Untersuchungen ein gravierendes Leistungsdefizit ermittelt. Die Abflusskapazität der Verdolung in Höhe von 15,5 m³/s ist im Hochwasserfall nicht ausreichend (HQ100 = 21 m³/s).

Die Städte Stuttgart, Ditzingen und Gerlingen beabsichtigen deshalb ein gemarkungsübergreifendes Hochwasserschutzkonzept für das Scheffzentral umzusetzen. Ziel des Konzepts ist der Schutz des Stadtgebiets Ditzingen bis zum 100-jährlichen Hochwasserabfluss.

Ein wesentlicher Teil des Hochwasserschutzkonzepts der Stadt Ditzingen ist die Errichtung eines Hochwasserschutzdammes am nördlichen Ende des Scheffzentials (Unteres Scheffzentral).

Es wurden bereits verschiedene Dammstandorte im Bereich zwischen der Brücke der BAB 81 und dem Straßendamm der Siemensstraße untersucht. Nach der aktuellen Planung soll der Straßendamm der Siemensstraße als Absperrbauwerk genutzt werden. Dazu ist geplant, die Südböschung des dort verbreiterten Straßendamms durch Vorschüttung einer Dichtungsschicht aus feinkörnigem Material und einer Auflastschicht aus grobkörnigem Material abzufachen. Das vorhandene Einlaufbauwerk des Beutenbachdurchlasses soll zu einem Kontrollbauwerk mit integrierter Hochwasserentlastungsanlage umgebaut werden.

Der bestehende Straßendamm der Siemensstraße sperrt das Scheffzentral auf einer Breite von rd. 90 m ab. Dabei besitzt der Straßendamm mit seinen beidseitigen Verbreiterungen eine Breite in der Aufstandsfläche von rd. 95 m und gemeinsam mit dem sich anschließenden Bahndamm von rd. 150 m.

Die mit der Vorschüttung zu versehende Böschung ist zwischen rd. 2,5 m und rd. 5,5 m hoch. Sie weist unterschiedliche Neigungen zwischen ca. 1 : 2,5 und ca. 1 : 0,7 auf und ist in dem besonders steilen Teilstück mit einer Mauer aus Beton-Pflanzringen gestützt. Als Vorschüttung sind eine 0,5 m dicke Dichtungsschicht aus feinkörnigem Material und darüber bis zur neuen Böschungsoberfläche eine Überdeckung aus grobkörnigem Material geplant. Die Böschung erhält an der Oberfläche eine Oberbodenabdeckung.

Aus mehreren Vorerkundungen im Rahmen der Variantenuntersuchungen der Vorplanung ([U5] bis [U11]) liegen bereits zahlreiche Untergrundaufschlüsse aus dem Bereich des Unteren Scheffzentials vor. CDM Smith wurde mit einer ergänzenden geotechnischen Erkundung, einem geotechnischen Gutachten und Standsicherheitsuntersuchungen für die aktuell geplante Böschungsvorschüttung beauftragt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen enthält der vorliegende Bericht.

3 UNTERLAGEN

- [U1] Hochwasserschutz Scheffzental, Genehmigungsplanung der Städte Stuttgart, Ditzingen und Gerlingen, Herzog + Partner, 2013
- [U2] Hochwasserschutz Scheffzental, Vorhabensbeschreibung, Herzog + Partner, Februar 2016
- [U3] Hochwasserschutz Scheffzental, Genehmigungsplanung, Herzog + Partner, Stand: Dezember 2016/März 2017
- [U4] Zweckverband Hochwasserschutz Scheffzental, Genehmigungsplanung Herzog + Partner, Stand: Januar 2020
- [U5] Hydrogeologische Erkundung im Oberen Scheffzental auf den Gemarkungen Ditzingen und Stuttgart, Geotechnik Südwest, 1997
- [U6] Hydrogeologische Erkundung im Unteren Scheffzental auf der Gemarkung Ditzingen, Geotechnik Südwest, 2002
- [U7] Ingenieurgeologisches Gutachten für den Bau eines Hochwasserschutzdammes im Unteren Scheffzental in 71254 Ditzingen, Geotechnik Südwest, 2008-1
- [U8] Stellungnahme zur weiteren Vorgehensweise für die Bebauung des Flurstücks 2390 in der Siemensstraße in 7254 Ditzingen, Geotechnik Südwest, 2008-2
- [U9] Standsicherheitsberechnungen der westlichen Talböschung für den Bau eines Hochwasserschutzdammes im Unteren Scheffzental in 71254 Ditzingen, Geotechnik Südwest, 2008-3
- [U10] CDM Smith, Stuttgart
Hochwasserschutz Scheffzental in Ditzingen, Geotechnische Standortuntersuchung, Projekt-Nr.: 102024, Bericht-Nr.: 01 vom 30.06.2016
- [U11] CDM Smith, Stuttgart
Hochwasserschutz Scheffzental in Ditzingen, Geotechnisches Gutachten Standsicherheitsnachweise, Projekt-Nr.: 102024, Bericht-Nr.: 02 vom 24.04.2017
- [U12] CDM Smith, Stuttgart
Hochwasserschutz Scheffzental in Ditzingen, Grundwasserfassungen im Scheffzental, Tischvorlage für die Besprechung im Landratsamt Ludwigsburg, Projekt-Nr.: 102024 Bericht Nr. 3 vom 13.10.2017
- [U13] Helmholtz-Zentrum Potsdam, Deutsches Geoforschungszentrum (GFZ):
Erdbebenzonenabfrage gemäß DIN EN 1998-1/NA:2011-01 Erdbebenzonenkarte (ehemals DIN 4149), http://www.gfz-potsdam.de/din4149_erdbebenzonenabfrage/
- [U14] Innenministerium Baden-Württemberg:
Karte der Erdbebenzonen für Baden-Württemberg M: 1 : 350 000, bearbeitet vom RP Freiburg, Abt.9: Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, 2005

- [U15] Helmholtz-Zentrum Potsdam, Deutsches GeoForschungsZentrum (GFZ):
Ermittlung der seismischen Lastannahmen auf www.gfz-potsdam.de
- [U16] Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen:
LUA-Merkblätter Band 58, Berücksichtigung von Erdbebenbelastungen nach DIN 19700 in Nordrhein-Westfalen, 2006
- [U17] Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH (GGU Software), Braunschweig:
Berechnungsprogramm GGU-SS-FLOW2D Version 10.10, Berechnung von Grundwasserströmungen mit Finiten Elementen in zweidimensionalen Systemen
- [U18] Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH (GGU Software), Braunschweig:
Berechnungsprogramm GGU-STABILITY Version 11.14, Böschungsbruchberechnung mit Kreisgleitflächen und polygonalen Gleitflächen nach DIN 4084
- [U19] Gesellschaft für Grundbau und Umwelttechnik mbH (GGU Software), Braunschweig:
Berechnungsprogramm GGU-SETTLE Version 4, Setzungsberechnung nach DIN 4019
- [U20] Henner Türke: Statik im Erdbau, 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Januar 1990
- [U21] Davidenkoff, Rostislav:
Unterläufigkeit von Stauwehren, Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1970

4 PROJEKTGELÄNDE / BAUWERK

4.1 Standortdaten / Lage des Dammbauwerks

Das Untere Scheffzental liegt im südöstlichen Stadtgebiet von Ditzingen (Abbildung 4.1) und wird über den Beutenbach nach Norden entwässert.

Der Bereich, der als Rückhaltebecken genutzt werden soll, wird im Süden durch die Autobahn A 81, im Osten durch den Herdweg, im Westen durch die Gewerbebebauung der Schuckertstraße und im Norden durch den Straßendamm der Siemensstraße (Bundesstraße B 295) begrenzt. Als Ergebnis der Vorplanung war zunächst eine Variante mit Lage der Sperrstelle rd. 200 m oberhalb der Siemensstraße (Variante 2) als Zielvariante festgelegt worden. Nach Durchführung des Genehmigungsverfahrens erfolgte die Umplanung für die aktuell geplante Variante als Vorschüttung unmittelbar am Straßendamm der Siemensstraße (Abbildung 4.2). Im Bereich des geplanten Dammstandorts liegt die Geländehöhe im Talgrund auf rd. 298,0 m ü. NHN, die Sohle des Beutenbachs liegt an der Sperrstelle auf rd. 296,95 m ü. NHN.

5 UMFANG DER GEOTECHNISCHEN UNTERSUCHUNGEN

5.1 Frühere Untersuchungen

Im Zuge der Planung des Hochwasserschutzes wurden zahlreiche Untergundaufschlüsse sowohl im Oberen als auch im Unteren Scheffzental abgeteuft ([U3], [U6], [U7]). Die Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden, soweit für die aktuellen Untersuchungen relevant, in der vorliegenden Ausarbeitung berücksichtigt. Zur Beurteilung der im Rahmen der Vorplanung untersuchten Varianten nach geotechnischen Gesichtspunkten waren durch CDM Smith im Sommer 2016 und zur weiteren Untersuchung der Sperrstelle der ursprünglichen Zielvariante 2 im Herbst 2016 weitere Erkundungen durchgeführt worden. Diese sind in [U10] und [U11] dokumentiert.

5.2 Aktuelle Untersuchungen durch CDM Smith

Am aktuell geplanten Standort der Sperrstelle wurden im Bereich der Böschung der Verbreiterung der Siemensstraße im Juni 2019 weitere Erkundungen durchgeführt. Auf der Fläche unmittelbar oberhalb der aktuell geplanten Böschung plant der Eigenbetrieb städtische Abwasserbeseitigung der Stadt Ditzingen den Bau eines Regenüberlaufbeckens. Für dieses Bauvorhaben wurde durch CDM Smith ebenfalls eine geotechnische Erkundung durchgeführt und ein geotechnisches Gutachten erstellt.

5.2.1 Untersuchungen im Feld

Der Untergrund im Bereich der Aufstandsfläche der Böschungsvorschüttung und des Standorts des Kontrollbauwerks wurde durch zwei maschinelle Bohrungen KB 3 und KB 4 bis in 15 m und 14 m Tiefe, durch zwei Sondierungen mit der schweren Rammsonde DPH 3 und DPH 4 bis 6 m und 7 m Tiefe und vier Rammkernsondierungen bis in Tiefen zwischen 3,0 m und 4,8 m Tiefe erkundet. Der Aufschluss einer zur Erkundung des Untergrundes im Bereich des o. g. Regenüberlaufbeckens ausgeführten maschinellen Bohrung KB 2 sowie einer Sondierungen mit der schweren Rammsonde DPH 2 wurden zur Beurteilung des Materials des Dammes herangezogen. In jeder der drei Kernbohrungen wurde ein Standard-Penetration-Test (SPT) zur Ermittlung der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz in unterschiedlichen Tiefen ausgeführt.

Die maschinellen Bohrungen wurden im Zeitraum vom 12.06 bis 18.06.2019 durch die Fa. Goller Bohrtechnik, die Rammkernsondierungen und die Sondierungen mit der schweren Rammsonde des Typs DPH nach DIN EN ISO 22476-2 am 03.06. und 12.06.2019 durch die CDM Smith Consult GmbH ausgeführt.

Die Bohrpunkte wurden vor Beginn der Bohrarbeiten mittels Georadar auf Kampfmittelhinterlassenschaften überprüft und anschließend von der Kampfmittelfachkraft freigegeben.

Für bodenmechanische Laboruntersuchungen wurden aus dem Bohrgut der maschinellen Bohrungen schicht- bzw. meterweise Bodenproben entnommen und ausgewählte Proben im geotechnischen Labor untersucht.

Ergänzend wurden zur Feststellung der Konsistenz bzw. der Lagerungsdichte der anstehenden Bodenschichten in den Bohrlöchern der maschinellen Bohrungen Standard-Penetration-Tests (SPT) in den Schichten des Unteren Keupers nach DIN EN ISO 22476-3 durchgeführt.

Die Aufschlusspunkte wurden nach Lage (Rechts- und Hochwerte) und Höhe (m ü. NHN) eingemessen. Die Lage der Untersuchungspunkte geht aus Anlage 1.2 hervor. In Anlage 2.1 bis Anlage 2.4 sind die Bodenprofile der Bohrungen KB 02 bis KB 04 und der Rammkernsondierungen RKS 1 bis RKS 4 sowie der Rammsondierungen DPH 4, DPH 5 und DPH 2 in Form von Baugrundsnitten dargestellt. Anlage 3 enthält die Einzeldarstellung der Bodenprofile und Rammdiagramme sowie die Fotodokumentation der Kernkisten der Bohrungen.

Eine Übersicht der durchgeführten Felduntersuchungen vermittelt die nachfolgende Tabelle 5.1.

Tabelle 5.1 Übersicht der durchgeführten Felduntersuchungen

Ansatzpunkt		Ansatzhöhe [m ü. NHN]	Bohr-/ Sondiertiefe [m u. GOK]
Kernbohrung	KB 3	298,32	15,0
	KB 4	298,60	14,0
	KB 2	303,89	16,0
Rammkernsondierung	RKS 1	298,24	4,6
	RKS 2	298,24	4,7
	RKS 3	298,40	4,8
	RKS 4	300,92	3,0
Sondierung mit der schweren Rammsonde	DPH 4	298,32	6,0
	DPH 5	298,60	7,0
	DPH 2	303,89	10,0

5.2.2 Laboruntersuchungen

Zur Vertiefung der Erkenntnisse über die Bodeneigenschaften als Grundlage für die Festlegung bodenmechanischer Kennwerte und die Klassifizierung der angetroffenen Schichteinheiten wurden an den Proben aus KB 03 und KB 04 sowie aus RKS 2 und RKS 3 im bodenmechanischen Labor FeBoLab, Westheim, die folgenden ergänzenden Laborversuche an ausgewählten Bodenproben durchgeführt:

- 5 Stück Bestimmungen der Kornverteilung gemäß DIN 18 123
- 4 Stück Bestimmungen der Zustandsgrenzen nach DIN 18 122
- 4 Stück Bestimmungen des natürlichen Wassergehalts gemäß DIN 18 121

Die Ergebnisse aller durchgeführten bodenmechanischen Versuche sind in der Anlage 4 dargestellt.

6 UNTERGRUNDVERHÄLTNISSE

6.1 Geologischer und hydrogeologischer Überblick

Aus der Geologischen Karte Blatt 7120 Stuttgart-Nordwest sowie aus den Gutachten [U3], [U6] und [U7] geht hervor, dass im Bereich des Scheffzentials primär quartäre Talauesedimente bestehend aus tonig sandigen Schluffen, die im tieferen Bereich auch grobsandig-kiesig sein können, vorliegen. Vor allem im Oberen Scheffzental sind die quartären Ablagerungen anmoorig ausgebildet, d.h. mit organisch, torfigen Beimengungen. Die Mächtigkeit der Talauesedimente kann bis zu ca. 4 m betragen.

Grundwasser steht bereits innerhalb der quartären Talauesedimente an [U3], [U6]. Die Wasserführung ist dabei vordringlich an die sandig-kiesigen Lagen gebunden, allerdings können auch innerhalb der tonig, schluffigen Schichten teilweise bereits ab ca. 0,5 m unter Gelände Stau- oder Sickerwässer auftreten. Wie zu erwarten, fließt das Grundwasser innerhalb der Quartären Schichten entlang des Scheffzentials nach Norden. Die tonig-schluffigen oberflächennahen Partien der Talauesedimente besitzen eher schwache bis sehr schwache Durchlässigkeiten. Die sandigen bis kiesigen Partien im Tieferen sind als durchlässig bis schwach durchlässig zu klassifizieren. Insofern existiert im Scheffzental eine schützende Abdeckung über dem ersten Grundwasserleiter.

Im Liegenden der Talauesedimente stehen die Gesteine des Unteren Keupers (Lettenkeuper) an, die aus einer Wechselfolge aus klüftigen und bereichsweise sandigen Ton- und Dolomitsteinen bestehen. Der im Scheffzental in Ditzingen bereits Präquartär erodierte Lettenkeuper beginnt im Bereich der Unteren Grauen Mergel. Grundwasserzutritte sind aus der nächst tieferen Schicht - der Anthrakonitbank - bekannt.

Unter den Sedimenten des Lettenkeupers folgen die Kalkstein-Tonstein Wechsellagen des Oberen Muschelkalks. Die Muschelkalkformation beherbergt die wichtigsten Grundwasservorkommen in der Region. Derzeit wird in Ditzingen über die Brunnen „Rauns“ und „Blauäcker“ Grundwasser aus den Muschelkalkschichten gefördert.

Das Untere Scheffzentral liegt demzufolge in der Zone IIIA des Wasserschutzgebiets Nr. 148 Ditzingen, das zum Schutz des Grundwassers im Einzugsbereich der Wassergewinnungsanlagen „Blauäcker“ und „Rauns“ am 09.Nov. 2000 festgesetzt wurde.

6.2 Ergebnisse der Baugrunderkundung

In den Rammkernsondierungen RKS 1 bis RKS 4 sowie den Bohrungen KB 3 und KB 4 wurden unter dem Oberboden in der Regel von der Geländeoberfläche aus die folgenden Bodenschichten angetroffen:

- Künstliche Auffüllungen
- quartäre Auelehme
- Unterkeuper
- Oberer Muschelkalk

Die Tabelle 6.1 gibt eine Übersicht über die Mächtigkeit und Tiefenlage der aufgeschlossenen Schichteinheiten. Der unterhalb der Schichten des Unterkeupers folgende Dolomitkalkstein wurde lediglich mit den maschinellen Kernbohrungen KB 2, KB 3 und KB 4 aufgeschlossen.

Tabelle 6.1 Lage der Oberkanten sowie Mächtigkeiten der in den Bohrungen KB und Rammkernsondierungen RKS aufgeschlossenen Schichteinheiten

Aufschluss	KB 2	KB 3	KB 4	RKS 1	RKS 2	RKS 3	RKS 4
Ansatzhöhe [m ü. NHN]	303,89	298,32	298,60	298,24	298,24	298,40	300,92
Künstliche Auffüllungen	303,89 7,50	298,32 0,50	298,60 0,30	298,24 0,70	298,24 1,15	298,40 1,20	300,92 >3,00
quartäre Auelehme	296,39 2,90	297,82 4,30	298,30 4,60	297,54 > 3,9	297,09 >3,55	297,20 >3,60	--
Keuper	293,49 5,00	293,52 3,40	293,70 4,10	--	--	--	--
Oberer Muschelkalk	288,49 > 0,60	290,12 > 6,80	289,60 > 5,00	--	--	--	--
Endtiefe [m. u. GOK]	16,00	15,00	14,00	4,60	4,70	4,80	3,00
Endtiefe [m ü. NHN]	287,89	283,32	284,60	293,64	293,54	293,60	297,92

Erste Ziffer: Schichtoberkante in m ü. NHN

Zweite Ziffer: Schichtmächtigkeit in m

6.2.1 Künstliche Auffüllungen

Künstliche Auffüllungen wurden in allen Bohrungen und Rammkernsondierungen angetroffen. Dabei handelte es sich zum Teil direkt unter der Geländeoberkante um Wegbefestigungsmaterial (KB 2, KB 3, RKS 2 und RKS 3) mit Mächtigkeiten zwischen 0,2 und 0,5 m, darunter bzw. direkt von der Geländeoberkante an (KB 4, RKS 1 und RKS 4) um gemischt- und feinkörnige Böden mit unterschiedlichen Konsistenzen von weich bis fest und Mächtigkeiten zwischen 0,7 m und 3,0 m bei den Aufschlüssen am Fuß der Böschung und mit 7,30 m Mächtigkeit bei KB 2, die vom Niveau oberhalb der Böschung aus abgeteuft wurde.

Die Schlagzahlen der Rammsondierungen liegen in den weichen Auffüllungen überwiegend zwischen $N_{10} = 1$ und $N_{10} = 5$ Schläge je 10 cm Eindringung der Sonde.

6.2.2 Quartäre Auelehme

Bei allen Ansatzpunkten wurden unterhalb der Auffüllböden quartäre Talauielehme angetroffen. Das anstehende Quartär wurde bei der Feldansprache überwiegend als toniger, sandiger Schluff in weicher bis steifer, vereinzelt auch steifer bis halbfester oder breiiger Konsistenz angesprochen. In den quartären Schluffen sind bereichsweise, schwach organische Beimengungen vorhanden.

Die Rammsondierung DPH 4 und DPH 5 zeigen für die quartären Auenböden bis in 3 m Tiefe überwiegend einen Schlagzahlverlauf $N_{10} = 1$ bis $N_{10} = 3$, was auf eine überwiegend weiche bis breiige Konsistenz des bindigen Bodens hinweist. Im Übergangsbereich zum Keuper zwischen rd. 3 m und 4,5 m steigen die Schlagzahlen auf Werte um $N_{10} = 5$ an, was auf eine weiche bis steife Konsistenz des bindigen Bodens hinweist. Bei DPH 2, die neben KB 2 oberhalb der Böschung ausgeführt wurde, erreichten die Schlagzahlen im Auenlehm, der hier einen hohen Sandgehalt aufweist, unterhalb der 7,50 m mächtigen Auffüllung Schlagzahlen N_{10} zwischen 7 und 18 Schlägen und zeigen damit mitteldichte bis dichte Lagerung an.

6.2.3 Unterkeuper

Im Liegenden wurden bei den Bohrungen und Rammkernsondierungen Tone und Mergel als Verwitterungsprodukt des Unteren Keupers erbohrt. Gemäß Feldansprache handelt es sich dabei überwiegend um schluffigen, sandigen Ton, verwitterten Tonstein und Mergelstücke. Nach Handbefund wurde die Konsistenz des bindigen Keupers mit halbfest und fest angegeben (vgl. Anlage 2 und Anlage 3).

Der Schlagzahlverlauf der niedergebrachten schweren Rammsondierungen (DPH) steigt innerhalb der verwitterten Keuperschichten bis zum Erreichen der Oberkante des unverwitterten Festgesteins im Tiefenbereich von ca. 8 m unter Gelände (entspricht rd. 292 m ü. NHN) kontinuierlich auf Werte überwiegend zwischen $N_{10} = 5$ und $N_{10} = 10$ an. Als Maximalwert kurz vor der Endtiefe bei 6 m bzw. 7 m werden bei DPH 4 und DPH 5 auch Werte $N_{10} > 25$ erreicht. Die Schlagzahlen der DPHs bestätigen die Ansprache der mit der Tiefe zunehmenden Konsistenzen von steif bis fest. Die SPTs wurden in Tiefen zwischen 6,2 m und 11,0 m jeweils in den Schichten des Unterkeupers ausgeführt und betätigen mit Werten zwischen $N_{30} = 38$ und $N_{30} = 59$, was fester Konsistenz entspricht, ebenfalls die am Bohrgut vorgenommene Ansprache.

6.2.4 Oberer Muschelkalk

In den Bohrungen wurde ab 8,20 m, 9,00 m bzw. 15,40 m Tiefe bis zur jeweiligen Endtiefe bei 14 m, 15 m und 16 m gelbbrauner bis gelbgrauer Dolomitmalkstein des Oberen Muschelkalks erbohrt. Im Bohrgut zeigte sich der Kalkstein fest bis hart, zum Teil massig mit Kernlängen von bis zu rd. 50 cm, zum Teil stückig mit einzelnen mergeligen Zwischenlagen.

7 BODENMECHANISCHE EIGENSCHAFTEN DER BÖDEN

7.1 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Als Grundlage zur Festlegung der Bodenkennwerte und zur Klassifizierung der anstehenden Bodenschichten wurden im bodenmechanischen Labor der FeBoLab GmbH bodenmechanische Laboruntersuchungen durchgeführt. Die Ergebnisse werden im Folgenden beschrieben. Die Ergebnisprotokolle sind der Anlage 4 zu entnehmen und bestätigen die bereits in [U10] und [U11] dokumentierten Ergebnisse.

7.1.1 Oberboden

An Oberboden wurden keine bodenmechanischen Laborversuche durchgeführt. Aufgrund seiner bindigen Eigenschaften ist der Oberboden gemäß DIN 18915 in die Bodengruppen 6 (bindig) und 8 (stark bindig) einzuordnen.

7.1.2 Künstliche Auffüllungen (Schicht 1)

Zwei Proben aus der künstlichen Auffüllung wurden untersucht. Die Bestimmung der Kornverteilungskurven und Plastizitätsdiagramme an einer Probe aus RKS 4 (1,0 m – 2,0 m) ergab die Einstufung in die Bodengruppe TA (ausgeprägt plastische Tone) gemäß DIN 18 196 mit steifer Konsistenz bei einem natürlichen Wassergehalt von $w_n = 18 \%$.

Die bindige künstliche Auffüllung aus KB 2 (2,9 m – 3,0 m) ist entsprechend der durchgeführten Kornverteilungen ein sandiger, schwach kiesiger Schluff/Ton mit einem Tonanteil von 21 %, einem Schluffanteil von 42 % und einem Sandanteil von 27 %. Nach DIN 18196 ist das Material in die Bodengruppe TM einzustufen.

7.1.3 Quartäre Auelehme (Schicht 2)

Die Bestimmung der Kornverteilungskurven und Plastizitätsdiagramme (vgl. Anlage 4) ergab für die Proben aus den quartären Auelehmen Einstufungen in die Bodengruppen TM und TA (mittelplastische und ausgeprägt plastische Tone) gemäß DIN 18 196 mit weicher bis steifer Konsistenz bei natürlichen Wassergehalten zwischen rd. $w_n = 15,7 \%$ und $w_n = 34,6 \%$.

7.1.4 Unterkeuper (Schicht 3)

Eine Probe aus KB 2 aus dem Unterkeuper wurde untersucht. Dabei handelt es sich um ein sandiges, schwach kiesiges Ton-Schluff-Gemisch der Bodengruppe TM gemäß DIN 18 196 mit einem Feinkornanteil von 63 %, einem Sandanteil von 27 % und einem Kiesanteil von 10%.

Nach den Ergebnissen aus [U11] handelte sich bei den dort untersuchten Proben aus dem verwitterten Keuper um schwach sandigen, schwach kiesigen Ton, schluffigen, kiesigen, schwach tonigen Sand und stark schluffigen, tonigen, schwach kiesigen Sand der Bodengruppen TL, TM und SU* (leicht- und mittelplastische Tone sowie Sand-Schluff-Gemische) gemäß DIN 18 196 mit Feinkornanteilen von rd. 40% bis 80 %, Sandanteilen von rd. 12 % bis 46 % und Kiesanteilen von rd. 7 % bis 16 %. Aus der Bestimmung der Zustandsgrenzen ergaben sich Konsistenzahlen von $I_c = 0,91$ bis $I_c = 1,26$ bei natürlichen Wassergehalten zwischen rd. $w_n = 17 \%$ und $w_n = 18 \%$, was einer steifen bis halbfesten Konsistenz entspricht.

Die Ergebnisse der in Tabelle 7.1 zusammengestellten Standard-Penetration-Tests aus dem Keuper weisen eine feste Konsistenz aus.

Tabelle 7.1 Zusammenstellung der Ergebnisse der Standard-Penetration-Tests (SPT)

Bohrung	Untersuchte Bodenschicht	Schlagzahlen 0 – 15 cm	Schlagzahlen 15 – 30 cm	Schlagzahlen 30 – 45 cm	Schlagzahl N ₃₀	Resultierende Konsistenz
KB 3 6,20 m	Unterkeuper	12	15	23	38	fest
KB 4 6,40 m	Unterkeuper	11	17	28	45	fest
KB 2 11,0 m	Unterkeuper	14	22	37	59	fest

7.1.5 Oberer Muschelkalk (Schicht 4)

Laborversuche an Proben aus dem Kalkstein wurden nicht ausgeführt. Erfahrungsgemäß handelt es sich um teils bankigen, teils plattigen, meist mäßig harten bis harten Fels.

7.2 Charakteristische Bodenmechanische Kennwerte und Klassifikation

Den Bodenschichten werden die in Tabelle 7.2 zusammengestellten charakteristischen Bodenkennwerte zugewiesen. Die Festlegung der Werte erfolgte auf der Grundlage der Ergebnisse der Baugrundaufschlüsse, der durchgeführten Laborversuche sowie anhand der bei CDM Smith Consult GmbH vorliegenden Erfahrungen für ähnliche Böden.

Nachweise sind generell mit den ungünstigeren genannten Werten durchzuführen. Setzungsrechnungen sollten, um einen Überblick über die Schwankungsbreite von wahrscheinlichen und von möglichen Setzungen und über mögliche Setzungsunterschiede zu erlangen, grundsätzlich mit beiden Grenzwerten durchgeführt werden.

Tabelle 7.2 Charakteristische bodenmechanische Kennwerte für erdstatische Berechnungen

Schichteinheit	Wichte γ [kN/m ³]	Wichte unter Auftrieb γ' [kN/m ³]	Reibungs- winkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Steifemodul E_s [MN/m ²]	Durchlässig- keit k_f [m/s]
1 künstliche Auffüllungen	18 - 21	8 - 11	30 *	0	-	-
2 quartäre Auelehme und umgelagerter Keuper steif-halbfest weich breiig	19 17 15	9 7 5	25 22,5 0	8 - 10 2 0	6 - 8 4 2	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁸
3 Keuper verwittert unverwittert	18 - 20 21	8 - 10 11	25 - 30 20 *	10 - 20 40	10 - 30 70 - > 150	ca. 10 ⁻⁵
4 Oberer Muschelkalk	21 - 23	11 - 13	20 *	> 50	> 150	ca. 10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁸

* Ersatzreibungswinkel

In der nachfolgenden Tabelle 7.3 sind die aufgeschlossenen Schichteinheiten klassifiziert. Falls eine Einstufung der angetroffenen Bodenschichten in Homogenbereiche erforderlich wird, kann dies ggf. anhand der vorliegenden Ergebnisse ausgearbeitet werden.

Tabelle 7.3 Einstufung der angetroffenen Schichteinheiten nach DIN 18 196, DIN 18 300, DIN 18 301 und ZTV E-StB 09

Schichteinheit	Bodengruppe nach DIN 18 196	Bodenklasse nach DIN 18 300	Bodenklasse nach DIN 18 301	Frostempfindlich- keitsklasse nach ZTVE-StB
1 künstl. Auffüllungen	UL, UM, TL, TM, SU*, GU*	2 ¹⁾ , (3), 4	BB 1 ¹⁾ , BB 2 (BN 2)	F3
2 quartäre Auelehme	UL, UM, TL, TM, SU*, GU*	2 ¹⁾ , (3), 4	BB 1 ¹⁾ , BB 2 (BN 2)	F3
3a Keuper verwittert ²⁾	TL, TM, TA, SU*, GU*	2 ¹⁾ , (3), 4, 5	BB 1 ¹⁾ , (BN 2) BB 2 - BB 4 ³⁾	F2, F3
3b Keuper unverwittert	--	6 - 7	FV 2, FV 3	F3
4 Oberer Muschelkalk	--	6 - 7	FV 3 - FV 5	F3

(..) untergeordnet

¹⁾ bei Wasserzutritt unter mechanischer Beanspruchung ²⁾ bis Erkundungsendtiefe ³⁾ am Übergang zum Festgestein

7.3 Erdbeben

Laut Zuordnung von Orten zu Erdbebenzonen der DIN EN 1998-1/NA:2011-01 Erdbebenzonenkarte (ehemals DIN 4149) unter Zugrundelegung der Koordinaten der jeweiligen Ortsmitten [U10] liegt Ditzingen in der Erdbebenzone 0 und der Untergrundklasse „R“. Das Untersuchungsgebiet ist nach Abschnitt 3.1.2 der o. g. Norm in die Baugrundklasse „A“ und „S1“ einzustufen.

Die konstruktiven Anforderungen der genannten Norm sind einzuhalten.

8 GRUNDWASSER

Ein erster Grundwasserhorizont ist im Bereich der Talauensedimente anzutreffen. In den Deckschichten können sich jedoch zum Teil Sicker- bzw. Stauwasserstände ausbilden. Bei den aktuellen Aufschlüssen wurde Wasserzutritt in den Bohrlöchern der maschinellen Bohrungen in Tiefen zwischen 2,3 m und 12,7 m unter der Ansatzhöhe festgestellt. Der Ruhewasserspiegel lag zwischen 10,42 m und 3,52 m unter Ansatzhöhe.

Die in den Bohr- und Sondierlöchern der Baugrundaufschlüsse im Bereich des geplanten Kontrollbauwerks und der geplanten Böschungsanschüttung gemessenen Wasserstände sind in der nachfolgenden Tabelle 8.1 angegeben. Dabei wird jeweils unterschieden zwischen den Werten beim Anbohren, zum Teil auch von Schichtwässern, und nach Bohrende unterschieden

Tabelle 8.1 Gemessene Grundwasser- bzw. Sicker- oder Stauwasserstände

Aufschluss Nr.	GOK [m ü. NHN]	GW angebohrt			Schichtwasser		GW nach Bohrende		
		Datum	Abstich [m]	GW-Stand [m ü. NHN]	Abstich [m]	GW-Stand [m ü. NHN]	Datum	Abstich [m]	GW-Stand [m ü. NHN]
KB 3	298,32	06.06.2019	--	--	2,30	296,02	06.06.2019	2,52	294,80
KB 4	298,60	14.06.2019	10,42	288,18	2,30	296,30	14.06.2019	10,42	288,18
KB 2	303,89	17.06.2019	12,70	297,42	6,00	297,83	17.06.2019	8,00	295,83
In den Rammkernsondierungen RKS 1 bis RKS 4 wurde jeweils kein Grundwasser angetroffen									

GOK = Geländeoberkante

Die erbohrten Schichtwasserstände unterliegen jahreszeitlichen und witterungsbedingten Schwankungen und können von den o. g. Werten abweichen. Zum Zeitpunkt der aktuellen Messungen herrschte eher trockene Witterung vor. Die Messungen stellen demnach eher einen Zustand bei Trockenwetterlage dar.

9 DAMMBAUWERK

9.1 Technische Daten des geplanten Dammes

Die sich gemäß aktuellem Planungsstand [U3] ergebenden Abmessungen des geplanten Ab-sperrbauwerks sind nachstehend zusammengestellt.

Geländeoberfläche in der Talsohle am Böschungsfuß:	ca. 298,2 m ü. NHN (ca. in Talmitte)
Tiefpunkt der Bachsohle am Bauwerkseinlauf:	296,95 m ü. NHN
Maximale Höhe an der Böschungsoberkante:	304,16 m ü. NHN
Überlaufschwelle der Hochwasserentlastung (HWE):	301,73 m ü. NHN
Maximale Dammhöhe über der Talsohle:	ca. 5,96 m
Maximale Dammhöhe über der Gewässersohle:	ca. 7,21 m
Höhe der Überfallkante der HWE über der Talsohle:	3,53 m
Höhe der OK HWE über der Gewässersohle:	4,78 m
Dammlänge:	ca. 80 m
Böschungsneigung Wasserseite:	1 : 2,5
Einstauhöhe bei HQ_{100} :	300,19 m ü. NHN
Einstauhöhe bei HQ_{1000} :	301,73 m ü. NHN
Einstauhöhe bei HQ_{5000} :	302,45 m ü. NHN
Einstauhöhe über Gewässersohle bei HQ_{100} :	3,24 m
Einstauhöhe über Gewässersohle bei HQ_{1000} :	4,78 m
Einstauhöhe über Gewässersohle bei HQ_{5000} :	5,50 m
Beckeninhalt bei Einstau bis HQ_{100} :	18.315 m ³
Beckeninhalt bei Einstau bis HQ_{1000} :	52.351 m ³
Beckeninhalt bei Einstau bis HQ_{5000} :	74.690 m ³

Im Sinne der DIN 19700-10 werden folgende Stauziele definiert:

Vollstau Z_V (Einstau bis Überfallkante der HWE):	301,73 m ü. NHN
Hochwasserstauziel 1 $Z_{H1} = Z_V$ (Einstau bei HQ_{1000}):	301,73 m ü. NHN
Hochwasserstauziel 2 Z_{H2} (Einstau bei HQ_{5000}):	302,45 m ü. NHN

9.2 Querschnitt und Materialien der Vorschüttung

Gemäß [U3] soll die wasserseitige Vorschüttung einer Böschungsneigung von 1 : 2,5 an der Oberfläche ausgeführt werden. Es ist vorgesehen, diese als Schüttung aus grobkörnigem Material über einer 50 cm dicken mineralischen Dichtungsschicht aus feinkörnigem Boden auf die vorhandene Böschung aufzubringen. Vorher wird der Bewuchs, der durchwurzelte Oberboden sowie die partiell vorhandene Böschungsbefestigung entfernt. Die Böschungsoberfläche erhält eine Oberbodenabdeckung mit Grasansaat.

Bei der Führung der Standsicherheitsnachweise wird von den folgenden Mindestscherparametern der Materialien der Vorschüttung ausgegangen:

Feinkörniges Dichtungsmaterial:	Reibungswinkel $\varphi' \geq 25^\circ$	Kohäsion $c' \geq 5 \text{ kN/m}^2$
Grobkörnige Vorschüttung:	Reibungswinkel $\varphi' \geq 32,5^\circ$	Kohäsion $c' = 0$

Am Böschungsfuß soll ein 4,0 m breiter Wartungsweg mit einem vor dem Kontrollbauwerk angeordneten Wendehammer auf einer rd. 1,4 m hohen Berme mit einer Befestigung aus 50 cm Schottertragschicht und Schotterrasenoberfläche angelegt werden.

9.3 Gründung der Vorschüttung

Hinsichtlich der Gründung der Vorschüttung wird ein Absetzen des Erdkörpers auf oder in der Deckschicht als ausführbar beurteilt. Um eine tragfähige Gründungssohle für den geplanten Aufbau zu erhalten, müssen unter der Schüttung die in unterschiedlichen Mächtigkeiten vorhandenen Auffüllböden sowie in Abhängigkeit von dessen Konsistenz auch weiche Bereiche des Decklehms abgetragen und gegen gut verdichtbares grobkörniges Material ausgetauscht werden. Die Dicke des Bodenaustauschs hängt örtlich von der Dicke der Auffüllung der Bereiche mit weicher Konsistenz ab.

Die Gesamtsetzungen des Untergrundes infolge der Dammauflast werden voraussichtlich je nach Dicke und Konsistenz der unterhalb des Bodenaustauschpolsters noch verbleibenden gering tragfähigen quartären Auelehme unterhalb der Dammaufstandsfläche bis zu maximal 1 - 2 Dezimeter betragen. Durch die Ausführung einer Untergrundverbesserung bzw. einen Bodenaustausch in der Aufstandsfläche des Dammes, vor allem im Übergangsbereich zum Betonbauwerk, müssen die Absolutsetzungen und die Setzungsdifferenzen auf ein für das Bauwerk verträgliches Maß minimiert werden. Die Verformungsberechnungen werden im Kap. 10.8.1 behandelt.

9.4 Gründung Durchlass- und Kontrollbauwerk

Das 10 m breite und einschließlich Einlaufbereich rd. 10,7 m lange Betonbauwerk liegt an der westlichen Talseite im Bereich des bestehenden Beutenbachs und bindet in die Dammvorschüttung ein. Es besitzt einen rechteckigen, 4,0 x 9,0 m messenden Einlaufschacht mit umlaufender Überfallkante sowie zwei 3 m breite und 2,5 m hohe, mittels Schützen verschließbare Durchflussöffnungen in der zum Becken hin gelegenen Begrenzungswand. Der westlichen Öffnung ist ein Rechen vorgeschaltet. Das Bauwerk dient gleichzeitig als Einlaufbauwerk für die Beutenbachverdohlung in der hochwasserfreien Zeit und als Regelbauwerk bei eingestautem Becken.

Ab einem Beckenwasserstand oberhalb 301,73 m ü. NHN (bei Hochwasserabfluss HQ 1000) erfolgt der Einlauf über die Überfallkante von oben in den Schacht.

An der Nord- und Ostseite des Bauwerks ist der Anschluss an das Erdbauwerk mittels Gabionenkörben abgestützt.

Nach der vorliegenden Planung liegt die Gründungssohle des Bauwerks auf der Kote 295,65 m ü. NHN (UK Sauberkeitsschicht). Maßgebend für die Beurteilung des Untergrundes im Bereich des geplanten Kontrollbauwerks sind die Baugrundaufschlüsse KB 03 / DPH 4 und RKS 1 mit Bohransatzhöhen 298,32 bzw. 298,24 m ü. NHN (s. Lageplan Anlage 1.2 und Baugrundschnitte Anlage 2.3 und 2.4).

Die Kote des Übergangs der Böden in steife bis feste Konsistenz liegt in KB 3 auf der Kote rd. 295,7 m ü. NHN. Die in RKS 1 angetroffenen Böden wurden generell als steif und halbfest bis fest angesprochen. Sofern die beiden Aufschlüsse repräsentativ für die gesamte Gründungssohle des Bauwerks sind, kann dieses in der geplanten Tiefe flach gegründet werden. Werden beim Freilegen der Gründungssohle tiefer reichende weiche Böden angetroffen, wird ein Austausch der anstehenden Böden gegen ein Bodenpolster oder Unterbeton erforderlich.

Als Austauschmaterial sind weitgestufte grobkörnige Böden der Bodengruppen GI, GW oder GU (max. bis 10 % Feinkornanteil) gemäß DIN 18196 zu verwenden und auf $D_{Pr} \geq 100\%$ zu verdichten. Für ein eventuell erforderliches Bodenaustauschpolster ist ein Überstand von 1 : 1 entsprechend der Lastausbreitung einzukalkulieren. Unterbeton kann ohne Überstand eingebaut werden.

Die Aushubsohle kommt voraussichtlich knapp ober- bzw. unterhalb der Grundwasseroberfläche zu liegen. Es muss daher zur Ausführung der Gründungsarbeiten eine Wasserhaltung betrieben werden, mit der der Grundwasserspiegel in der Baugrube um mindestens 0,5 m unter die Aushubsohle absenkt werden kann. Hinsichtlich der Ausbildung der Baugrube und des Einsatzes von Verbau ist DIN 4124 zu beachten.

10 GEOTECHNISCHE UND GEOHYDRAULISCHE NACHWEISE

10.1 Klassifizierung des Beckens

Gemäß den Vorgaben der DIN 19700-11, Kap. 3 zur Klassifizierung von Talsperren ist das Bauwerk in die Talsperrenklasse 2 (Höhe des Absperrbauwerks < 15 m, Beckeninhalt < 1.000.000 m³) einzuordnen.

Mit den geplanten Abmessungen des Dammes und der Größe des Rückhaltevolumens handelt es sich gemäß DIN 19700-12, Bild 1, um ein keines Becken Dammhöhe $h < 6$ m, Gesamtstauraum < 100.000 m³

Das Becken soll als Grünbecken ohne Dauerstau betrieben werden.

10.2 Untersuchungsumfang

Die Berechnungen erfolgen unter Berücksichtigung der einschlägigen DIN-Normen der Geotechnik sowie der DIN 19 700. Ferner ist die Besonderheit zu berücksichtigen, dass es sich bei der geplanten Baumaßnahme nicht um einen eigenständigen Staudamm, sondern um eine Anschüttung an einen vorhandenen Straßendamm handelt. Es werden folgende Nachweise behandelt:

Nachweise der Gesamtstandsicherheit

- Nachweise der wasserseitigen Böschungen gegen Böschungsbruch

Nachweise der lokalen Standsicherheit

- Nachweis der wasserseitigen Böschungen gegen oberflächennahen Bruch
- Spreizsicherheit am Böschungsfuß

Nachweis der Gebrauchstauglichkeit:

- Setzungen von Damm und Baugrund
- Schadhlose Abführung von Sicker- und Dränagewasser
- Schutz der wasserseitigen Böschungsoberfläche

Nachweis der hydraulischen Filterwirksamkeit

Nachweise der Erosionssicherheit (Sicherheit gegen Materialtransport):

- Kontakterosion am Betonbauwerk (Fugenerosion)

10.3 Lasteinwirkungen, Einwirkungskombinationen, Tragwiderstände und Bemessungssituationen

10.3.1 Lasteinwirkungen

Die Einwirkungen sind gemäß DIN 19 700–11 in drei Gruppen einzuteilen:

Gruppe 1: Ständige oder häufig wiederkehrende Einwirkungen

- Eigengewicht
- Verkehrslast
- Wasserdruck und Strömungskraft bei Vollstau (Z_V)

Gruppe 2: Seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen

- Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 1 (Z_{H1})
- Wasserspiegelabsenkung von Vollstau
- außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
- Betriebserdbeben

Gruppe 3: Außergewöhnliche Einwirkungen

- Wasserdruck bei höchstem Stauziel (Z_{H2}), sofern $Z_{H2} > Z_{H1}$
- Bemessungserdbeben

10.3.2 Einwirkungskombinationen (Lastfälle)

Als Kombination der unterschiedlichen Einwirkungen ergeben sich gemäß DIN 19700-11 drei Gruppen von Einwirkungskombinationen (Lastfällen)

Gruppe 1: Ständige oder häufig wiederkehrende Einwirkungen

- Eigengewicht
- Verkehrslast
- Wasserdruck und Strömungskraft bei Vollstau (Z_V)

Gruppe 2: Seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen

- Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 1 (Z_{H1})
- Wasserspiegelabsenkung von Vollstau
- außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
- Betriebserdbeben

Gruppe 3: Außergewöhnliche Einwirkungen

- Wasserdruck bei höchstem Stauziel (Z_{H2}), sofern $Z_{H2} > Z_{H1}$
- Bemessungserdbeben

10.3.3 Tragwiderstandsbedingungen

Gemäß DIN 19700-11 Kap. 7 sind bei der Bemessung grundsätzlich folgende drei unterschiedliche Tragwiderstandsbedingungen zu betrachten.

Tragwiderstandsbedingung A = wahrscheinliche Bedingungen

- gesicherte oder allgemein anerkannte Kennwerte
- voll wirksame bauliche Einrichtungen

Tragwiderstandsbedingung B = wenig wahrscheinlicher Zustand

- ungünstige Kennwerte innerhalb gesicherter Streubereiche oder
- eingeschränkte Wirksamkeit maßgeblicher baulicher Einrichtungen

Tragwiderstandsbedingung C = unwahrscheinlicher Zustand

- ungünstige Kennwerte innerhalb gesicherter Streubereiche oder
- Ausfall maßgeblicher baulicher Einrichtungen

Gemäß 19700-12, Kap. 7 ist es bei kleinen Rückhaltebecken (<100.000 m³ Inhalt) ausreichend, die Bemessungssituationen mit der Tragwiderstandsbedingung A zu untersuchen.

10.3.4 Bemessungssituationen, Teilsicherheitsbeiwerte

Gemäß Kap. 7.1.2.5 der DIN 19700-11 werden bei den Standsicherheitsnachweisen für Talsperren die nachstehend angegebenen drei unterschiedlichen Bemessungssituationen unterschieden. Dabei sind die in der Tabelle 10.1 zusammengestellten Teilsicherheitsbeiwerte gemäß DIN 1054:2010-12 Tab. A 2.1, A 2.2 und A 2.3, Tab. A 2.1 ergänzt durch DIN 1054/A2:2015-11 entsprechend, zu berücksichtigen.

Bemessungssituation BS I	–	Teilsicherheitsbeiwerte Bemessungssituation BS-P
Bemessungssituation BS II	–	Teilsicherheitsbeiwerte Bemessungssituation BS-T
Bemessungssituation BS III	–	Teilsicherheitsbeiwerte Bemessungssituation BS-A

Tabelle 10.1 Anzusetzende Teilsicherheitsbeiwerte gem. DIN1054:2010-12 und DIN 1054/A2:2015-11

Bemessungssituation DIN 19700:2004-07 Bemessungssituation DIN 1054:2010-12	Tab. DIN 1054	Grenz- zustand	Formel- Zeichen	BS I BS-P	BS II BS-T	BS III BS-A
Böschungsbruch						
Reibungswinkel	A 2.2	GEO-3	$\gamma_{\phi'}$	1,25	1,15	1,1
Kohäsion	A 2.2	GEO-3	$\gamma_{c'}$	1,25	1,15	1,1
Ständige Einwirkungen, Wichten	A 2.1	GEO-3	γ_G	1,0	1,0	1,0
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	A 2.1	GEO-3	γ_Q	1,3	1,2	1,0
Gleitsicherheit (Dammgleiten)						
Einwirkungen	A 2.1	GEO-2	γ_G	1,35	1,20	1,1
Gleitwiderstand	A 2.3	GEO-2	$\gamma_{R,h}$	1,1	1,1	1,1
Hydraulischer Grundbruch/Auftrieb						
Destabilisierende ständige Einwirkungen	A 2.1	HYD	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	A 2.1	HYD	$\gamma_{G,stab}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	A 2.1	HYD	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	A 2.1	HYD	γ_H	1,45	1,45	1,25
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	A 2.1	HYD	γ_H	1,90	1,90	1,45
Dammfußspreizen (Verfahren von Brendlin)						
Gesamtsicherheit	η			\geq	1,3	

10.4 Zu untersuchende Einwirkungskombinationen (Lastfälle) gemäß DIN 19700-11, Tabelle 3

Welche Einwirkungskombinationen EK (früher: Lastfälle LF) zu untersuchen sind, ist in DIN 19700-11, Tabelle 3, geregelt. In Abhängigkeit von den tatsächlich vorliegenden Bedingungen am untersuchten Becken können einzelne Kombinationen entfallen bzw. sind nicht maßgebend.

Gemäß DIN 19700-12, Kap. 7, kann bei Trockenbecken auf die Untersuchung des Lastfalles Betriebserdbeben verzichtet werden (EK 2.4). Die Vorgehensweise beim Nachweis der Erdbebensicherheit ist im LUA-Merkblatt 58 [U16] beschrieben. Danach darf bei Absperrbauwerken von Talsperren der Klasse 2, die in Erdbebenzone 0 oder außerhalb der Erdbebenzonen gemäß den Erdbebenkarten liegen, auf Erdbebennachweise ganz verzichtet werden (EK 2.4, EK 3.2). Da beim HRB Scheffzental beide vorgenannten Bedingungen erfüllt sind, müssen hier bei den Standsicherheitsnachweisen keine Erdbebenlastfälle berücksichtigt werden.

Die Untersuchung außerplanmäßiger Betriebs- und Belastungszustände ist bisher nicht vorgesehen (EK 2.3).

Es werden die Stauziele gemäß Kap. 10.1 und die geotechnischen Kennwerte der Bodenschichten gemäß Tabelle 7.2 berücksichtigt. Für die Materialien der Vorschüttung werden vorläufig die folgenden Bodenkennwerte angenommen:

Dichtungsschicht aus feinkörnigem Boden:

Reibungswinkel	$\varphi' = 25^\circ$
Kohäsion	$c' = 5 \text{ kN/m}^2$
Wichte	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Wichte unter Auftrieb	$\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

Vorschüttung und Bodenaustausch aus grobkörnigem Boden:

Reibungswinkel	$\varphi' = 32,5^\circ$
Kohäsion	$c' = 0 \text{ kN/m}^2$
Wichte	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$
Wichte unter Auftrieb	$\gamma' = 12 \text{ kN/m}^3$

Zu untersuchen sind gemäß DIN 19700-11, Tabelle 3 somit die folgenden Einwirkungskombinationen EK (früher: Lastfälle LF).

- EK 1.1:
 - Eigenlast
 - Verkehrslast
 - Wasserdruck und Strömungskraft bei Vollstau Z_v
- EK 1.2:
 - Eigenlast
 - Verkehrslast
 - leeres Becken
- EK 2.1: Da $Z_{H1} = Z_v$ ist diese EK nicht maßgebend
- EK 2.2:
 - Eigenlast
 - Verkehrslast
 - Schnelle Spiegelabsenkung ausgehend von Vollstau Z_v .
Untersucht werden hier 2 Szenarien der Absenkung: von Z_v bis zu einem Wasserstand in Höhe 1/3 der Ausgangshöhe und Absenkung von Z_v über die gesamte Höhe bis zum Dammfuß.
- EK 2.3:
 - Als außerplanmäßiger Betriebs- und Belastungszustand wird für von Baustellenverkehr oberhalb der Böschung beim Bau des Regenüberlaufbeckens eine Verkehrslast von $q = 16,7 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt. Dabei wird davon ausgegangen, dass bei einem Einstau des Beckens die Bautätigkeit eingestellt wird und diese Belastung nur in Verbindung mit leerem Becken untersucht.
- EK 2.4: Entfällt, da kein Erdbebennachweis erforderlich ist.

- EK 3.1: - Eigenlast
 - Verkehrslast
 - Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel Z_{H2}
- EK 3.2: Entfällt, da kein Erdbebennachweis erforderlich ist.

10.5 **Verkehrslasten**

Auf der Fläche oberhalb der Böschung wird für den Regelfall eine Verkehrslast von $q = 5 \text{ kN/m}^2$ angesetzt, da davon ausgegangen wird, dass die Fläche lediglich von Pkw genutzt wird.

Für den Sonderfall der Baumaßnahme für das Regenüberlaufbauwerk auf der Fläche oberhalb der Böschung wird als Sonderlastfall für möglichen Baustellenverkehr eine Verkehrslast von $q = 16,7 \text{ kN/m}^2$ angesetzt (vgl. Kap.10.4, Angaben zu EK 2.3)

10.6 **Nachweise der Gesamtstandsicherheit**

10.6.1 **Nachweise gegen Böschungsbruch (wasserseitige Böschung)**

Die Nachweise werden gemäß EC7/DIN 4084 unter Verwendung des Berechnungsprogramms GGU-STABILITY [U18] geführt.

Gemäß den Angaben in Kap. 10.4 wird die Standsicherheit der wasserseitigen Böschung in den Einwirkungskombinationen 1.1, 1.2, 2.2, 2.3 und 3.1 mittels Gleitkreisberechnungen nach der Methode von Bishop untersucht. Instationäre Berechnungen zur Ermittlung des ungünstigsten Sickerlinienverlaufs bei der Einwirkung schnelle Spiegelabsenkung sind nicht vorgesehen. Aufgrund des Aufbaus der Vorschüttung mit grobkörnigem Material an der Böschungsoberfläche mit zwischen Bestandsdamm und Vorschüttung liegender feinkörniger Dichtungsschicht wird sich die Absenkung der Sickerlinie innerhalb der Dichtungsschicht stattfinden, so dass sich keine oberflächennahe böschungsparelle Strömung ergeben wird.

Von der Objektplanung war zunächst vorgesehen, die Böschungsvorschüttung mit einem Neigungsverhältnis an der Oberfläche von 1 : 2 auszuführen und den Wartungsweg einschließlich des Wendehammers annähernd geländegleich anzulegen.

Mit diesen Randbedingungen wurden zunächst in Kombination mit unterschiedlichen Geometrien der Bestandsböschung zahlreiche Varianten der Vorschüttungskörper untersucht. Da sowohl die Böschungshöhe als auch die Tiefenlage der Unterkante der aufgefüllten Böden variierten, ergaben sich für die untersuchten Profile und Einwirkungskombinationen stark unterschiedliche Maße für die erforderliche Breite und Einbindung der Vorschüttung in den Untergrund.

Exemplarisch sind Ergebnisse dieser Berechnungsvariationen aus mehreren Profilen in Anlage 5.1 und Anlage 5.2 dokumentiert und in Tabelle 10.2 und Tabelle 10.3 zusammengestellt. Die ermittelten Ausnutzungsgrade variieren zwischen $\mu = 0,86$ und $\mu = 1,07$. Somit wären noch weitere Anpassungen der Ausbildung der Vorschüttung erforderlich geworden, um in allen Querschnitten und für alle Einwirkungskombinationen den erforderlichen Ausnutzungsgrad $\mu < 1$ einzuhalten.

Die Planung wurde zwischenzeitlich überarbeitet und der Wartungsweg auf einer bis zu rd. 1,3 m hohen Berme angeordnet sowie die Böschung oberhalb der Berme auf ein Neigungsverhältnis von 1 : 2,5 abgeflacht.

Mit dieser Geometrie wurden an zwei repräsentativen Profilen die Nachweise der Böschungsstandsicherheit für die oben beschriebenen Einwirkungskombinationen geführt.

Alle Ergebnisse der Berechnungen zur Standsicherheit der wasserseitigen Böschung sind in Anlage 5 dargestellt und in Kap. 10.6.3. tabellarisch zusammengestellt.

10.6.2 Nachweis gegen Böschungsgrundbruch

Aufgrund der Form der trapezförmigen Auflast der Dammvorschüttung mit Randlast = 0 ist die Grundbruchsicherheit nicht maßgebend. Der Nachweis der Grundbruchsicherheit wird daher nicht geführt.

10.6.3 Zusammenstellung der Ergebnisse der Nachweise der Böschungsstandsicherheit

In Tabelle 10.3 bis Tabelle 10.5 sind die Ergebnisse der Nachweise der Böschungsstandsicherheit zusammengestellt. Tabelle 10.2 und Tabelle 10.3 enthalten die Ergebnisse der Voruntersuchungen an der unter 1 : 2 geneigten Böschung mit Ausnutzungsgraden $\mu = 0,86$ und $\mu = 1,07$. Diese sind der Vollständigkeit halber mit angegeben, jedoch zur Beurteilung der Standsicherheit der aktuellen Planung nicht relevant.

Tabelle 10.2 Ergebnisse der Böschungsbruchberechnung Böschungsneigung 1 : 2
Profil bei KB 4, Geometrie variiert, und Profil 0+020,3

Bemes- sungs- situation	Einwir- kungs-kom- bination	Beschreibung der Einwirkungskombination, Untersuchungen nur wasserseitigen Böschung	Ausnutzungs- grad μ	Anlage Nr.
I	1.1	Eigenlast, Verkehrslast, Vollstau, QP KB4 Geometrie 1	1,02	5.1.1
	1.1a	Eigenlast, Verkehrslast, Teileinst. QP KB4 Geometrie 1	1,07	5.1.2
	1.1b	Eigenlast, Verkehrslast, Teileinst. QP KB4 Geometrie 2	1,05	5.1.5
	1.1c	Eigenlast, Verkehrslast, Vollstau QP 0+020,3	1,02	5.1.3
II	2.2	Eigen-, Verkehrslast, Spiegelsenkung * QP 0+020,3	1,02	5.1.4

* Absenkung bis 1/3 Ausgangshöhe

Tabelle 10.3 Ergebnisse der Böschungsbruchberechnung Böschungsneigung 1 : 2
Profil 0+038,8, Geometrie variiert

Bemes- sungs- situation	Einwir- kungs-kom- bination	Beschreibung der Einwirkungskombination, Untersuchungen nur wasserseitigen Böschung	Ausnutzungs- grad μ	Anlage Nr.
I	1.1	Eigenlast, Verkehrslast, Vollstau, Geometrie 1	1,04	5.2.1
	1.2	Eigenlast, Verkehrslast, Becken leer, Geometrie 1	1,00	5.2.2
II	2.2	Eigen-, Verkehrslast, Spiegelsenkung *, Geometrie 2	1,03	5.2.3
	2.2	Eigen-, Verkehrslast, Spiegelsenkung **, Geometrie 2	0,99	5.2.4
	2.3	Eigenlast, Verkehr, BZ RÜB, Becken leer, Geometrie 1	0,97	5.2.5
III	3.1	Eigenlast, Verkehrslast, Z _{H2} , Geometrie 1	0,86	5.2.6

* Absenkung bis 1/3 Ausgangshöhe

** Absenkung über gesamte Dammhöhe

Tabelle 10.4 und Tabelle 10.5 enthalten die Ergebnisse der Berechnungen mit der endgültigen Böschungsgeometrie in den Profilen Station 0+020,3 im Bereich des Wendehammers und Station 0+038,8 im Steilbereich der Bestandsböschung. Bei diesen Nachweisen wird der zulässige Wert $\mu = 1,0$ in keinem Fall überschritten.

Tabelle 10.4 Ergebnisse der Böschungsbruchberechnung Böschungsneigung 1 : 2,5
Profil 0+038,8

Bemes- sungs- situation	Einwir- kungs-kom- bination	Beschreibung der Einwirkungskombination, Untersuchungen nur wasserseitigen Böschung	Ausnutzungs- grad μ	Anlage Nr.
I	1.1	Eigenlast, Verkehrslast, Vollstau Zv, HQ 1000	0,81	5.3.1
	1.1a	Eigenlast, Verkehrslast, Teileinstau, HQ 100	0,88	5.3.2
	1.2	Eigenlast, Verkehrslast, Becken leer	0,86	5.3.3
	1.2a	Eigenlast, Verkehrslast, Becken leer, Bermenböschung	0,83	5.3.4
II	2.2	Eigen-, Verkehrslast, Spiegelsenkung*	0,85	5.3.5
	2.2	Eigen-, Verkehrslast, Spiegelsenkung**	0,82	5.3.6
	2.3	Eigenlast, Verkehrslast Bauzustand RÜB, Becken leer	0,83	5.3.7
III	3.1	Eigenlast, Verkehrslast, Z _{H2}	0,69	5.3.8

* Absenkung bis 1/3 Ausgangshöhe

** Absenkung über gesamte Dammhöhe

Tabelle 10.5 Ergebnisse der Böschungsbruchberechnung Böschungsneigung 1 : 2,5
Profil 0+020,3

Bemes- sungs- situation	Einwir- kungs-kom- bination	Beschreibung der Einwirkungskombination, Untersuchungen nur wasserseitigen Böschung	Ausnutzungs- grad μ	Anlage Nr.
I	1.1	Eigenlast, Verkehrslast, Vollstau Zv, HQ 1000	0,92	5.4.1
	1.1a	Eigenlast, Verkehrslast, Teileinstau, HQ 100	0,87	5.4.2
	1.2	Eigenlast, Verkehrslast, Becken leer	0,75	5.4.3
	1.2a	Eigenlast, Verkehrslast, Becken leer, Bermenböschung	0,90	5.4.4
II	2.2	Eigen-, Verkehrslast, Spiegelsenkung*	0,76	5.4.5
	2.2	Eigen-, Verkehrslast, Spiegelsenkung**	0,73	5.4.6
	2.3	Eigenlast, Verkehrslast Bauzustand RÜB, Becken leer	0,74	5.4.7
III	3.1	Eigenlast, Verkehrslast, Z _{H2}	0,76	5.4.8

* Absenkung bis 1/3 Ausgangshöhe

** Absenkung über gesamte Dammhöhe

10.7 Nachweise der lokalen Standsicherheit

10.7.1 Nachweis gegen oberflächennahen Bruch der Böschungen

Der Nachweis kann erst geführt werden, wenn das Dammschüttmaterial feststeht.

10.7.2 Nachweis der Spreizsicherheit am Böschungsfuß

Der Nachweis der Sicherheit gegen Dammfußspreizen wird gemäß [U20], Kap. 8/13 geführt. Hierbei wird untersucht, inwieweit die Gefahr eines Ausweichens des Böschungsfußes (Spreizen) und damit ein lokales Versagen am Böschungsfuß eintreten kann. Die Spreizsicherheit ergibt sich zu

$$\gamma = \frac{\tan \varphi'}{k_{ah} \cdot \tan \beta + (1 - k_{ah}) \cdot \tan \psi}$$

mit

φ'	=	22,5°	(ungünstigster Reibungswinkel Untergrund)
β	=	26,6°	(max. Böschungswinkel Bermenböschung, Neigung 1 : 2,0)
β	=	21,8°	(Böschungswinkel Vorschüttung, Neigung 1 : 2,5)
ψ	=	0°	(Neigung der Dammaufstandsfläche)
k_{ah}	=	0,45	(aktiver Erddruckbeiwert für $\delta_a = 0^\circ$)

Die Sicherheit gegen Dammfußspreizen ergibt sich mit den o. a. Werten zu $\gamma = 1,84$ bzw. $\gamma = 2,30$ und erfüllt damit die Anforderung der DIN 19 700-11, dass für die Nachweise der Tragfähigkeit in der Bemessungssituation I der Gesamtsicherheitsbeiwert $\gamma > 1,3$ sein soll.

10.8 Nachweise der Gebrauchstauglichkeit

10.8.1 Setzungen

Dadurch dass die Vorschüttung auf eine vorhandene Böschung aufgebracht wird, ergibt sich die jeweilige setzungerzeugende Last in den beiden Berechnungsschnitten gemäß den in Abbildung 10.1 und Abbildung 10.2 rot eingetragenen Belastungsflächen, die für die Setzungsberechnungen zu den ebenfalls dargestellten flächengleichen Ersatz-Rechtecklasten zu 40 kN/m² bzw. 60 kN/m² vereinfacht wurden.

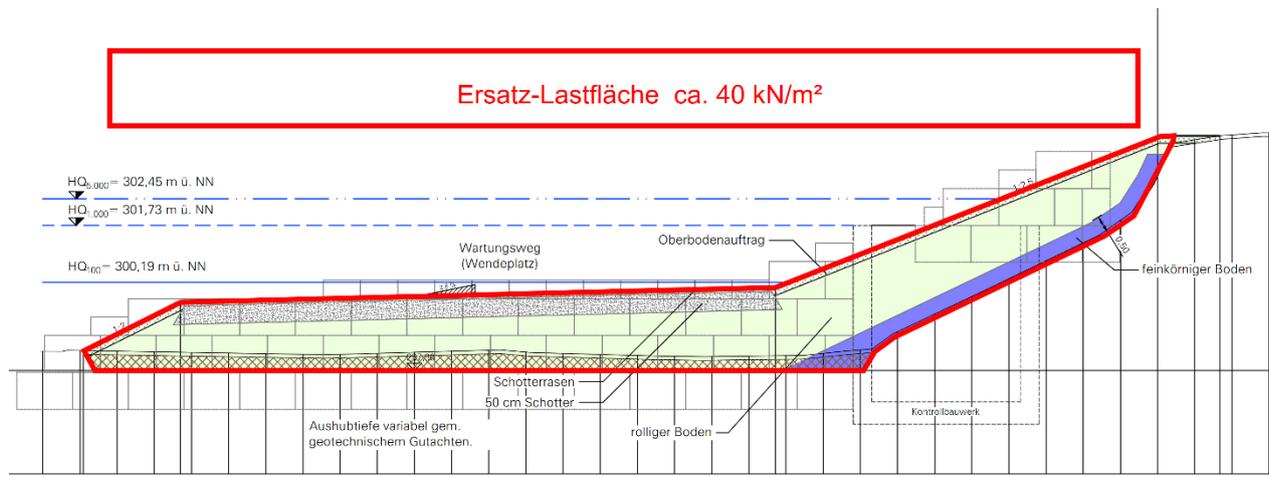


Abbildung 10.1 Lastfläche Schnitt 1 Bereich Wendehammer

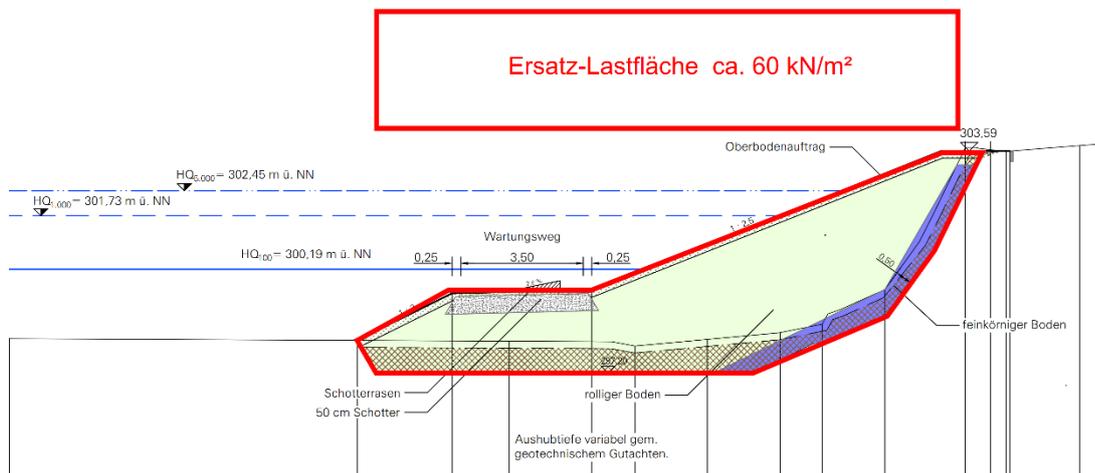


Abbildung 10.2 Lastfläche Schnitt 2 Bereich Wartungsweg

Für das Kontrollbauwerk wurde eine mittlere Flächenlast von rd. 45,0 kN/m² auf einer Fläche von rd. 5 m x 10 m ermittelt.

Die Setzungen wurden für zwei Berechnungsprofile der Dammschüttung und für das Kontrollbauwerk mit Hilfe des Verfahrens nach Kany (1974) durchgeführt. Dabei werden in Abhängigkeit von der Geometrie der jeweiligen Lastfläche sowie der Mächtigkeiten der setzungswirksamen Bodenschichten Setzungsbeiwerte (f-Werte) nach Grasshoff und Kany (1974) ermittelt.

Über die Formel zur Errechnung des Setzungswertes

$$s = f \times b \times \sigma / E_s$$

mit s = Setzungswert
 f = Beiwert

σ = mittlere Sohlpressung aus der Ersatzlast
 E_s = Steifemodul der jeweiligen Baugrundsicht

wurden mit abgeschätzten Einflusstiefen und mittleren Steifezahlen Setzungswerte in der Größenordnung von rd. 2 cm bis 4 cm sowohl für die Dammschüttung als auch für das Betonbauwerk ermittelt. Dabei handelt es sich um Gesamtsetzungsmaße, die sich aus dem Sofortsetzungsanteil, der unmittelbar mit der Lastaufbringung auftritt und dem Zeitsetzungsanteil, der erst ca. innerhalb des ersten halben Jahres nach Fertigstellung der Baumaßnahme auftreten wird. Der Zeitsetzungsanteil, wird in der Größenordnung von maximal 50 % der Gesamtsetzung abgeschätzt.

Damit sind nach Fertigstellung der Baumaßnahme noch Setzungsmaße in der Größenordnung von 1 - 2 cm zu erwarten, voraus sich kein Erfordernis vom Kompensationsmaßnahmen ergibt.

10.8.2 Abführung von Sicker- und Dränagewasser

Da es sich bei dem geplanten Rückhaltebecken um ein Trockenbecken ohne Dauerstau handelt, das bei entsprechenden Niederschlagsereignissen nur kurz eingestaut wird, und vor allem auch wegen der großen Überbreite durch den vorgelagerten bestehenden Straßendamm, ist davon auszugehen, dass sich keine stationäre Durchsickerung im Damm einstellt. Der Einbau eines Dränagesystems zur Abführung von Sickerwasser ist daher nicht vorgesehen.

Für die wasserseitige Böschung ist durch die grobkörnige Vorschüttung die leichte Entwässerung des Böschungsbereichs bei der Entleerung nach einem Einstau gewährleistet.

10.9 Nachweise Filterwirksamkeit und Erosionssicherheit

10.9.1 Nachweis Filterwirksamkeit

Der Nachweis der Filterstabilität des Materials der grobkörnigen Vorschüttung gegenüber dem Dichtungsmaterial kann erst geführt werden, wenn die Materialien feststehen. Im Zuge der Eignungsprüfungen für die Materialien vor dem Einbau muss der Nachweis geführt werden.

10.9.2 Nachweis Kontakterosion (Erosionskanalbildung, Erosionsgrundbruch, Fugenerosion)

Wegen der breiten Aufstandsfläche des Straßendamms und des infolgedessen großen Sickerweges von der Wasser- zur Luftseite sind in der Dammaufstandsfläche grundsätzlich keine hohen Sickergeschwindigkeiten zu erwarten. Damit ist die Gefahr des Auftretens von Erosionserscheinungen aufgrund der Geometrie bereits sehr gering. Darüber hinaus stehen sowohl im Untergrund im Bereich der geplanten Dammschüttung und des Bestandsdamms als auch in der Schüttung des Bestandsdamms ausschließlich gering durchlässige mittel- bis ausgeprägt plastische feinkörnige Böden an, die nicht erosionsgefährdet sind. Die Gefahr von Erosionskanalbildung, Erosionsgrundbruch, Fugenerosion unter dem Damm ist daher nicht gegeben. Damit durch das Gründungspolster im Auflager der Dammvorschüttung keine Wasserwegsamkeit geschaffen wird, muss der Einbau des Dichtungsmaterials bis zur Unterkante des Polsters erfolgen.

Die Fugenerosion im Bereich der Kontaktflächen des Betonbauwerks wird im Kap. 10.10 behandelt.

10.9.3 Nachweis gegen Suffosion

Suffosionsgefahr ist in den anstehenden feinkörnigen Böden ebenfalls nicht gegeben. Für Liefermaterialien sind entsprechende Nachweise zu fordern.

10.9.4 Nachweis Oberflächenerosion

Als Sicherung gegen Oberflächenerosion in der Böschung ist im Regelfall eine gut verwurzelte Grasnarbe ausreichend.

10.10 Nachweise am Durchlassbauwerk

Die Nachweise der Sicherheit gegen konzentrierte Durchspülungen entlang der Kontaktflächen zum Untergrund und gegen hydraulischen Grundbruch in der Gewässersohle im Anschluss an den luftseitigen Bauwerksrand können entfallen, da an das Bauwerk ebenso wie die Dammvorschüttung an den rd. 80 - 90 m breiten Straßendamm anschließt. Eine Gefahr konzentrierter Durchströmungen und des hydraulischen Grundbruchs ist somit nicht gegeben, da wegen des sich anschließenden hohen Geländes keine Austrittsmöglichkeiten vorhanden sind.

Auf Maßnahmen zur Sickerwegverlängerung in der Sohlfuge sowie seitlich der Bauwerks kann daher verzichtet werden.

10.11 Abschließende Beurteilung der Standsicherheitsuntersuchungen

Die Standsicherheitsuntersuchungen ergaben in den geführten Nachweisen mit den zugrunde gelegten Kennwerten und den in den einzelnen Kapiteln gegebenenfalls angegebenen Einschränkungen ausreichende rechnerische Sicherheiten.

Die höchsten Ausnutzungsgrade ergeben sich bei leerem Becken und in den Lastfällen „Vollstau“, „Teileinstau“. Hier ist in Verbindung mit den für die Materialien der Vorschüttung angenommenen Scherparametern (vgl. Kap. 10.4) auch im ungünstigsten Fall noch ein Ausnutzungsgrad $\mu < 1$ vorhanden.

Voraussetzung für die Gültigkeit der Nachweise ist, dass die in den Berechnungen angesetzten Scherfestigkeitsparameter auf Dauer vorhanden sind. Sie müssen nachweislich am Bodenmaterial im eingebauten Zustand gegeben sein.

Die getroffenen Annahmen sind im Zuge der weiteren Planung und rechtzeitig vor der Bauausführung, z. B. mit einer ausreichenden Anzahl von Labor und / oder Feldversuchen, nachzuweisen.

Es ist sicherzustellen, dass ausschließlich geeignetes Material qualifiziert nach den Vorgaben eingebaut wird.

Die Standsicherheitsnachweise sind ggf. nach Vorliegen weiterer Angaben bezüglich der zum Einbau vorgesehenen Materialien fortzuschreiben.

11 MATERIAL- UND EINBAUANFORDERUNGEN, HINWEISE ZUR BAUAUSFÜHRUNG

Für die Erdarbeiten, insbesondere für den Einbau und die Verdichtung der Dammschüttmaterialien gilt i. W. die ZTV E-StB 09, Ausgabe 2009.

Die anstehenden Böden reagieren empfindlich auf mechanische Beanspruchung und Durchnäsung. Diese Böden verlieren aufgrund ihrer zum Teil geringen Plastizität bei Wasserzutritt und mechanischer Beanspruchung ihre Konsistenz und neigen zur Verbreiung. Die Erdarbeiten müssen daher auf diese Situation durch z. B. abschnittsweises Arbeiten und Schutz des jeweiligen Planums gegen Witterungseinflüsse abgestimmt sein. Gegebenenfalls aufgeweichte oder gestörte Bodenzonen sind aufzuarbeiten bzw. durch geeignetes Material zu ersetzen. Insgesamt

ist insbesondere in niederschlagsreichen Perioden mit Erschwernissen bei den Erdarbeiten zu rechnen. Die erforderlichen Abtragsarbeiten zur Herstellung der Aufstandsfläche der Dammschüttung einschließlich des vorgelagerten Unterhaltungsweges und des Wendhammers sind auf die Witterungsempfindlichkeit der anstehenden bindigen Deckschicht abzustimmen. Je nach Grundwasserstand können Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich werden.

In den Aufstandsflächen ist der Oberboden vollständig abzutragen und jeglicher Bewuchs vollständig zu roden. Insbesondere nach der Rodung von Bäumen und Sträuchern sind deren Wurzelwerke restlos aus dem Untergrund zu entfernen. Die nach den Erkundungsergebnissen bis in unterschiedliche Tiefen vorhandenen Auffüllböden (Schicht 1) sowie aufgeweichte Partien des Auenlehms (Schicht 2) sind vollständig auszuräumen.

Wegen des oberflächennahen Grundwasserstandes ist eine Verdichtung des gewachsenen Lehmplanums voraussichtlich nicht sinnvoll. Im Auftragsmaterial des Bodenpolsters und der Dammschüttung ist eine Verdichtung auf 97 % der einfachen Proctordichte und auf dem Planum an der Oberkante des Bodenaustauschs eine Tragfähigkeit von $E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ anzustreben. In den feinkörnigen Materialien sind knetende Verdichtungsgeräte einzusetzen.

Die grobkörnigen Schüttmaterialien, sind ebenfalls in Lagen einzubauen und mit vibrierenden Verdichtungsgeräten (Rüttelplatten, Rüttelwalzen) zu verdichten.

Die Kornzusammensetzung der des Materials der der Filterregeln auf die Materialien des Dammkörpers und der Deckschicht abzustimmen.

Während der Erdarbeiten sind im Einzelnen folgende Kontrollen und Prüfungen auszuführen:

- Abnahmen des gewachsenen Erdplanums vor dem Einbau des Bodenaustauschmaterials durch den geotechnischen Gutachter,
- Eignungsprüfungen der angelieferten Schüttmaterialien an repräsentativen Bodenproben aus den Entnahmestellen, einschließlich Nachweis der umwelttechnischen Unbedenklichkeit
- vergleichende Untersuchungen zur Überprüfung der Schüttmaterialien auf Gleichmäßigkeit der Kornzusammensetzung, sowie auf fachgerechten Einbau,
- Überprüfung der Verdichtung der eingebauten Böden durch Dichtebestimmungen in Verbindung mit Proctorversuchen, sowie jeweils durch Plattendruckversuche auf dem Planum der Flächen, auf denen eine Mindesttragfähigkeit nachzuweisen ist.

Die Anforderungen an die Materialien und den Einbau sind im Zuge der Ausführungsplanung in einem Qualitätssicherungsplan festzuschreiben.

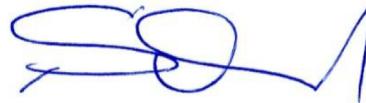
Das beim Aushub für den Bodenaustausch anfallende Bodenmaterial ist für einen Wiedereinbau mit definierter Verdichtung ohne eine Konditionierung voraussichtlich nicht geeignet. Der Wassergehalt muss vor dem Einbau entweder bei geeigneter Witterung durch Ausbreiten und Lüften

oder durch Einfräsen von Kalk auf das erforderliche Maß reduziert werden. Ohne solche Maßnahmen ist lediglich der Einbau außerhalb des Dammkörpers auf untergeordneten Flächen ohne Anforderungen an die Verdichtung möglich.

CDM Smith Consult GmbH
2020-04-21

gez. Plamitzer
Dipl.-Ing. Ralf Plamitzer

erstellt:



Dipl.-Ing. Gerhard Sulzbach