



DR. SPANG

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAUWESEN, GEOLOGIE UND UMWELTECHNIK MBH

Landratsamt Calw  
Projekt S-Bahn und ÖPNV  
Vogteistraße 42-46  
75365 Calw

Projekt-Nr.	Datei	Diktat	Büro	Datum
32.3115	P3115b151105_ImHau.docx	CI/Mö	Esslingen	05.11.2015

**Hermann-Hesse-Bahn**  
**Reaktivierung der Bahnstrecke Weil der Stadt – Calw**  
**Einschnitt "Im Hau"**  
**km 39,7+20 - km 40,9+40**

**- Baugrundgutachten und Sicherungsempfehlungen -**

Auftrag vom 15.09.2014

**Gesellschaft:** HRB 8527 Amtsgericht Bochum, USt-IdNr. DE126873490, Geschäftsführer Dipl.-Ing. Christian Spang

**Zentrale Witten:** Westfalenstraße 5 - 9, D-58455 Witten, Tel. (0 23 02) 9 14 02 - 0, Fax 9 14 02 - 20, [zentrale@dr-spang.de](mailto:zentrale@dr-spang.de)  
<http://www.dr-spang.de>

**Niederlassungen:** 73734 Esslingen/Neckar, Weilstr. 29, Tel. (0711) 351 30 49-0, Fax 351 30 49-19, [esslingen@dr-spang.de](mailto:esslingen@dr-spang.de)  
60528 Frankfurt/Main, Rennbahnstraße 72 – 74, Tel. (069) 678 65 08-0, Fax 678 65 08-20, [frankfurt@dr-spang.de](mailto:frankfurt@dr-spang.de)  
09599 Freiberg/Sachsen, Halsbrücker Str. 34, Tel. (03731) 798 789-0, Fax 798 789-20, [freiberg@dr-spang.de](mailto:freiberg@dr-spang.de)  
06618 Naumburg, H.-von-Stephan-Platz 1, Tel. (03445) 762-0, Fax 762-162, [naumburg@dr-spang.de](mailto:naumburg@dr-spang.de)  
90491 Nürnberg, Erlenstegenstr. 72, Tel. (0911) 964 56 65-0, Fax 964 56 65-5, [nuemberg@dr-spang.de](mailto:nuemberg@dr-spang.de)

**Banken:** Deutsche Bank AG, Esslingen, IBAN: DE46 6117 0024 0010 4299 00, BIC: DEUTDEDB611



---

INHALT	SEITE
<b>1. ALLGEMEINES</b>	<b>4</b>
1.1 Projekt	4
1.2 Auftrag	4
1.3 Unterlagen	4
1.4 Untersuchungen	6
<b>2. GEOTECHNISCHE VERHÄLTNISSE</b>	<b>7</b>
2.1 Morphologie, Vegetation und Bebauung	7
2.2 Baugrund	8
2.3 Hydrogeologie / Grundwasser	15
2.4 Feldversuche	18
2.5 Kamerabefahrung der Bohrungen	26
2.6 Befahrungen mit optischem Bohrlochscanner	26
2.7 Bodenmechanische Laborversuche	29
2.8 Felsmechanische Laborversuche	32
2.9 Geotechnische Besonderheiten	35
<b>3. BODENKENNWERTE</b>	<b>37</b>
3.1 Klassifizierung für bautechnische Zwecke	37
3.2 Bodenkennwerte	38
3.3 Felsmechanische Kennwerte	38
<b>4. FOLGERUNGEN</b>	<b>39</b>
4.1 Zustandsbeschreibung für die vorhandenen Stützmauern und Einschnittsböschungen	39
4.2 Sicherung der Stützmauern	41
4.3 Sicherung der Einschnittsböschungen	44
<b>5. EMPFEHLUNGEN</b>	<b>45</b>
5.1 Stützmauern	45
5.2 Wasserhaltung	47
5.3 Sonstige Empfehlungen	48



## **6. ANLAGEN**

- Anlage 1: Übersichtslageplan, 1 : 25.000 (2)
- Anlage 2: Lageplan mit Aufschlusspunkten, 1 : 500 (2)
- Anlage 3: Geotechnische Schnitte (1)
  - Anlage 3.1: Geotechnischer Schnitt A-A' 1 : 200 (1)
  - Anlage 3.2: Geotechnischer Schnitt B-B' 1 : 200 (1)
- Anlage 4: Ergebnisse der Baugrundaufschlüsse (1)
  - Anlage 4.1: Zeichenerläuterung Baugrunderkundung (2)
  - Anlage 4.2: Kernbohrungen (BK) (12)
- Anlage 5: Laborversuche (1)
  - Anlage 5.1: Wassergehalt (1)
  - Anlage 5.2: Zustandsgrenzen (4)
  - Anlage 5.3: Körnungslinien (2)
  - Anlage 5.4: Einaxiale Druckversuche (6)
  - Anlage 5.5: Punktlastversuche (1)
- Anlage 6: Fotodokumentation der Stützmauern (1)
  - Anlage 6.1: Fotodokumentation der Stützmauern r.d.B. (1)
  - Anlage 6.2: Fotodokumentation der Stützmauern r.d.B. (1)
  - Anlage 6.3: Fotodokumentation der Stützmauern l.d.B. (1)
  - Anlage 6.4: Fotodokumentation der Stützmauern l.d.B. (1)
- Anlage 7: Ergebnisse der Bohrlochbefahrungen (1)
  - Anlage 7.1: Ergebnisse der Videobefahrungen (10)
  - Anlage 7.2: Ergebnisse der Bohrlochaufnahmen (25)
- Anlage 8: Kernfotos (19)
- Anlage 9: Ergebnisse der Bohrlochversuche (1)
  - Anlage 9.1: Seitendruckversuche (78)
  - Anlage 9.2: Dilatometerversuche (19)
  - Anlage 9.3: WD-Tests (36)
- Anlage 10: Vermessungsdaten (1)



## **1. ALLGEMEINES**

### **1.1 Projekt**

Der Landkreis Calw ist Eigentümer der Bahnstrecke von Weil der Stadt nach Calw. Auf der Strecke ruht seit Ende der 1980er Jahre der Verkehr. Um den Landkreis per Schiene besser an die Landeshauptstadt Stuttgart und an den Wirtschaftsraum Sindelfingen/Böblingen anzubinden, ist eine neuerliche Betriebsaufnahme vorgesehen. Die Strecke muss dazu in ihrem Bestand saniert und technisch modernisiert werden. Vor einer erneuten Verkehrsaufnahme muss die Streckeninfrastruktur umfassend saniert werden. Zur Umsetzung des vom Landkreis gewünschten Betriebsprogramms sind darüber hinaus punktuelle Aus- und Umbauten der Bestandsinfrastruktur erforderlich.

Der Einschnitt Im Hau ist ein ca. 1.200 m langer bis zu 36 m tiefer Einschnitt der Trasse von ca. km 39,7 - 40,9 zwischen Althengstett und Calw-Heumaden. Im zentralen Bereich des Einschnitts wird der Böschungsfuß beidseitig von einer bis ca. 6 m hohen Natursteinmauer gestützt, darüber folgt eine Böschung mit einer Neigung von bis zu 43°. Die Stützmauer am Böschungsfuß ist zum Teil beschädigt und stellenweise eingestürzt. Zur Wiederaufnahme des Verkehrs auf der Strecke soll die Standsicherheit der Stützmauer und der Böschung untersucht und geprüft werden und Sicherungsempfehlungen als Grundlage für die weitere Planung ausgesprochen werden.

### **1.2 Auftrag**

Auf Basis des Angebotes vom 21.02.2014 wurde die Dr. Spang GmbH am 15.09.2014 damit beauftragt, für das o.g. Bauvorhaben eine Baugrunderkundung durchzuführen und eine Gründungsberatung zu erarbeiten. Das vorliegende Gutachten behandelt nur die Böschungen und Stützmauern im Einschnitt Im Hau. Ergebnisse und Empfehlungen zum Streckenbau in diesem Bereich folgen in gesonderten Gutachten mit den anderen Bereichen der Strecke.

### **1.3 Unterlagen**

Es wurden die nachfolgend aufgeführten Unterlagen verwendet:



- 
- [U 1] **Bahnstrecke Calw – Weil der Stadt, Strecke zwischen km 26,50 und km 48,15, Böschungen und Einschnitte, Baugrundbeurteilung sowie Zustandsbeurteilung und Sanierungsempfehlungen für die Stützbauwerke;** Dr. Spang GmbH, Esslingen, 28.04.2008.
  - [U 2] **S-Bahn Verlängerung Weil der Stadt - Calw, Bahnübergangbeseitigung Kreisstraße K 4310, Geotechnisches Vorgutachten;** GHJ Gesellschaft für Geo- und Umwelttechnik, Karlsruhe, 26.07.2011.
  - [U 3] **Bauwerksheft, Strecke Stg-Zuffenhausen – Calw, Streckenabschnitt Weil der Stadt – Calw, Stützbauwerk links der Bahn, Bauwerksnummer 4810\*040.1001120, km 40,100; 2002 bis 2003.**
  - [U 4] **Bauwerksheft, Strecke Stg-Zuffenhausen – Calw, Streckenabschnitt Weil der Stadt – Calw, Stützbauwerk rechts der Bahn, Bauwerksnummer 4810\*040.101\*1120, km 40,101; 2002 bis 2003.**
  - [U 5] **Bahnstrecke Calw – Weil der Stadt, Dokumentation der Begehung am 06.04. und 07.04.2006;** Dr. Spang GmbH, Esslingen, 29.06.2006.
  - [U 6] **Hermann-Hesse-Bahn - QPs östl. Voreinschnitt & Im Hau, Querprofile, Mailänder Consult GmbH, 17.03.2015.**
  - [U 7] **Reaktivierung der Bahnlinie Weil der Stadt – Calw (Hermann-Hesse-Bahn) Erkundungsbohrungen im Bereich Hau Spezielle artenschutzrechtliche Prüfung;** Gruppe Ökologische Gutachten Detzel & Matthäus, Stuttgart, Juli 2014.
  - [U 8] **Daten- und Kartendienst der Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg;** <http://www.lubw.baden-wuerttemberg.de>.
  - [U 9] **Geologische Karte von Baden-Württemberg, Blatt 7218, Calw, 1:25.000 mit Erläuterungen;** Geologisches Landesamt Baden-Württemberg, Stuttgart, Ber. Auflage 1982.
  - [U 10] **Geologie von Baden-Württemberg, 5. Auflage;** O.F. Geyer / M.P. Gwinner, Schweizerbart, Stuttgart, 2011.
  - [U 11] **Ingenieurgeologische Gefahren in Baden-Württemberg;** Regierungspräsidium Freiburg, Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, Freiburg i. Br., 2005.
  - [U 12] **Abriss der Ingenieurgeologie;** 4. Auflage, Helmut Prinz, Roland Strauß, Elsevier, München, 2006.
  - [U 13] **Württembergs Eisenbahnen mit Land und Leuten an der Bahn;** Oscar Fraas. Schweizerbart, Stuttgart 1880 (Nachdruck 1986).
  - [U 14] **Flussgebietsuntersuchung für den Altbach, Außengebietsentwässerung von Ostelsheim, Bestandsanalyse und Entwicklung einer Hochwasserschutzkonzeption für Dätzingen, Erläuterungsbericht;** Wald + Corbe Beratende Ingenieure, Hügelsheim, Dezember 2012.



- [U 15] **Klimadaten für die Messstationen Freudenstadt und Stuttgart-Flughafen;** Deutscher Wetterdienst, Offenbach, 2015.
- [U 16] **Versinterungsprobleme in Bauwerksentwässerungen;** Gamisch / Girmscheid, 1. Auflage, Bauwerk Verlag, 2007.

## 1.4 Untersuchungen

Im Untersuchungsbereich Im Hau wurden zwischen November 2014 und Februar 2015 durch die Fa. Gerätebau Wiedtal Schützeichel GmbH & Co. KG im Auftrag des LRA Calw insgesamt 12 Kernbohrungen abgeteuft. Davon wurden jeweils 4 Kernbohrungen mit einem Winkel von 60° zur Horizontalen und 4 Kernbohrungen mit einem Winkel von 10° zur Horizontalen durch die Natursteinmauern abgeteuft. Die Bohrungen BK1, BK3, BK5 und BK7 erschließen die Stützmauer und Böschung rechts der Bahn bis 10,0 m Endteufe. Die Bohrungen BK2, BK4, BK6 und BK8 die Stützmauer und Böschung links der Bahn bis 10,8 m Endteufe. Die Kernbohrungen BK11 und BK12 wurden vertikal durch den Gleiskörper bis 10,0 m u. SOK abgeteuft. Weiterhin wurde die Kernbohrung BK-GWM9 vom rechten Böschungskopf aus mit einem Winkel von 60° zur Horizontalen parallel zur Böschung bis auf 41 m Endteufe niedergebracht und die Kernbohrung BK-GWM10 vom linken Böschungskopf aus mit einem Winkel von 60° zur Horizontalen bis auf 40 m Endteufe niedergebracht.

Das Bohrgut wurde nach den Maßgaben der DIN EN ISO 14 688 und DIN ISO 14689 geotechnisch aufgenommen und nach DIN 18 196 gruppiert sowie nach DIN 18 300 klassifiziert. Die Ergebnisse der Bohrkernaufnahmen sind gemäß DIN 4023 in Anlage 4.1 dargestellt. Alle Aufschlüsse wurden lage- und höhenmäßig eingemessen. Die Lage der Aufschlusspunkte ist in der Anlage 2 dargestellt. Die Ansatzhöhen und Endteufen der Aufschlüsse sind den Darstellungen in Anlage 3.1 zu entnehmen. Aus den Bohrungen wurden insgesamt 40 gestörte und 9 ungestörte Proben als Rückstellproben und Laborproben entnommen. Die Bohrungen BK-GWM9 und BK-GWM10 in den Böschungsköpfen wurden zu Grundwassermessstellen ausgebaut.

In den Bohrungen wurden insgesamt 15 Bohrlochaufweitungsversuche zur Ermittlung der Verformbarkeit der Baugrunds und 7 Wasserabpressversuche zur Ermittlung der Durchlässigkeiten der Baugrundsichten durchgeführt. Desweiteren wurden von allen Kernbohrungen Bohrlochvi-



deo- bzw. Bohrlochscannerbefahrungen ausgeführt, um einen Einblick auf mögliche Hohlräume und Klüfte zu erhalten. Die Ergebnisse der Bohrlochversuche sind in Anlage 7 dargestellt.

An Proben aus den Kernbohrungen wurden bodenmechanische und felsmechanische Versuche zur Ermittlung von Kennwerten durchgeführt. Es wurden an 2 Proben die Korngrößenverteilung, an 8 Proben der Wassergehalt und an 5 Proben die Konsistenzgrenzen bestimmt. Weiterhin wurden 6 einaxiale Druckversuche an Felskernen sowie 16 Punktlastversuche an Felsproben durchgeführt.

Sämtliche Aufschlusspunkte wurden am 14.04.2015 durch das Vermessungsbüro Martin Fischer eingemessen. Die Vermessungsdaten sind in Anlage 10 dargestellt

Den für die Darstellung der geotechnischen Querschnitte (Anlage 3.1) verwendeten Querprofile basieren auf einer älteren Vermessung. Aufgrund des Abstands der Vermessungspunkte sind durch Interpolation Abweichungen in der Geländeoberfläche bis 1,0 m zu erkennen. Detaillierte Informationen über die Böschungsgeometrie und die Geometrie der Stützmauer lassen sich auf dieser Basis nicht ermitteln. Bei den Ansatzpunkten der Bohrungen BK4 und BK6 wurde daher der z-Wert übernommen, x- und y-Werte wurden für die Projektion angepasst.

## **2. GEOTECHNISCHE VERHÄLTNISSE**

### **2.1 Morphologie, Vegetation und Bebauung**

Die Strecke der Hermann-Hesse-Bahn verläuft im Untersuchungsbereich (km 37,2 - 40,94) zwischen Althengstett und Calw-Heumaden aus nordöstlicher Richtung kommend nach dem höhen- gleichen Übergang über die K 4310 vollständig in Einschnittlage. Die Kilometrierung steigt von Weil der Stadt nach Calw an. Die Strecke fällt von ca. 488 m NN bei km 37,2 auf ca. 468 m NN bei km 40,94. Der 1872 fertiggestellte Einschnitt Im Hau durchschneidet einen Geländerücken zwischen Althengstett und Calw-Heumaden mit einer Scheitelhöhe von ca. 516 m NN. Der Bahnbe- trieb auf der Strecke ruht seit den 1980er Jahren. Unmittelbar im Anschluss an den Einschnitt geht die Strecke in eine Rechtskurve über.



Beidseitig der Bahn verlaufen bis zu 6 m hohe Natursteinmauern aus Buntsandstein-Werkstein. Die Böschungen oberhalb der Natursteinmauern steigen bis auf eine Höhe von bis zu 36 m ü. SO mit einer Steigung von bis zu 1 : 1 weiter an und sind leicht mit Bäumen und Sträuchern bewachsen. Mit einem horizontalen Abstand von minimal 10 m verläuft hinter dem Kopf der Böschung r.d.B. die B 295. Der ehemalige Gleiskörper und die Stützmauer l.d.B. sind z.T. stark verwachsen (Ruderalvegetation und Gehölze bis ca. 5 m Höhe).

Beiderseits der Bahn, an der Basis der Stützmauern verlaufen Entwässerungsgräben, die ständig wasserführend sind und aus den Schichtquellen im Einschnitt gespeist werden. Die Entwässerungsgräben sind im Bereich der Stützbauwerke ebenfalls aus Naturwerkstein gemauert, jedoch teilweise verstürzt, beschädigt und mit Sediment verfüllt.

Innerhalb des Einschnitts besteht außer den untersuchten Sicherungsbauwerken, Entwässerungs- und Gleisanlagen keine Bebauung.

## **2.2 Baugrund**

Die bis zu 36 m ü. SOK hohen Böschungen des Bahneinschnitts Im Hau liegen nach [U 9] weitgehend in den mitteltriassischen Schichten des Unteren Muschelkalks (Freudenstadt-Formation, FDS-Fm., muF). Bei der in der Region ca. 55 m mächtigen Freudenstadt-Formation handelt es sich um tonige, mitunter auch sandige dolomitische Mergel mit immer wieder eingeschalteten härteren Dolomitlagen. Die Freudenstadt-Formation wird von der regional ca. 3 m mächtigen Rötton-Formation des Oberen Buntsandsteins unterlagert.

Der Böschungsfuß und die Bereiche hinter den Stützmauern liegen vollständig in den Schichten des Unteren Wellengebirges (mu1) der Freudenstadt-Formation, der höhere Bereich und die Böschungsköpfe in den Schichten des Mittleren Wellengebirges (mu2) der Freudenstadt-Formation. Die in den Aufschlüssen der Böschungsköpfe angetroffene Böden sind durchweg Verwitterungsbildungen des unteren Muschelkalks.

Im Süden des Einschnitts steht in der Basis des Einschnitts die Rötton-Formation (s7, sor) des Oberen Buntsandsteins an. Die Grenze zwischen den lithostratigraphischen Gruppen des Buntsandsteins im Liegenden und des Muschelkalks im Hangenden verläuft im Untersuchungsbereich





knapp unter der Sohle des Einschnitts bzw. im Süden des Einschnitts Im Hau auch in der Sohle. Die Schichtgrenze zeigt sich im Gelände am deutlichen Farbumschlag von grau-beige (Muschelkalk) zu dunkelrot (Buntsandstein). Im tieferen Untergrund folgen die Sandsteinfohlen des Oberen und Mittleren Buntsandsteins mit über 200 m Mächtigkeit. Die Ergebnisse der Kluftaufnahmen in den Bohrungen zeigten eine flache mit ca. 5° nach Südosten einfallende Synklinalstruktur deren Zentrum im Bereich der durchschnittenen Kuppe liegt. Die sedimentären Schichten fallen regional mit ca. 2 - 3° in südöstliche Richtung [U 9] ein.

Die Ergebnisse der Aufschlüsse zeigen einen einheitlichen Aufbau der Baugrunds. In den Böschungsköpfen steht unter einer geringmächtigen Oberbodenauflage (Schicht 1a) Verwitterungslehm und Verwitterungsschutt (Schicht 2) bis ca. 4 - 5 m unter Gelände an. Dieser geht über in verwitterten bis angewitterten Muschelkalk der Freudenstadt-Formation (Schicht 6a). Erfahrungsgemäß schwankt die Verwitterungstiefe lokal um mehrere Meter, zwischen ca. 8 - 12 m unter Gelände folgt unverwitterter Muschelkalk der Freudenstadt-Formation (Schicht 6b), diese Schicht steht auch unmittelbar hinter der Stützmauer an den Böschungsfüßen an. Der Übergang zur Rötton-Formation (Schicht 7) wurde bei ca. 498 m NN aufgeschlossen. Im tieferen Untergrund folgen Sandsteinformationen des Oberen und Mittleren Buntsandsteins (Schicht 8). Die Aufschlüsse zeigen einen mehr oder weniger einheitlichen Aufbau des Baugrunds im Untersuchungsgebiet.

Schicht Nr.	Kurz- zeichen	Bezeichnung	Schicht- mäch- tigkeit  [m]	Schicht-UK  [m NN / m u. GOK / m u. SOK]	Bodenbeschreibung	
					Kornver- teilung/ Farbe	Konsistenz/ Lagerungs- dichte
M	-	Naturstein- mauerwerk mit unbewehrtem Beton <sup>2)</sup>	-	2,0 - 2,3 m Mauerstärke	Naturwerkstein/ Buntsandstein, Beton, rot	Mauerwerk
1a	Mu	Oberboden <sup>2)</sup>	0,2	0,2 m u. GOK <sup>3)</sup>	Oberboden, schluffig, kalkig, humos,	weich - steif



Schicht Nr.	Kurz- zeichen	Bezeichnung	Schicht- mäch- tigkeit  [m]	Schicht-UK  [m NN / m u. GOK / m u. SOK]	Bodenbeschreibung	
					Kornver- teilung/ Farbe	Konsistenz/ Lagerungs- dichte
1b	-	Auffüllung (gemischt- körnig) <sup>2)</sup>	1,0	1,3 m u. SOK	Kies, sandig, tonig, grau, rot	mitteldicht
1c	-	Auffüllung (Gleisschotter) <sup>2)</sup>	0,3 - 0,4	0,3 - 0,4 m u. SOK	Kies, dunkelgrau	locker
2	-	Verwitterungs- lehm, Verwitte- rungsschutt <sup>2)</sup>	3 - 4	ca. 4 - 5 m u. GOK <sup>3)</sup>	Kies, sandig, schluffig, tonig, hellbraun-grau	halbfest-fest
6a	muF	FDS-Fm. (Unterer Muschelkalk) - verwittert - angewittert	4 - 6	ca. 8 - 12 m u. GOK <sup>3)</sup> ca. 0,4 m u. Bö- schung	Mergelstein, Dolomitstein, entfestigt, ver- wittert, angewittert, hellbraun-grau	halbfest-fest (Fels/ verwittert)
6b	muF	FDS-Fm. (Unterer Muschelkalk) unverwittert	20 - 30	ca. 479 - 472 m NN <sup>1)</sup>	Mergelstein, Dolomitstein unverwittert, grau	Fels
7	so4	Rötton-Fm. (Oberer Buntsandstein) unverwittert <sup>2)</sup>	2 - 4	ca. 475 - 468 m NN <sup>1)</sup>	Tonstein, Schluffstein, Feinsandstein unverwittert, rot	Fels
8	soP/sm	Sandsteine des Oberen und Mitt- leren Buntsand- steins <sup>2)</sup>	> 200	< 300 m NN <sup>1),4)</sup>	Sandstein, geringmächtige Tonstein- Zwischenlagen unverwittert, rot	Fels

1) mittlere Schichtunterkante

2) nicht in allen Bohrungen erkundet

3) u. GOK = unter Oberkante Böschungskopf

4) Schicht-UK nicht aufgeschlossen

**Tabelle 2.2-1: Baugrundaufbau**



Nach den Erkundungsergebnissen aus den Kernbohrungen (**BK1 bis BK8 und BK-GWM9 und BK-GWM10**) wurden die folgenden Schichten angetroffen:

**Schicht M - Natursteinmauerwerk mit unbewehrtem Beton:** Die Kernbohrungen BK1 bis BK8 wurden durch die Stützmauern an der Böschungsbasis geführt. In diesen Kernbohrungen wurde ein vermörteltes Mauerwerk von 1,5 bis 2,3 m Dicke aus unverwittertem bis schwach verwittertem Buntsandstein-Werkstein erbohrt. Teilweise besteht der hintere Teil der Mauer auch aus dichtem, mit Sandstein- und Kalksteinbruchstücken durchsetztem unbewehrtem Beton. Stellenweise wurden Hohlräume bis 0,2 m aufgeschlossen.

**Schicht 1a - Mutterboden:** Nur in den Bohrungen in den Böschungsköpfen BK-GWM9 und BK-GWM10 wurde eine geringmächtige Schicht durchwurzelter, humoser Oberboden aufgeschlossen.

**Schicht 1b - Auffüllung (gemischtkörnig):** In den Aufschlüssen im direkten Gleisbereich (BK 11 und BK12) wurde unmittelbar unter dem Gleisoberbau eine gemischtkörnige Auffüllung mit einer Mächtigkeit von 1,0 - 1,3 m angetroffen. Es handelt sich um steinigen, tonigen, schluffigen Kies und kiesigen, schluffigen, steinigen roten und grauen Ton. Es finden sich auch einzelne Steine und Blöcke. Offenbar handelt es sich um lokal gewonnenes und zur Nivellierung der Gradienten eingesetztes Material.

**Schicht 1c - Auffüllung (Gleisschotter):** In den Aufschlüssen im direkten Gleisbereich wurde oberflächennah Gleisschotter angetroffen. Es handelt sich um dunkelgrauen, kantigen und kalkfreien Grobkies mit Steinen (Schotter).

**Schicht 2 - Verwitterungslehm, Verwitterungsschutt:** In den Aufschlüssen am Böschungskopf BK-GWM10 und BK11 wurde bis in eine Tiefe von 4 - 5 m unter Ursprungsgelände stark verwitterter und entfestigter Verwitterungsschutt des Muschelkalks angetroffen. In den Bohrungen am Böschungsfuß und im Einschnitt wurde die Schicht nicht angetroffen.

Es handelt sich bei Schicht 2 um in situ tiefgründig verwitterten Mergelstein, Tonmergelstein und Karbonatgestein des Unteren Muschelkalks. Das Material zeigt sich in den Kernbohrungen als brauner steifer bis weicher schluffiger Ton mit geringmächtigen, genesebedingten bankigen verwitterten-angewitterten Kalksteinzwischenlagen, hellbraune kiesige sandige und tonige Schluffe, sowie hellbraun-beigen sandigen, kalkigen Kies durchsetzt mit Mergelstein-Bruchstücken in Stein-



und Blockgröße. Das Material zeigt anhand der Bohrerergebnisse steife bis halbfeste, stellenweise auch weiche, nach unten hin auch feste Konsistenzen bzw. mitteldichte bis dichte Lagerung.

Eine felstechnische Klassifizierung der Festigkeit (DIN EN ISO 14 689-1, Tab. 5) und des Verwitterungsgrads (DIN EN ISO 14 689-1, Tab. 13) ergibt für die Schicht 2 (Verwitterungslehm, Verwitterungsschutt) typischerweise eine Einstufung in die **Festigkeitsklassen R0-R2** und **Verwitterungsgrad W5 (untergeordnet W4)**. Bautechnisch handelt es sich um einen vollständig verwitterten, zersetzten und entfestigten Fels des unteren Muschelkalks, der nahezu vollständig in einen teilweise bindigen, teilweise gemischtkörnigen Boden übergegangen ist.

**Schicht 6a <sup>1)</sup> Dolomitstein und Mergelstein der Freudenstadt-Formation, verwittert - angewittert** (muF, FDS-Fm., Unterer Muschelkalk): Ab 4 - 5 m unter Ursprungsgelände bis in eine Tiefe von ca. 15 - 18 m wurden in den Aufschlüssen BK-GWM10 und BK11 am Böschungskopf stark bis mäßig verwitterte, angewitterte Festgesteine der Freudenstadt-Formation angetroffen. Die braunen verwitterten Mergelsteine und Dolomitsteine sind zerfallen, insbesondere an den welligen Schichtflächen. Ihre Festigkeit ist als gering bis mürbe einzustufen, die Kornbindung ist nur mäßig. In den Bohrungen am Böschungsfuß und im Einschnitt wurde die Schicht nicht angetroffen. Aus Aufschlüssen aus früheren Erkundungen [U 1] kann auf eine Mächtigkeit der Schicht 6a von ca. 0,4 m im Böschungsbereich oberhalb der Stützmauern geschlossen werden.

Eine felstechnische Klassifizierung der Festigkeit (DIN EN ISO 14 689-1, Tab. 5) und des Verwitterungsgrads (DIN EN ISO 14 689-1, Tab. 13) ergibt für die Schicht 6a (Unterer Muschelkalk, verwittert - angewittert) eine Einstufung in die **Festigkeitsklassen R1-R2** und **Verwitterungsgrad W1-W3**. Bautechnisch handelt es sich um einen stark bis schwach verwitterten Fels, der zum Teil auch als grobkörniger bis gemischtkörniger, steiniger, blockiger Kies mit bindigen Anteilen in dichter Lagerung bzw. fester Konsistenz anzusprechen ist.

**Schicht 6b - Dolomitstein und Mergelstein der Freudenstadt-Formation, unverwittert** (muF, FDS-Fm., Unterer Muschelkalk): Die Schicht 6b wurde in den Aufschlüssen am Böschungskopf BK-GWM10 und BK11 ab einer Tiefe von 15 - 18 m unter Ursprungsgelände (vor Herstellung des

---

<sup>1)</sup> Die nicht aufgeführten Schichten 3, 4 und 5 beschreiben Formationen des Mittleren Muschelkalks (Diemel-Formation, Heilbronn-Formation und Karlstadt-Formation). Diese finden sich stratigraphisch über der Schicht 6a/6b und sind im Untersuchungsbereich Im Hau nicht aufgeschlossen. Aufgrund einer einheitlichen Benennung im Projekt wurden die Schichtglieder jedoch in der Nummerierung aufgenommen.



Einschnitts im 19. Jhdt.) aufgeschlossen. Diese Tiefe des Verwitterungshorizont ist erfahrungsgemäß typisch in der Region für die Schichten des Unteren Muschelkalks unter alten, nicht durch Tiefenerosion beeinflussten Geländeoberflächen. Der Übergang vom verwitterten und angewitterten Gestein zum unverwitterten kann im kleinen Maßstab um mehrere Meter abweichen und ist an lokale Klüfte, sedimentäre Strukturen und die Topographie gebunden. Die Verwitterung des Muschelkalkgesteins geht aufgrund von Oxidationserscheinungen durch fließendes Wasser meist mit einem Farbumschlag von grauen Farbtönen zu braun-beigen Farben einher. Der Farbumschlag geht meist der Herabsetzung der Festigkeit durch Verwitterung voraus.

In den Kernbohrungen BK1 bis BK8 wurde die Schicht 6b jeweils hinter der Natursteinstützmauer bzw. deren Hinterfüllung angetroffen. Auch hier zeigten sich die Festgesteine der Schicht als unverwitterte graue Dolomit- und Mergelsteine. In den vertikalen Kernbohrungen im Gleis BK11 und BK12 wurde die Unterkante der Schicht bei 2,2 m und 4,3 m u. SOK erbohrt. Die Schichtgrenze fällt scheinbar flach nach Süden ein.

Bei den Festgesteinen der Schicht 6b handelt es sich um hell- bis dunkelgrauen Dolomitstein, Dolomitmergelstein und Mergelstein, der keine oder nur minimale Zeichen von Verwitterung zeigt. Das Gestein ist meist dicht und zeigt geringe, mäßig hohe, schichtweise auch hohe Festigkeiten und eine überwiegend gute Kornbindung. Die sedimentären Strukturen sind als feinlamierte z. T. wellige Schichtung erkennbar. Zum Teil zerbricht das Gestein an den rauen bis ebenen Schichtflächen.

Eine felstechnische Klassifizierung der Festigkeit (DIN EN ISO 14 689-1, Tab. 5) und des Verwitterungsgrads (DIN EN ISO 14 689-1, Tab. 13) ergibt für die Schicht 6b (Unterer Muschelkalk, unverwittert) eine Einstufung in die **Festigkeitsklassen R3-R4** und **Verwitterungsgrad W0**. Bau technisch handelt es sich um frischen, unverwitterten Fels.

**Schicht 7 - Rötton-Fm., unverwittert (so4, Oberer Buntsandstein):** Die Schichten der Rötton-Formation wurde ab ca. 479 - 472 m NN angetroffen. Die Gesteine der Formation zeigen sich unverwittert als überwiegend Buntsandstein-typisch rote lamierte geschichtete, dichte, schluffige und feinsandige Tonsteine und dünnplattige tonige Feinsandsteine mit Bankmächtigkeiten bis 10 cm. Die Sandsteine sind glimmerführend und zeigen eine überwiegend tonige bis quarzitisches Matrix. Die Schicht zeigt in den Bohrungen BK11 und BK12 eine Mächtigkeit zwischen 3,9 m und



4,4 m. Weiterhin wurde die Schicht in den mit 60° geneigten Bohrungen BK1, BK5 und BK6 unterhalb der Stützmauer erkundet.

Eine felstechnische Klassifizierung der Festigkeit (DIN EN ISO 14 689-1, Tab. 5) und des Verwitterungsgrads (DIN EN ISO 14 689-1, Tab. 13) ergibt für die Schicht 7 (Rötton-Fm.) typischerweise eine Einstufung in die **Festigkeitsklassen R2-R4** und **Verwitterungsgrad W0**. Bautechnisch betrachtet handelt es sich um unverwitterten Fels.

**Schicht 8 - Sandsteine des Oberen und Mittleren Buntsandsteins (soP/sm):** Im Liegenden der Rötton-Formation wurden dichte unverwitterte rote Sandsteine des Oberen Buntsandsteins (Plattensandstein-Formation) mit einzelnen geringmächtigen Tonsteinzwischenlagen angetroffen. Darunter folgen lithologisch vergleichbare Sandsteine des Mittleren Buntsandsteins (Vogesensandstein-Formation). Die Sandsteine zeigen typischerweise Bankmächtigkeiten > 30 cm bis > 2,0 m. Die fein-mittelkörnigen Sandsteine zeigen eine überwiegend tonige bis quarzitisches Matrix und mäßig hohe bis hohe Festigkeiten. Die Sandsteine des Oberen und Mittleren Buntsandsteins haben im Untersuchungsbereich nach [U 9] eine Mächtigkeit > 200 m. Die Basis der Schicht wurde nicht erkundet.

Eine felstechnische Klassifizierung der Festigkeit (DIN EN ISO 14689-1, Tab. 5) und des Verwitterungsgrads (DIN EN ISO 14689-1, Tab. 13) ergibt für die Schicht 8 (Sandsteine des Oberen und Mittleren Buntsandsteins) eine Einstufung in die **Festigkeitsklassen R4 (untergeordnet R3)** und **Verwitterungsgrad W0**. Bautechnisch betrachtet handelt es sich um unverwitterten Fels.

Die Schichten der sedimentären Formationen (Schichten 6, 7 und 8) fallen in süd-südöstliche Richtung ein. Aufgrund der Orientierung des Einschnitts in Nordost-Südwest-Richtung ist ein scheinbares Einfallen der Schichten in Richtung der aufsteigenden Kilometrierung festzustellen, dieses beträgt ca. 1 - 2°, quer zum Einschnitt beträgt das scheinbare Einfallen der sedimentären Schichten ebenso ca. 1 -2°.

Der angetroffene Baugrundaufbau entspricht stratigraphisch den nach der geologischen Karte [U 9] zu erwartenden Verhältnissen.



### 2.3 Hydrogeologie / Grundwasser

Die in den Böschungen des Einschnitts anstehenden Schichten des Unteren Muschelkalks (Freudenstadt-Formation) bilden einen bis ca. 40 m mächtigen überwiegend schichtig gegliederter Kluft- und/oder Karstgrundwasserleiter, Basis des Grundwasserleiters ist die untere Begrenzung der jeweils wasserleitenden Schicht. Die tiefsten dolomitischen Schichten des Unteren Muschelkalks stellen einen regionalen Grundwasserleiter dar, dessen Basis die Oberkante des als Grundwassergeringleiters einzuordnende Rötton-Formation des Oberen Buntsandstein ist. Die Rötton-Formation trennt die regionalen Grundwasserstockwerke von Muschelkalk und Buntsandstein.

Die im liegenden anstehenden Sandsteine des Oberen und Mittleren Buntsandsteins bilden einen regionalen Grundwasserleiter, der vor allem von Wasserwegsamkeiten entlang von Kluftsystemen dominiert wird.

Lokaler Vorfluter ist die nach Südwesten über den Ziegelbach in die Nagold entwässernde Bahnentwässerung. Das Projektgebiet liegt in keinem Wasserschutzgebiet, es befindet sich auch kein Wasserschutzgebiet im Abstrombereich. Eine Hochwassergefährdung ist im Untersuchungsbereich nicht zu erwarten. Nach Angabe der unteren Wasserbehörde (Landratsamt Calw) handelt es sich bei den ständig wasserführenden bahnparallelen Entwässerungsgräben um Gewässer II. Ordnung.

In den Baugrundaufschlüssen an den Böschungsköpfen wurde in BK-GWM10 (l.d.B.) bei 498,0 m NN und damit ca. 22 m oberhalb der Gradienten Grund- oder Schichtwasser angetroffen. In BK-GWM9 (r.d.B.) wurde bei der Bohrung bei 485,7 m NN Grund- oder Schichtwasser angetroffen. Die für den Zeitraum zwischen 20.03. und 17.04.2015 ausgelesenen Pegelmessungen in BK-GWM 9 zeigen Werte zwischen 485,3 und 486,8 m NN. Ein Abgleich mit Niederschlagsaufzeichnungen [U 15] zeigt, die Wasserführung im Gebirge offenbar rasch reagiert und regelmäßig um bis zu 3 - 4 m schwanken kann. Der höchste rechts der Bahn angetroffene Wasserstand lag bei ca. 11 m oberhalb der Gradienten.

Leider musste bei der Auslesung von Grundwasserständen am 17.04.2015 festgestellt werden, dass die Grundwassermessstelle BK-GWM 10 am bahnlinken Böschungskopf beschädigt und der Wasserdruckaufnehmer entwendet wurde. Damit sind auch die Messdaten seit dem Einbau am 21.03.2015 verlorengegangen.





In den Kernbohrungen durch den Gleiskörper BK11 und BK12 wurde jeweils unmittelbar unterhalb des Oberbaus Wasser angetroffen. Es ist davon auszugehen, dass dieses in Austausch mit den ständig wasserführenden, Vorfluter wirkenden bahnparallelen Entwässerungsgräben steht.

In allen Kernbohrungen durch die Stützmauern links und rechts der Bahn wurde unmittelbar hinter der Mauer Grund- bzw. Schichtwasser angetroffen. Ein ständiger Wasserandrang wurde im Bereich der Stützmauer links der Bahn in einer Höhe von bis ca. 2,0 m oberhalb der Gradienten bei ca. 1,5 - 2,0 m hinter der Stützmauer angetroffen, am linken Böschungsfuß auf Höhe des Entwässerungsgrabens. Rechts der Bahn wurde der ständige Wasserandrang hinter der Stützmauer in einer Höhe von bis ca. 2,0 m oberhalb der Gradienten bei ca. 2,3 - 3,3 m hinter der Stützmauer angetroffen, am rechten Böschungsfuß ebenfalls auf Höhe des Entwässerungsgrabens.

Hydrogeologisch wirkt der künstliche erstellte Einschnitt im Hau drainierend auf die umliegenden höher liegenden Grund- und Schichtwasserkörper im Unteren Muschelkalk. Die bahnparallelen Entwässerungsgräben wirken als Vorfluter. Der bis 1872 künstlich erstellte Einschnitt Im Hau trennt eine ca. 0,8 km<sup>2</sup> große Kuppe nördlich von Calw-Heumaden (r.d.B., westlich der Strecke) hydrologisch vollständig vom Bereich l.d.B., östlich der Strecke. Da die Grundwässer des Unteren Muschelkalks durch die Rötton-Formation vom unterlagernden Grundwasser-Stockwerk des Oberen und Mittleren Buntsandstein getrennt werden, bilden die in diesem Gebiet anstehenden Schichten des Unteren Muschelkalks ein isoliertes schwebendes Grundwasserstockwerk mit einem Einzugsgebiet (Geländeoberfläche) von ca. 0,8 km<sup>2</sup>. Im Westen der Kuppe, am Friedhof Calw-Heumaden stehen die Schichten der stockwerkstrennenden Rötton-Formation und damit die Basis des Unteren Muschelkalks nach [U 9] bei ca. 503 m NN an, im Einschnitt wurden die Grenze bei 473 m NN aufgeschlossen, die Schichten fallen in Richtung zum Einschnitt Im Hau mit ca. 1 - 2° ein. Es ist davon auszugehen, dass ein Großteil des oberhalb von ca. 500 m NN zwischen Friedhof Calw-Heumaden und dem Einschnitt Im Hau gebildeten Grundwassers, im Bahneinschnitt diffus und aus den dokumentierten Quellen austritt und über die Bahnentwässerung abfließt. Diese hydrogeologische Situation bedingt auch den deutlich tieferen Grundwasserstand in den Schichten des Unteren Muschelkalks im Böschungskopf bahnrechts gegenüber dem bahnlinks. Zwischen den Bohrungen BK-GWM9 (r.d.B.) und BK-GWM10 (l.d.B.) wurde eine Differenz von ca. 16 m festgestellt. Weiterhin wird dieses hydrogeologische Modell durch die unterschiedlichen Grundwasserbeobachtungen hinter den Mauern links und rechts des Einschnitts bestätigt.





Der **Bemessungswasserstand** für den Endzustand wird aufgrund der speziellen hydrogeologischen Verhältnisse innerhalb der Böschungen auf 490 m NN am Kopf der westlichen Einschnittsböschung rechts der Bahn und auf 505 m NN am Kopf der östlichen Einschnittsböschung links der Bahn angesetzt. Im Bereich der Einschnittsböschungen ist der Bemessungswasserstand auf GOK zu setzen. Die Verläufe sind auch in den geotechnischen Schnitten der Anlagen 3.1 und 3.2 dargestellt.

Der **Bauwasserstand** muss basierend auf den in den ausgeführten Aufschlüssen angetroffenen Schichtwasserverhältnissen im Bereich der Stützmauern und der Gradienten ebenfalls auf GOK angesetzt werden. Es ist aufgrund der hydrogeologischen Verhältnisse im Einschnitt in den Böschungen durchweg mit auftretenden Stau- und Schichtwässern zu rechnen.

Das Planungsgebiet befindet sich in keinem Überschwemmungsgebiet. Aufgrund der Einschnittlage ist **bei Extremniederschlagsereignissen** mit rasch ansteigendem Oberflächenwasser und austretendem Hangwasser **zu rechnen**. In Anlehnung an eine für das Einzugsgebiet des Altbachs durchgeführte Flussgebietsuntersuchung [U 14] wird in Abstimmung mit dem Planer der Wasserandrang im Einschnitt verteilt auf beide Entwässerungsgräben für eine Wiederkehrperiode von 2 Jahren auf 1,0 m³/s und für eine Wiederkehrperiode von 100 Jahren auf max. 4,0 m³/s abgeschätzt.

Hinsichtlich der **Durchlässigkeit** sind die im Baufeld angetroffenen Schichten nach DIN 18 130 aufgrund der ausgeführten hydraulischen Bohrlochversuche und von Erfahrungs- und Literaturwerten wie folgt einzustufen:

Schicht Nr.	Bezeichnung	Durchlässigkeit $k_f$ [m/s]	Durchlässigkeit nach DIN 18 130
1b	Auffüllung, gemischtkörnig	$1 \times 10^{-3} - 1 \times 10^{-5}$	stark durchlässig bis durchlässig
1c	Gleisschotter	$> 1 \times 10^{-3}$	stark durchlässig
2	Verwitterungsschutt und Verwitterungslehm	$1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-8}$	durchlässig bis schwach durchlässig



Schicht Nr.	Bezeichnung	Durchlässigkeit $k_f$ [m/s]	Durchlässigkeit nach DIN 18 130
6a	Freudenstadt-Fm., verwittert	$1 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-9}$ (schichtig gegliederter Kluft-/Karstgrundwasserleiter)	durchlässig bis sehr schwach durchlässig
6b	Freudenstadt-Fm., unverwittert	$1 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-7}$ (schichtig gegliederter Kluft-/Karstgrundwasserleiter)	durchlässig bis schwach durchlässig
7	Rötton-Fm., unverwittert	$3 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-8}$ (Grundwassergeringleiter/ GW-Stockwerkstrenner)	durchlässig bis sehr schwach durchlässig
8	Sandsteine des Oberen und Mittleren Buntsandsteins	$1 \times 10^{-4} - 1 \times 10^{-6}$ (Kluftgrundwasserleiter)	durchlässig

**Tabelle 2.3-2:** Durchlässigkeiten der anstehenden Baugrundsichten

Eine Wasseranalyse auf **Betonaggressivität** des Grundwassers nach DIN 4030 und **Stahlaggressivität** nach DIN 50 929 wurde auftragsgemäß nicht durchgeführt. In der Regel ist Grundwasser das kalkhaltige Locker- und Festgesteine durchflossen hat, als **nicht betonangreifend** und **nicht stahlangreifend** einzustufen. Soweit maßgebend sollte die vorstehende Einschätzung vor Ausführung durch direkte Analysen abgesichert werden.

## 2.4 Feldversuche

### 2.4.1 Bohrlochaufweitungsversuche

Die Verformbarkeit des Gebirges wurde mit Seitendruck- und Dilatometerversuchen geprüft, die Ergebnisse sind in Anlage 9 dargestellt. Die Versuche geben Aufschluss über das Steifigkeitsverhalten des Gebirges und Hinweise zur Festigkeit und Klüftigkeit des Gebirges.

Beim Dilatometerversuch wird innerhalb einer in das Bohrloch eingelassenen Gummimembran, die gegen die Bohrlochwand gepresst wird, ein hydraulischer Druck erzeugt. Beim Dilatometerversuch wird durch das allseitige Aufbringen des Drucks eine Auswertung des Steifigkeitsverhaltens des Gebirges ermöglicht, die die Einflüsse lokaler Klüfte etwas ausgleicht, es wird somit ein Gebirgs-



kennwert ermittelt. Zudem kann eine Aussage zur horizontalen Anisotropie der Steifigkeit des Gebirges getroffen werden.

Beim Seitendruckversuch werden zwei Stahlplatten mit an die Bohrlochgeometrie angepasster Oberfläche jeweils auf zwei gegenüberliegenden Seiten an die Bohrlochwand gedrückt. Die Apparatur für den Seitendruckversuch ist robuster als die für den Dilatometerversuch, da bei größeren Klüften nicht die Gefahr besteht, dass die Gummimembran reißt.

Wie aus der Zusammenstellung der Versuchsergebnisse aus Anlage 9 erkennbar ist, streuen die Werte beträchtlich, was neben den Gebirgseigenschaften auch auf die Randbedingungen der Versuchstechnik zurückzuführen ist. Weiterhin sind die verschiedenen Neigungen der Bohrlöcher zur Horizontalen und zur Schichtlagerung zu beachten.

Für den Verformungsmodul der Erstbelastung und der Entlastung wurden in Abhängigkeit vom Verwitterungsgrad des Gebirges die in Tabelle 2.4-1 und 2.4-2 aufgeführten Werte ermittelt. Tabelle 2.4-1 gibt die Werte für Kernbohrungen mit einer Neigung von 60° zur Horizontalen und Tabelle 2.4-2 die Werte für Kernbohrungen mit einer Neigung von 10° zur Horizontalen an.

Gestein / Verwitterungsgrad	Boh- rung	Tiefe	E <sub>v</sub> -Modul Gebirge für Poissonzahl $\nu = 0,25$		
			Lastbereich	Erstbelastung Mittelwert	Entlastung Mittelwert
[-]	[-]	[m]	[kN/m²]	[MN/m²]	[MN/m²]
Freudenstadt-Fm. (unverwittert, angewittert), Schicht 6b					
Mst, Dst W1-W0	BK 1	6,00	200 - 4200	539	1999
Mst, Dst W0	BK 2	4,75	100 - 4200	1357	1634
Rötton-Fm. (unverwittert, angewittert), Schicht 7					
Tst W0	BK 1	9,00	200 - 4200	813	2424
Tst W2(W1)	BK 5	5,00	200 -4400	418	1062



Tst W1(W2)	BK 5	7,00	200 - 4400	652	1363
Gestein / Verwitterungsgrad	Boh- rung	Tiefe	E <sub>v</sub> -Modul Gebirge für Poissonzahl $\nu = 0,25$		
			Lastbereich	Erstbelastung	Entlastung
[-]	[-]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	Mittelwert [MN/m <sup>2</sup> ]	Mittelwert [MN/m <sup>2</sup> ]
Ust, Sst W1(W3)	BK 6	4,75	300 - 4400	388	4498
Plattensandstein-Fm. (unverwittert, angewittert), Schicht 8					
Sst W1-W0	BK 6	9,50	200 - 4400	1060	2800

**Tabelle 2.4-1:** E<sub>v</sub>-Modul des Gebirges aus den Bohrlochaufweitungsversuchen in Bohrlöchern mit einer Neigung von 60° zur Horizontalen

Die Werte der E<sub>v</sub>-Module für die Erstbelastung bei den Kernbohrungen mit 60° Neigung zeigen bei einer zunehmende Tiefe der Kernbohrung einen nahezu linearen Verlauf. Dies deutet auf ein homogenes Verhalten des Gebirges für Steifigkeit und Festigkeit mit zunehmender Tiefe hin. Trotz Streuung der Werte, lassen sich die ermittelten Werte durch vergleichbare Literaturwerte [U 12] bestätigen

Gestein / Verwitterungsgrad	Bohrung	Tiefe	E <sub>v</sub> -Modul Gebirge für Poissonzahl $\nu = 0,25$		
			Lastbereich	Erstbelastung	Entlastung
[-]	[-]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	Mittelwert [MN/m <sup>2</sup> ]	Mittelwert [MN/m <sup>2</sup> ]
Freudenstadt-Fm. (unverwittert, angewittert), Schicht 6b					
Tst	BK 3	4,30	200 - 3200	162	514
Tst, Mst	BK 4	5,80	200 - 4200	115	497



Tst, Mst	BK 7	3,80	200 - 4400	325	950
Gestein / Verwitterungsgrad	Bohrung	Tiefe	E <sub>v</sub> -Modul Gebirge für Poissonzahl $\nu = 0,25$		
			Lastbereich	Erstbelastung Mittelwert	Entlastung Mittelwert
[-]	[-]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]	[MN/m <sup>2</sup> ]
Tst	BK 7	9,50	200 - 4400	117	654
Tst, Mst	BK 8	7,25	200 - 3200	56	199
Tst, Mst	BK 8	9,50	200 - 3400	75	230

**Tabelle 2.4-2:** E<sub>v</sub>-Modul des Gebirges aus den Bohrlochaufweitungsversuchen in Bohrlöchern mit einer Neigung von 10° zur Horizontalen

In den Bohrungen mit einer Neigung von 10° zur Horizontalen liegen die E<sub>v</sub>-Module der Erstbelastung zwischen 56 MN/m<sup>2</sup> und 325 MN/m<sup>2</sup>. Die Werte bei der Wiederbelastung lagen zwischen 113 und 620 MN/m<sup>2</sup> m. Die Werte für die Freudenstadt-Fm. aus den Bohrungen mit einer Neigung von 60° zur Horizontalen fallen höher als die Werte in den Bohrungen mit einer Neigung von 10°. Dies ist einerseits auf eine größere Überdeckung und weiterhin auf die nahezu schichtfugenparallele Ausrichtung der flach einfallenden Bohrungen zurückzuführen.

Das Gebirge zeigt ein für Sedimentgesteine typisches anisotropes Verhalten. Die Versuchsergebnisse aus den 10° geneigten Bohrungen könne für die Bestimmung der Kennwerte in vertikaler Richtung angewendet werden, für die Bestimmung der Kennwerte in horizontaler Richtung können die Werte der um 60° geneigten Bohrungen angewendet werde, diese müssen aber hierzu noch entsprechend erhöht werden.



Bohrung	Versuchstiefe	E <sub>v</sub> -Modul Gebirge				Bemerkungen
		Erstbelastung				
[-]	[m]	Mittelwert [MN/m²]	Minimalwert [MN/m²]	Δ [%]	Weg [-]	[-]
BK 3	9,70	599	368	39	2	Belastungsbereich 500 - 1400 kN/m²
BK 4	9,40	333	280	16	2	Belastungsbereich 500 - 810 kN/m²-

**Tabelle 2.4-3:** Ergebnisse der Dilatometerergebnisse für die Erstbelastung in Schicht 6b (Freudenstadt-Formation, unverwitter) in den 10° geneigten Schrägbohrungen.

Die Ergebnisse der Dilatometerversuche zeigen ein Bild, dass den Werten der Bohrlochaufweitungsversuchen bestätigt. Die nahezu schichtparallelen Bohrungen zeigen entsprechend niedrige Verformungsmoduln.

#### 2.4.2 Wasserabpressversuche

Mit Hilfe der in Anlage 9.3 dargestellten WD-Tests (Wasserabpressversuche oder Lugeon-Tests) wurde die Durchlässigkeit des Gebirges in definierten Bereichen durch Einpressen von Wasser geprüft. Dabei wird die verpresste Wassermenge pro Bohrlochlänge bei bestimmtem Druck bestimmt. Das Bohrloch wird hierzu durch Schlauchpacker abgedichtet, alle Versuche wurden mit Einfachpackern durchgeführt.

Der Wasserabpressversuch gibt ebenfalls Auskunft über die Klüftigkeit der Gebirges. Die Wasserwegigkeit des Gebirges wird bestimmt durch das Gestein und das Trennflächengefüge. Das Gestein kann in vielen Fällen in guter Näherung als undurchlässig angesehen werden. Dann ist nur das Trennflächengefüge von Bedeutung.



Bohrung Teufe	Tiefe m NN	Schichtglied	Bemerkung Versuchsablauf	$k_f$ [m/s]
rechts der Bahn				
BK 1 60° 4,5 – 5,6 m	474,50 473,50	6b/muF	Bei Druckanstieg proportionaler Anstieg der Durchflussrate, bei abfallendem Druck niedriger als bei Druckanstieg	2,3E-06
BK 3 10° 5,0 – 6,3 m	479,00 478,80	6b/muF	Nahezu lineare Beziehung zwischen Druck und Durchflussmenge deutet auf laminares Fließen hin	2,9E-07
BK 7 10° 5,0 – 6,0 m	481,60 481,50	6b/muF	Abbruch nach erster Stufe (1 bar) Packer umläufig	2,5E-06
BK 7 10° 5,5 – 6,0 m	481,60 481,50	6b/muF	Abbruch nach dritter Stufe (3,1 bar) Packer umläufig	5,8E-06
BK GWM 9 60° 16,0 - 17,5 m	488,80 487,50	6b/muF	Bei Druckanstieg proportionaler Anstieg der Durchflussrate, bei abfallendem Druck leicht höher als bei Druckanstieg	3,0E-06
BK GWM 9 60° 19,5 - 22,5 m	486,00 483,20	6b/muF	Bei Druckanstieg proportionaler Anstieg der Durchflussrate, bei abfallendem Druck niedriger als bei Druckanstieg	8,0E-06
BK GWM 9 60° 23,5 - 26,5 m	482,30 479,70	6b/muF	Bei Druckanstieg proportionaler Anstieg der Durchflussrate, bei abfallendem Druck niedriger als bei Druckanstieg und Abfall eher exponentiell	2,6E-06
BK GWM 9 60° 29,0 - 33,0 m	477,60 474,10	6b/muF	Bei Druckanstieg proportionaler Anstieg der Durchflussrate, bei abfallendem Druck etwas höher als bei Druckanstieg	5,2E-06
links der Bahn				
BK 4 10° 3,0 – 4,5 m	497,60 495,90	6b/muF	Nahezu lineare Beziehung zwischen Druck und Durchflussmenge deutet auf laminares Fließen hin, bei abfallendem Druck Durchflussmenge leicht höher	3,8E-07
BK 8 10° 3,3 – 5,3 m	494,20 493,30	6b/muF	Plötzlicher starker Anstieg der Durchflussmenge, linearer Rückgang bei Abnahme des Drucks, Durchflussmenge höher als bei Druckanstieg	4,0E-06
BK GWM 10 60° 16,0 - 18,0 m	489,00 488,10	6b/muF	Bei Druckanstieg proportionaler Anstieg der Durchflussrate, bei abfallendem Druck niedriger als bei Druckanstieg	3,2E-07



Bohrung Teufe	Tiefe m NN	Schichtglied	Bemerkung Versuchsablauf	$k_f$ [m/s]
BK GWM 10 60° 20,0 - 21,0 m	483,80 482,90	6b/muF	Zuerst proportionaler dann exponentieller Anstieg des Durchflusses, bei Druckabnahme exponentieller Abfall der Durchflussmenge, danach linearer Abfall	2,2E-07
BK GWM 10 60° 26,0 - 27,0 m	487,90 478,60	6b/muF	Zuerst starker Anstieg der Durchflussmenge, danach jedoch Abfall auf Startniveau, bei Druckabnahme nur geringe nahezu lineare Abnahme der Durchflussmenge	5,6E-08
BK GWM 10 60° 32,0 - 33,0 m	482,20 481,90	6b/muF	Lange konstante Durchflussmenge bei Druckanstieg, plötzlicher Anstieg der Durchflussmenge. Bei abnehmendem Druck langsamer eher exponentielle Abnahme der Durchflussrate	4,4E-08

**Tabelle 2.4-4:** Ergebnisse der Wasserabpressversuche in der Freudenstadt-Formation

Bohrung Teufe	Tiefe m NN	Schichtglied	Bemerkung Versuchsablauf	$k_f$ [m/s]
rechts der Bahn				
BK 5 60° 8,3 – 10,4 m	472,40 470,60	7/so4	Bei Druckanstieg bei 3 bar starker Anstieg der Durchflussmenge, bei 4 bar etwa gleich, Rückgang der Durchflussmenge bei 5 bar, bei abnehmendem Druck proportionaler Rückgang der Durchflussmenge	2,3E-06
BK GWM 9 60° 38,0 - 41,0 m	469,80 467,20	7/so4	Zu Beginn hohe Durchflussrate dann Abfall auf relativ konstante Werte, kaum unterschied bei Druckanstieg oder Abfall	1,2E-07
links der Bahn				
BK 6 60° 4,5 – 6,0 m	476,40 475,10	7/so4	Bei Druckanstieg ab 3 bar Abfall der Durchflussrate, bei abfallendem Druck Durchflussrate niedriger als bei Druckanstieg	5,7E-07
BK GWM 10 60° 38,0 - 39,0 m	478,60 477,80	7/so4	Bei Druckanstieg proportionaler Anstieg der Durchflussrate, bei abfallendem Druck niedriger als bei Druckanstieg	1,1E-07

**Tabelle 2.4-5:** Ergebnisse der Wasserdruckversuche in der Rötton-Formation





Die Auswertung der WD-Tests ist in der Anlage 9.3 dokumentiert. Von den insgesamt 18 Versuchen in 9 Kernbohrungen wurden 2 Versuche vorzeitig abgebrochen, da der im Bohrlochabschnitt erforderliche Druckaufbau nicht möglich war. Das Wasser floss direkt über offene Klüfte in das Gebirge ab. WD-Versuche oder Lugeon-Tests wurden ursprünglich zur Ermittlung der Durchlässigkeit des Gebirges im Talsperrenbau entwickelt. Mit dem Testverfahren wird ermittelt, welche Wassermenge pro definierter Bohrlochlänge bei bestimmtem Druck ins Gebirge injiziert werden kann. Dadurch lassen sich Durchlässigkeitsbeiwerte für das untersuchte Gebirge ableiten.

In den offenen Bohrlöchern im Einschnitt im Hau wurden in der verwitterten und unverwitterten Freudenstadt-Formation (Schichten 6a und 6b) und in der Rötton-Formation (Schicht 7) durchgeführt. Im angewitterten Unteren Muschelkalk der Freudenstadt-Formation wurden Durchlässigkeit zwischen  $k_f = 4,0 \cdot 10^{-6}$  m/s und  $4,0 \cdot 10^{-8}$  m/s ermittelt. In tieferen, geringer verwitterten Schichten wurden Durchlässigkeiten von  $8,0 \cdot 10^{-6}$  m/s und  $3,0 \cdot 10^{-7}$  m/s ermittelt. In zwei Versuchen im unverwitterten Muschelkalk (Schicht 3b) konnte aus versuchstechnischen Gründen keine ausreichende Wassermenge für einen Druckaufbau eingebracht werden. Hieraus kann darauf geschlossen werden, dass die Durchlässigkeiten in diesen Gebirgsabschnitten bei  $k_f \gg 4 \cdot 10^{-4}$  m/s liegt. Es besteht aber auch die Möglichkeit, dass es zu einer Umläufigkeit der Packer beim Versuch gekommen ist. In diesem Fall ist das eingepresste Wasser ins Bohrloch abgeflossen und es kann keine Aussage zur Durchlässigkeit getroffen werden. Es kann gefolgert werden, dass die Durchlässigkeiten der dolomitischen und mergeligen Formation mit zunehmender Verwitterung abnehmen. Beim Versuch in BK 8 ab ca. 3,3 m hinter der Mauer wurde aus der Stützmauer austretendes Wasser sichtbar, diese Umläufigkeit zeigte sich auch bei der Druckaufzeichnung.

Die Auswertung der Druckanstieg- und Abstiegssdiagramme der WD-Versuche zeigt, dass sich in den Klüften im Allgemeinen Verwitterungsprodukte der Festgesteine befinden. Je nach Beschaffenheit der Klüfte und des Verwitterungsmaterials führt das Spülen mit Wasser zur Ausspülung von Material und/oder zur Aufweitung von Klüften. Im Gegensatz dazu können die ausgespülten Verwitterungsprodukte die Klüfte jedoch auch verstopfen. In der Schicht 6b/muF kam es überwiegend zur Aufweitung von Klüften oder Ausspülung von Verwitterungsmaterial. Nur vereinzelt wurden in dieser Schicht Wegsamkeiten durch den Versuch verstopft. In der Schicht 7/so4 wurden zwar zahlenmäßig weniger Versuche durchgeführt, jedoch konnte bei allen Versuchen ein Verstopfen der Klüfte festgestellt werden.



Die in der Rötton-Formation durchgeführten WD-Versuche zeigten Werte zwischen  $8,0 \cdot 10^{-6}$  m/s und  $6,0 \cdot 10^{-7}$  m/s. Die Werte zeigen insgesamt eine geringe Streuung.

Die untersuchten gering durchlässigen Schichtpakete sind ggf. nur lokal zu bewerten und somit nicht ausschließlich maßgebend für Zuflussabschätzungen. Hingegen sind sie für Injektionsarbeiten durchaus anzusetzen.

## 2.5 Kamerabefahrung der Bohrungen

Zur Überprüfung der Bohrlöcher auf Standsicherheit und zur Aufnahme von Hohlräumen und Klüften wurde an jeder Bohrung eine Kamerabefahrung durchgeführt. Auch konnte dadurch in den flach geneigten Bohrungen der Grundwasserstand in den Bohrungen festgestellt werden. Weiterhin konnten mit Hilfe der Kamera etwaige Wasserzutritte ins Bohrloch erkannt werden.

Die geotechnischen Auswertungen der Kamerabefahrungen sind in Anlage 7 dargestellt. In den Bohrungen BK 6 (60°), BK 7 (10°) und BK 8 (10°) war unterhalb des Grundwasserspiegels keine Sichtbarkeit mehr gegeben, aufgrund der starken Trübung durch Schwebstoffe.

Mit den Kamerabefahrungen konnten die Schichtgrenzen aus den Bohrkernaufnahmen bestätigt werden. Das Mauerwerk ist insgesamt 1,0 - 1,8 m mächtig, dahinter folgt eine Hinterfüllung aus unbewehrtem Beton mit z.T. deutlichen Hohlräumen bis 2,3 - 3,3 m hinter der Wandoberfläche.

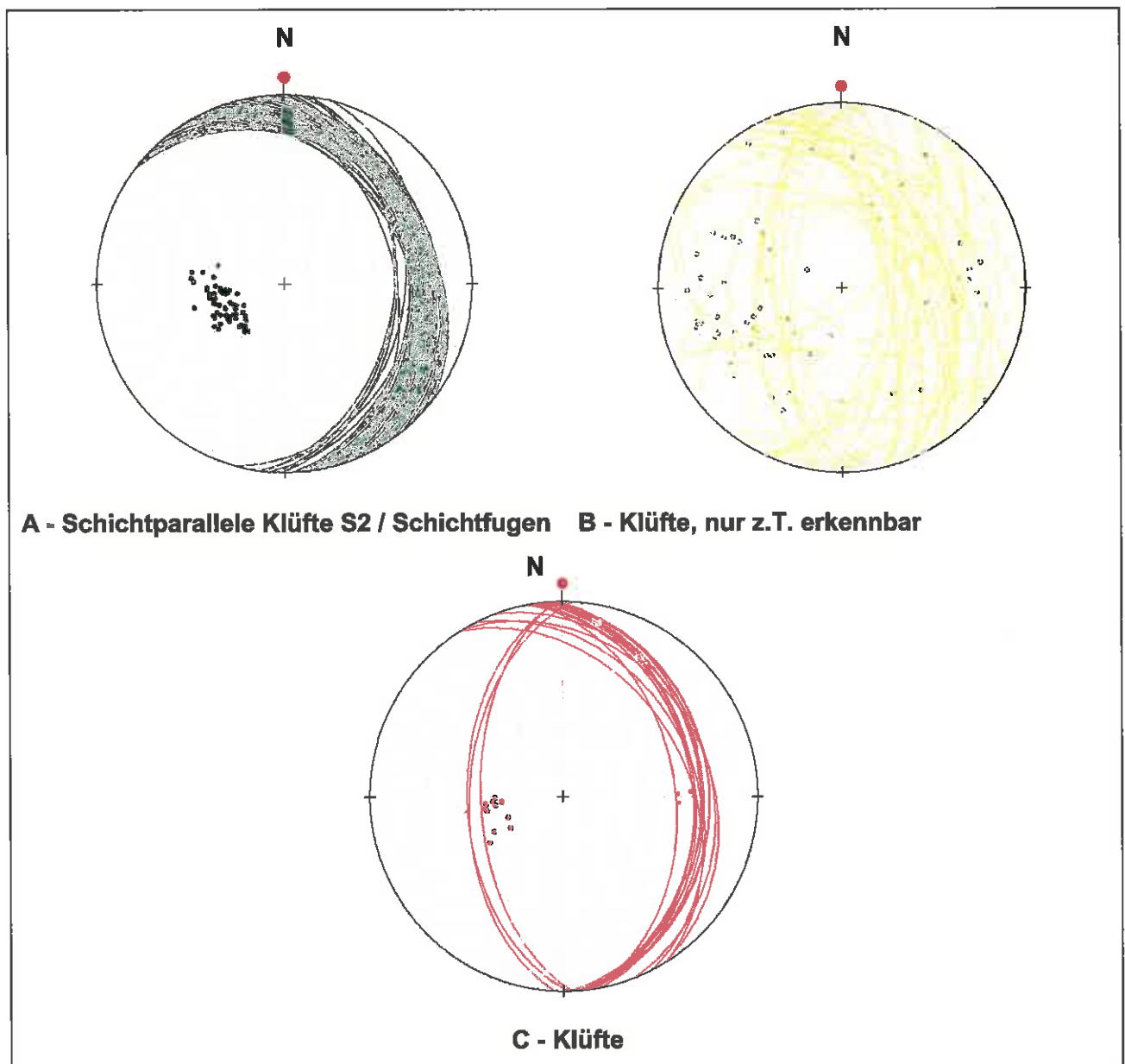
## 2.6 Befahrungen mit optischem Bohrlochscanner

In den vom Böschungskopf abgeteufte Kernbohrungen BK-GWM9 und BK-GWM10 wurden Befahrungen mit dem optischen Bohrlochscanner durchgeführt.

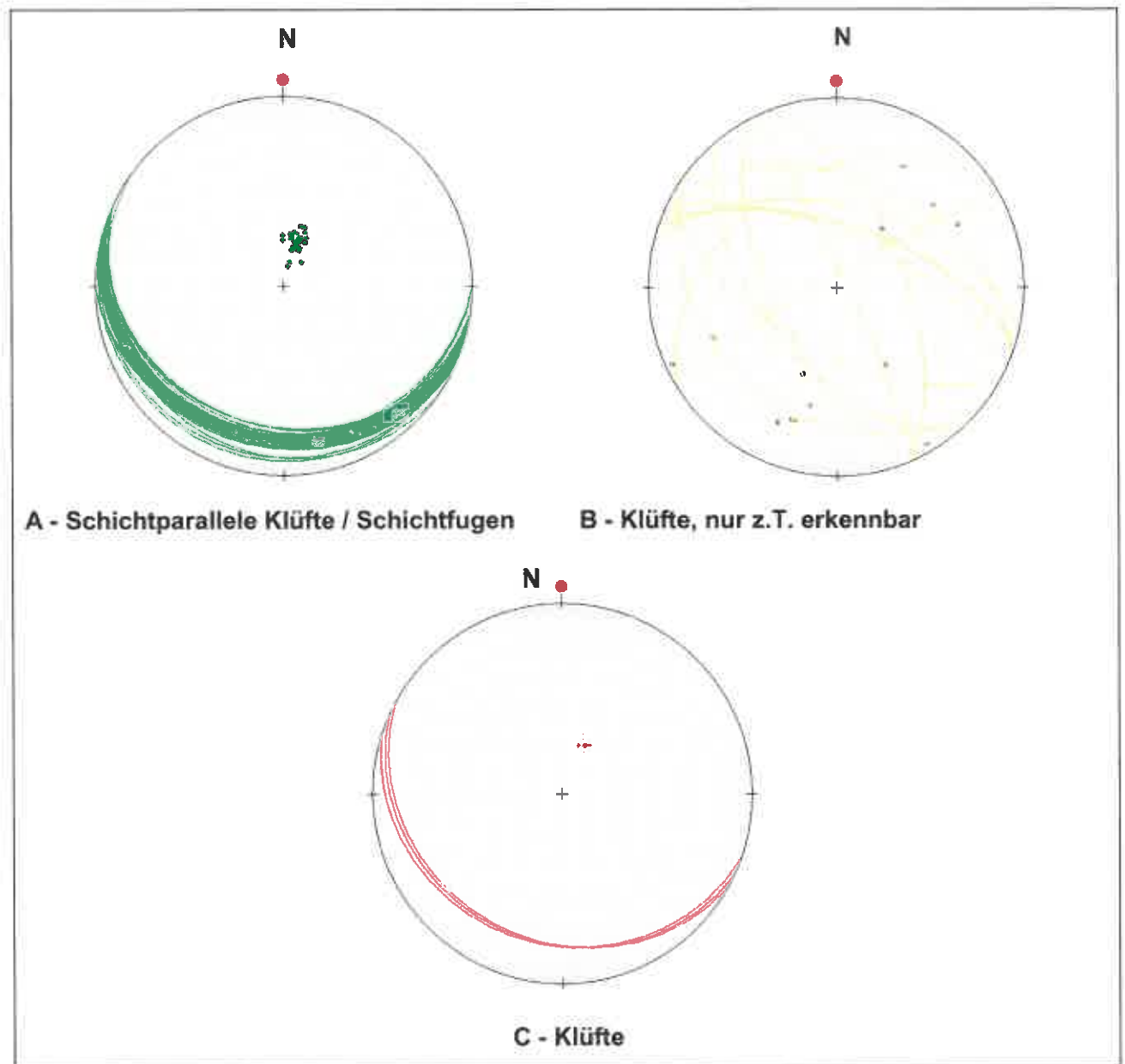
Die **Bohrlochscans** zeigen relativ ungestörte Lagerungsverhältnisse. Die ausgebrochenen Bereiche der Bohrlochwand sind meist auf einzelne Klüfte, offene Schichtfugen bzw. auf Auswaschungen durch Bohrspülung zurückzuführen. In den Abbildungen 2.6.1 und 2.6.2 sind die in den Bohrungen BK-GWM9 und BK-GWM10 im Bereich des Festgesteins der unverwitterten Freudenstadt-



Formation (Schicht 6b) angetroffenen Klüfte und erkennbaren Schichtfugen als stereographische Projektionen dargestellt. Die eingemessenen Flächen werden hier mit ihrer Einfallsrichtung und ihrem Einfallswinkel in einer Halbkugel-Projektion dargestellt. Die Projektion umfasst jeweils Spuren der Flächen und deren Polpunkte.



**Abb. 2.6.1:** Stereographische Darstellungen des Kluftinventars der Bohrung BK-GWM9. Untere Halbkugel, flächentreue Projektion als Spuren der Ebenen und dazugehöriger Polpunkte.



**Abb. 2.6.2:** Stereographische Darstellungen des Klüftinventars der Bohrung BK-GWM10. Untere Halbkugel, flächentreue Projektion als Spuren der Ebenen und dazugehöriger Polpunkte.

In Tabelle 2.6-1 sind die Ergebnisse der Bohrlochscans bzgl. des Gefügeinventars zusammengefasst. Die vorherrschenden Klüfte sind schichtparallele Klüfte (Schichtfugen). Weiter wurden insbesondere in BK-GWM9 vertikal zur Bankung verlaufende Klüfte angetroffen, diese sind in gebankten



Sedimentgesteinen typisch. Der Durchtrennungsgrad dieser Klüfte ist hoch, die Kontinuität nur gering.

Der Vergleich der Schichtlagerungsverhältnisse der Bohrungen BK-GWM9 und BK-GWM10 zeigt unterschiedliche vorherrschende Schichtorientierungen. Die gemessenen Schichtorientierungen deuten auf eine flache Synklinalstruktur im Bereich des Muschelkalkkuppe hin, die vom Bahneinschnitt quer durchschnitten wird. Die Achse der Synklinale fällt mit geringem Einfallswinkel von 3° - 10° in südöstliche Richtung ein. Die Neigung der Synklinalschenkel liegt bei max. 10°. Die Spur der Synklinalenachse läuft in nordwest-südöstlicher Richtung quer zum Einschnitt Im Hau und quert diesen zwischen BK-GWM9 und BK-GWM10.

Bohrung	Beschreibung der Strukturen
BK-GWM9	Die Schichtgrenzen und offenen Schichtfugen fallen überwiegend flach (um 10° - 20°) nach WNW ein. Einzelne Klüfte, mit geringem Durchtrennungsgrad zeigen zum Teil einen sehr steilen Fallwinkel ohne deutlich bevorzugte Fallrichtung. Offene Klüfte mit hohem Durchtrennungsgrad treten überwiegend schichtparallel auf, sowie als Vertikalklüfte senkrecht zur Schichtung, wie in gebankten Sedimentgesteinen zu erwarten
BK-GWM10	Schichtgrenzen und offenen Schichtfugen fallen überwiegend flach (um 5° - 10°) nach S ein. Einzelne Klüfte, mit geringem Durchtrennungsgrad zeigen zum Teil einen sehr steilen Fallwinkel ohne deutlich bevorzugte Fallrichtung. Offene Klüfte mit hohem Durchtrennungsgrad treten überwiegend schichtparallel auf. Vertikalklüfte senkrecht zur Schichtung wurden keine angetroffen.

**Tabelle 2.6-1:** Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Bohrlochscans

## 2.7 Bodenmechanische Laborversuche

Aus den durch die Kernbohrungen BK-GWM 9 und BK-GWM 10 im Lockergestein gewonnenen Proben wurden die Korngrößenverteilung, Wassergehalt sowie die Fließ- und Ausrollgrenzen bestimmt. Der Umfang der geotechnischen Laborversuche ist in Tabelle 2.7-1 dargestellt, die Protokolle der Versuche sind in Anlage 5 beigelegt.



Versuch	DIN	Anzahl
Korngrößenverteilung	18 123	2
Wassergehalt	18 121	4
Konsistenzgrenzen	18 122	4

**Tabelle 2.7-1:** Umfang der geotechnischen Laborversuche

Die Auswertungen der Klassifizierungsversuche sind in den folgenden Tabellen dargestellt:

Bohrung	Teufe [m NN]	Schicht	Feinkornanteil <sup>1)</sup> [Gew.-%]	Bodenart nach DIN 4022	Bodengruppe DIN 18 196
<b>Schicht 2 / Verwitterungslehm/Verwitterungsschutt</b>					
BK-GWM10	3,7-4,0	2	58 <sup>2)</sup>	X, u*, T	GU*/GT*
<b>Schicht 6a / Mst, Dst / muF verwittert</b>					
BK-GWM10	11,6-12,0	6a	13	G, $\bar{u}$ , s', t'	GU*

1) Korngröße  $\leq 0,063$  mm

2) Anteil in der bindigen Matrix

**Tabelle 2.7-2:** Charakteristische Ergebnisse der Sieb- und Schlämmanalysen

Die durchgeführten Sieb- und Schlämmanalysen zur Bestimmung der Kornverteilungskurven ergaben für den Verwitterungslehm (Schicht 2) Feinkornanteile von bis zu 58 % in der Matrix. Im verwitterten bis angewitterten Tonstein des Unteren Muschelkalks (Schicht 6a) lag der Feinkornanteil bei 13 %. Die Ergebnisse sind nicht direkt vergleichbar da in der Probe aus Schicht 2 nur die Matrix untersucht wurde.

BK	Teufe [m]	Schicht	Bodenart	Wassergehalt [%]
<b>Schicht 2 / Verwitterungslehm/Verwitterungsschutt</b>				
BK-GWM9	2,3	2	T, $\bar{u}$ , $\bar{g}$ , s'	9,4
<b>Schicht 6a / Mst, Dst / muF verwittert</b>				
BK-GWM9	7,5	6a	((Mst))	10,6



BK	Teufe [m]	Schicht	Bodenart	Wassergehalt [%]
BK-GWM9	10,5	6a	((Mst))/((Tst))	1,3
BK-GWM9	13,5	6a	((Mst))/((Tst))	5,6

**Tabelle 2.7-3:** Ergebnisse der Bestimmungen des Wassergehalts

BK	Tiefe [m]	Schicht	Bodenart	w [%]	w <sub>L</sub> [%]	w <sub>P</sub> [%]	I <sub>P</sub> [%]	I <sub>c</sub> [%]	Boden- gruppe
<b>Schicht 2 / Verwitterungslehm/Verwitterungsschutt</b>									
BK-GWM9	2,3	2	T, $\bar{u}$ , g*, s'	9,4	33,1	18,6	14,5	1,36	TL
BK-GWM10	1,5	2	T, u, s'	19,3	50	19,6	30,3	1,01	TM/TA
BK-GWM10	4,5	2	T, $\bar{u}$ , s'	20,1	49,7	24,7	25,1	1,18	TM/TA
BK-GWM10	7,5	2	T, u, s	16,5	40,5	22,4	18,1	1,32	TM

w = Wassergehalt, w<sub>L</sub> = Fließgrenze, w<sub>P</sub> = Ausrollgrenze, I<sub>P</sub> = Plastizitätsindex, I<sub>c</sub> = Konsistenzzahl

**Tabelle 2.7-4:** Ergebnisse der Plastizitätsuntersuchung

Das Material der Schicht 2 ist als stark toniger Schluff anzusprechen und muss auf Grund der ermittelten Werte für Plastizität und Wassergehalt der Bodengruppe TM bzw. dem Übergangsbereich der Bodengruppen TA, TM, vereinzelt auch TL nach DIN 18 196 zugeordnet werden. Das Material der Schicht 6a ist als stark schluffiger, schwach sandiger, schwach toniger Kies anzusprechen und liegt nach den Ergebnissen der Plastizitätsuntersuchungen überwiegend im Bereich der Bodengruppen TM mit Ausreisern nach TL und TA nach DIN 18 196. Diese Ergebnisse entsprechen Werten, wie sie für die Verwitterungsprodukte des Unteren Muschelkalks typischerweise zu erwarten sind. Böden der Gruppen TA und TM zeichnen sich durch ausgeprägte Plastizität, sehr niedrige Durchlässigkeiten, sehr geringe Scherfestigkeiten und geringe Verdichtungsfähigkeit aus.

Die ermittelten Wassergehalte zwischen 1% und 10% für den Verwitterungslehm entsprechen einer überwiegend halbfesten Konsistenz der bindigen Böden. Damit stimmt die Laborsprache der Konsistenz mit der Geländeansprache überein. Die bodenmechanischen Eigenschaften werden



jedoch vom Kalkgehalt des mergeligen Materials und dem z.T. hohen Grobkornanteil des Verwitterungsprodukts und der Wechsellagerung mit Kalksteinbänken dominiert.

Die Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche zeigen ein für Verwitterungsprodukte des Unteren Muschelkalks typisches Bild. Es handelt sich um einen überwiegend halbfesten stark tonigen, Schluff bzw. stark schluffigen Ton, durchsetzt mit Kies, Steinen und Blöcken, der nach unten in die Schicht 6a stark verwitterter bis verwitterter Dolomitmergelstein übergeht. Darunter folgen zunehmend geringer verwitterte und härtere Karbonate und Mergelsteine des Unteren Muschelkalks (Schicht 6b).

## 2.8 Felsmechanische Laborversuche

An ausgewählten aus den Kernbohrungen gewonnenen Bohrkernen wurden felsmechanische Laborversuche zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit und der E-Module des anstehenden Gesteine durchgeführt. Der Umfang der felsmechanischen Laborversuche ist in Tabelle 2.8-1 dargestellt, die vollständigen Protokolle der Prüfstellen sind in Anlage 5 beigelegt.

Felsmechanischer Versuch	Regelwerk	Anzahl
Einaxialer Druckversuch	Empf. Nr. 1 AK 3.3 Fels der DGGT	6
Punktlastversuch	Empf. Nr. 5 AK 3.3 Fels der DGGT	16

**Tabelle 2.8-1:** Umfang der bodenmechanischen Laborversuche

An insgesamt sechs Probenkörpern aus den Bohrungen BK1, BK6, BK-GWM10 wurden durch das Baustofflabor der Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden die einaxialen Druckfestigkeiten entsprechend den Empfehlungen Nr. 1 des Arbeitskreises "Versuchstechnik Fels" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) von 2004 bestimmt.

Bei diesem Verfahren zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit wird ein zylindrischer Versuchskörper mit einem Verhältnis Durchmesser  $d$  zur Länge  $l$  zwischen  $1,5 d < l < 2,5 d$  in einer Prüfmaschine einer einaxial wirkenden Druckbelastung unterworfen. Die Belastung wird bis zum Bruch gesteigert. Auf Grundlage der Prüfkörpergeometrie wird aus der erreichten maximalen Druckspannung die einaxiale Druckfestigkeit  $\sigma_{u1}$  ermittelt.





Bohrung	Teufe [m]	Durchmesser $d$ [mm]	bewertete Druckfestigkeit $\sigma_{u1}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>v</sub> -Modul (max.) [MN/m <sup>2</sup> ]
<b>Schicht 6a / Mst, Dst / muF verwittert</b>				
BK GWM 10	25,5 - 25,7	102,1	0,1	20
BK GWM 10	25,5 - 25,7	101,8	1,1	110
<b>Schicht 6b / Mst, Dst / muF unverwittert</b>				
BK 1	4,5 - 5,0	109,3	38,8	5.080
BK GWM 10	35,2 - 35,5	101,2	3,8	160
<b>Schicht 7 / Sst /so4 unverwittert</b>				
BK6	8,0 - 8,3	108,8	9,3	1.120
<b>Schicht M / Mauerwerk aus Buntsandstein, Naturwerkstein</b>				
BK6	0,4 - 0,7	122,0	40,4	4.490

**Tabelle 2.8-2:** Versuchsergebnisse zur Einaxialen Druckfestigkeit

Beim Punktlastversuch wird eine Felsprobe zur Bestimmung der Punktlastfestigkeit zwischen zwei abgestumpften Kegelspitzen bis zum Bruch belastet. Ermittelt wird damit der Punktlastindex  $I_s$  [MN/m<sup>2</sup>], einer Funktion der Bruchlast und der Körperform. Aus dem Punktlastindex lässt sich die einaxiale Druckfestigkeit anhand von empirischen Beziehungen näherungsweise ermitteln. Je nach Bruchbild müssen Versuche auch als ungültig gewertet werden. Der Punktlastversuch kann aufwendigere einaxiale Druckversuche sinnvoll ergänzen.

Bohrung	Teufe [m]	Punktlastindex $I_{s(50)}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{u1}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Bruchbild (nach Empf. Nr. 5 AK 3.3 der DGGT) [-]
<b>Schicht 6a / Tst verwittert / muF</b>				
BK GWM 10	16,6 - 16,8	0,1	1,8	A - ideal
	16,6 - 16,8	0,1	3,0	C - y und x Bruch
	20,0 - 20,2	0,9	21,8	C



Bohrung	Teufe [m]	Punktlastindex $i_{s(50)}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit $\sigma_{u1}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Bruchbild (nach Empf. Nr. 5 AK 3.3 der DGGT) [-]
Schicht 6b / Tst unverwittert / muF				
BK GWM 10	24,0	3,5	81,1	C - y und x Bruch
	25,3 - 25,5	0,5	11,0	A - ideal
	25,3 - 25,5	1,0	22,5	C - y und x Bruch
BK4	6,7 - 7,0	1,8	40,4	B - längs
Schicht 7 / Tst unverwittert / so4				
BK GWM 10	36,0	1,0	23,2	A - ideal
	38,2	0,1	2,2	A - ideal
BK5	9,5 - 9,7	0,8	18,4	A - ideal
	9,5 - 9,7	0,5	11,0	A - ideal
BK6	7,5 - 5,7	0,3	7,4	A - ideal
	7,5 - 7,7	1,8	(41,7)	D - ungültig
	7,5 - 7,7	1,9	44,1	A - ideal
	7,5 - 7,7	3,7	(85,1)	D - ungültig
	7,5 - 7,7	3,5	81,2	A - ideal

Tabelle 2.8-3: Versuchsergebnisse zu Punktlastversuchen

Schicht	Druckfestigkeit $\sigma_{u1}$ [MN/m <sup>2</sup> ]				$E_v$ -Modul (max.) [MN/m <sup>2</sup> ]
	Mittelwert	Standard- abweichung	Minimum	Maximum	
6a	5	9	0,1	21,8	20 - 110
6b	33	28	3,8	81,1	160 - 5.080
7	25	26	7,4	81,2	ca. 1.100
M	40		-	-	ca. 4.500

Tabelle 2.8-4: Zusammenfassung der felsmechanischen Versuche



Die durchgeführten einaxialen Druckversuche und Punktlastversuche für die verwitterten Tonmergelsteine aus Schicht 6a einaxiale Druckfestigkeiten zwischen 0,1 und 22 MN/m<sup>2</sup>, der Mittelwert der Versuche liegt bei 5 MN/m<sup>2</sup>. Die hohe Streuung lässt sich durch die Verwitterung erklären. Für die unverwitterten Tonmergelsteine aus Schicht 6b ergaben sich einaxiale Druckfestigkeiten zwischen 3,8 und 81,1 MN/m<sup>2</sup>, der Mittelwert der Versuche liegt bei 33 MN/m<sup>2</sup>. In den unverwitterten Schichten war die Streuung deutlich niedriger. Für die unverwitterten Tonsteine und Feinsandsteine der Schicht 7 ergaben sich einaxiale Druckfestigkeiten zwischen 7,4 und 81,2 MN/m<sup>2</sup>, der Mittelwert der Versuche liegt bei 25 MN/m<sup>2</sup>. Die Rötton-Formation zeigt Schichtweise starke Schwankungen in der Zusammensetzung, je nach Tongehalt der feinlaminierten Sedimentgesteine können die Festigkeiten abweichen. Für das Sandstein-Mauerwerk ergaben sich Werte von 40 MN/m<sup>2</sup>.

Der Abgleich der Werte mit den Ergebnissen der im Bohrloch ausgeführten Bohrlochaufweitungsversuche und Dilatometerversuche (Kap. 2.4) ergeben gute Rückschlüsse auf die anzusetzenden Gebirgskennwerte für die angetroffenen und untersuchten Formationen.

## 2.9 Geotechnische Besonderheiten

Nach [U 13] war in der ursprünglichen Planung für die Trassierung der Württembergischen Schwarzwaldbahn Weil der Stadt-Calw (geplante Hermann-Hesse-Bahn) aus den 1860er Jahren anstelle des Einschnitts Im Hau ein Tunnel mit Voreinschnitten vorgesehen. Aufgrund von geologischen Schwierigkeiten bei der Ausführung konnte dieser nicht realisiert werden und es wurde stattdessen der heute bestehende Einschnitt zur Durchschneidung der Anhöhe angelegt.

Nach DIN EN 1998-1 / NA:2011-01 liegt das Baufeld in der **Erdbebenzone 1**. Der Untergrund ist der geologischen **Untergrundklasse R** (Gebiete mit felsartigem Gesteinsuntergrund) und der **Baugrundklassen A bis C** (unverwittert bis stark verwittert) einzuordnen.

Das Projektgebiet befindet sich in der **Frosteinwirkungszone II** nach der RStO 12 bzw. **Frosteinwirkungsgebiet II** nach Ril 836.

Der gesamte Einschnittsbereich Im Hau liegt im **Naturschutzgebiet "Würm-Heckengäu"** (Schutzgebiets-Nr. 2.226) im **FFH-Gebiet "Calwer Heckengäu"** (Schutzgebiets-Nr. 7218341) und vollstän-



dig im **Naturpark** Schwarzwald Mitte/Nord (Schutzgebiets-Nr. 7). Am Böschungskopf l.d.B. grenzt das **Landschaftsschutzgebiet** "Würm-Heckengäu" (Schutzgebiets-Nr. 2.35.054) an [U 8].

Entlang der Bahnstrecke sind die "Gehölze an der Bahnlinie östl. Heumaden" und der "Waldrand am Bahngleis östlich Heumaden" als **Biotope** der **Offenland-** und **Waldbiotopkartierung** verzeichnet [U 8].

In den Entwässerungsgräben der Bahnstrecke im Einschnitt Im Hau ist eine größere Population des Steinkrebse (*Austropotamobius torrentium*) nachgewiesen, der als prioritäre Art des Anhangs II der FFH-Richtlinie besonders zu beachten ist und hier im FFH-Gebiet „Calwer Heckengäu“ in seinem Erhaltungszustand nicht verschlechtert werden darf. Bei diesem Vorkommen des Steinkrebse handelt es sich um das einzige im gesamten Nagold-Einzugsbereich und damit auch in diesem FFH-Gebiet. Weiterhin wurden im Untersuchungsbereich verschiedene national geschützte Reptilien- und Amphibienarten nachgewiesen.

In einigen Bereichen sind die Buntsandsteinstützmauern teilweise mit Kalksinter überzogen, der in Zusammenhang mit schichtgebundenen Kalktuffquellen steht. Das austretende Hangwasser sammelt sich am Fuß der Mauern in den zum Teil verschütteten Entwässerungsgräben, die z.T. langsam durchflossen werden und z.T. Stillwasserbereiche aufweisen. Der Kalksinter entsteht, wenn  $\text{CaCO}_3$ -gesättigtes Schichtwasser aus der Muschelkalkgruppe durch die silikatischen, karbonatfreien Sandsteine der Naturstein-Stützmauer fließt, das Lösungsgleichgewicht ändert sich weiterhin durch den Druckabfall in Verbindung mit der Temperaturänderung beim Quellaustritt. An der Austrittsstelle wird daher  $\text{CaCO}_3$  aus dem Wasser als Calcit ausgefällt.

Nach Angabe der unteren Wasserbehörde (Landratsamt Calw) handelt es sich bei den ständig wasserführenden bahnparallelen Entwässerungsgräben um Gewässer II. Ordnung. Alle Baumaßnahmen sind daher in Abstimmung mit der unteren Wasserschutzbehörde zu planen und auszuführen, die einschlägigen wasserrechtlichen Bestimmungen sind zu beachten.



### 3. BODENKENNWERTE

#### 3.1 Klassifizierung für bautechnische Zwecke

Nach den Erkundungsergebnissen sowie den Archivunterlagen lassen sich die im Projektgebiet zu erwartenden Böden und Festgesteine folgendermaßen geotechnisch klassifizieren.

Schicht	Bodenart	Klassifizierung nach			Frostempfindlichkeit <sup>1)</sup>	Verdichtbarkeit <sup>2)</sup>
		DIN 18 196	DIN 18 300	DIN 18 301		
M	Natursteinmauerwerk mit unbewehrtem Beton	(Mauerwerk)	(7)	FV 6, FD 2 - FD 3	-	-
1a	Mutterboden	Mu	1	BO 1, BB 2	-	-
1b	Auffüllung (gemischtkörnig)	GW, GU, GU*	3 - 5 (6 - 7) <sup>3)</sup>	BN 1 - BN 2, BS 1 - BS 4	F1 - F3	V1 - V2
1c	Auffüllung (Gleisschotter)	GE	3 - 4	BN 1	F1	V1
2	Verwitterungslehm, Verwitterungsschutt	GU*, GT*, UL, UM, TL, TM, TA	3 - 5	BN 2, BB 3, BS 1 - BS 4	F2 - F3	V2 - V3 <sup>5)</sup>
6a / muF	FDS-Fm. (Unterer Muschelkalk) - verwittert, angewittert	((Dst, Mst)) / (Dst, Mst) / GU*, TM, TL, TA	5 / 6	FV 1 - FV 3, FD 1 - FD 2	F2 - F3	V2 - V3 <sup>5)</sup>
6b / muF	FDS-Fm. (Unterer Muschelkalk) unverwittert	Mst, Dst <sup>4)</sup>	6 - 7	FV 4 - FV 6, FD 1 - FD 3	-	-
7 / so4	Rötton-Fm. (Oberer Buntsandstein) - unverwittert	Tst, Ust, Sst <sup>4)</sup>	6 - 7	FV 4 - FV 6, FD 2 - FD 3	-	-
8 / soP/sm	Sandsteine des Oberen und Mittleren Buntsandsteins	Sst (Tst) <sup>4)</sup>	6 - 7	FV 5 - FV 6, FD 2 - FD 3	-	-

1) Nach ZTV E-StB 09, Tab. 1 (F1 nicht frostempfindlich, F3 sehr frostempfindlich).

2) V1 = verdichtbar, V2 = eingeschränkt verdichtbar V3 = schwer verdichtbar.

3) Bodenklasse 6 und 7 bei entsprechendem Steinanteil und Schutt

4) Bezeichnung nach DIN 4023

5) teilweise nicht verichtbar

**Tabelle 3.1-2: Bodenklassifizierung**



### 3.2 Bodenkennwerte

Auf der Basis der Untersuchungen und von umfangreichen Erfahrungen mit den im Projektgebiet anstehenden Böden lassen sich die in Tabelle 3.2-1 zusammengestellten charakteristischen Bodenkennwerte angeben. Lokale Abweichungen sind möglich.

Schicht Nr.	Bezeichnung	Wichte feuchter Boden $\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte unter Auftrieb $\gamma_k'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungswinkel $\varphi_k'$ [°]	Kohäsion $c_k'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Undrainierte Kohäsion $c_{u,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Steifemodul $E_k^{1)}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
1a	Auffüllung (gemischtkörnig)	19	10	30	2	5	5
1b	Auffüllung (Gleisschotter)	18	10	35	0	0	-
2	Verwitterungslehm, Verwitterungsschutt	20	10,5	25	10	35	10

1) Ermittlung des Steifemoduls  $E_{s,k}$  für den Laststeigerungsbereich 0 bis 300 kN/m<sup>2</sup>

**Tabelle 3.2-1:** Charakteristische Bodenkennwerte; die Werte gelten für mindestens mitteldicht gelagerte bzw. mindestens steife bis halbfeste Böden, sofern nicht anders angegeben

### 3.3 Felsmechanische Kennwerte

Für das im Baufeld anstehende Festgestein lassen sich die folgenden charakteristischen Kennwerte angeben.



Schicht-Nr.	Formation	Felsart	Wichte feuchtes Gebirge $\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungs- Winkel <sup>1)</sup> $\phi_k'$ [°]	Kohäsion $c_k'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Einax. Druckfestig- keit Gestein $\sigma_{c,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	E-Modul Gebirge $E_k$ [MN/m <sup>2</sup> ]
6a	muF	((Dst, Mst)) / (Dst, Mst)	26,5	30	$\geq 0$	1 - 30 <sup>2)</sup>	20 - 500
6b	muF	Mst, Dst	26,5	35	$\geq 0$	4 - 80 <sup>2)</sup>	200 - 5.000
7	so4	Tst, Ust, Sst	26,5	35	$\geq 0$	5 - 50 <sup>2)</sup>	400 - 5.000
8	soP/sm	Sst (Tst)	26,5	35	$\geq 0$	10 - 100 <sup>2)</sup>	1.000 - 5.000

1) für Scherbeanspruchung auf Trennflächen

2) je nach Verwitterung, Einzelwerte ggf. höher.

**Tabelle 3.3-1:** Charakteristische felsmechanische Kennwerte; die Werte gelten für angewittertes bis frisches Gebirge, sofern nicht anders angegeben

## 4. FOLGERUNGEN

### 4.1 Zustandsbeschreibung für die vorhandenen Stützmauern und Einschnittsböschungen

In [U 3] wird als Ergebnis einer Sonderbegutachtung aus dem Jahre 2003 festgestellt, dass die bahnlinke Stützmauer in die **Schadensklasse C** nach Ril 836.0900 einzuordnen ist. Demzufolge weist das Bauwerk größere Mängel auf, wobei die globale Standsicherheit nicht gefährdet ist. Zumindest in Teilbereichen ist jedoch jederzeit mit einem Einsturz zu rechnen. Nach der Einschätzung während der Begehung im Jahre 2006 [U 5] und der Erkundung im Jahre 2007 ist davon auszugehen, dass eine Einordnung in die **Schadensklasse D**, gleichbedeutend mit schweren Mängeln bzw. Schäden, die zu einer Gefährdung der Standsicherheit der Stützmauer führen, vorliegt.



In [U 4] wird als Ergebnis einer Sonderbegutachtung aus dem Jahre 2003 festgehalten, dass die bahnrechte Stützmauer bzgl. ihres Zustandes in die **Schadensklasse C** nach Ril 836.0900 einzuordnen ist. Demzufolge weist das Bauwerk größere Mängel auf, wobei die globale Standsicherheit nicht gefährdet ist. Ein Vergleich der in [U 5] enthaltenen Fotos aus dem Jahre 2006 mit dem derzeitigen Zustand zeigt keine wesentliche Verschlechterung.

Für die Wiederinbetriebnahme der Bahnstrecke werden die wesentlichen in den Abschnitten 1.1 und 2.1 beschriebenen geometrischen Randbedingungen gemäß [U 6] aus einem Digitalen Geländemodell mit einer Rasterweite von 25 m nochmals zusammengefasst. Der ca. 1.200 m lange Streckenabschnitt "Im Hau" ist bis zu 36 m tief in das Gelände eingeschnitten. Oberhalb der im zentralen Bereich des Einschnitts ca. 340 m langen und bis ca. 6 m hohen Natursteinmauern zu beiden Seiten des Einschnitts folgt die Kopfböschung mit einer Neigung von bis zu 43°. Der ursprünglich für zwei Gleise konzipierte Einschnitt besitzt an seiner engsten Stelle zwischen den Stützmauern noch eine Breite von ca. 9,20 m, wobei die an beiden Seiten vorhandenen, aber immer wieder verschütteten Entwässerungsgräben die Breite auf noch ca. 8,10 m einschränken.

Nachfolgende Zustandsbeschreibung der Stützmauern führt zu einem unterschiedlichen Sanierungsbedarf, für den Fall, dass ein weiteres Herunterfallen von Mauersteinen den Bahnbetrieb gefährdet:

Stützmauer	km	Zustandsbeschreibung	Sanierungsbedarf
bahnlinks	km ca. 40,1+40 – km ca. 40,2+00	Stützmauer stark verwittert bzw. eingestürzt	Sicherung der Stützmauer erforderlich
bahnlinks	km ca. 40,2+00 – km ca. 40,2+20	Stützmauer verwittert	Sicherung der Stützmauer erforderlich
bahnlinks	km ca. 40,2+20 – km ca. 40,3+30	Stützmauer stark verwittert bzw. eingestürzt	Sicherung der Stützmauer erforderlich
bahnlinks	km ca. 40,3+30 – km ca. 40,4+24	Stützmauer weitgehend stand- sicher	Mauerwerksausbesserungen ohne weitere Sicherung
bahnrechts	km ca. 40,1+27 – km ca. 40,1+70	Stützmauer weitgehend stand- sicher	Mauerwerksausbesserungen ohne weitere Sicherung
bahnrechts	km ca. 40,1+70 – km ca. 40,2+00	Stützmauer verwittert	Sicherung der Stützmauer erforderlich





Stützmauer	km	Zustandsbeschreibung	Sanierungsbedarf
bahnrechts	km ca. 40,2+00 – km ca. 40,2+15	Stützmauer weitgehend stand- sicher	Mauerwerksausbesserungen ohne weitere Sicherung
bahnrechts	km ca. 40,2+15 – km ca. 40,2+70	Stützmauer verwittert	Sicherung der Stützmauer erforderlich
bahnrechts	km ca. 40,2+70 – km ca. 40,4+24	Stützmauer stark verwittert bzw. eingestürzt	Sicherung der Stützmauer erforderlich

**Tabelle 4.1-1:** Zustandsbeschreibung und Sanierungsbedarf für die Stützmauern

#### 4.2 Sicherung der Stützmauern

Neben dem betriebenen Bahngleis, für welches ein Gefahrenbereich von 2,50 m Breite links und rechts der Gleisachse zu berücksichtigen ist, ist je nach Vorhandensein von Zuwegungen im Abstand von 1.000 m entlang des Einschnitts Platz für einen 80 cm breiten Rettungsweg bzw. eine 3,00 m breite Rettungszufahrt vorzusehen. Aufgrund des hohen Schutzbedürfnisses der Entwässerungsgräben als Gewässer II. Ordnung an den Stützmauern beidseitig des Einschnitts sollen diese nach Möglichkeit erhalten bleiben.

Zum Zeitpunkt der Baugrunderkundung war vorgesehen, das vorhandene Bahngleis in seiner Lage zu erhalten. Inzwischen wird aber in Erwägung gezogen, dass Bahngleis seitlich und in der Höhe zu verlegen, was ein Planfeststellungsverfahren nach §18 AEG nach sich ziehen würde.

Es lässt sich feststellen, dass die Stützmauern fast immer dort eine starke Verwitterung und Erosion aufweisen, wo Wasser durch die Mauern durchtritt. Trotz teilweise erkennbarem Säbelwuchs auf den Kopfböschungen gibt es keine Anzeichen für großräumige tiefreichende Hangbewegungen. Rutschungen treten nur oberflächlich und unter Wassereinfluss auf. Hinzu kommt, dass die hinter den Stützmauern anstehende Freudenstadt-Formation des Unteren Muschelkalks, die auch als Wellengebirge bezeichnet wird, üblicherweise keine durchgängigen und ebenen Gleitflächen ausbildet, was sich begünstigend auf die Hangstabilität auswirkt.



Aus den Ergebnissen der Baugrunderkundung und der o.g. Zusammenfassung ergibt sich trotz der in der Scannerbefahrung der bahnrechten Einschnittsböschung festgestellten ungünstigen Kluftstellung in Richtung des Einschnitts zunächst kein offenkundiges globales Standsicherheitsproblem für die Einschnittsböschungen und Stützmauern. Sondern es zeigt sich, dass der schlechte Zustand der Stützmauern in weiten Bereichen der Stützmauern auf die oberflächige Erosion der Stützmauern zurückzuführen ist. Eine Standsicherheit der Einschnittsböschungen ohne jegliche Sicherung am Fuß ist jedoch nicht gegeben. Die Standsicherheit der Mauer und des Hangs sind im Zuge der Planungen zu überprüfen.

Zur Gewährleistung eines sicheren Bahnbetriebs ergibt sich aufgrund der festgestellten Verwitterungs- und Erosionserscheinungen eine Sicherung der Stützmauern für die in Tabelle 4-1 genannten Bereiche. Nachfolgende Varianten wurden von uns im Zuge des Vorgutachtens 2008 [U 1] bereits beleuchtet und zugehörige Vor- und Nachteile abgehandelt:

Sicherungsvariante	Vor- und Nachteile
Errichtung eines Tunnels in offener Bauweise	hohe Kosten in Höhe von ca. € 6 Mio.
Verlegung der Gradienten, so dass die Höhe der Stützwand wesentlich verringert wird	Verringerung der Höhe der Stützwände beidseitig der Bahn
Ertüchtigung mittels bewehrtem Spritzbeton und Rückverankerung	Kosten in Höhe von ca. € 800.000,-, begrenzte Lebensdauer
rückverankerte Bohrträgerwand	Höhere Kosten gegenüber rückverankerter Spritzbetonschale, jedoch höhere Lebensdauer

**Tabelle 4.2-1:** Sicherungsvarianten und Vor- und Nachteile gemäß [U 1]

Die in den vorangegangenen Kapiteln beschriebene Erkundung hat zu weiteren Erkenntnissen geführt, die wiederum weitere Sicherungsvarianten hervorgebracht haben. Diese werden nachfolgend erläutert. Alle Varianten sind aus technischer Sicht in Kombination mit einer Dränierung der Mauern zu betrachten.



- **Bohrpfahlwand:** Statt der vorhandenen Stützmauer kann die Böschung auch durch bewehrte Großbohrpfähle gesichert werden. Da die Sicherung planmäßig wasserdurchlässig ausgebildet werden soll, müssen Bohrpfähle nicht überschneiden, sondern dürfen tangierend oder nach statischer Erfordernis auch aufgelöst ausgeführt werden. Je nach Abstand zwischen den Bohrpfählen wird eine Ausfachung zwischen den Bohrpfählen erforderlich, welche üblicherweise durch Spritzbeton erfolgt. Hierfür werden wiederum Dränagemaßnahmen erforderlich.
- **Sicherung der Stützmauer durch eine Vorsatzschale:** Eine Vorsatzschale dient der Unterbindung der weiteren Verwitterung der vorhandenen Stützmauer. Im Abstand der planmäßigen Dicke der Vorsatzschale wird eine Schalung vor die vorhandene Mauer gestellt und mit der Mauer verdübelt. Bereits verwitterte Stützmauerbereiche werden durch Beton ausgefüllt und stellen dort die ursprüngliche Mauerdicke wieder her. Durch eine Bewehrung wird eine Risseverteilung in der Vorsatzschale erzeugt und damit eine größere Dauerhaftigkeit gewährleistet.
- **Sicherung der Stützmauer durch eine Übernetzung durch hochfestes Stahldrahtgeflecht und Sanierung unterschnittener Bereiche:** Eine Übernetzung durch ein hochfestes Stahldrahtgeflecht ist in kurzen Abständen in das vorhandene Mauerwerk rückzuverankern. Aus den Stützmauern ausbrechende Steine können durch das Schutznetz gehalten werden, ohne auf die Einschnittssohle zu fallen. In stark unterschnittenen Bereichen wird eine Unterfangung durch bewehrte Spritzbetonplomben erforderlich. Alternativ kann auch hierfür Mauerwerk verwendet werden, was sich bei in der Vergangenheit durchgeführten Ausbesserungen in der Mauer als erfolgreich herausgestellt hat.
- **Sicherung durch eine Instandsetzung bzw. Ersatz der vorhandenen Mauer durch neues Mauerwerk:** Der Ersatz der ausgebrochenen Mauersteine durch Ziegelmauerwerk hat sich bei in der Vergangenheit durchgeführten Ausbesserungen als vergleichsweise wirksam erwiesen. Inwieweit eine Verfügung der Mauersteine zweckmäßig ist, ist zu untersuchen.
- **Sicherung des Fahrwegs durch eine Prallkonstruktion am Fuß der Stützmauern, evtl. in Kombination mit einer Erhöhung des Fahrwegs gegenüber dem Ist-Zustand:** Sofern ein ausreichender Abstand zwischen Fahrweg im Einschnitt und Stützmauer besteht, kann ein sicherer Bahnbetrieb auch durch eine Prallkonstruktion vor dem Gleis gewährt werden. Es wurden hierzu bereits Überlegungen hinsichtlich der Führung des Fahrwegs auf einem Koffer-



damm angestellt, der durch beidseitige Winkelstützelemente gehalten wird. Hierdurch wird der enge Raum im Einschnitt ausgenutzt und durch den höher liegenden Fahrweg die Gefährdung für den Gleisbetrieb aus herunterfallenden Steinen abgemindert.

#### **4.3 Sicherung der Einschnittsböschungen**

Entsprechend der Ausführungen in Abschnitt 4.2 kann aus den Ergebnissen der Baugrunderkundung für die Böschungsbereiche oberhalb und seitlich der Stützmauern die globale Standsicherheit der Böschungen wahrscheinlich bestätigt werden. Vor allem in Kombination des auch in diesen Bereichen austretendem Grund- und Schichtwasser ergeben sich jedoch gerade bei Starkniederschlägen Hautrutschungen. Ob eine Stabilisierung dieser lokalen Instabilitäten oberhalb und seitlich der Stützmauern erforderlich wird, ist im Zuge der Planung in Abhängigkeit der Lösungsvariante und möglichen Schadenspotenzialen zu prüfen.

Die Sicherung oberhalb der Stützmauern wird zweckmäßig an die Art der Sicherung der Stützmauern angepasst. Für eine Sicherung durch eine Bohrpfahlwand sollten diese über die Böschungsoberfläche geführt werden bzw. durch einen Kopfbalken abschließen, um einen Fangraum für abrutschendes Bodenmaterial zu bieten. Gleichzeitig ist eine Entwässerungsrinne oberhalb der Stützmauer auszubilden, um Oberflächenwasser kontrolliert abzuleiten. Auch bei einer Stahlbeton-Vorsatzschale kann diese über den Stützmauerkopf geführt werden, um Schutz vor abrutschendem Bodenmaterial zu bieten.

Im Falle einer Übernetzung kann das über die Stützmauer geführte Netz weiter nach oben in eine von der Böschungsoberfläche abstehende Einfallschürze geführt werden. Die Befestigung des Schutznetzes erfolgt dann nicht unmittelbar am Austrittspunkt der Felsnägel aus der Böschung, sondern darüber. Es besteht auch die Möglichkeit, eine Schutzplanke aus Stahlblech über Rammrohre oberhalb der Stützmauer in die Kopfböschung zu verankern. Gegebenenfalls kann auch der zumeist noch oberhalb der Stützmauer vorhandene Bretterverschlag als Sicherung gegen abrutschendes Material genutzt werden. Ohne Verstärkung erfüllt dieser jedoch nicht seine Schutzfunktion.

Neben den zuvor genannten Sicherungsmaßnahmen kann seitlich der Stützmauern eine Sicherung durch Gabionenkörbe erfolgen. Neben der Einpassung in das Landschaftsbild wird ein Ein-



trag von Bodenmaterial und Vegetation in die Entwässerungsgräben wirksam unterbunden. Durch die Wasserdurchlässigkeit entfällt eine Dränierung der Sicherung bzw. eine Entwässerungsrinne oberhalb der Gabionenkörbe.

## **5. EMPFEHLUNGEN**

### **5.1 Stützmauern**

Auf Grundlage der Ausführungen in Kapitel 4 wird eine Sicherung der Stützmauern in sanierungsbedürftigen Bereichen gegen die Risiken aus herausfallenden Mauersteinen und einer weiteren Erosion erforderlich. Zur Einhaltung der UVV während der Bauzeit ist vorlaufend eine flächige Beräumung von losem Gestein sowie ein Rückschnitt der Vegetation erforderlich.

Mit dem zu wählenden System sind die festgestellten Risiken langfristig zu minimieren und die Standsicherheit der Böschung zu gewährleisten.

In den in Tabelle 4-1 beschriebenen Bereichen ohne erforderliche Sicherung wird empfohlen, das Mauerwerk der Stützwand mittels Sandstrahlen o.ä. vollflächig zu reinigen und lose Mauerwerkssteine zu entfernen. Ausgebrochene Mauerwerkssteine bzw. stark absandende Steine werden durch Spritzbeton und Stahlbewehrung oder Mauerwerk ersetzt. Die Matten sind mittels Dübeln in den Mauerwerkssteinen bzw. im Fels rückzuverankern. Bereichsweise kann ein Neuaufbau der Stützmauer erforderlich werden. Bzgl. Entwässerungsbohrungen und Drainage gelten obige Ausführungen.

Die Sicherung der Böschung oberhalb der Stützmauern sollte sich an der Sicherung der Stützmauer orientieren. Danach kann eine Sicherung durch eine Verlängerung der Beton-Vorsatzschale über die Mauer hinaus, eine Einfallschürze oberhalb des Stützmauerkopfs oder eine Schutzplanke aus Stahlblech erfolgen. Seitlich der Stützmauern wird eine Sicherung durch Gabionenkörbe als sinnvoll erachtet, um hierdurch den Eintrag von erodierendem Bodenmaterial in die Entwässerungsgräben zu unterbinden.



Eine Bodenvernagelung ist mit den o. a. Bodenkennwerten zu bemessen. Für die Bemessung des Vernagelungskörpers darf ein aktiver Erddruck angesetzt werden. Die Standsicherheit der Bodenvernagelung ist entsprechend der DIN 4084 nachzuweisen.

Für eine Rückverankerung einer Übernetzung, von Spritzbetonplomben oder vorgesetzte Stahlbeton- und Mauerwerksbereiche durch verpresste Mikropfähle können in nachfolgender Tabelle 5.1-1 aufgeführte Werte für die **charakteristische Mantelreibung** angesetzt werden.

Schicht	Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung [kN/m <sup>2</sup> ]
Hanglehm (Schicht 2)	60
Dolomitstein/Mergelstein, verwittert - angewittert (Schicht 6a)	150
Dolomitstein/Mergelstein, unverwittert (Schicht 6b)	300
Hinterfüllung der Stützmauer (Schicht M)	0 <sup>1)</sup>

1) aufgrund der Heterogenität und der Gefahr von Hohlräumen in der Hinterfüllung

**Tabelle 5.1-1:** Charakteristische Pfahlmantelreibung für verpresste Mikropfähle

Vorbehaltlich einer statischen Bemessung wird die Ausführung von Nägeln mit doppeltem Korrosionsschutz ggf. unter Einsatz von Ankerstrümpfen und/oder verrohrten Bohrungen zur Überbrückung von Hohlräumen in der Hinterfüllung der Stützmauern empfohlen.

Für den Ansatz der nachfolgend aufgeführten Werte ist eine Mindesteinbindung von 0,5 m in den unverwitterten Fels (Schicht 6b, 7 oder 8) erforderlich. Die Gründung und Einbindung von Bohrpfählen kann grundsätzlich im anstehenden Unteren Muschelkalk (Schicht 6b) oder im Buntsandstein (Schicht 7 und 8) erfolgen.

Nachfolgend sind Pfahlmantelreibung und Pfahlspitzenwiderstand zusammengestellt:



Bodenschicht	Charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Charakteristischer Pfahlsitzenwiderstand $q_{b,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Dolomitstein/Mergelstein, unverwittert (Schicht 6b)	200	2.500
Tonstein d. Rötton-Fm., unverwittert (Schicht 7)	200	2.500
Sandstein d. des Oberen und Mittleren Buntsandsteins, unverwittert (Schicht 8)	300	4.000

**Tabelle 5.1-2:** Charakteristische Mantelreibungen und Spitzenwiderstände von Bohrpfählen in Anlehnung an EA Pfähle

## 5.2 Wasserhaltung

Für alle Maßnahmen wird eine Dränierung der Mauern durch Entwässerungsbohrungen aus technischer Sicht erforderlich. Abstände der Entwässerungsbohrungen sind in Abhängigkeit von der gewählten Sicherungsart festzulegen. Alle Entlastungsbohrungen sind mit einem leichten Gefälle talwärts herzustellen. Durch geeignete Filtereinsätze ist zu verhindern, dass Feinstoffe durch die Entwässerung austransportiert werden. Im Falle einer durchgängigen Stahlbeton-Vorsatzschale oder neuem Mauerwerk sind Drainagematten an der bestehenden Stützmauer zu befestigen.

Aufgrund der zu erwartenden starken Sinterkalkabscheidungen in den Drainagebestandteilen sind im Rahmen der weiteren Planung Maßnahmen zur Verringerung der Versinterung auszuarbeiten. Es wird empfohlen, hierbei nicht ausschließlich postsedimentäre Verfahren, wie z.B. regelmäßiges Hochdruckspülen der Leitungen, zu berücksichtigen, sondern der Problematik auch durch die konstruktive Durchbildung des Systems zu begegnen. Nach [U 16] sind folgende Maßnahmen besonders geeignet, Versinterungsprozesse zu minimieren:

- schnelles, gezieltes (kurze Wege) und ungestörtes Ableiten des Drainagewassers mit dem Ziel der Reduzierung der Verweilzeit des Wassers im System;
- optimale Rohrfüllung mit dem Ziel einer Verringerung der Phasengrenze Luft - Drainagewasser;
- Vermeidung der Untermischung von Luft, die insbesondere an Diskontinuitäten in den Leitungen bzw. „Sturzstrecken“ auftreten können.



Weiterhin ist als presedimentäres Verfahren die gezielte Härtestabilisierung mit Polyasparaginsäure möglich, die zu einer wesentlichen Verringerung der Sinterabscheidung führt. Die Konditionierung kann hierbei durch Depotsteine erfolgen, die nur bei einem tatsächlichen Wasserandrang in Funktion treten. Eine Überwachung des Wasserandranges ist somit nicht erforderlich. Nach [U 16] genügt das konditionierte Drainagewasser den Kriterien des Wasserhaushaltsgesetzes, so dass die Einleitung in eine natürliche Vorflut oder Versickerung grundsätzlich möglich ist.


### 5.3 Sonstige Empfehlungen


Für eine mögliche nachträgliche Elektrifizierung der Strecke sind insbesondere im Bereich der Stützbauwerke ggf. Berührungsschutzmaßnahmen zu planen (siehe Ril 997).

Eine rechnerische Betrachtung der Böschung wurde bisher nur überschlägig durchgeführt. Für einen rechnerischen Standsicherheitsnachweis, der für die Wiederinbetriebnahme erforderlich ist, sind die vorhandenen vermessungstechnischen Querprofile der Strecke bzw. der Böschungen zu verfeinern, um daraus geotechnische Rechenquerschnitte entwickeln zu können. Alle aufgeführten Maßnahmen sind in den nächsten Planungsschritten statisch nachzuweisen und zu bemessen.

Zur geordneten Ableitung des Wassers im Einschnitt und um eine Unterspülung des Gleiskörpers zu unterbinden, werden in regelmäßigen Abständen Durchlässe erforderlich. Folgerungen und Empfehlungen hinsichtlich des Gleisbaus werden in einem separaten Streckengutachten abgehandelt.

Zur Beantwortung weiterer Fragen stehen wir Ihnen gerne jederzeit zur Verfügung.

ppa.   
Dipl.-Ing. (FH) Bernd Göhner  
(Niederlassungsleiter)

i.A.   
Dipl.-Geol., MSc ETH Burkhard Cless  
(Projektgeologe)

**Verteiler:**

- Landratsamt Calw, Herr Schwolow, Vogteistraße 42 – 46, 75365 Calw, 3 x, davon 1 x vorab per Mail an <holger.schwolow@kreis-calw.de>
- Dr. Spang GmbH, Esslingen, 1 x