

Ingenieurgesellschaft Kärcher GmbH · Heidengass 16 · 76356 Weingarten

Regierungspräsidium Karlsruhe
Referat 53.1

76247 Karlsruhe

AAnerkanntes Institut
nach DIN 1054
Beratende Ingenieure

Dr. techn. K. Kärcher
Dipl.-Ing. K.-M. Gotthel
Dipl.-Geol. D. Klaiber
Dipl.-Ing. J. Santo

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

Ihr Zeichen

Unser Zeichen
E 8580 A06 G

Bearbeiter
Gu ☎ 07244/7013-25
JS ☎ 06340/508070-6
m.gutberlet@kaercher-geotechnik.de
j.santo@kaercher-geotechnik.de

Datum
15. Februar 2021

GEOTECHNISCHES GUTACHTEN

Ausbau RHWD XXXIX, Mannheim Kraftwerk GKN bis Speyerer Straße *Anlage 8 zur Genehmigungsplanung*

Projekt-Nr.: E 8580

Projekt: Ausbau und Sanierung des Rheinhochwasserdamms XXXIX
zwischen dem Kraftwerk GKN (Damm-km 0+000) und der
Speyerer Straße in Mannheim-Lindenhof (km 3+830)

Auftraggeber: Regierungspräsidium Karlsruhe,
Referat 53.1
Gewässer I. Ordnung, Hochwasserschutz, Planung

Auftrag: Ingenieurvertrag vom 21. März 2017

INHALT

	Seite
1 Vorbemerkungen	5
1.1 Allgemeines	5
1.2 Damm und Einteilung in Abschnitte	5
2 Baugrund	8
2.1 Geologischer Überblick	8
2.2 Durchgeführte Untersuchungen	9
2.2.1 Bohrungen, Sondierungen und Schürfe	9
2.2.2 Bodenmechanische Laborversuche	11
2.2.3 Chemische Laborversuche	11
2.3 Untergrundbeschreibung (natürlich gewachsener Untergrund)	11
2.3.1 Oberboden	12
2.3.2 Bindige Deckschichten	13
2.3.3 Schluff-Sand-Gemische	13
2.3.4 Sande	14
2.3.5 Kiessande	14
2.4 Damm und andere künstliche Auffüllungen	15
2.4.1 Oberboden	15
2.4.2 Dammkörper (Kerndamm)	15
2.4.3 Dammkronenweg und Oberbau	16
2.4.4 Wasserseitige Schüttung GKM und Schindkauth (km 0+000 bis 0+350)	16
2.4.5 Landseitige Dammanschüttung (km 1+900 bis 3+900)	17
2.4.6 Gießendurchlass (km 2+800)	18
2.5 Homogenbereiche und bodenmechanische Kennwerte	19
2.6 Grundwasser	21
3 Zustand des Bestandsdammes	22
3.1 Gehölzbewuchs	22
3.2 Standsicherheit	23
4 Dammkonzept	25
4.1 Allgemeine Vorgaben	25
4.2 Regelprofil "Erddamm"	25
4.3 Regelprofil "Damm mit Spundwand"	27
4.4 Verbleib des bestehenden Dammes	27
4.5 Wegebau	28
5 Beschreibung der Sanierungsabschnitte	29
5.1 Abschnitt 1 "GKN" km 0+000 bis 0+350:	29
5.2 Abschnitt 2 "Sportanlagen" km 0+350 bis 1+250:	30
5.3 Abschnitt 3 "Dammbegradigung" km 1+250 bis 1+900:	30
5.4 Abschnitt 4 "Kleingärten" km 1+900 bis 3+000:	30

5.5	Abschnitt 5 "Wohnbebauung":	31
5.6	Abschnitt 6 "Stadt Mannheim"	32
5.7	Sonderprofil Kanal GKM km 0+000	32
5.8	Sonderprofil Restaurant Estragon km 0+880	33
5.9	Sonderprofil Gießenquerung km 2+800	34
5.10	Sonderprofil Pumpwerk Speyerer Straße km 3+700	34
6	Konstruktive Maßnahmen	35
6.1	Dammaufstandsflächen, Anschüttungen an bestehenden Damm	35
6.2	Baustraßen	35
6.3	Hochwassersicherheit der Baustelle	36
7	Erdstatische und untergrundhydraulische Nachweise	36
7.1	Standicherheit nach DIN 4084	36
7.2	Sicherheit gegen Abschieben der Verteidigungsberme	38
7.3	Auftriebssicherheit, Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch	41
7.4	Suffosionsgefährdung	41
7.5	Suberosionsgefährdung	42
7.6	Setzungen	43
7.7	Spreizspannungen	44
7.8	Kontakterosion und Filterstabilität	44
7.9	Dimensionierung der Spundwände	44
8	Baustoffe (Material- und Einbauanforderungen, Kennwerte)	47
8.1	Generelle Anforderungen an die Schüttmaterialien	47
8.2	Bindiges Schüttmaterial	48
8.3	Grobkörniges Schüttmaterial	49
8.4	Tragschichtmaterial	50
8.5	Überschüttung der Kontrollgefällelinie	50
9	Abschließende Hinweise und Empfehlungen	51
10	Zusammenfassung	51

ANLAGEN

1. Lagepläne

- 1.1 Übersichtslageplan, M 1 : 10.000
- 1.2 Lagepläne mit Bohransatzpunkten, M 1 : 1.000
- 1.3 Historischer Plan von 1780, , M 1 : 5.000

2. Bohrungen in Profildarstellung, M 1 : 100

- 2.1 Legende
- 2.2 Profilschnitte
- 2.3 Längsschnitte
- 2.4 Ergänzende Kleinbohrungen 3+040 bis 3+475
- 2.5 Ergänzende Baggerschürfe 2+000 bis 2+750

3. Bodenmechanische Laborversuche

- 3.1 Kornverteilungsanalysen
- 3.2 Konsistenzgrenzenbestimmungen nach Atterberg
- 3.3 Wasserdurchlässigkeitsversuche im Oedometer
- 3.4 Rahmenscherversuche
- 3.5 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse (Tabelle)

4. Chemische Analysen

- 4.1 Laborbericht
- 4.2 Laborbericht Schuttkörper 1+900 bis 2+800 (ergänzende Baggerschürfe)

5. Geotechnische Berechnungen

- 5.1 Böschungsstandsicherheit nach DIN 4084 am Bestandsdamm
- 5.2 Böschungsstandsicherheit nach DIN 4084 (5.2.1 bis 5.2.9 alle Hauptprofile)
- 5.3 Sicherheit gegen Abschieben der Verteidigungsberme
 - 5.3.1 Berechnungsergebnisse (Diagramm)
 - 5.3.2 Systemskizze
 - 5.3.3 Berechnungsprotokolle (5.3.3.1 bis 5.3.3.5 ausgewählte Profile)
 - 5.3.4 Ergebnistabelle
- 5.4 Auftriebssicherheit, Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch
- 5.5 Suffosionsgefährdung, Kontakterosion und Filterstabilität
 - 5.5.1 Suffosionsgefährdung nach BUSCH und LUCKNER
 - 5.5.2 Filterstabilität nach TERZAGHI
- 5.6 Dimensionierung der Spundwände
 - 5.6.1 Abschnitt 2 "Sportanlagen", km 0+600
 - 5.6.2 Abschnitt 2 "Sportanlagen", km 1+200
 - 5.6.3 Abschnitt 5 "Wohnbebauung", km 3+200
 - 5.6.4 Abschnitt 5 "Wohnbebauung", km 3+600

1 Vorbemerkungen

1.1 Allgemeines

Das Referat 53.1 des Regierungspräsidiums Karlsruhe beabsichtigt den bestehenden Rheinhochwasserdamm XXXIX zwischen dem Kraftwerk GKM (Damm-km 0+000) und der Speyerer Straße in Mannheim-Lindenhof (km 3+830) auszubauen. Ergänzend wurde der nördlich anschließende Dammabschnitt (Zuständigkeit der Stadt Mannheim) auf einer Strecke von 260 m (km 3+680 bis 3+938) erkundet und in die Auswertung einbezogen.

Die Ingenieurgesellschaft Kärcher wurde mit der Betreuung der Baugrunderkundung, der Ausarbeitung von Ausbau- und Sanierungsvorschlägen, den statischen Nachweisen und dem Verfassen des vorliegenden Gutachtens beauftragt.

Folgende Unterlagen zum Bauwerk liegen uns als Bearbeitungsgrundlage vor:

- [U1] Planunterlagen der Entwurfsplanung, icon Ing. Büro H. Webler, aktueller Planungsstand,
- [U2] Planunterlagen der Umweltplanung, IUS Institut für Umweltstudien Weisser & Ness, aktueller Planungsstand,
- [U3] Pegelmessreihen benachbarter Grundwassermessstellen,
- [U4] Neckarau, "Von den Anfängen bis ins 18. Jahrhundert" (Band I) und " Vom Absolutismus bis zur Gegenwart" (Band II), Hansjörg Probst, 1988/1989
- [U5] Geologische Spezialkarte von Baden-Württemberg, M 1 : 25.000, Blatt 6516 Mannheim-Süd, herausgegeben vom Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau..
- [U6] Hydrogeologische Kartierung und Grundwasserbewirtschaftung Rhein-Neckar-Raum, Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft, Umwelt und Forsten Baden-Württemberg

1.2 Damm und Einteilung in Abschnitte

Der betrachtete Dammabschnitt beginnt am westlichen Ende des Kraftwerks, rund 170 m des Kraftwerksgeländes sind noch Bestandteil der untersuchten Trasse. Bis ca. 1+250 verläuft der Damm in westlicher Richtung, luftseitig befinden hier überwiegend Sportanlagen. Von km 1+200 bis 1+900 biegt der Damm vollständig im Wald liegend nach Norden ab. Ab der Dammquerung des Franzosenweg (km 1+900) verläuft der Damm in nördlicher Richtung , luftseitig befindet sich bis km 2+800 eine Kleingartenanlage, ab km 3+050 ist die Luftseite mit den Wohnhäusern der Schwarzwaldstraße bebaut.

Wasserseitig des Dammes ist im Bereich des Kraftwerkes und anschließend bis km 0+350 (Bereich Gaststätte "Zur Schindkaut") ein Hochufer (Aufschüttung) vorhanden. Ab km 0+350 bis zum Ende befindet sich wasserseitig ausschließlich Auwald, z. T. mit Schluten und Altarmen.

Die Dammtrasse wurde dementsprechend in folgende Abschnitte eingeteilt:

Abschnitt 1: "GKM", km 0+000 bis 0+350

- Wasserseite: Bis km 0+170 Kraftwerksgelände, dann Grüngelände und Gaststätte "Zur Schindkaut". Gesamtes Gelände zwischen Damm und Rhein auf Höhe Dammkrone oder höher aufgeschüttet (Hochufer).
- Luftseite: Böschung unter ca. 1 : 2,0 bis 1 : 2,5 geneigt, 2,3 bis 3,0 m hoch, davor Kleingärten (km 0+140) und Tennisplätze (km 0+140 bis 0+350).
- Krone: Asphaltweg ca. 2,5 m breit, keine definierte Breite wegen wasserseitig anschließendem Hochufer

Abschnitt 2: "Sportanlagen", km 0+350 bis 1+250

- Wasserseite: Böschung unter i. M. 1 : 2,5 bis 1 : 2,8, maximal 1 : 2,2 geneigt, 2,8 bis 3,6 m hoch, davor Auwald und ein Altarm. Abstand des Altarmes (zur Dammachse) 20 m (km 0+350) bis 55 m (km 0+900)
- Landseite: Böschung wechselhaft geneigt, Maximalneigung 1 : 1,8 (km 1+200), mehrere Abschnitte angeschüttet und sehr flach (km 0+350 bis 0+450, km 0+650 bis 0+780, km 0+920 bis 1+100). 2,0 bis 3,6 m hoch, vor der Böschung zumeist Sportanlagen und Vereinsheime.
- Krone: Breite wechselhaft, 5 bis 9 m, mit Aufweitungen (Anschüttungen). 2 Asphaltwege jeweils 1,5 bis 1,8 m breit.
- Bei km 0+870 bis 0+890 Restaurant "Estragon" auf dem Damm.

Abschnitt 3: "Dammbegradigung", km 1+250 bis 1+850

- Kurviger Verlauf, vollständig im Wald liegend.
- Wasserseite: Böschung unter 1 : 2,5 bis 1 : 3,0 geneigt, 3,0 bis 4,0 m hoch.
- Landseite: Böschung unter 1 : 3,0 bis 1 : 4,0 geneigt, 3,2 bis 4,8 m hoch.
- Krone: Breite 6 bis 7 m, mit Aufweitungen. Asphaltweg ca. 2 m breit.

Abschnitt 4: "Kleingärten", km 1+850 bis 3+000

- Wasserseite: Böschung unter 1 : 2,5 bis 1 : 2,8 geneigt, Höhe wechselnd zwischen 4 und 5 m, im Bereich des an den Dammfuß rückenden Schlauchgrabens (km 2+100) bis zu 6,5 m hoch. Davor Auwald mit Rinnen (z. B. Schlauchgraben) und Senken.

- Landseite: Böschung km 1+900 bis 2+800 flach unter 1 : 5 bis 1 : 7 geneigt, danach steiler (max. 1 : 2,5). Böschungshöhe 3,5 bis 4,5 m. Vor der Böschung bis km 2+800 eine Reitbahn und eine Kleingartenanlage, ab km 2+800 zunächst Wald (Biotop), dahinter Tennisplätze.
- Krone: sehr breit, i. M. 12 m, ab km 2+800 etwas schmaler (10 m). . Asphaltweg ca. 2 m breit. Sehr große Alleebäume auf der Krone.
- Querung des ehemaligen Gewässers "Gießen" bei km 2+800.

Abschnitt 5: "Wohnbebauung", km 3+000 bis 3+680

- Wasserseite: Böschung unter 1 : 2,5 bis 1 : 2,7 geneigt, Höhe wechselnd zwischen 3,0 und 4,1 m. Vor der Böschung Auwald.
- Landseite: Böschung in Privatgrundstücken, teilweise bis zu 1 : 2,5 steil geböscht, teilweise mit Stützkonstruktionen oder Bauwerken (z. B. Garagen) in der Böschung. Böschungshöhe 2,0 bis 3,3 m.
- Krone: breit, i. M. 10 m. Asphaltweg ca. 3 m breit. Sehr große Alleebäume auf der Krone.

Abschnitt 6: "Stadt Mannheim", km 3+680 bis 3+938

Analog zu Abschnitt 5 mit folgenden Unterschieden:

- Wasserseite: Böschung unter ca. 1 : 3 geneigt, Höhe nur noch 2,3 bis 2,5 m.
- Landseite: bis 3+820 Höhe 2,3 bis 2,5 m, dann landseitig aufgeschüttet bis OK Dammkrone.

Anlage 1.1 zeigt den Übersichtslageplan der mit Einteilung der Abschnitte, Anlage 1.2 zeigt die Detaillagepläne. Die Querprofile sind in der Darstellung der Untergrunderkundung in Anlage 2.2 aufgeführt.

Das Alter des Dammes ist nicht bekannt. In historischen Plänen [U4] von 1770 – 100 Jahre vor der Rheinkorrektur – ist der Damm bereits in seiner jetzigen Lage eingezeichnet. Anlage 1.3 zeigt einen historischen Plan aus dem Jahr 1780 mit Überlagerung des Bestandes.

2 Baugrund

2.1 Geologischer Überblick

Der untersuchte Dammabschnitt liegt im Oberrheingraben 4,5 bis 7,5 km südlich der Mündung des Neckars in den Rhein. Neckar und Rhein änderten in geologisch jüngster Zeit häufig den Verlauf. Die Neckarmündung war ursprünglich als Delta mit mehreren Flussarmen ausgebildet. Neckarau und der Untersuchungsabschnitt liegen im Bereich dieses Deltas.

Im gesamten Untersuchungsgebiet steht oberflächennah eine bindige, teils sandige holozäne Deckschicht an. Diese jüngsten Anschwemmungen können sowohl vom Neckar als auch vom Rhein stammen. Die Mächtigkeit dieser Deckschichten schwankt i.d.R. zwischen 1 bis 2 m, im Bereich alter Gerinne kann die Deckschicht durchbrochen sein. In verlandeten Rinnen können auch mehrere Meter mächtige, bindige Böden anstehen, lokal können hier humose bzw. organische Böden eingelagert sein.

Unterhalb der bindigen Deckschichten folgen bis in Tiefen von ca. 20 m Wechsellagerungen von pleistozänen Sanden und Kiessanden des "Oberen Kieslagers".

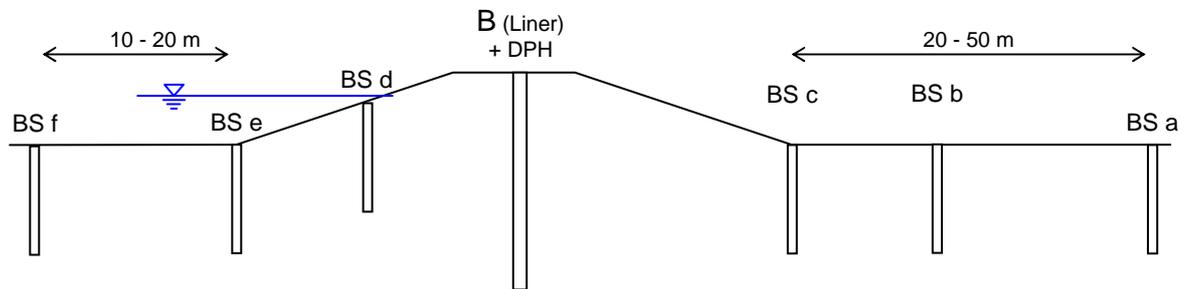
Neben diesen Rheinsedimenten sind nach obiger Beschreibung auch Geröllablagerungen des Neckars zu erwarten. Nach [U4] stellten diese im Untersuchungsgebiet aufgrund ihrer dichten Lagerung große Probleme bei der Rheinkorrektur (1870 bis 1875) dar. In den Erkundungsbohrungen (s. Kapitel 2.3) wurden jedoch keine erkennbaren Neckargerölle angetroffen.

Die Basis des Oberen Kieslagers bilden quartäre Tone (Oberer Ton). Darunter folgen der Mittlere und Untere Grundwasserleiter mit mehreren Tonzwischenhorizonten. Die quartären Sedimente reichen hier nach [U6] bis in eine Tiefe von rund 200 m, darunter folgen bis 2500 bis 3000 m Tiefe tertiäre Sedimente.

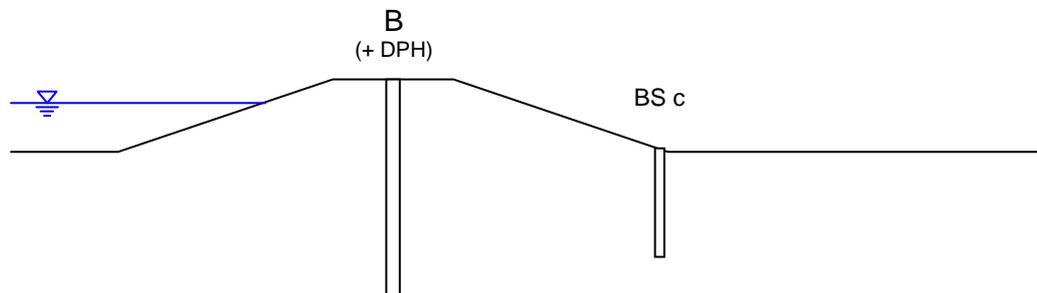
2.2 Durchgeführte Untersuchungen

2.2.1 Bohrungen, Sondierungen und Schürfe

Der Aufbau des Hochwasserrückhaltedammes und des Untergrundes wurde in Abständen von i. M. 500 m in **Hauptprofilen** (HP) untersucht. Zwischen den Hauptprofilen wurde in **Zwischenprofilen** (ZP) in Abständen von ca. 100 m untereinander erkundet. Nachstehende Skizzen zeigen das Erkundungsschema für die Haupt- und Zwischenprofile:



Skizze: Erkundungsschema im Hauptprofil



Skizze: Erkundungsschema im Zwischenprofil

Die Bohrungen wurden in den Hauptprofilen als Schlauchkernbohrungen ausgeführt. Die Bohrtiefe beträgt in den Hauptprofilen 15 und in den Zwischenprofilen 10 m. Ausnahme bilden die Bohrungen B 0+900 und B 3+700. Hier wurde die Lage des Oberen Tonhorizonts ermittelt, diese Bohrungen sind 29 und 25 m tief.

Bei den Kleinbohrungen (BS) variiert die Tiefe zwischen 3 und 8 m. In allen Aufschlüssen wurde unter den Deckschichten anstehende Kiessand erbohrt. Abweichend von den o. a. Erkundungsschemata wurde auf einzelne Kleinbohrungen verzichtet, sofern dies aus geotechnischer Sicht vertretbar war.

Die Rammsondierungen erfolgten jeweils im Hauptprofil und in Zwischenprofilen, die im Bereich einer eventuell erforderlichen Spundwanddrämmung liegen. Mit den Rammsondierungen wurde 15 m tief erkundet.

Ergänzend zu den o. a. Erkundungsschemata wurden folgende Aufschlüsse niedergebracht:

- bei km 1+500 und 1+600 (Abschnitt 3, Dammbegradigungsstrecke) jeweils eine 8 m tiefe Bohrung landseitig des Dammes.
- zwischen km 3+100 und 3+500 (Abschnitt 5, Wohnbebauung) zur Verdichtung des Erkundungsrasters insgesamt 13 Kleinbohrungen mit jeweils 8 m Bohrtiefe in der Dammkrone.
- zwischen km 1+900 und 2+800 (Abschnitt 4, Kleingärten) insgesamt 8 Baggerschürfe in 4 Querschnitten zur ergänzenden Untersuchung der landseitigen Anschüttung an den Damm

Die Lage der Untersuchungsstellen ist in den Anlage 1. 2.1 bis 1.2.6 dargestellt, bedingt durch die Zugänglichkeit der Bohrpunkte liegen diese (insbesondere die Kleinbohrungen) z. T. einige Meter abseits der Kilometrierung der Dammachse. Die Ergebnisse der Bohrungen und Sondierungen sind nach Kilometrierung getrennt in den Anlagen 2.2.1 bis 2.2.40 im jeweiligen Profilschnitt dargestellt. In der nachfolgenden Tabelle sind diese Anlagen aufgelistet:

Damm-km	Anlage Nr.:	Damm-km t	Anlage Nr.:	Damm-km t	Anlage Nr.:
0+000 (DPH)	2.2.1	1+400	2.2.14	2+800	2.2.28
0+100	2.2.2	1+500 (DPH)	2.2.15	2+900	2.2.29
0+200 HP (DPH)	2.2.3	1+600	2.2.16	3+000	2.2.30
0+300 (DPH)	2.2.4	1+700 HP (DPH)	2.2.17	3+100 (DPH)	2.2.31
0+400	2.2.5	1+800	2.2.18	3+200 (DPH)	2.2.32
0+500	2.2.6	1+900	2.2.19	3+300 HP (DPH)	2.2.33
0+600 HP (DPH)	2.2.7	2+000	2.2.20	3+400 (DPH)	2.2.34
0+700	2.2.8	2+100	2.2.21	3+500 (DPH)	2.2.35
0+800 (DPH)	2.2.9	2+200 HP (DPH)	2.2.22	3+600 (DPH)	2.2.36
0+900 (DPH)	2.2.10	2+300	2.2.23	3+700 HP (DPH)	2.2.37
1+000	2.2.11	2+400	2.2.24	3+800 (DPH)	2.2.38
1+100	2.2.12	2+500	2.2.25	3+900 (DPH)	2.2.39
1+200 HP (DPH)	2.2.13	2+600	2.2.26		
1+300	2.2.13	2+700 HP (DPH)	2.2.27		

Zur Übersicht ist der Schichtaufbau der in der Dammachse ausgeführten Bohrungen als Längsschnitte in Anlage 2.3 dargestellt. Die ergänzenden Kleinbohrungen im Abschnitt 5 "Wohnbebauung" sind separat in Anlage 2.4 aufgeführt, Anlage 2.5 enthält die ergänzenden Baggerschürfe im Abschnitt 4 "Kleingärten".

2.2.2 Bodenmechanische Laborversuche

An den Bohrungen entnommenen Bodenproben wurden insgesamt folgende Laborversuche durchgeführt:

- 79 Kornverteilungsanalysen nach DIN 18123
- 29 Bestimmung der Atterbergschen Grenzen (Konsistenz) nach DIN 18122
- 5 Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit nach DIN 18130
- 6 Direkte Scherversuche nach DIN 18137-3

Die Versuchsauswertungen sind in Anlage 3 (vgl. Anlagenverzeichnis) beigelegt, Anlage 3.5 enthält eine tabellarische Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

Die Versuchsergebnisse sind Grundlage der Bodenbeschreibung und der Zuordnung der Homogenbereiche und bodenmechanischen Kennwerte. Auf die Ergebnisse wird in den Beschreibungen der Bodenarten eingegangen.

2.2.3 Chemische Laborversuche

An den Bohrungen entnommenen Bodenproben wurden in Abstimmung mit der Stadt Mannheim insgesamt folgende Laborversuche durchgeführt:

- 29 Untersuchungen nach VwV-Boden
- 13 Bestimmungen des PAK-Gehaltes
- 2 Untersuchungen nach Vorsorgewerten gemäß BBodSchV

Die Untersuchungsergebnisse sowie die Erläuterungsberichte des Ingenieurbüros Fader liegen in Anlage 4 bei.

2.3 Untergrundbeschreibung (natürlich gewachsener Untergrund)

In den Bohrungen wurden neben den natürlich anstehenden Bodenschichten künstlich aufgefüllte Böden im Dammkörper und auch landseitig des Dammes angetroffen. Diese werden im Kapitel 2.4 beschrieben.

Der oberflächennahe Untergrund besteht aus jüngsten Anschwemmungen. Im Bereich von Stillgewässern haben sich hier bindige Böden (Ton und Schluff) abgelagert, im Bereich fließender Gewässer Sand und Kies. Der Verlauf des Rheins ist hier ursprünglich in mehrere Seitenarme und Nebengewässer aufgefächert, die vielfach ihren Verlauf änderten. Abgetrennte Seitenarme verlandeten, neue Gerinne bildeten sich.

Nach den Beschreibungen in [U4] sind im Untergrund auch Neckargerölle zu erwarten. Diese zeichnen sich durch größere Durchmesser, einen hohen Sandsteinanteil und eine sehr dichte Lagerung aus. In den Bohrungen wurden aber ausschließlich Rheinkiese angetroffen.

Unter dem Oberboden wurde zunächst bindiger Boden (bindige Deckschicht) angetroffen, der abgesehen von einem Abschnitt bei km 1+300 bis 1+400 flächig vorhanden ist. Die Schichtmächtigkeit beträgt zumeist ein bis zwei Meter, in rinnenartigen Vertiefungen (km 0+100, 1+500, 2+600 und 2+800) werden Schichtstärken bis 4 m erreicht. In den Bohrungen BK 1+300 und BK 1+400 wurde unter dem Damm keine erkennbare Deckschicht angetroffen, in den Bohrungen unmittelbar neben dem Damm war sie aber in ca. 2 m Mächtigkeit vorhanden. Die Situation hier ist unklar, möglicherweise wurde die Deckschicht zum Aufbau des Dammes ausgeräumt und gegen Kiessand ersetzt. Zwischen km 2+900 und 3+500 beträgt die Gesamtmächtigkeit ebenfalls bis zu 4 m, hier sind aber Zwischenhorizonte aus Sand und Kiessand vorhanden. Ursache dieser Zwischenhorizonte sind voraussichtlich Querungen ehemaliger Seitengewässer, wie dem Gießen (s. Kapitel 2.4.6). Diese Situation ist in Anlage 2.3.3 im Längsschnitt dargestellt.

Organische Böden, wie z. B. Torfe, Mudden und Auelehm wurden nicht angetroffen.

Zur Veranschaulichung des Schichtenverlaufs sind in den Anlagen 2.3.1 bis 2.3.3 die Bohrungen in der Dammlängsachse als Untergrundprofil dargestellt. Zur besseren Übersicht sind dort die Sand-Schluff-Gemische den bindigen Deckschichten zugerechnet, Sand und Kiessand sind zusammengefasst.

Der **natürlich gewachsene Untergrund** zeigte folgende Modellschichten, die gleichzeitig als Homogenbereiche im Sinne der DIN 18300 gelten:

- Oberboden
- bindige Deckschichten
- Schluff-Sand-Gemische
- Sande
- Kiessand
- Oberer Ton

2.3.1 Oberboden

In den Bohrungen, die im natürlich belassenen Gelände abgeteuft wurden, konnte der Oberboden nachgewiesen werden. Dies betrifft die Bohrungen wasserseitig des Dammes und wenige Bohrungen landseitig im Sanierungsabschnitt 3.

Der Oberboden ist gemäß den Bohraufschlüssen zwischen 0,3 und 0,5 m stark und zumeist ein stark humoser, toniger Schluff mit wechselndem Sandanteil. Unter dem Oberboden weist die bindige Deckschicht teilweise noch einige Dezimeter tief einen erhöhten humosen Anteil (schwach humos) auf.

2.3.2 Bindige Deckschichten

Es überwiegen leicht- bis mittelplastische Tone und Schluffe (TM/TL/UL) mit wechselndem Sandgehalt. Häufig ist Sand in dünnen Zwischenlagen eingeschaltet. Die Konsistenz ist zumeist steif oder weich bis steif, in tieferen Lagen steht insbesondere im Bereich sandiger Zwischenlagen auch weicher Boden an (z. B. km 1+500 bis 1+600).

An Proben der bindigen Deckschichten wurden folgende Laboruntersuchungen durchgeführt:

- 2 Kornverteilungsanalysen (Sedimentationsanalysen)
- 9 Bestimmung der Konsistenzgrenzen nach Atterberg
- 2 Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit
- 2 Direkte Scherversuche

Insbesondere die leichtplastischen Böden sind extrem wasserempfindlich und neigen bei Wasserzutritt und mechanischer Beanspruchung zum Aufweichen bzw. Verbreiten.

Die Durchlässigkeit der bindigen Deckschichten ist sehr gering. Es kann hier von folgenden Durchlässigkeitsbeiwerten ausgegangen werden:

- Schluff (UL): $k_f \leq 10^{-7}$ m/s
- Leichtplastischer Ton (TL): $k_f \leq 10^{-8}$ m/s
- mittelplastischer Ton (TM): $k_f \leq 10^{-9}$ m/s

2.3.3 Schluff-Sand-Gemische

Im Übergang zu den Kiessanden ist in den meisten Bohrungen eine mehrere Dezimeter mächtige Zone aus Sand-Schluff-Gemischen angetroffen worden. Hinsichtlich derer hydraulischer Eigenschaften (niedrige Durchlässigkeit) sind sie den bindigen Deckschichten zuzuordnen.

Die Zusammensetzung variiert zwischen stark sandigem Schluff und schluffigem Sand. Sandiger Schluff wird bereits den bindigen Deckschichten zugerechnet, schwach schluffiger Sand den Sanden. Fließende Übergänge sind vor allem zu den bindigen Deckschichten darüber zu beobachten.

An 11 entnommenen Proben der Sand-Schluff-Gemische wurden Kornverteilungsanalysen durchgeführt (s. Anlage 3.1).

Die Böden sind extrem erosionsempfindlich und neigen bei Strömungsbeanspruchung zum Ausspülen. Die Durchlässigkeit ist gering. Es kann hier von Durchlässigkeitsbeiwerten zwischen $k_f = 10^{-6}$ und $k_f = 10^{-5}$ m/s ausgegangen werden:

2.3.4 Sande

Der Modellschicht sind feinkornfreie bis schwach schluffige/tonige, enggestufte Sande zuzurechnen, weitgestufte Sande gelten bereits als Kiessand. Zumeist handelt es sich um Mittelsande. In Anlage 3.1 sind 20 Körnungslinien von typischen Sanden dargestellt.

Die Sande treten im Wechsel mit den Kiessanden auf. Zwischen km 2+300 und 3+300 überwiegen die Sande, hier sind auch vereinzelt Ton- oder Schluffzwischenlagen vorhanden.

Die Durchlässigkeit ist deutlich höher als in den bindigen Deckschichten. Die Auswertung der Kornverteilungskurven nach Beyer ergab Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $k_f = 10^{-4}$ und $k_f = 10^{-3}$ m/s. Für schwach schluffige Sande sind niedrigere Werte möglich, Ton- und Schluffzwischenlagen reduzieren vor allem die vertikale Durchlässigkeit.

In den Rammsondierungen konnte eine überwiegend mitteldichte Lagerung ($n_{10} \geq 2$ unter GW) festgestellt werden. Sehr tief liegende Sandlagen (DPH 0+900, 1+200, 2+200) sind sehr dicht gelagert ($n_{10} = 25$ bis 45 in den genannten Sondierungen). Sande oberhalb des Grundwassers sind z. T. locker gelagert (DPH 2+200, 3+200).

2.3.5 Kiessande

Der Kiessand wurde in wechselnder Zusammensetzung angetroffen. Durchgehende Horizonte zwischen benachbarten Bohrungen waren nur selten zu erkennen. Das Körnungsband variiert entsprechend zwischen schwach sandigem Kies bis zu kiesigem Sand. Sämtliche untersuchte Bodenproben wiesen eine weitgestufte Körnung auf ($U \geq 6$). In Anlage 3.1 sind 38 Körnungslinien von typischen Kiessanden dargestellt.

Die Rammsondierungen lieferten eine zunächst mitteldichte Lagerung mit einzelnen dichten und lockeren Zwischenlagen und einer dichten Lagerung ab 12 bis 14 m Sondiertiefe. Für Rammarbeiten sind vor allem die dicht gelagerten Bereiche von Interesse:

- dicht gelagerte Zwischenlagen:
 - angetroffen in DPH 0+200: 87,0 bis 88,0 m+NN und 89,0 bis 90,0 m+NN, $n_{10} = 20$ bis 80
 - angetroffen in DPH 0+300: 89,0 bis 90,5 m+NN, $n_{10} = 25$ bis 58
 - angetroffen in DPH 1+700: 88,5 bis 89,5 m+NN, $n_{10} = 20$ bis 38
 - angetroffen in DPH 3+300: 84 bis 84,5 m+NN, $n_{10} = 28$ bis 35
- Wechsel von mitteldicht auf dicht
 - km 0+000 bis 2+200: Anstieg zwischen 82,2 und 83,3 m+NN auf $n_{10, \max} = 45$ bis 58 bzw. Abbruch (DPH 0+800)
 - km 2+700 bis 3+900: Anstieg zwischen 81,0 und 81,5 m+NN auf $n_{10, \max} = 30$ bis 49

Die Durchlässigkeit der Kiessande – insbesondere der sandarmen Kiese – ist sehr hoch. Schätzungen anhand der Kornverteilungsanalysen (nach Beyer) ergaben Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $k_f = 1 \cdot 10^{-4}$ und $k_f = 3 \cdot 10^{-3}$ m/s.

2.4 Damm und andere künstliche Auffüllungen

In den Bohrungen wurden im Dammkörper und auch landseitig des Dammes künstlich aufgefüllte Böden angetroffen.

Die **Auffüllungen abseits des Dammes** bestehen aus Geländeanschüttungen und Ober- und Unterbauten von Verkehrsflächen. Aufgrund der hier betrachteten Gesamtstrecke von knapp 4 km stehen unterschiedlichste Böden an, die nicht vereinheitlichend beschrieben und klassifiziert werden können.

Folgende Auffüllböden können hingegen klassifiziert werden:

- Oberboden (auf dem Damm)
- Dammkörper (Kerndamm)
- landseitige Dammanschüttung (km 1+900 bis 3+900)
- Dammkronenweg und Oberbau
- Wasserseitige Schüttung GKM und Schindkauth (km 0+000 bis 0+350)
- Gießendurchlass (km 2+800)

2.4.1 Oberboden

Auch in Aufschlüssen mit künstlich aufgefülltem Boden wurde teilweise Oberboden angetroffen, der dort entweder aufgebracht wurde oder sich im Zuge der Vegetationseinwirkung gebildet hat. Der abseits des Dammes auf den Auffüllungen angetroffene Oberboden kann nicht zusammengefasst beschrieben werden.

Auf dem Damm wurde in der Regel ein Oberboden aus schwach humosem bis humosem Schluff in einer Stärke zwischen 0,2 und 0,3 m angetroffen. In einigen Bohrungen ist auch weniger Oberboden vorhanden, oder der Humusanteil ist so niedrig, dass eine Abgrenzung zum Dammkörper kaum erkennbar ist. Im Bereich starker Durchwurzelung (Nahbereich Bäume) ist auch mit deutlich mehr Oberboden zu rechnen.

2.4.2 Dammkörper (Kerndamm)

Auf der gesamten Dammstrecke konnte ein sehr einheitlich zusammengesetzter Kerndamm aus bindigem Boden festgestellt werden. Der Boden entspricht hinsichtlich seiner Zusammensetzung weitgehend den bindigen Deckschichten (s. Kapitel 2.3.2), offensichtlich wurde der Damm aus Abtragsmaterial benachbarter Flächen aufgeschüttet.

Am bindigen Dammkörper wurden folgende Laborversuche durchgeführt:

- 1 Kornverteilungsanalyse (Sedimentationsanalyse)
- 18 Bestimmung der Konsistenzgrenzen nach Atterberg
- 3 Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit
- 4 Direkte Scherversuche

Die Ergebnisse liegen in Anlage 3 bei. In den Kornverteilungsanalysen überwiegt der Schluffanteil, anhand der Konsistenzgrenzen (Anlage 3.2) ist die Dammschüttung aber als leicht- bis mittelplastischer Ton einzustufen. Der Sandgehalt variiert.

Aufgrund seiner Dammlage ist der Boden vor Durchnässung durch Grundwasser und versickerndem Oberflächenwasser geschützt (Ausnahme Hochwasser). Entsprechend ist er nur schwach feucht und weist eine überwiegend steife und halbfeste Konsistenz auf. Weich-steife Lagen wurden nur zwischen km 1+300 und 1+500 angetroffen. Dennoch ist davon auszugehen, dass der Dammbaustoff vor mehreren Hundert Jahren nur wenig verdichtet eingebaut wurde. Zudem wird sich in der Folgezeit durch Bewuchs, Wühltierbefall und Ausspülung eine Verschlechterung insbesondere in den oberflächennahen Bereichen eingestellt haben.

Anhand der Rammsondierungen kann lediglich eine qualitative Einschätzung des Zustandes erfolgen. Die Rammsondierungen zeigen sehr uneinheitliche Widerstände. Schlagzahlen zwischen $n_{10} = 3$ und 10 sind typisch für die bindigen Böden und treffen für die meisten Sondierungen zu. Bei einzelnen Sondierungen liegen die Schlagzahlen aber über längere Strecken bei $n_{10} = 1$ (0+600, 1+200, 1+700, 3+800). Dies deutet auf aufgelockerte Bereiche hin.

Die Dammschüttung wurde umweltchemisch hinsichtlich ihrer abfalltechnischen Einstufung nach VwV-Boden untersucht. Es ergaben sich keine Hinweise auf eine Verunreinigung, der Boden kann der Verwertungsklasse Z0 zugeordnet werden (s. Bericht, Anlage 4.1, S. 6).

2.4.3 Dammkronenweg und Oberbau

Der Kronenweg besteht aus einer nur dünnen Asphaltdecke von 2 bis 6 cm Stärke. Lediglich im Bereich Kraftwerk (km 0+000) und am Dammende (3+900) wurden 10 cm erbohrt.

Der Asphalt wurde auf Teerstämmigkeit untersucht (s. Bericht in Anlage 4.1). Im Bereich der zweigeteilten Wegführung von km 0+400 bis 1+250 wurden keine relevanten Gehalte an PAK angetroffen. In den übrigen Abschnitten liegt der PAK-Gehalt zwischen 31,6 mg/kg und 14077 mg/kg. Das Material ist als teerhaltiger Straßenaufbruch einzustufen.

Eine Tragschicht ist nur teilweise vorhanden. Diese ist dann zumeist verlehmt. In Bereichen mit teerhaltigem Asphalt erwies sich auch die Tragschicht als PAK-belastet.

2.4.4 Wasserseitige Schüttung GKM und Schindkauth (km 0+000 bis 0+350)

Das Vorland wurde hier zwischen Rhein und dem Damm großflächig aufgeschüttet. Die Schüttung erfolgte gemäß den hier niedergebrachten Bohrungen BK 0+200D und BS 0+200E aus im Kraftwerk anfallender Schlacke mit eingelagertem Schutt (Ziegel- und Betonreste, Holz). Bodenmechanisch betrachtet besteht die Schlacke aus einem schluffigen, schwach kiesigem Sand. Diese Schüttung wurde mit teils bindigem, teils grobkörnigem, schutthaltigen Boden abgedeckt. Am Ufer ist die Schüttung mit Steinblöcken gesichert.

Es erfolgte aber keine flächige Erkundung der Schüttung. Es muss davon ausgegangen werden, dass hier die unterschiedlichsten Böden abgelagert sind. Eine Dichtwirkung der Schüttung darf nicht angenommen werden, somit muss damit gerechnet werden, dass bei Hochwasser der Rheinwasserstand am Kern des alten Dammes ansteht.

Bodenproben aus der Bohrung BK 0+200B wurden nach Vorgabe der Stadt Mannheim chemisch untersucht (s. Anlage 4.1). Ein etwaiger Altlastenverdacht konnte nicht bestätigt werden. Vorbehaltlich einer vollständigen abfalltechnischen Deklaration ist der Boden der Qualitätsstufe Z 0*IIIA gemäß VwV-Boden zuzuweisen.

2.4.5 Landseitige Dammschüttung (km 1+900 bis 3+900)

Beginnend bei der Querung des Franzosenweges (km 1+900) bis zum Ende der untersuchten Dammstrecke weist der Damm eine größere Breite auf. Es stellte sich bei der Erkundung heraus, dass hier offensichtlich eine landseitige Anschüttung erfolgte. Weitere landseitige Anschüttungen sind zwischen 0+300 und 0+450, 0+600 bis 0+800, 0+950 bis 1+150 und 1+300 bis 1+500 (hier eher geringfügig) vorhanden.

Die Erkundung erfolgte zunächst im Zuge der Regelprofile, um ein genaueres Bild der Auffüllungen zu erlangen wurde die Strecke zwischen km 1+900 und 2+800 mittels Baggerschürfen genauer untersucht (Anlage 2.5). An 4 Querschnitten (km 2+000, 2+250, 2+510 und 2+720) wurden jeweils 2 Schürfe niedergebracht, einer an der Böschungsoberkante und einer im unteren Böschungsdrittel. Die Schürfe reichen jeweils bis zum Dammkörper, bzw. den bindigen Deckschichten.

In drei Querschnitten (km 2+000, 2+510 und 2+720) besteht die Anschüttung aus grobem Schutt, der bodenmechanisch als blockreiches, wechselnd schluffiges Sand-/Kies-/Steingemisch einzustufen ist. Insbesondere die Betonblöcke sind nur in geringem Maße zerkleinert. Entsprechend sind Betonplattenstücke mit mehr als einem Meter Kantenlänge und ganze Betonstützen eingelagert. Anlage 3.18 zeigt 4 Kornverteilungsanalysen aus den Schürfen, wobei der Steinanteil über 100 mm aussortiert wurde.

Teilweise ist eine Vermengung mit Boden erkennbar. Im Schnitt 2+250 tritt der Schuttanteil zugunsten eines bindigen Bodens (steifes Schluff-/Tongemisch) deutlich zurück, Schuttreste mit großen Betonblöcken sind dennoch eingelagert.

Der Boden war mit dem Bagger schwer zu lösen. In den Zwischenräumen der Betonblocklagen und anderer Grobschuttanhäufungen sind Hohlräume vorhanden. Lockerzonen und sichtbare, große Hohlräume waren aber nicht zu erkennen. Nichtmineralische Bestandteile, wie Metall oder Kunststoffe waren nur in untergeordnetem Umfang vorhanden. Verrottbare Anteile (Holz) wurden nicht angetroffen.

Die abfalltechnische Untersuchung des Schuttes erfolgte zunächst anhand von Bodenproben aus den Kleinbohrungen (Anlage 4.1, Tabelle 3). Im Zuge der ergänzenden Baggerschurf-

erkundung für den Abschnitt 1+900 bis 2+800 mit Baggerschürfen wurde nochmals für jeden Querschnitt eine Mischprobe erstellt und untersucht.

Es zeigten sich hier deutlich erhöhter Teergehalte und erhöhte Schwermetall- und Sulfatgehalte. Eine Analyse an einer Bodenprobe einer Kleinbohrung ergab eine Einstufung > Z2 (Anlage 4.1, Seite 5). Die Beprobung aus den Schürfen (Anlage 4.2) ist jedoch maßgebend, da hier Mischproben aus einer größeren Kubatur untersucht wurden. Diese Untersuchungen lieferten für den Schutt eine Einstufung in die Verwertungsklasse Z2 (2+000, 2+510, 2+720) und eine Einstufung Z1.2 für den schutthaltigen Boden bei 2+250.

2.4.6 Gießendurchlass (km 2+800)

Der Gießen ist ein Rhein Nebenarm, der die Neckarauer Flussschleife in zwei Armen durchschneidet. Der nördliche Arm schwenkt vermutlich in einen ehemaligen Neckar Nebenarm ein. In der historischen Karte (Anlage 1.3) sind die Gewässerverläufe zu sehen. Der ehemalige Abzweig vom Rhein liegt oberstrom des Untersuchungsgebietes im Kraftwerksgelände, beide Gießenarme vereinigen sich und queren den Damm bei km 2+800. Der Gießen ist mittlerweile vollständig verfüllt, letztes verbliebenes Gerinnestück ist der Stollenwörthweiher.

In der Bohrung BK 2+800 wurde das ehemalige Durchlassbauwerk durchbohrt. Eine Kamerabefahrung zeigte, dass es sich um ein ca. 1 m breites und 2 m hohes Sandsteingewölbe handelt. Das geschätzt ca. 4 m lange Gewölbe ist beidseitig abgemauert, die Dammflanken sind angeschüttet, von außen sind keine Hinweise auf das Bauwerk zu sehen.

Aufgrund des geringen Abflussquerschnittes vermuten wir, dass der Gießendurchlass aus mehreren unmittelbar benachbarten Einzeldurchlässen besteht.

Die Bohrung musste aufgrund von Bohrhindernissen mehrfach umgesetzt werden. Der gesamte Bereich ist mit grobem Schutt (vermutlich Sandsteinblöcke) verfüllt.



Abbildung: Gießendurchlass (Kamerabefahrung)

2.5 Homogenbereiche und bodenmechanische Kennwerte

Die voranstehend beschriebenen Böden sind hinsichtlich ihrer bautechnischen Eigenschaften (Erdarbeiten nach DIN 18300) in Homogenbereiche einzuteilen. Anhand der Erkundungsergebnisse kann der angetroffene Untergrundaufbau in folgende Homogenbereiche eingeteilt werden:

- Homogenbereich A: Oberboden
- Homogenbereich B: bindige Deckschicht und Dammkörper
- Homogenbereich C: Schluff-Sand-Gemische
- Homogenbereich D: Sand
- Homogenbereich E: Kiessand
- Homogenbereich F: landseitige Dammschüttung

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

Homogenbereich A - Oberboden			
Bodenart	Schluff, Sand, humos	Wichte γ/γ' [kN/m ³]	18 / 8
Bodengruppe DIN 18196	OU, UL, SU*	Anteil Steine (63 – 200 mm) [%]	0
Bodengruppe DIN 18915	6, (4, 8)	Anteil Blöcke (> 200 mm) [%]	0
Bodengr. DIN 18300 (alt)	1	organischer Anteil [%]	> 3

Für die anderen Homogenbereiche gelten folgende Einstufungen und Kennwerte:

Homogenbereich	B bind. Decksch. Dammkörper ¹	C Sand-Schluff- Gemisch	D Sand	E Kiessand	F lands. Damm- anschüttung
Bodenart	Ton, schluffig bis Schluff, tonig	Sand, (stark) schluffig oder Schluff, stark sandig	Sand, vereinz. Ton- zwischenlagen	Sand kiesig bis Kies sandig	Kies, Steine, sandig bis Ton/Schluff, kiesig, steinig
Konsistenz / Lagerungsdichte	steif, halbfest, (weich)	locker	locker – dicht, wechselnd		k. A.
Bodengruppe DIN 18196	TM, TL, UL, ST*, SU*	SE, ST, SU	SE, ST, SU	SE, GW	GW, GT, GU, TL, TM, UL
Bodenklasse DIN 18300 (alt)	4	4	3	3	3 – 5 (6, 7) ²
Frostempfindlichkeit (ZTVE)	F 3	F 1, F 2	F 1, F 2	F 1	F 1 bis F 3
Wichte γ / γ' [kN/m ³]	19 / 9	19 / 10	19 / 10	20 / 11	20 / 10
Reibungswinkel ϕ_k [°]	22,5 - 25	30	32 - 34	34 - 36	30 - 35
Kohäsion c k [kN/m ²]	3 - 8	1 - 2	0	0	0
Anteil Steine (63 - 200 mm) [%]	< 10	< 5		< 10	20 – 60
Anteil Blöcke (0,2 - 0,63 m) [%]	< 5	0		< 5	10 – 50
Anteil gr. Blöcke (> 0,63 m) [%]	0	0		0	< 40
Plastizität I _p [%]	4,7 – 29,2 i. M. 18,6	-	-	-	-
Konsistenzzahl I _c [%]	72 - 132 i. M. 104	-	-	-	-
Wassergehalt w _{nat} [%]	13,0 – 20,7 i. M. 21,3	-	-	-	-
organischer Anteil [%]	< 3		0		< 5
undränierete Koh. cu,k [kN/m ²]	60 - > 150	-	-	-	-
Steifemodul Es, k [MN/m ²]	5 - 15	10 - 30	10 - 30	30 - > 50	k. A.
Durchlässigkeit kf [m/s]	UL: < 10 ⁻⁶ TL: < 10 ⁻⁷ TM: < 10 ⁻⁸	10 ⁻⁶ – 10 ⁻⁵	10 ⁻⁵ – 10 ⁻⁴ (³)	10 ⁻⁴ – 3 · 10 ⁻³	k. A.

¹ für den Dammkörper sind die unteren Grenzwerte der Scherfestigkeit (Kohäsion, Reibungswinkel) zu verwenden
² je nach Anteil von eingelagerten Steinen und Blöcken
³ bei eingeschalteten Ton-Schluffzwischenlagen auch niedriger und anisotrop (horizontal größer als vertikal)

2.6 Grundwasser

Der Grundwasserspiegel wird maßgebend durch den Gewässerspiegel beeinflusst. Bei Hochwasser infiltriert das Flusswasser in den Kiessandaquifer, der Wasserspiegel steigt dadurch an. Unter den bindigen Deckschichten kann sich ein gespannter Grundwasserspiegel einstellen.

Die ausgeprägte Rheinschleife verursacht vermutlich eine Ablenkung der Grundwasserfließrichtung. Es muss davon ausgegangen werden, dass die generelle Fließrichtung des Grundwassers bei Normalwasserständen von Süd nach Nord verläuft und die Flussschleife abschneidet. Hinzu kommt der Einfluss des Neckars, der eine zusätzliche Ablenkung nach Westen verursachen kann. Bei einem Rheinhochwasser ist aber dennoch davon auszugehen, dass ein Potentialabbau zwischen Gewässer und Hinterland stattfindet.

Das Grundwasser wurde in den Bohraufschlüssen angetroffen. In den Kernbohrungen wurde der Ruhewasserspiegel eingemessen. Diese Werte können den Bohrprofilen der Anlage 2.2 entnommen werden. Die im Frühjahr/Sommer 2017 gemessenen Grundwasserstände liegen am Losanfang bei 88,2 m (BK 0+000) und 87,1 m+NN am Losende(BK 3+800).

Zum Vergleich liegen uns Pegelmessreihen der Grundwassermessstellen 105/255-0 (Waldpark) und 109/255-9 (Lindenhof) vor. Die Lage der Messstellen ist in Anlage 1.1 eingezeichnet. Die Auswertung lieferte folgende statistische Werte:

	105/255-0 (Messzeitraum 1979 – 2017)	109/255-9 (Messzeitraum 1981 – 2017)
Niedrigster Wasserstand	87,39 m+NN (2003)	87,10 m+NN (1997)
Mittelwasserstand	89,06 m+NN	88,82 m+NN
Höchster Wasserstand	92,5 m+NN (1980)	91,26 m+NN
Messwert (April 2017)	88,52 m+NN	88,70 m+NN
Messung nächstliegende Bohrung (April 2017)	87,4 m+NN (BK 1+900)	87,1 m+NN (BK 3+600)

Der Messwert der Messstellen im April 2017 (4. Zeile) liegt wenige Dezimeter unter dem Mittelwasserstand. Der ebenfalls im April 2017 gemessene Wert in den am nächsten liegenden Bohrungen (5. Zeile) liegt hingegen deutlich tiefer, im Bereich des Minimalwasserstandes. Diese Diskrepanz kann hier nicht erklärt werden. Die Messstelle 105 liegt wasserseitig des Dammes nahe am Rhein und wird entsprechend direkt vom Rhein beeinflusst. Die Messstelle 109 liegt hingegen 350 m landseitig des Dammes. Hier ist die Auswirkung des Rheinpegels deutlich schwächer, zudem kann der Neckar hier bereits Einfluss haben. Die Pegelspitzen der Messreihen sind daher kaum vergleichbar.

Die Auswertung der Messstellendaten liefert aus genannten Gründen für die Abschätzung der in der Dammbasis zu erwartenden Grundwasserstände keine aussagekräftigen Informationen.

Die Ermittlung des im jeweiligen Querschnitt zur erdstatischen Berechnung angesetzten Druckwasserspiegels wird in Kapitel 7.3 erläutert.

3 Zustand des Bestandsdammes

3.1 Gehölzbewuchs

Der Damm ist mit z. T. sehr großen Bäumen bewachsen. Dies betrifft vor allem die Abschnitte 3 "Dammbegradigung" (Landseite), 4 "Kleingärten" (Krone und Landseite, sehr hohe Bäume auf der Krone) und 5 "Wohnbebauung" (gesamter Damm).

Der Gehölzbewuchs des Dammes stellt eine langfristige Gefährdung der Gebrauchstauglichkeit und in der Folge auch der Standsicherheit des Dammes dar. Grundsätzlich ist ein Hochwasserdamm ein technisches Bauwerk. Ein Gehölzbewuchs kann zu folgenden Problemen führen:

- Windwurf mit Ausbruch des Wurzeltellers (insbesondere bei gleichzeitiger Bodenaufweichung durch Hochwasser)
- Wurzelgänge als bevorzugte Sickerwege (insbesondere abgestorbene Wurzeln). Hier ist zu berücksichtigen, dass aufgrund des hohen Alters des Dammes auch Wurzelgänge ehemaliger Bäume vorhanden sein können, dies auch in derzeit unbewachsenen Abschnitten (z. B. Abschnitt 2)
- Wühltiergänge als bevorzugte Sickerwege (Bewuchs bietet Wühltieren Deckung)
- Erschwerte Instandhaltung, Kontrolle und Behinderung der Verteidigung des Dammes

Zum Bewuchs auf Dämmen von Hochwasserrückhaltebecken sind die Ausführungen der DIN 19712, dem DWA-Merkblätter M 507 "Flussdeiche" und dem "Merkblatt Standsicherheit von Dämmen der Bundesanstalt für Wasserbau [BAW MSD 2005]" bindend.

Den Vorschriften entsprechend sind Bäume erst in 10 m Abstand zum Dammfuß (Pappeln 30 m, Sollbestimmung) und Strauchbewuchs bis zum Dammschutzstreifen **zulässig**.

Die Bäume sind sehr groß, so dass zum einen eine erhebliche Windwurfgefahr besteht und zum anderen mit einer starken und tiefreichenden Durchwurzelung zu rechnen ist.

Beim Ausbrechen des Wurzeltellers kann der erdstatisch erforderliche Querschnitt derart reduziert werden, dass ein Standsicherheitsversagen des Dammes eintritt. Zudem kann es zur Bildung einer Dammscharte kommen, deren Durchströmung zwangsläufig zu einem Dammversagen führt. Bei Absterben der Wurzeln bilden die Wurzelgänge Wasserwegigkeiten, welche die Dichtwirkung des Dammes aufheben und gleichzeitig ein Standsicherheitsproblem

darstellen. Für die Dammverteidigung sind umgestürzte Bäume Hindernisse, die im Ernstfall zu Behinderungen und Verzögerungen führen, die nicht hingenommen werden können.

3.2 Standicherheit

Wie in Kapitel 2.4 beschrieben, besteht der Damm aus einem bindigen Dammkern (Ton und Schluff), der teilweise landseitig angeschüttet (verbreitert) wurde.

Die Rammsondierungen zeigen, dass der Damm aufgelockerte Bereiche aufweist (s. Kapitel 2.4.2). Verantwortlich hierfür sind diese Faktoren:

- Alterungserscheinungen, z. B. Auslaugung
- geringe Verdichtung beim Einbau
- Durchwurzelung

Diese führen zu einer Reduzierung der Scherfestigkeit und einer Erhöhung der Durchlässigkeit. Die Standsicherheitsberechnungen sind daher mit dem unteren Grenzwert der in Kapitel 2.5 angegebenen Scherfestigkeiten und dem oberen Grenzwert der Durchlässigkeit zu führen.

Im Falle eines Einstaus muss mit einer Sättigung des Dammkörpers und entsprechend einer Durchsickerung im stationären Strömungszustand ausgegangen werden.

Hinsichtlich der Standsicherheit sind folgende Versagensmechanismen zu betrachten:

- Böschungsbruch
- hydraulische Sicherheit
- Auftriebsversagen am Dammfuß
- Suberosion

Böschungsbruch, Luftseite

Zunächst wird der Böschungsbruch ohne Berücksichtigung eines Wurzelausbruches untersucht. Hierfür wurde eine Berechnungen exemplarisch an dem "schmalen" Querschnitt 0+550 geführt. Die Ergebnisse liegen in Anlage 5.1.1 bei. Mit einem Ausnutzungsgrad von 107 % ist der Damm bei einem Einstau auf HQ 100 nicht ausreichend standsicher.

Die "breiten" Querschnitte liefern hier rechnerisch kein Versagen der luftseitigen Böschung. Unter Berücksichtigung eines Wurzelausbruches ändert sich die Situation. Für den Querschnitt 3+000 ist in Anlage 5.1.2 eine Berechnung der Standsicherheit mit einem luftseitigen Wurzelausbruchteller von 1,5 Tiefe aufgeführt. Die Standsicherheit ist mit einer Ausnutzung von 127 % bei weitem nicht mehr ausreichend. Die Bruchmuschel hat dabei ungefähr die gleiche Geometrie wie der angenommene Wurzelausbruch. Entsprechend wird sich nach dem Eintreten eines Bruches erneut eine instabile Situation einstellen, so dass mit einem rückschreitenden Bruch des gesamten Dammes zu rechnen wäre.

Böschungsbruch, Wasserseite

Die wasserseitige Böschung ist im Falle eines ablaufenden Hochwassers in Abschnitten mit Versteilungen standsicherheitsgefährdet. Der aufgeweichte Dammkörper kann bei zu steiler Neigung abrutschen. Zusätzlich führen abgestorbene Wurzeln zu einer Auflockerung des Dammkörpers und einer schnelleren Durchsickerung mit einer Aufweichung als Folge. Liegt der gesamte Wurzelteller im Bruchkörper tragen am Baum angreifende Kräfte (Wind) ebenfalls zur Destabilisierung bei.

Aufgrund der Steilheit und der Böschungshöhe ist die Situation Profil 2+000 am ungünstigsten. Hier führten wir eine Böschungsbruchberechnung durch. Die Standsicherheit ist mit einer Ausnutzung von 111 % nicht mehr ausreichend (Anlage 5.1.3 a).

Berücksichtigt man hier einen Ausbruchkrater eines umgestürzten Baumes (1,5 m tief), stellt sich bereits im Einstauzustand ein kritischer Zustand ein. Eine Berechnung für den Querschnitt 2+000 lieferte eine mit 125 % deutlich überschrittene Sicherheit (Anlage 5.1.3 b).

hydraulische Sicherheit und Suberosion

Die hydraulische Sicherheit eines porösen und mit Wurzel- und Wühltiergängen geschädigten Dammes kann rechnerisch nicht nachgewiesen werden. Generell besteht hier die Gefahr von Stromröhren, über die eine konzentrierte Durchströmung erfolgt.

Die konzentrierte Durchströmung setzt einem Materialtransport in Gang. Bei längerem Einstau wird Boden ausgespült, wodurch sich die Stromröhren vergrößern und letztendlich ein Dammversagen führen können.

Diese Bedrohung ist abgesehen vom Abschnitt 1 "GKM" in allen Abschnitten gegeben. Der Schuttkörper in den Abschnitten 4 und 5 weist aufgrund des großen Porenvolumens keine abfilternde Wirkung auf; der Materialtransport bleibt wegen des hohen Porenvolumens allerdings unbemerkt. Inwieweit ein Dammversagen aufgrund der Stützwirkung der Bauschuttanschüttungen verhindert werden kann, kann aus geotechnischer Sicht wegen des inhomogenen Aufbaus nicht zuverlässig abgeschätzt werden.

Bei der **Suberosion** wird ein vergleichbarer Vorgang an der Schichtgrenze der bindigen Deckschicht zum Kiessand betrachtet. Der Vorgang ist in Kapitel 7.5 ausführlich beschrieben. Der Nachweis kann als erfüllt gelten, wenn der Querschnitt unterhalb der sog i-krit-Linie (s. Kapitel 7.5) überschüttet ist. Bei mächtiger bindiger Deckschicht (i. A. > 2 m) besteht die Gefahr nicht. In Anlage 2.2 ist z. B. für die Querschnitte 0+500, 1+200, 1+400 und 2+900 die fehlende Überschüttung dargestellt, diese Querschnitte sind nicht ausreichend sicher.

4 Dammkonzept

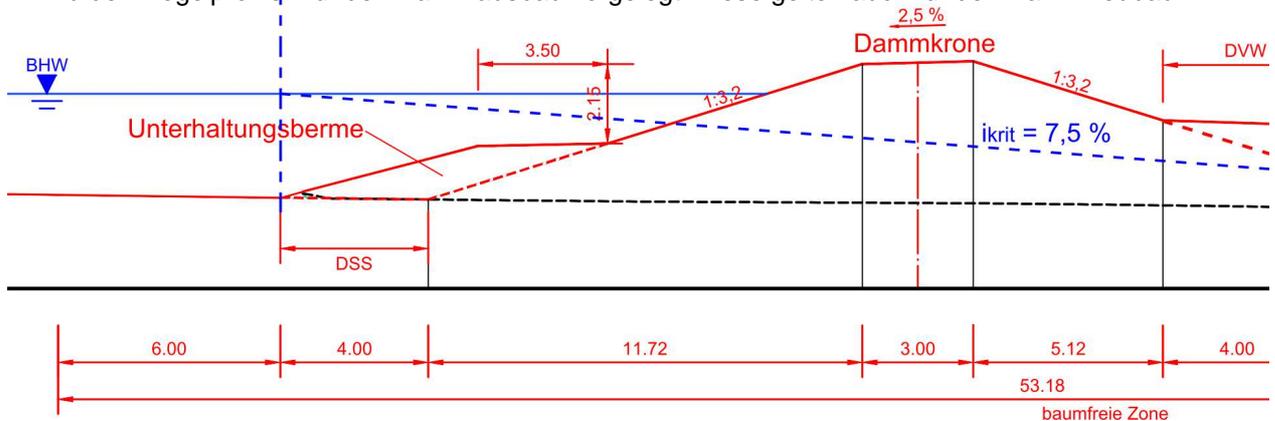
4.1 Allgemeine Vorgaben

Der Bemessungswasserstand für das 100-jährliche Hochwasser liegt am Losbeginn (km 0+000) bei 95,59 m+NN und fällt bis zum Losende (km 3+900) linear auf 94,73 m+NN. Das Freibord beträgt 0,8 m.

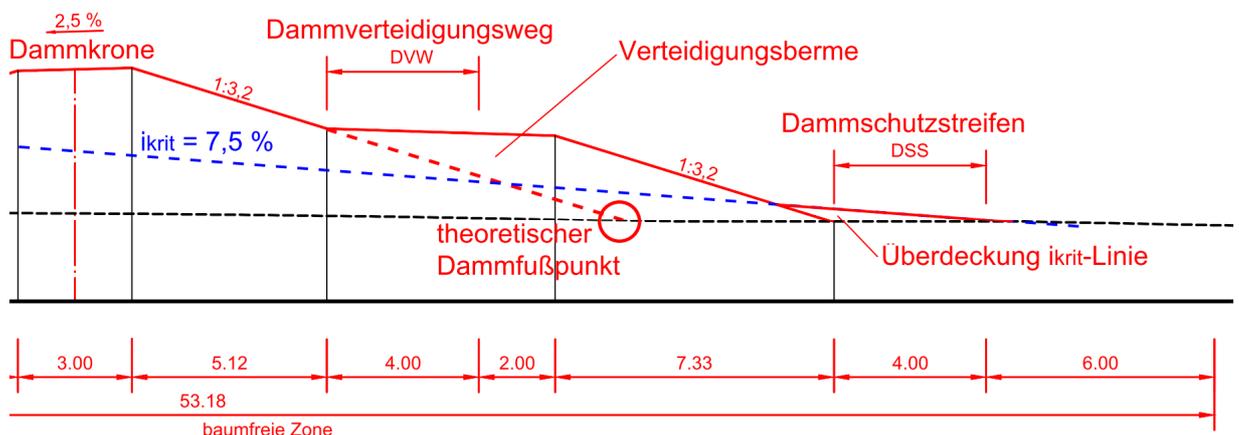
Der gesamte Sanierungsabschnitt erhält zur Dammverteidigung einen durchgehenden Dammverteidigungsweg. Auf dem 3 m breiten Verteidigungsweg wird eine Verkehrsbelastung von $p = 16,7 \text{ kN/m}^2$ (SLW 30) in der Bemessungssituation BS-P (regulär) und $p = 25,0 \text{ kN/m}^2$ (SLW 45) in der Bemessungssituation BS-A (außergewöhnlich) angesetzt.

4.2 Regelprofil "Erddamm"

Durch das Regierungspräsidium Karlsruhe, Referate 53.1 und 53.2, wurden folgende Vorgaben zu den Regelprofilen für den Dammbau vorgelegt. Diese gelten auch für den Dammbau.



Skizze: "Erddamm" Wasserseite, ohne Maßstab



Skizze: "Erddamm" Landseite, ohne Maßstab

Dieses Regelprofil gilt für einen reinen Erddamm ohne dichtende oder stützende Einbauten (z. B. Spundwände).

Der **wasserseitige Dammfußpunkt** ist als Fixpunkt der Sanierungsmaßnahmen vorgegeben. Von dort aus wird die bestehende Dammböschung auf die vorgegebene Neigung von 1 : 3,2 abgeflacht.

Auf die abgeflachte Böschung wird eine **Unterhaltungsberme** geschüttet. Die Höhe der Berme wurde auf 2,15 m unter Kronenniveau festgelegt. Die Schüttung erfolgt wahlweise aus bindigem Boden gemäß Kapitel 8.2 (z. B. Abtragsmassen) oder Kiessand gemäß Kapitel 8.3. Die Böschungsneigung unterhalb der Berme beträgt ebenfalls 1 : 3,2. Als Oberflächenbefestigung ist Schotterrasen vorgesehen (s. Kapitel 4.4)

Der wasserseitige Dammfußpunkt bleibt nach wie vor der Schnitt der Geländelinie mit der Dammböschung (theoretischer Dammfußpunkt). Wasserseitig dieses Dammfußpunktes wird ein 4 m breiter **Dammschutzstreifen** im Sinne der DIN 19712 angelegt.

Durch Abflachung der wasserseitigen Böschung und Verschiebung der Krone werden auch **Schüttungen im Dammkern** erforderlich. Im Abschnitt Dammbegradigung wird auf einem Teilstück der komplette Querschnitt neu aufgebaut.

Der vorhandene Kerndamm ist durchweg bindig (Ton/Schluff) aufgebaut. Schüttungen im Dammkörper (ohne Bermen) sind ebenfalls aus bindigem Material gemäß Kapitel 8.2 herzustellen.

Die **Dammkrone** wird auf einer Breite von 3 m mit einer Oberflächenbefestigung aus Schotterrasen ausgebaut (s. Kapitel 4.4) und als Kronenweg befestigt. Auf dem Kronenweg wird eine Verkehrsbelastung von $p = 5 \text{ kN/m}^2$ angenommen.

Die **landseitigen Böschungen** ober- und unterhalb der Verteidigungsberme werden im Regelprofil unter 1 : 3,2 hergestellt.

Die **Verteidigungsberme** besteht aus dem 3 m breiten Verteidigungsweg mit beidseitigen Banketten von 0,5 m Breite und einem lastfreien Streifen landseitig des Weges. Höhe und Breite (lastfreier Streifen) der Berme ergeben sich aus der statischen Berechnung. Die erforderlichen Schüttungen für die Verteidigungsberme erfolgen aus Kiessand gemäß den Einbau- und Verdichtungsanforderungen nach Kapitel 8.3.

Zur Verhinderung einer Suberosion (s. Kapitel 7.5) ist es in einigen Abschnitten erforderlich, eine landseitige Schüttung zur **Überdeckung der i_{krit} -Linie**, wie sie in obiger Skizze ("Erddamm", Landseite) definiert ist, vorzunehmen. Die Materialanforderungen sind in Kapitel 8.5 beschrieben.

Aufgrund altersbedingter Einwirkungen ist der Dammkörper oberflächennah qualitativ unzureichend (s. Kapitel 2.4.2). Abgesehen von Bereichen außerhalb statisch erforderlicher Querschnitte (s. u.), sind die obersten 1,5 Meter (gemessen senkrecht zur Dammböschung) daher grundsätzlich auszutauschen.

Auch bei nahezu gleichbleibender Geometrie des neuen Dammes wird daher ein Abtrag und Neuaufbau des größten Teils des Dammkörpers erforderlich.

Im **bindigen Kerndamm** ist bindiges Schüttmaterial gemäß Kapitel 8.2 zu verwenden. Ein Wiedereinbau des Abtrags wird in den meisten Fällen möglich sein.

Außerhalb statisch erforderlicher Querschnitte kann der Damm unberührt bleiben. Dies betrifft folgende Bereiche:

- Wasserseite Abschnitt 1 "GKM" (flächige Geländeaufhöhung)
- Wasserseitiger Altdamm im Abschnitt 4 "Kleingärten"
- Aufweitungen im Abschnitt 2 "Sportanlagen" (z. B. 0+400, 0+650 - 0+800, 0+950 - 1+100)
- Terrasse des Restaurants "Estragon" im Abschnitt 2 "Sportanlagen"
- Gelände landseitig des Verteidigungsweges im Abschnitt 5/6 "Wohnbebauung"

4.5 Wegebau

Dammverteidigungsweg

Der 3 m breite Dammverteidigungsweg wird für Fahrzeuge der Klasse SLW 30 dimensioniert und erhält eine wassergebundene Decke (Splitt/Schotter). Die Material- und Verdichtungsanforderungen an die Tragschicht sind in Kapitel 8.4 formuliert.

Beim **Erdbauprofil (Dammabschnitte 3 und 4)** wird die Berme aus Kiessand aufgebaut, eine 0,4 m starke Tragschicht reicht hier aus.

In den **übrigen Dammabschnitten (1, 2, 5, 6)** stehen im Planum überwiegend bindige Böden an. Zum Erreichen der erforderlichen Tragfähigkeit ($E_{V2} \geq 120 \text{ MN/m}^2$) ist von einer 0,5 m starken Tragschicht auszugehen.

Kronenweg und Unterhaltungsweg

Die Wege werden von Fahrzeugen der Dammunterhaltung befahren. Es ist eine Decklage aus Schotterrasen vorgesehen. Hier genügt eine 0,3 m starke Tragschicht.

Asphaltwege und Straßen

In der Dammüberfahrt des Franzosenweges und des Promenadenweges wird ein Straßenübergang mit Eignung für Langholztransporter geplant, weitere Asphaltüberbauten sind eventuell im Bereich des GKM erforderlich.

Hier sind entsprechend der Belastungsklasse Oberbauten nach RStO zu wählen. Im Planum steht überwiegend bindiger Boden der Frostempfindlichkeitsklasse F3 an, entsprechend ist dort ein Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ nachzuweisen. Erfahrungsgemäß wird dieser in bindigen Böden nur bei mindestens halbfester Konsistenz erreicht, welche nicht überall vorhanden ist. Zudem ist zu berücksichtigen, dass im Zuge des Baubetriebs und der Witterung eine Aufweichung der Böden eintreten kann. Wir empfehlen daher, einen zusätzlichen Bodenaustausch einzuplanen, der hinsichtlich der Austauschstärke den Örtlichkeiten anzupassen ist. Planerisch sollte von einer mittleren Stärke von 0,2 m ausgegangen werden. Der Austausch kann aus Schotter gemäß Kapitel 8.4 hergestellt werden und entspricht dann einer Tragschichtverstärkung.

5 Beschreibung der Sanierungsabschnitte

5.1 Abschnitt 1 "GKN" km 0+000 bis 0+350:

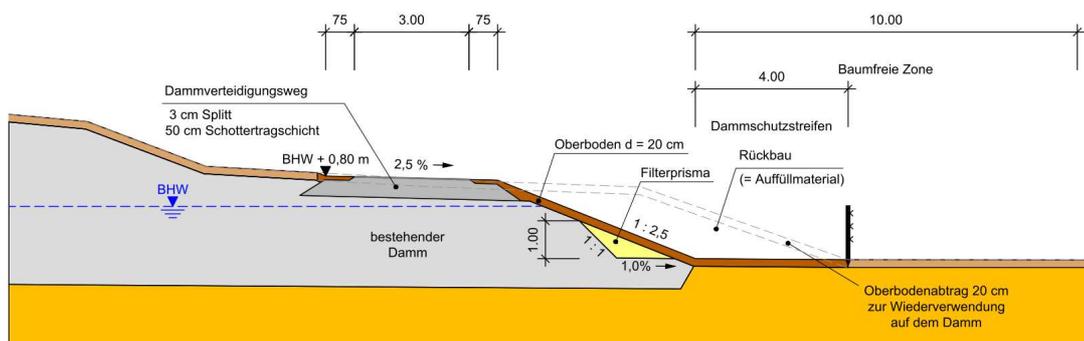
Das Vorland wurde hier zwischen Rhein und dem Damm großflächig aufgeschüttet. Die Schüttung ist in Kapitel 2.4.4 beschrieben.

Landseitig beginnen unmittelbar am Dammfuß Kleingärten und Sportanlagen. Ein Erdbauprofil mit Verteidigungsberme ist hier aus Platzgründen nicht realisierbar.

Aufgrund der Breite der Gesamtschüttung muss hier nur die Standsicherheit in der landseitigen Böschung gewährleistet werden, hydraulische Versagensmechanismen, wie Suberosion oder hydraulischer Grundbruch sind nicht zu erwarten.

Die Ausbaumaßnahme beschränkt sich auf die Anlage des Dammverteidigungsweges und des landseitigen Dammschutzstreifens. Damit bei einer Durchsickerung die lokale Standsicherheit am landseitigen Böschungsfuß erhalten bleibt, wird ein Keil (Filterprisma) aus Schotter (gemäß Kapitel 8.4) angeordnet.

Der Dammschutzstreifen wird vor der Grundstücksgrenze angeordnet, so dass die bestehende Dammböschung um 4 m zurückverlegt wird. Die Böschung wird unter 1 : 2,5 angelegt.



Skizze: Ausbau am Beispiel km 0+200, ohne Maßstab

Am Losbeginn zwischen km 0+000 und 0+025 verläuft ein Kanal im Kraftwerksgelände in unmittelbarer Dammnähe. Dieser Abschnitt wird als Sonderprofil betrachtet (s. Kapitel 5.7).

5.2 Abschnitt 2 "Sportanlagen" km 0+350 bis 1+250:

Die Sportanlagen beginnen z. T. unmittelbar am landseitigen Böschungsfuß. Ein Erdbauprofil mit flachen Böschungen (1 : 3,2) und einer Verteidigungsberme ist hier aus Platzgründen nicht realisierbar.

Der Damm wird hier mit einer Spundwand als dichtendes und statisch tragendes Bauteil geplant. Der Ausbau erfolgt gemäß Kapitel 4.3.

Der vorhandene Damm ist durchweg bindig (Ton/Schluff) aufgebaut. **Schüttungen im Dammkörper** (ohne Bermen) sind ebenfalls aus bindigem Material gemäß Kapitel 8.2 herzustellen.

Die Spundwand verhindert die Suberosion, auf eine Schüttung zur Überdeckung der i_{krit} -Linie kann daher verzichtet werden.

Im Bereich der Aufweitungen (z. B. 0+400, 0+650 - 0+800, 0+950 - 1+100) wäre eventuell ein Verzicht auf die Spundwand möglich. Im Hinblick auf mögliche spätere Abgrabungen empfehlen wir, die Spundwand über den gesamten Abschnitt 2 lückenlos durchzuführen.

Bei km 0+880 bis 0+895 ragt das Restaurant "Estragon" in den Damm hinein (s. Anlage 2.3.10). Dieser Abschnitt wird als **Sonderprofil Restaurant Estragon** separat behandelt (s. Kapitel 5.8).

5.3 Abschnitt 3 "Dambegradigung" km 1+250 bis 1+900:

Der vorhandene Damm weist hier einen kurvigen Verlauf auf. Insbesondere konvexe Auswölbungen des Dammverlaufes reduzieren die Standsicherheit deutlich. Der Dammverlauf wird hier begradigt.

Beidseitig des Dammes befindet sich hier Wald, der Ausbau erfolgt hier gemäß dem **Regelprofil "Erddamm"**.

Der Abstand zwischen alter und neuer Dammmachse beträgt bis zu 40 m. In diesen Bereichen ist ein Neubau des Dammes erforderlich, bei geringerem Abstand wird der bestehende Damm wasserseitig abgegraben und landseitig ergänzt.

5.4 Abschnitt 4 "Kleingärten" km 1+900 bis 3+000:

Der vorhandene Damm weist hier infolge der landseitigen Anschüttung (s. Kapitel 2.4.5) eine breite Krone und eine flache landseitige Böschung auf. Zwischen km 1+900 und 2+770 befindet sich landseitig des Dammfußes eine 15 bis 20 m breite Grünfläche, die als Reitbahn genutzt wird.

Auf der jetzigen Dammkrone befindet sich eine Baumreihe, die erhalten werden soll. Im Abschnitt von **km 1+900 bis 2+500 (Abschnitt "Kleingärten-Süd")** wird daher die Dammmachse um 12 bis 20 m zur Landseite verschoben und dort ein Damm gemäß dem **Regelprofil "Damm mit Spundwand"** (s. Kapitel 4.3) hergestellt. Alter und neuer Damm überschneiden sich nur geringfügig im Fußbereich. Der Bereich zwischen alter und neuer Dammkrone wird aufgefüllt (Materialanforderung nach Kapitel 8.5), so dass ein sehr breiter Damm in Erscheinung treten wird. Zwischen dem (theoretischen) wasserseitigen Dammfußpunkt des neuen Damme und der zu schützenden Baumreihe kann die 10 m breite baumfreie Zone gewährleistet werden.

Die Spundwand schneidet zumeist noch den Fußbereich der Kriegsschuttanlage. Die hier eingelagerten Beton- und Gesteinsblöcke, sowie andere grobe Schutteinlagerungen können nicht durchrammt werden. Wir empfehlen bereits vor dem Aufbringen der Dammschüttung in der Spundwandachse einen Baggerschlitz bis zum anstehenden Untergrund auszuheben und diesen mit Dammschüttmaterial zu verfüllen.

Zwischen **km 2+500 und 2+700 (Abschnitt "Kleingärten-Nord")** wird ein Damm gemäß dem **Regelprofil "Erddamm"** (Kapitel 4.2) errichtet.

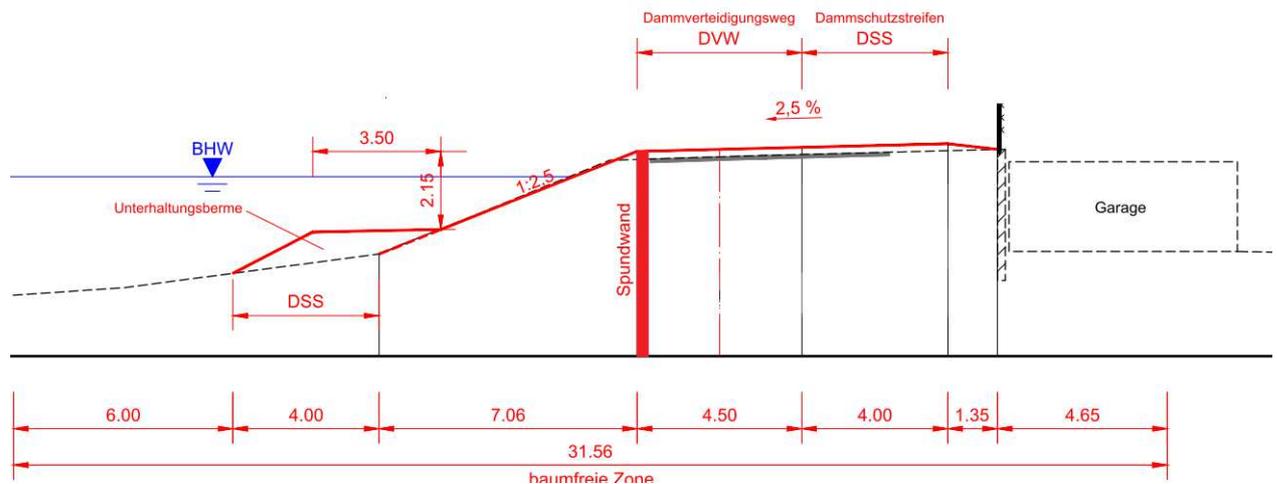
Bei km 2+800 befindet sich der Gießendurchlass (Sonderprofil, s. Kapitel 5.9), danach ist bis km 3+000 landseitig ein FFH-Gebiet vorhanden. **Ab km 2+700** ist aus Platzgründen keine reine Erdbaulösung möglich. Hier erfolgt der Ausbau analog zum Abschnitt 5 gemäß dem **Regelprofil "Damm mit Spundwand"** (s. nächstes Kapitel). Eine Sicherung zur Verhinderung einer Suberosion (tiefliegende Spundwand) ist im Bereich der landseitigen, tiefliegenden Biotopfläche um Profil 2+900 erforderlich.

5.5 Abschnitt 5 "Wohnbebauung":

Der vorhandene Damm weist hier infolge der landseitigen Anschüttung (s. Kapitel 2.4.5) eine breite Krone auf. Die landseitigen Privatgrundstücke beginnen an der Dammkrone, die Böschungen sind als Garten angelegt, teilweise sind Stützmauern vorhanden, mehrere Anlieger haben Garagen in die Dammböschung integriert.

Ein reines Erdbauprofil mit flachen Böschungen (1 : 3,2) und einer Verteidigungsberme ist hier aus Platzgründen nicht realisierbar. Der Ausbau erfolgt hier als "Damm mit Spundwand" gemäß Kapitel 4.3. mit folgenden Besonderheiten:

- Die landseitige Böschung liegt in den Privatgrundstücken und wird nicht verändert. Die lokale Standsicherheit dieser Böschung beeinträchtigt die Gesamtstandsicherheit des Dammes nicht und wird nicht nachgewiesen.
- Der Dammschutzstreifen wird unmittelbar angrenzend an den Dammverteidigungsweg angeordnet.



Skizze: Breiter Damm mit Spundwand am Beispiel km 3+360, ohne Maßstab

Schüttungen (ohne Bermen) und Abtrag im Dammkörper sind nur im Bereich der wasserseitigen Böschung vorgesehen.

Gemäß der Beschreibung in Kapitel 2.6 kann die Grundwasserströmung hier die Flussschlinge des Rheins abschneiden. Das Grundwasser fließt dann vermutlich in ehemaligen Rinnen des Gießens und anderer Nebengewässer. Dadurch wird sich eine Grundwasserfließrichtung von der Bebauung Richtung Rhein einstellen. In der Längsprofilardarstellung der hier durchgeführten Erkundungsbohrungen (Anlage 2.3.3) sind hier Wechschichtungen bindiger Böden und Kiese zu erkennen. Die obere Kieselage zwischen ca. 3+150 und 3+450 könnte als Querung einer oder mehrerer Gerinne gedeutet werden.

Werden diese Gerinne mittels einer Spundwand vollständig abgesperrt, besteht die Gefahr, dass sich insbesondere bei kleineren Hochwässern (die noch nicht zum Damm reichen) in den Gartengrundstücken Druckwasser einstellt. Da die Spundwand hier nicht der Sicherung gegen Suberosion dient, kann die Durchströmung durch Fensteröffnungen gewährleistet werden. Hierzu ist jede dritte Bohle lediglich bis zur Unterkante der bindigen Deckschicht zu rammen.

5.6 Abschnitt 6 "Stadt Mannheim"

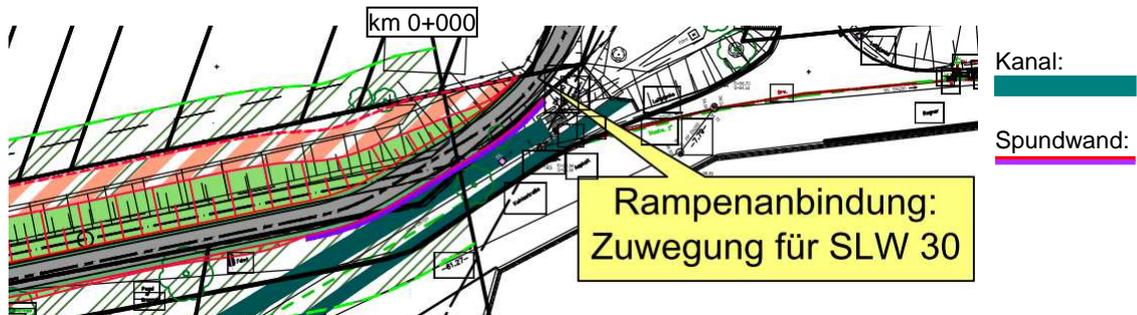
Der Damm entspricht hier zunächst dem Abschnitt 5, ab der Weinbietstraße (km 3+820) ist das Hinterland auf Dammkronenniveau angeschüttet. Der Ausbau erfolgt hier analog zu Abschnitt 5

5.7 Sonderprofil Kanal GKM km 0+000

Zwischen km 0-015 und 0+025 verläuft ein Kanal im Kraftwerksgelände in unmittelbarer Dammnähe. Hier besteht die Gefahr, dass bei Hochwasser die durchlässige Leitungszone zu einer bevorzugten Wasserwegigkeit wird. Am Damm kann sich dadurch ein Wasserdruck einstellen, der einen Böschungsbruch auslöst.

Zwischen dem Kanal und dem Dammverteidigungsweg wird hier eine Spundwand angeordnet. Die Spundwand wird statisch nicht beansprucht und hat eine ausschließlich dichtende Wirkung.

Ein entsprechendes Leichtprofil reicht daher aus. Die Dichtwand muss bis in den anstehenden Sand oder Kiessand reichen (ca. 90 m+NN). Alternativ wäre auch eine Schmalwand geeignet.

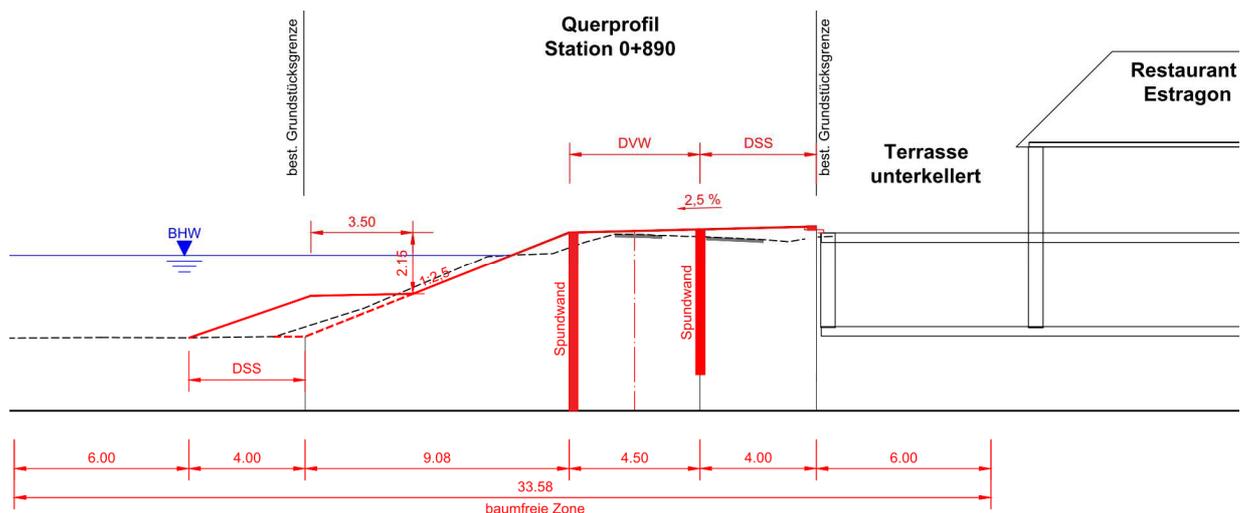


Skizze: Spundwandtrasse bei km 0+000, ohne Maßstab

5.8 Sonderprofil Restaurant Estragon km 0+880

Das Untergeschoss des Restaurants reicht landseitig in den Dammquerschnitt hinein. Hier muss die Standsicherheit auch ohne eine stützende Wirkung des Untergeschosses gewährleistet sein (z. B. beim Rückbau des Gebäudes). Die Standsicherheit im Bereich des Verteidigungsweges wäre dann nicht mehr gegeben.

Es ist hier eine zweite Stützwand erforderlich, die zwischen Dammverteidigungsweg und Dammschutzstreifen angeordnet wird.



Skizze: Ausbau am Sonderprofil Restaurant Estragon km 0+890, ohne Maßstab

Die Stützwand kann als Spundwand ausgeführt werden, die Wand hat keine dichtende Funktion. Die freie Standhöhe ist ab Unterkante Bodenplatte der Unterkellerung anzunehmen und beträgt 3,8 m. Wird die Wand frei eingespannt dimensioniert, entfällt die Stützwirkung der im Abschnitt 2 durchlaufenden Spundwand. Alternativ ist eine Rückverhängung des Wandkopfes gegen die an der wasserseitigen Böschungsschulter angeordneten Spundwand möglich.

5.9 Sonderprofil Gießenquerung km 2+800

Wie in Kapitel 2.4.6 beschrieben, befinden sich hier ein oder mehrere Sandsteingewölbe des ehemaligen Durchlasses des Gießen im Damm. Der Bereich ist vermutlich mit großkalibrigem Schutt verfüllt. Planmäßig ist hier die Sicherung mit einer Spundwand analog zu Abschnitt 5 "Wohnbebauung" vorgesehen.

Vor dem Einbringen der Spundwand muss zunächst das Durchlassbauwerk rückgebaut werden. Die Schließung der entstandenen Scharte kann mit grobkörnigem (gemäß Kapitel 8.3) oder bindigen Dammbaumaterial (gemäß Kapitel 8.2) erfolgen.

Es ist zu beachten, dass die Hochwassersicherheit während der Öffnung des Dammes gewährleistet bleibt. Der Geräteeinsatz und der Schüttmaterialvorrat muss hierfür so vorgehalten werden, dass eine Schließung der Rückbaugrube im Zeitraum eines auflaufenden Hochwassers sicher – d. h. mit einem entsprechenden zeitlichen Puffer – ausgeführt werden kann.

Um den Aufwand der Erdarbeiten abschätzen zu können, sind im Zuge der Bauausführung zunächst Baggerschürfarbeiten zur Erkundung der Durchlässe (Anzahl) und der Ausbreitung der Schuttverfüllung vorzunehmen.

5.10 Sonderprofil Pumpwerk Speyerer Straße km 3+700

Landseitig der Krone befindet sich hier ein Pumpwerk, mit einer dammquerenden Kanalleitung zum Rheinufer. Die Leitungssohle liegt rund 7 m unter der Dammkrone. Planmäßig ist hier die Sicherung mit einer Spundwand (s. Kapitel 4.3) vorgesehen.

Die Spundwand darf bis zu einem seitlichen Minimalabstand von 1,5 m an den Kanal gerammt werden. Über dem Rohr ist eine verkürzte Spundwand auszuführen, auch hier gilt ein Minimalabstand von 1,5 m in der Vertikalen. Das verbleibende Fenster ist mit einer Injektionswand zu schließen. Geeignet ist hier das Düsenstrahlverfahren (HDI, Soilcrete). Die Injektionswand bis auf das Niveau des planmäßigen Spundwandfuß vollflächig auszuführen. Durch Überlappung (> 1,5 m) des Injektionskörpers mit der Spundwand ist eine ausreichende Dichtigkeit zu gewährleisten.

6 Konstruktive Maßnahmen

6.1 Dammaufstandsflächen, Anschüttungen an bestehenden Damm

Auf dem bestehenden Damm sowie in den Aufstandsflächen der wasser- und landseitigen Bermen muss der Oberboden abgetragen werden. Als Kalkulationsgrundlage können die im Kapitel 2.3.1 genannten Oberbodenstärken angesetzt werden.

Nach dem Abschieben der Oberbodenschichten im Dammlager und vor dem Einbau des Dammschüttmaterials ist darauf zu achten, dass das Erdplanum ein ausreichendes Gefälle zur Landseite aufweist, damit eine niederschlagsbedingte Aufweichung des bindigen Planums vermieden wird. Vor dem Beginn der Schüttmaßnahme ist die Aufstandsfläche der Schüttung derart einzuplanieren, dass ein Gefälle von $i \geq 1\%$ zur Landseite eingehalten wird.

Bei Anschüttungen an den bestehenden Dammkörper ist eine Abtreppung des Bestands vorzunehmen. Die Höhe der Abtreppungen muss eine Schüttlagenstärke betragen. Der freigelegte Dammkörper ist nachzuverdichten. Insbesondere bei einer Anschüttung im grobkörnigen Boden (landseitige Schuttanschüttung in Abschnitt 3 "Kleingärten") ist eine intensive Nachverdichtung mit schwerem Gerät (Walzenzug mit Polygonbandagen) erforderlich.

6.2 Baustraßen

Da seitlich der bestehenden bzw. der geplanten Dammtrasse keine durchgehenden Zufahrtswege zur Nutzung als Baustraße vorhanden sind, wird der Längstransport des Schüttmaterials größtenteils über den Dammkörper oder über eigens für den Materialtransport angelegte Baustraßen erfolgen müssen.

Das Befahren des im Bau befindlichen Dammes kann bei ungünstigen Witterungsverhältnissen zu einer Beeinträchtigung der Verdichtung eines bereits eingebauten bindigen oder gemischtkörnigen Schüttmaterials und zu Verzögerungen und Behinderungen im Bauablauf führen. Auf grobkörnigen Schüttungen kann es zu einer Verschmutzung des Planums führen, wodurch die Durchlässigkeit stark beeinträchtigt wird. Unter Umständen kann es dann erforderlich werden, die "verschmutzten" Schüttlagen abzutragen.

Abhilfe schafft hier das Anlegen einer temporär genutzten Baustraße. Vorteilhaft wäre der Längstransport über eine Baustraße seitlich der Dammschüttung (Dammabschnitte 3 "Dammbegradigung" und 4 "Kleingärten"). Es sollte daher geprüft werden, in wie weit die geplanten Dammschutzstreifen als Baustraßen genutzt werden können. Bei oberflächennah weicher Konsistenz der bindigen Böden (z. B. witterungsbedingt) muss bei ungünstigen Randbedingungen mit erheblichen Behinderungen gerechnet werden. Zur Reduzierung der Schüttmächtigkeit des Baustraßenunterbaus kann nach dem Abschieben der

Mutterbodenschichten zunächst ein zugfestes Geotextil ausgelegt werden. Auf dieses Geotextil kann dann die Baustraßenschüttung aufgebracht werden.

6.3 Hochwassersicherheit der Baustelle

Die Hochwassersicherheit muss jederzeit gewährleistet sein.

Der Dammbau nach Regelprofil (Dammabschnitte 3 "Dammbegradigung" und 4 "Kleingärten") und der Rückbau von Bauwerken (Gießendurchlass) führen zwangsläufig zu Bauzuständen, in denen der Dammquerschnitt derart geschwächt ist, dass die Standsicherheit bei Hochwasser temporär nicht mehr in vollem Umfang gegeben ist. Baustelleneinrichtung und -logistik müssen deshalb so geplant werden, dass innerhalb der Warnfrist für ein anlaufendes Hochwasser der Hochwasserschutz wieder hergestellt werden kann.

Der Bauablauf ist so abzustimmen, dass derartige Bauzustände auf ein Minimum reduziert werden und mit möglichst geringem Schüttvolumen gesichert werden können. Der Dammbau muss deshalb zwingend zuerst auf der Landseite begonnen werden. Erst nach Fertigstellung der Landseite erfolgt der wasserseitige Abtrag. Der Abschnitt des Dammes, an dem die Abgrabung erfolgt, muss beschränkt werden. Hierfür empfehlen wir, eine maximale Länge von 100 m festzulegen.

Das diesbezügliche Vorgehen beim Rückbau des Gießendurchlasses ist in Kapitel 5.9 beschrieben.

7 Erdstatische und untergrundhydraulische Nachweise

Es werden hier ausschließlich die Nachweise am sanierten Querschnitt geführt. Auf die Nachweise am Bestandsquerschnitt wird in Kapitel 3.2 eingegangen.

Die nachfolgenden erdstatischen Nachweise orientieren sich an der Auflistung der Nachweise in dem DVWK-Merkblatt "Heft 210/1986, Flussdeiche, Hochwasserschutz" sowie der DIN 19712:2013-01. Entsprechend den Forderungen der DIN 19712 werden die nachfolgend aufgeführten erdstatischen und untergrundhydraulischen Nachweise nach dem Teilsicherheitskonzept der DIN 1054:2010-12 geführt.

7.1 Standsicherheit nach DIN 4084

Mit dem Nachweis des Böschungsbruchs nach DIN 4084 wird die globale Standsicherheit der Böschungen überprüft. Dieser Nachweis ist entsprechend der DIN 1054:2010-12 in die Grenzzustandsbedingung GEO-3 einzuordnen. Die Berechnungen werden in den Hauptprofilen bzw. in benachbarten Profilen mit ungünstigerer Geometrie geführt. Hier wurde wegen der ungünstigeren Geometrie anstelle des Profils 2+200 der Querschnitt 2+000 gewählt. Für den Dammbegradigungsabschnitt 1+350 bis 1+900 wird stellvertretend das Profil 1+500 untersucht.

Im Abschnitt 5 wird der besonders ungünstige Querschnitt im Profil 3+360 (anstelle 3+200) untersucht.

Gemäß der DIN 19712 ist der Einstau auf BHW als Bemessungssituation BS-P (Regelbelastung) zu betrachten, genauso die schnelle Spiegelabsenkung ab BHW. Als außergewöhnlicher Lastfall ist der bordvolle Einstau (Kronenstau) als Bemessungssituation BS-A zu berücksichtigen.

Der Einstau des Dammes führt zur Infiltration und Teilsättigung des Dammes, sowie zur Ausbildung eines Druckanstieges unter der bindigen Deckschicht. Die Sickerlinie im Damm wurde für einen stationären Strömungszustand auf der sicheren Seite geschätzt. Der Wasserdruck unter der bindigen Deckschicht wurde gemäß der Beschreibung in Kapitel 7.3 ermittelt und als artesischer Wasserdruck in den Berechnungen angesetzt. Der Kronenstau als kurzzeitige Einwirkung hat keinen Einfluss auf die Wasserdruckverhältnisse unter der bindigen Deckschicht und wird daher nicht als artesischer Wasserdruck berücksichtigt.

Für die **luftseitige Böschung** ist beim reinen Erddamm der Nachweis des Abschiebens der Berme maßgebend, die Böschungsbruchberechnungen unter Berücksichtigung eines artesisch gespannten Grundwassers unter der Deckschicht bilden einen ähnlichen Versagensmechanismus ab. Für die mittels Spundwand gesicherten Abschnitte ist der luftseitige Böschungsbruch der maßgebende Nachweis, der die Standsicherheit des auf der Krone befindlichen Dammverteidigungswegs garantiert.

Station	BS-P (Einstau auf BHW)		BS-A (Einstau bordvoll)	
	$\mu = E_d/R_d$	Anlage	$\mu = E_d/R_d$	Anlage
0+150	0,82	5.2.1.1a	0,79	5.2.1.1b
0+550	0,95	5.2.2.1a	0,86	5.2.2.1b
1+200	0,90	5.2.3.1a	0,83	5.2.3.1b
1+500	0,99	5.2.4.1a	0,86	5.2.4.1b
2+000	0,80	5.2.5.1a	0,70	5.2.5.1b
2+600	0,63	5.2.6.1a	0,55	5.2.6.1b
3+360	1,00	5.2.7.1a	0,96	5.2.7.1b
3+780	0,66	5.2.8.1a	0,57	5.2.8.1b

Die Tragsicherheit konnte in allen Querschnitten nachgewiesen werden,

Im Schnitt 3+360 wird die Tragsicherheit nahezu ausgenutzt. Die Berechnung untersucht ausschließlich Bruchmechanismen, die in den Verteidigungsweg reichen. Bruchmechanismen, welche die landseitige Böschung in den Privatgrundstücken betreffen, werden daher nicht mehr ausreichend standsicher nachzuweisen sein. Die Situation wird aber gegenüber dem jetzigen Zustand nicht verschlechtert. Derartige Bruchvorgänge beeinträchtigen weder die Standsicherheit des Verteidigungsweges noch die der Spundwand (s. Kapitel 7.9). Die Hochwassersicherheit und die Deichverteidigung bleiben gewährleistet.

Für die **wasserseitige Böschung** ist die Belastung bei schneller Spiegelsenkung maßgebend. In der Regel sinkt der Wasserstand nach dem Hochwasserereignis schneller, als das Wasser aus dem Damm aussickern kann. Dadurch stellt sich eine böschungsparelle Durchströmung im Dammkörper ein. Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend wird davon ausgegangen, dass sich während des Hochwassers ein stationärer Durchströmungszustand eingestellt hat. Untersucht wird ein "schnelles" Abfallen von BHW auf ein Drittel der Einstauhöhe.

Unter diesen Randbedingungen wurden für alle Hauptprofile Böschungsbruchberechnungen durchgeführt. Es ergaben sich folgende Ausnutzungsgrade:

Station	BS-P (Schnelle Spiegel-senkung ab BHW)	
	$\mu = E_d/R_d$	Anlage
0+150	keine wasserseitige Böschung	
0+550	0,70	5.2.2.2
1+200	0,71	5.2.3.2
1+500	0,65	5.2.4.2
2+000	0,83	5.2.5.2
2+700	0,64	5.2.6.2
3+360	0,62	5.2.7.2
3+780	0,69	5.2.8.2

Die Tragsicherheit konnte in allen Querschnitten nachgewiesen werden.

Im Schnitt 2+000 werden ausschließlich Bruchmechanismen untersucht, die in den statisch erforderlichen Querschnitt reichen. Bruchmechanismen, welche den alten, baumbestandenem Damm betreffen, sind nicht standsicher (siehe Kapitel 3.2, bzw. Anlage 5.1.3). Derartige Bruchvorgänge beeinträchtigen nicht die Standsicherheit, die Hochwassersicherheit und die Deichverteidigung bleiben gewährleistet.

7.2 Sicherheit gegen Abschieben der Verteidigungsberme

Der Nachweis ist für die Dammabschnitte 3 "Dammbeegradigung" und 4 "Kleingärten" zu führen, in denen eine Sanierung als reiner Erddamm im Regelquerschnitt nach Kapitel 4.2 vorgesehen ist. Die Standsicherheit der landseitigen Böschung wird am Fußpunkt des fiktiven, landseitigen Böschungsfußes in einem vertikalen Schnitt überprüft. Die Lage dieses Fußpunktes ergibt sich, in Anlehnung an die DIN 19712, Bild 7, aus dem Schnittpunkt der verlängerten Böschungslinie oberhalb der Berme mit der Geländelinie (Schnitt X-X), vgl. Anlage 6.4.2.

Maßgebend für die statischen Nachweise der Landseite ist u.a. die Höhe des Druckwasserspiegels an der Unterseite der Deckschichten. Die Auswertung benachbarter Grundwassermessstellen lieferte hierzu keine verwertbaren Aussagen (s Kapitel 2.6). Die Ermittlung maximal möglicher Druckwasserspiegel erfolgt daher aus Rückrechnung auf der Grundlage des Rheinhochwassers vom Februar 1999.

Hierbei wird davon ausgegangen, dass die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch am vorhandenen landseitigen Böschungsfuß beim Hochwasser 1999 gerade $\eta = 1,0$ betrug, ein höherer Druckwasserspiegel hätte zu einem Sohlaufbruch geführt. Der maximal mögliche Wasserüberdruck w'_{HW99} über Geländeniveau kann für eine bekannte Deckschichtmächtigkeit t_0 in jedem Dammquerprofil gemäß

$$w'_{HW99} = t_0 \cdot \gamma'_B / \gamma_W$$

ermittelt werden. Hierin gibt γ'_B die Wichte der Deckschicht unter Auftrieb und γ_W die Wichte des Wassers an. Bei Ansatz einer Auftriebswichte von $\gamma'_B = 10 \text{ kN/m}^3 = \gamma_W$ entspricht der maximal mögliche Wasserüberdruck über Geländeniveau $w'_{HW99} = t_0$.

Der Bemessungswasserüberdruck w_{BHW} im Lastfall LF 2 (Wsp. = BHW) ergibt sich aus der Differenz der Wasserspiegellagen des Bemessungshochwassers (BHW) und des Hochwasserereignisses von 1999 (HW99) zuzüglich der Druckhöhe w'_{HW99} zu

$$W_{BHW} = BHW - HW99 + t_0 \cdot \gamma'_B / \gamma_W$$

In Anlage 5.3.4 ist das Ergebnis dieser Rückrechnung in der Spalte W_{BHW} für einen wasserseitigen Einstau auf dem Niveau des Bemessungshochwassers BHW zusammengestellt.

Infolge der oben beschriebenen Druckverhältnisse kann es zu einem Anheben des darüberliegenden Dammkörpers kommen. Der aktive Erddruck des wasserseitig gelegenen Dammkörpers und eine etwaige Sickerwasserströmung führt zu einem annähernd horizontalen Abgleiten des Bruchkörpers auf dem Kieslager. Das Versagen der Böschung kann durch einen Starrkörperbruchmechanismus beschrieben werden. In der Anlage 5.3.2 ist beispielhaft der Bruchmechanismus für das Versagen der Berme am fiktiven Böschungsfußpunkt (Schnitt X - X) des mindestens erforderlichen Dammprofils dargestellt.

Für die Bemessungssituation BS-P wird bei einem Einstau auf BHW-Niveau eine Ersatzflächenlast von $p_{v,k} = 16,7 \text{ kN/m}^2$ (SLW 30, DIN 1072) angesetzt; für die Bemessungssituation BS-A wird bei einem Einstau auf BHW eine Ersatzflächenlast von $p_{v,k} = 25 \text{ kN/m}^2$ (SLW 45, DIN 1072) angesetzt. Für den Verteidigungsweg wird eine rechnerische Breite von 4 m angenommen, hierbei wird sicherheitshalber ein Befahren des Bankettes (Ausweichverkehr) berücksichtigt.

Der Kronenstau (EK 3) ist eine dynamische Einwirkung aus Wellenschlag und Windauflauf. Dieser wirkt sich nicht auf die Wasserdruckverhältnisse unter der bindigen Deckschicht aus und wird deshalb nicht berücksichtigt.

Im Zuge des Abschiebenachweises kann durch Variation der Bermenbreite und der Bermenhöhe eine Dimensionierung der Bermengeometrie erfolgen. Als optimal erwies sich, die Bermenbreite auf 6 m festzulegen und somit einen lastfreien Streifen von 2 m Breite landseitig des Weges zu belassen.

In nachstehender Tabelle sind die rechnerisch erforderlichen Bermenhöhen h_D für die untersuchten Querschnitte angegeben:

Abschnitt 3 "Dammbegradigung"

Profil	Bermen- höhe h_D [m+NN]	Bermen- breite b_{Berme} [m]	ausführl. Berechn. in Anlage
1+300	2,00	6,0	5.3.3.1
1+400	1,70	6,0	
1+440	1,80	6,0	
1+500	2,20	6,0	5.3.3.2
1+550	2,10	6,0	
1+600	2,10	6,0	
1+700	1,70	6,0	5.3.3.3
1+800	1,50	6,0	
1+900	2,10	6,0	

Abschnitt 4 "Kleingärten"

Profil	Bermen- höhe h_D [m+NN]	Bermen- breite b_{Berme} [m]	ausführl. Berechn. in Anlage
2+500	2,00	6,0	
2+600	1,80	6,0	5.3.3.4
2+700	1,90	6,0	

Die ermittelte Bermenhöhe beschreibt die Mindesthöhe. Eine höhere Anordnung der Verteidigungsberme ist möglich. Dies kann zum Beispiel im Bereich von Überfahrten oder zur Vermeidung unnötiger Aushubmassen im Abschnitt 4 "Kleingärten" sinnvoll sein. In den Dammabschnitten 2 "Sportanlagen" und 5 "Wohnbebauung" wird der Dammverteidigungsweg auf der Dammkrone angeordnet und liegt somit immer über der Mindesthöhe h_D .

Die Berechnungsergebnisse ermöglichen eine einheitliche Anordnung für die Ausbauhöhe der Berme. Im Abschnitt 3 kann die Berme auf einem Niveau 1,6 m unter der Krone angeordnet werden, in Abschnitt 4 sind dies 2,0 m. Nachstehende Grafik zeigt nochmals die Wasserspiegel und Ausbauhöhen:

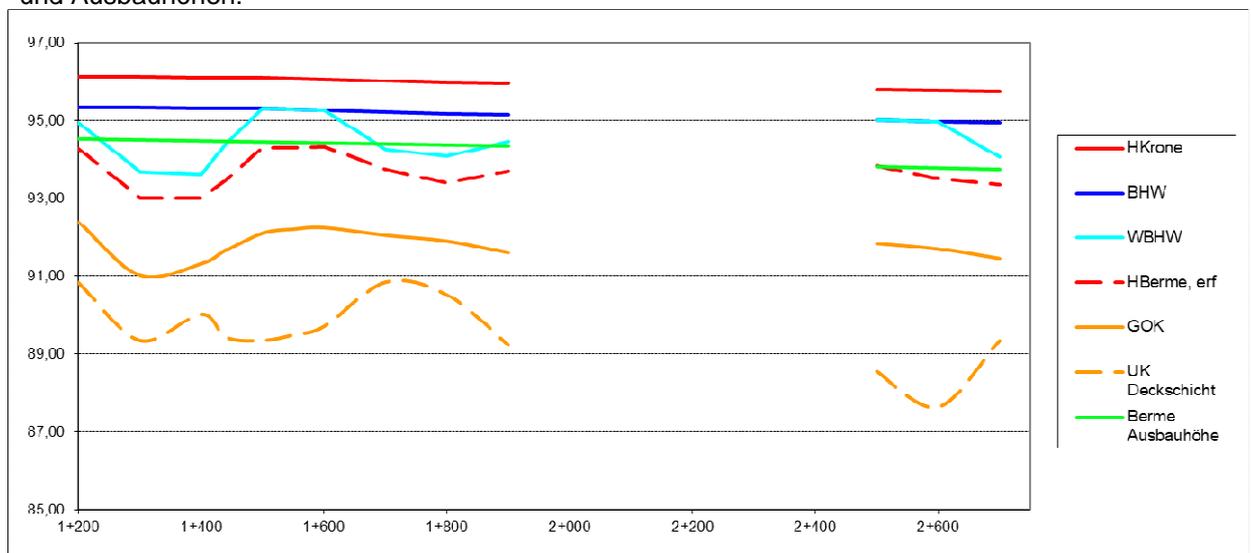


Diagramm: NN-Höhen für W_{BHW} , Bermenhöhe und vorgeschlagene Ausbauhöhe

7.3 Auftriebssicherheit, Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

Nach DIN 19712 und DVA-M 507 ist die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch sowie die Auftriebssicherheit am landseitigen Böschungsfuß für das "Erdbauprofil" nachzuweisen. Beim "Damm mit Spundwand" ist die Sicherheit durch die Verlängerung des Sickerweges gegeben. Analog zur Vorgehensweise beim Nachweis des Abschiebens der Verteidigungsberme unter Auftrieb wird dieser Nachweis am landseitigen theoretischen Böschungsfuß (Schnitt X – X) geführt.

Die Auftriebssicherheit und die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch wurden bei Ansatz der nach Kapitel 7.3 ermittelten Bemessungsdruckwasserspiegel WBHW unter Berücksichtigung der Mindestbermenhöhe h_D ermittelt.

Im Nachweis der ausreichenden Sicherheit gegen Auftrieb bzw. hydraulischen Grundbruch (Anlage 5.4) sind die gemäß Abschiebenachweis dimensionierten Bermenhöhen (Spalte h_D) und die zur Einhaltung erforderlichen Höhen (Spalte $h_{D,eff}$) dargestellt. Der Nachweis $h_{D,eff} \leq h_D$ wird in allen Schnitten erfüllt.

7.4 Suffosionsgefährdung

Zur Beurteilung der Suffosionsgefährdung der untersuchten Bodenproben wurden die Kornverteilungslinien der feinteilfreien Proben in Anlage 5.5.1 hinsichtlich ihrer geometrischen Suffosionsstabilität nach einem rechnerischen Verfahren von BUSCH/LUCKNER überprüft.

Hierbei wird zur Abschätzung der Suffosionsgefährdung die Sicherheit gegen das Ausspülen der Kornfraktion d_5 überprüft. Es wird eine Sicherheit gegen das Ausspülen dieser Kornfraktion von $\eta_{Suff, erf} \geq 1,5$ gefordert. Der Durchmesser d_5 gibt den Korndurchmesser an, den 5 % der Körner einer Probe unterschreiten. Für den Fall, dass die erforderliche Sicherheit $\eta_{d5} \geq 1,5$ nicht eingehalten wird, jedoch die Probe eine Sicherheit gegen das Ausspülen der Körner mit $d \leq d_{10}$ von $\eta_{d10} \geq 1,5$ aufweist, liegt eine leichte Suffosionsgefährdung vor. Von den insgesamt 68 überprüften Proben nach dem vorgenannten Kriterium 8 Proben eine Suffosionsgefährdung auf. An 27 Proben wurde eine leichte Suffosionsgefährdung ermittelt.

Die suffosionsgefährdeten Böden wurden in folgenden Proben ermittelt:

BK 0+600	6,8 – 7,5 m	BK 3+500	6,3 – 6,6 / 6,6 – 7,0 m
BK 2+700	7,2 – 8,7 m	BK 3+600	5,8/ 6,0 – 7,0 m
BK 3+300	5,8 – 7,0 m	BK 3+700	6,5 – 8,6 m

Diese Böden liegen alle im Grenzbereich zur bindigen Deckschicht.

Die geometrische Suffosionsgefährdung bedeutet, dass es bei hohen hydraulischen Gradienten zu Kornausspülungen kommen kann. Nach der DIN 19712 sind bei weitgestuften Böden hydraulische Gradienten von $i_{min} \geq 0,25$ (siehe Bild 8 der DIN 19712 (§9.6)) erforderlich, um

einen Feintelaustrag zu erzielen. Entsprechend dem in der DIN 19712 geforderten Sicherheitsbeiwert von $\eta \geq 1,5$ ergibt sich ein zulässiger Strömungsgradient von $i_{zul} \leq 0,17$.

Erfahrungsgemäß sind im Dammkörper sowie im Dammuntergrund, sofern eine bindige Deckschicht vorhanden ist, diese Strömungsgradienten i.d.R. nicht zu erwarten. Im Umströmungsbereich der Spundwände sind hingegen höhere Gradienten zu erwarten.

Eine Gefährdung der Standsicherheit des Dammes durch Suffosionsvorgänge im Untergrund bzw. im Dammkörper kann daher bei reinen Erddämmen ausgeschlossen werden. Im Fußbereich (Unterströmungsbereich) von Spundwänden dürfen hingegen keine geometrisch suffosionsgefährdeten Böden anstehen. Diese stehen bis maximal 2,1 m unter UK Deckschicht an (in BK 2+700), die Einbindetiefe der Spundwände in den Kiessand beträgt gemäß Kapitel 7.9 durchweg mehr als 3 m, so dass auch hier keine Suffosionsgefahr besteht.

7.5 Suberosionsgefährdung

Eine Gefährdung der Dammstandsicherheit kann durch Erosionsvorgänge unterhalb der bindigen Deckschicht im Hinterland und im Dammlager eintreten. Durch pflanzliche oder tierische Einwirkung oder aber durch bauliche Eingriffe entstehen in den bindigen Deckschichten Wegigkeiten (Hohlräume, Röhrenbildungen). Die hohen Wasserdrücke und die Düseneffekte dieser Wegigkeiten führen zu einer Ausspülung der unter den Deckschichten anstehenden meist gleichkörnigen Sande. Diese Erosionsvorgänge sind während und nach Hochwässern an Sandkraterbildungen im Dammhinterland sichtbar.

Grundsatzuntersuchungen von MÜLLER-KIRCHENBAUER (1985) über diese Vorgänge führten zu dem Ergebnis, dass bei Sandkratern, die nahe am landseitigen Dammfuß liegen, die anfänglich radiale Erosion der Fein-Mittelsande in eine kanalartige, wasserseitig gerichtete Erosion übergeht. Bedingt durch die bindige Deckschicht stürzen diese Erosionskanäle nach einem Hochwasserereignis nicht ein, so dass sich bei dem nächsten Hochwasserereignis der Erosionsvorgang an derselben Stelle fortsetzen kann. Erreicht ein Erosionskanal die Wasserseite, ergeben sich im Erosionskanal lokal hohe Strömungsgeschwindigkeiten. Dies ist mit einem Erodieren der Fein-Mittelsande mit progressivem Verlauf verbunden. Durch diesen Materialentzug unterhalb des Dammlagers ist ein Absacken des Dammes zu erwarten. Letztendlich kann der Bruch des Dammes die Folge sein.

Die Grundsatzuntersuchungen zeigen weiter, dass es bei Sandkratern, die einen genügenden Abstand vom Böschungsfuß aufweisen, nur zu lokal begrenzten Erosionsvorgängen kommt. Ein Wandern der Erosionsfront in Richtung der Wasserseite ist hierbei nicht zu erwarten.

Um die für die Standsicherheit gefährlichen Erosionskanalbildungen von solchen mit nur flächenhafter, lokal begrenzter Materialerosion unterscheiden zu können, wurde bei den Grundsatzuntersuchungen ein kritisches Gefälle - nachfolgend als Kontrollgefälle bezeichnet - eingeführt. Dieses wird durch eine landseitig geneigte Gerade charakterisiert, die am

wasserseitigen Böschungsfuß auf der Höhe des Bemessungswasserspiegels beginnt und das Dammhinterland in einem gewissen Abstand zum Böschungsfuß schneidet. Bei Sandkratern, die innerhalb des Bereichs zwischen Böschungsfuß und Schnittpunkt der Kontrollgefällelinie mit dem Hinterland liegen, kann es zu der o.g. gefährlichen kanalartigen Erosion kommen. Sandkrater, die außerhalb dieses Bereichs beobachtet werden, sind ungefährlich. Die Neigung der Kontrollgefällelinie wird nach MÜLLER-KIRCHENBAUER durch die im Dammlager anstehenden Untergrundverhältnisse bestimmt.

In zahlreichen Bohrungen wurde ein nahezu übergangsloser Schichtwechsel der erosionsempfindlichen Schluff-Sand-Gemische zum Kiessand festgestellt. An dieser Schichtgrenze besteht eine erhöhte Gefahr für die Bildung der Erosionskanäle. Nach MÜLLER-KIRCHENBAUER gilt für Feinsande (erosionsempfindlichster Boden) ein Kontrollgefälle von $i_{krit} = 0,06$ bis $0,08$. Unter der Annahme, dass der bei den Bohrarbeiten angetroffene Untergrundaufbau für die gesamte Dammtresse charakteristisch ist, wird nach MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. (1985) bzw. DAVIDENKOFF, R. (1970) ein zulässiges Kontrollgefälle von $i_{krit} = 0,075$ (7,5 %) angesetzt.

Eine Überschüttung des Kontrollgefälles oder eine Dichtwandsicherung wird erforderlich, wenn dieses oberhalb des Geländes im Hinterland verläuft. Derartige Situationen liegen in folgenden Abschnitten vor:

- Abschnitt 2 "Sportanlagen" ausgenommen Aufweitungsbereiche mit flacher landseitiger Böschung (z. B. 0+400, 0+650 - 0+800, 0+950 - 1+100)
- Abschnitt 3 "Dammbegradigung" gesamte Strecke
- Abschnitt 4 "Kleingärten" ab 2+500
- Abschnitt 5 "Wohnbebauung" nur Bereich Biotop 2+750 bis 3+050

Im Abschnitt 5 reicht die Verschiebung der i_{krit} -Linie durch die wasserseitige Unterhaltungsberme bereits aus, um die Suberosion auszuschließen. In den Abschnitten 3 und 4 (2+500 bis 2+700) wird die Überschüttung des Kontrollgefälles vorgenommen. Im Abschnitt 2 und 4 (ab 2+700) wird eine Spundwandsicherung eingebracht, auf die Dimensionierung der Spundwand wird in Kapitel 7.9 eingegangen.

7.6 Setzungen

Nennenswerte Setzungen sind nur dort zu erwarten, wo entweder stark kompressible Schichten im Untergrund anstehen oder größere Schüttungen aufgebracht werden. Die Setzungsuntersuchungen können hier auf den Abschnitt 3 "Dammbegradigung" beschränkt werden.

Hier wird ein teilweiser Neuaufbau des Dammes erfolgen, im Untergrund stehen aber keine ausgesprochen kompressiblen Schichten an. Die Setzungen werden vereinfacht als

eindimensional - entsprechend einer endlos ausgedehnten Schüttung - berechnet. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite. Setzungen im Kies werden vernachlässigt.

Der Berechnung wird der ungünstigste Aufbau, entsprechend km 1+500, zugrunde gelegt:

- 3,8 m Dammschüttung, mit $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, Auflast $\sigma = 76 \text{ kN/m}^2$
- 3,0 m Ton, schluffig, weich-steif, $E_S = 5 \text{ MN/m}^2$
- darunter Kiessand ($E_S = 50 \text{ MN/m}^2$)

Die Setzung berechnet sich vereinfacht zu: $s = \sigma \cdot (d / E_S) = 4,5 \text{ cm}$. Mit Setzungen in der Größenordnung mehrerer Zentimeter muss somit gerechnet werden. Die Setzungen können hingenommen werden und führen zu keiner Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit des Dammes. Ein Teil der Setzungen wird bereits während der Schüttung eintreten. Sollten dennoch geringfügige Fehlhöhen entstehen, können diese durch Ausgleich des Wegschotters beseitigt werden.

7.7 Spreizspannungen

Der Nachweis der Spreizspannungen im Bereich Dammaufstandsfläche wird i.A. nur bei Dammneubauten mit steilen Böschungsneigungen und oberflächennah schlechtem Untergrund (z. B. weiche Auelehme oder Torfe) maßgebend. Diese Randbedingungen liegen hier nicht vor; der Nachweis der Aufnahme der Spreizspannungen kann daher entfallen.

7.8 Kontakterosion und Filterstabilität

Bei der Verwendung des zum Einbau vorzusehenden Kiessandmaterials, dessen Körnungslinie innerhalb des Körnungsbandes A - B gemäß Anlage 5.5.2 verläuft, sowie des Schotters der Körnungen 0/45 oder 0/56 sind keine Filterstabilitätsprobleme zwischen dem bestehenden Dammkörper und dem grobkörnigem Schüttmaterial zu erwarten.

Auf das Einbringen eines Filtervlieses zur Unterbindung eines Materialtransports aus dem Dammkörper in die landseitige Bermenschüttung kann daher in der Regel verzichtet werden. Im Hinblick auf unvorhergesehene Inhomogenitäten im Untergrund und dem Aufbau des bestehenden Dammkörpers wird jedoch empfohlen, im Rahmen der Ausschreibung eine Position für den Einbau eines Filtervlieses vorzusehen.

7.9 Dimensionierung der Spundwände

Bei den Spundwänden ist zu unterscheiden zwischen:

- einer hydraulisch wirkenden Dichtwand.
- einer statisch belasteten Spundwand

Die hier vorgesehenen Spundwände sind hydraulisch als Dichtwand wirksam und werden statisch belastet. Ausnahme bilden die Spundwände in Abschnitt 4 "Kleingärten", die lediglich der Abdichtung des Dammes dienen. Die Spundwände liefern in Verbindung mit dem Erddamm ein statisch standsicheres System. Zur Standsicherheit des Dammes benötigt der Erddamm die Spundwand, die Spundwand kann nur mit der Stützung des Dammes dimensioniert werden. Es handelt sich somit nicht um freitragende Spundwände.

Hydraulische Wirkung

Die hydraulische Wirkung ist die Veränderung von Strömung, Sickerweg und Wasserdruckverteilung im Untergrund. Hierdurch wird die Dammstandsicherheit, die Sicherheit gegen Suberosion und die Dammdurchströmung beeinflusst.

Durch die Absenkung der Sickerlinie im Damm und die dadurch günstigere Wasserdruckverteilung wird die **Dammstandsicherheit** erhöht. Die hydraulische Wirkung der Spundwand wurde in den Schnitten 0+550, 1+200 und 2+050 mittels einer Finite-Elemente-Berechnung ermittelt. Die Länge der Spundwand wurde in allen Querschnitten mit 8 m (ab OK Krone) angenommen. Die jeweilige Wasserdruckverteilung ist in den Standsicherheitsberechnungen (Kapitel 7.1) berücksichtigt.

Zur **Suberosionssicherung** (s. Kapitel 7.5) ist eine Einbindung der Spundwand in den Kiessand unterhalb der bindigen Deckschichten erforderlich. Überschlägig kann die Einbindetiefe aus der Wasserspiegeldifferenz Δw (= BHW – GOK) wie folgt ermittelt werden:

$$l_{\text{erf}} = 1,4 \cdot \Delta w$$

Die Sicherung gegen Suberosion ist in folgenden Abschnitten erforderlich:

- Abschnitt 2 "Sportanlagen" ausgenommen Aufweitungsbereiche mit flacher landseitiger Böschung (z. B. 0+650 - 0+800, 0+950 - 1+100)
- Abschnitt 4 "Kleingärten" 2+850 bis 3+000, tiefliegendes Gelände im Bereich des landseitigen Biotops

Die horizontale **Durchströmung** des bindigen Dammes hängt von Inhomogenitäten ab und kann rechnerisch nicht erfasst werden. Diese Inhomogenitäten können aufgrund des hohen Alters des Dammes und ehemaligem und aktuellem Bewuchs des Dammes zu erheblichen Undichtigkeiten führen. Die Spundwand unterbindet die Durchströmung vollständig.

Statische Belastung

Bei statischer Belastung nimmt die Spundwand den Erddruck und den Wasserdruck auf und sichert somit eine Böschung oder einen Geländesprung. Folgende Einwirkungen zu betrachten:

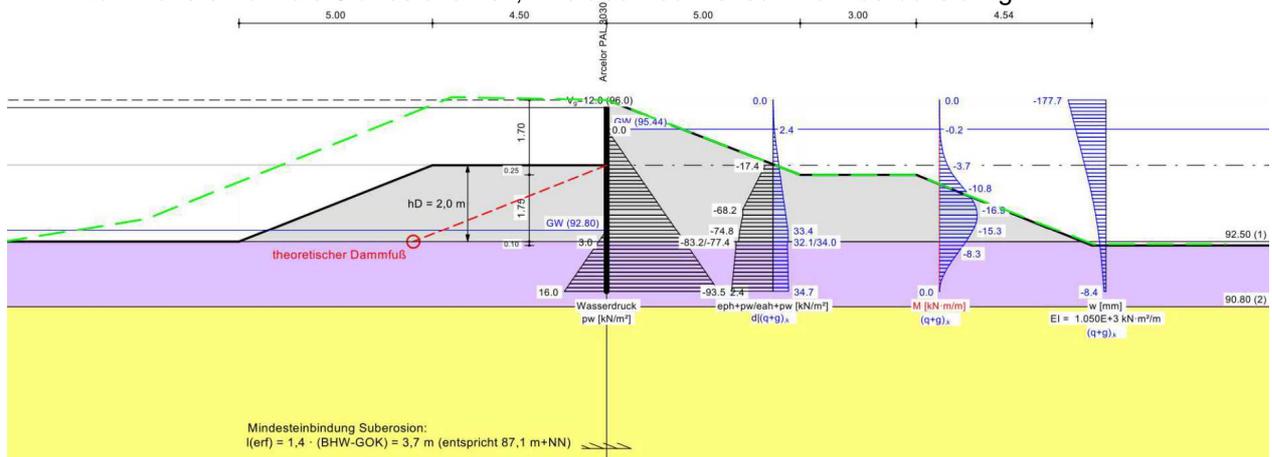
- Abgerutschte Böschung vor der Spundwand. Im Fall einer Dammsanierung kann dies durch Wurzelkraterausbruch umgestürzter Bäume und einen unter Auftrieb stehenden luftseitigen Dammkörper berücksichtigt werden. Zu beachten ist, dass infolge eines

Wurzelkraterausbruchs die Auflast des Dammes reduziert und zusätzlich ein Auftriebsversagen eintritt.

Die Möglichkeit eines Böschungsversagens wird hier durch entsprechende Dimensionierung des Dammes generell ausgeschlossen. Derartig zu bemessende Spundwände sind nicht vorgesehen.

- Aufnahme des Erddrucks aus Verkehrslasten. Dies wird dort maßgebend, wo der Schwerlastverkehr entlang der an der wasserseitigen Böschungsoberkante verlaufenden Spundwand verläuft. Hier betrifft dies den gesamten Abschnitt 2 "Sportanlagen", den letzten Teile des Abschnittes 4 ab km 2+700 und die Abschnitte 5 und 6 auf gesamter Länge

Zur statischen Dimensionierung der Spundwand wird ein Berechnungsansatz gewählt, der zunächst den statisch erforderlichen Dammquerschnitt untersucht, bei dem (gemäß Kapitel 7.2) die Mindesthöhe des Dammverteidigungsweges angesetzt wird. Die zusätzliche Schüttung bis zur Krone erhöht die Standsicherheit, wird aber rechnerisch nicht berücksichtigt.



Skizze: Prinzip zur Dimensionierung der Spundwand (am Beispiel km 0+500)

Die Berechnung in den Hauptprofilen ergab folgende Spundwandlängen und Profile:

Profil	Spundwandprofil	Nachweis Statik	Nachweis Suberosion	Mindestlänge	Anlage (Statik)
km	(aus Statik)	UK	UK	m	
0+500	Arcelor PU 12	91,2 m+NN / 5 m	87,1 m+NN / 8,9 m	9	5.6.1
1+200	Arcelor PU 12	91,1 m+NN / 4,5 m	85,6 m+NN / 10,4 m	10,5	5.6.2
1+900 – 2+500	-	ausschließlich Dammabdichtung	Mindesteinbindung 2 m	7 - 8	-
3+000 / 2+900	Arcelor PU 12	90,7 m+NN / 5 m	86,0 m+NN / 11 m	11	5.6.3
3+360	(Arcelor PAL 3030)	90,6 m+NN / 4 m	Mindesteinbind. 2 m	6	5.6.4
3+680	(Arcelor PAL 3030)	90,6 m+NN / 5 m	Mindesteinbind. 2 m	6	5.6.5

Als Mindesteinbindung in den Kiessand sind ungeachtet der statisch und hydraulisch erforderlichen Länge 2 m zu wählen. Die in der Querschnitten 3+360 und 3+680 ermittelten Mindestprofile Arcelor 3030 sind nicht stabil genug um die erforderliche Rammenergie aufzunehmen. Es sind hier nur Profile mit einem Flächengewicht über 100 kg/m² geeignet, wie z. B. das Arcelor PU 12 (110 kg/m²).

Besonderheit zwischen km 3+150 und 3+450:

Wie in Kapitel 5.5 beschrieben, ist die Spundwand hier zur Verhinderung von Druckwasser in den Gartengrundstücken unterhalb der bindigen Deckschicht durchströmungsoffen auszubilden. Hierzu ist jede dritte Bohle lediglich bis zur Unterkante der bindigen Deckschicht zu rammen. Als Endtiefe der kurzen Bohlen kann verallgemeinert 5 m unter Dammkrone angesetzt werden.

8 Baustoffe (Material- und Einbauanforderungen, Kennwerte)

8.1 Generelle Anforderungen an die Schüttmaterialien

Alle angelieferten Schüttmaterialien müssen natürliche Erdstoffe oder aus natürlichem Material hergestellte Baustoffe (z. B. Natursteinschotter) sein. Recyclingschotter oder Mischböden mit Bauschuttanteilen sind nicht zulässig. Die Schüttmaterialien müssen die Grenzwerte Z0 nach VVV-Boden einhalten; dies gilt auch für Primärrohstoffe, da der Einbau in der durchströmten Zone des Dammes erfolgt. Entsprechende Nachweise sind vorzulegen.

Für die in den Folgeabschnitten angegebenen Materialanforderungen sind Eignungsprüfungen für jedes verwendete Schüttmaterial vorzulegen. Die Verdichtungsanforderungen sind durch geeignete Prüfverfahren (direkte Dichtebestimmung bei bindigen und gemischtkörnigen Böden, Plattendruckversuche bei grobkörnigen Böden) nach einem vereinbarten Prüfplan nachzuweisen.

Sofern das Abtragsmaterial alle Anforderungen des vorgesehenen Einsatzbereiches erfüllt, ist dessen Verwendung zulässig.

8.2 Bindiges Schüttmaterial

Bindiges Schüttmaterial wird für die Herstellung des Kerndammes in den Dammbabschnitten 3 "Dammbegradigung" und 4 "Kleingärten" sowie als Ergänzung des Dammkörpers im Bereich des 1,5 m tiefen Abtrags vorgesehen. Es gelten folgende Anforderungen:

Materialanforderungen bindiges Schüttmaterial	Richtwert
Bodengruppe nach DIN 18 196	TM, TL
Kies- / Steinanteil ($\varnothing > 2 \text{ mm}$)	$\leq 20 \text{ Gew. } \%$
Sand- / Kies- / Steinanteil ($\varnothing > 0,063 \text{ mm}$)	$\leq 30 \text{ Gew. } \%$
Gehalt an organischen Stoffen	$\leq 5 \%$
Plastizität	$I_p \geq 10 \%$
Reibungswinkel φ'	25°
Kohäsion c'	5 kN/m^2
Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_f	$\leq 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$

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

An den Einbau werden folgende Anforderungen gestellt:

Einbauanforderungen bindiges Schüttmaterial	Richtwert
Schüttlagenstärke	$\leq 30 \text{ cm}$
Mindestverdichtungsgrad D_{Pr}	$\geq 95\% \text{ e.P.}$
max. Einbauwassergehalt w_{\max}	$w_{\text{opt.}} \pm 2,0 \text{ Gew. } \%$

Auf einen ausreichenden Verbund mit bereits eingebautem Material ist zu achten. Die Verdichtungsanforderungen können nur erreicht werden, wenn der bindige Boden beim Einbau einen Wassergehalt nahe am im Proctorversuch bestimmten optimalen Wassergehalt aufweist. Bei natürlich anstehenden Böden ist der Wassergehalt häufig zu hoch. Eine Bindemittelverbesserung des Bodens ist hier denkbar, führt aber i. d. R. zu einer Reduzierung der Plastizität, dies gilt es zu beachten.

8.3 Grobkörniges Schüttmaterial

Zur Schüttung der Verteidigungsbermen, den luftseitigen Fußfilter im Dammschnitt 1 "GKM" und anderen luftseitigen Profilierungen ist Kiessand zu verwenden. Es gelten folgende Anforderungen:

Materialanforderungen grobkörniges Schüttmaterial	Richtwert
Bodengruppe nach DIN 18 196	GW, SW
Körnungslinie	stetige, weitgestufte Korngrößenverteilung, keine Ausfallkörnungen Linie A - B, vgl. Anl. X, geometrisch suffosionssicher
Steinanteil ($\varnothing > 63 \text{ mm}$)	$\varnothing_{>63 \text{ mm}} < 8 \text{ Gew. \%}$
Feinkorngehalt (Ton und Schluff, ($\varnothing < 0,063 \text{ mm}$))	$\leq 5 \%$
Gehalt an organischen Stoffen	$\leq 3 \%$
Reibungswinkel φ'	$\geq 35^\circ$
Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_f	$\geq 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$

An den Einbau werden folgende Anforderungen gestellt:

Einbauanforderungen grobkörniges Schüttmaterial	Richtwert
Schüttlagenstärke	$\leq 40 \text{ cm}$
Mindestverdichtungsgrad D_{Pr}	$\geq 100\% \text{ e.P. }^4$
Plattendruckversuch nach DIN 18134 E_{V2}	$\geq 100\% \text{ MN/m}^2$
Plattendruckversuch nach DIN 18134 E_{V2} / E_{V1}	$\leq 2,3$

4

Bei Nachweis des E_{V2} -Wertes und des Verhältniswertes E_{V2} / E_{V1} im Plattendruckversuch (Folgezeilen) ist keine direkte Dichtebestimmung erforderlich..

8.4 Tragschichtmaterial

Für die Tragschicht des Bermenweges und des Kronenweges gelten folgende Materialanforderungen:

Materialanforderungen Tragschichtmaterial	Richtwert
Körnung nach TL SoB	0/45 oder 0/56 mm
Reibungswinkel φ'	$\geq 37,5^\circ$
Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k_f	$\geq 1 \cdot 10^{-5}$ m/s

An den Einbau werden folgende Anforderungen gestellt:

Einbauanforderungen Tragschichtmaterial	Richtwert
Schüttlagenstärke	≤ 40 cm
Mindestverdichtungsgrad D_{Pr}	$\geq 100\%$ e.P. ³
Plattendruckversuch nach DIN 18134 E_{V2}	$\geq 100\%$ MN/m ² (Tragschichten 0,3 m) $\geq 120\%$ MN/m ² (Tragschichten $\geq 0,4$ m)
Plattendruckversuch nach DIN 18134 E_{V2} / E_{V1}	$\leq 2,3$

8.5 Überschüttung der Kontrollgefällelinie

Abgesehen von ausgesprochen organischen Böden, wie z. B. Torf und Mudde sowie weichen und breiigen bindigen Böden ist der Einbau aller natürlichen, nicht verunreinigten Böden möglich.

Der Einbau erfolgt in Lagen mit Verdichtung. Zur Überprüfung des Verdichtungserfolges genügt eine visuelle Abnahme. Eine Zuordnung von Verdichtungsgraden ist hier nicht möglich und sinnvoll.

Auf die Wasserempfindlichkeit der bindiger Böden ist zu achten.

Bei einer Schütthöhe von mehr als 0,5 m (bezogen auf ursprüngliche GOK) ist zur Vermeidung einer Wasseransammlung in der Berme grobkörniger Boden zu verwenden oder es werden im Abstand von 10 m Schlitzte von 1 m Breite aus grobkörniger Boden angeordnet.

9 Abschließende Hinweise und Empfehlungen

Die durchgeführten Bohrungen sind als Stichprobe zu bewerten. Sie lassen für zwischenliegende Bereiche nur Wahrscheinlichkeitsaussagen zu, so dass ein Baugrundrisiko verbleibt.

Die anstehenden bindigen Böden sind wasserempfindlich. Erdarbeiten bei nasser Witterung und Wasserzutritte auf freigelegten Flächen führen zwangsläufig zu einer Verbreiung des Bodens. Bei nasser Witterung sind die Erdarbeiten einzustellen. Flächen zur Baustelleneinrichtung sind durch Schottertragschichten zu schützen. Zur Befahrbarkeit mit schweren Maschinen ist eine 0,3 m starke Grobschotterlage vorzusehen.

Die vorgesehenen Spundwände reichen in das Grundwasser und bedürfen einer wasserrechtlichen Genehmigung des Landratsamtes Karlsruhe.

10 Zusammenfassung

Das Regierungspräsidiums Karlsruhe, Referat 53.1 beabsichtigt den Ausbau des bestehenden Rheinhochwasserdeich XXXIX zwischen dem Kraftwerk Mannheim (GKM, km 0+000) und dem Stadtteil Lindenhof (3+900).

Der bestehende Dammkörper und der Untergrund wurden mit Bohrungen, Sondierungen und Rammsondierungen erkundet. Nach den Bohrergebnissen weist der Damm durchweg einen bindigen Aufbau auf, luftseitig wurde der Damm teilweise durch eine Anschüttung – vermutlich aus Kriegsschutt – verbreitert (km 1+900 bis 3+900 und lokal zwischen 0+300 und 1+900). Im Kraftwerksgelände und noch 150 m danach (km 0+000 bis 0+350) ist das Gelände zwischen Ufer und Damm angeschüttet.

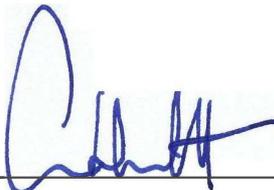
Die Mächtigkeit der bindigen Deckschicht schwankt zwischen 0 bis ca. 3 m, im Bereich tieferer Rinnenfüllungen können auch größere Mächtigkeiten vorhanden sein. Zwischen den bindigen Deckschichten und dem Kiessandaquifer sind häufig enggestufte Schluff-Sandgemische zwischengelagert.

Für den Dammausbau ist eine Einteilung in Dammabschnitte vorgenommen worden, für die folgende Sanierungsmaßnahmen vorgesehen sind:

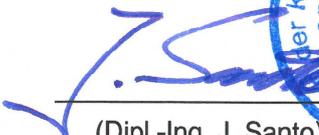
- Abschnitt 1 "GKM", 0+000 bis 0+350:
Herstellung einer unter 1 : 2,5 geneigten Böschung, Dammschutzstreifen zwischen Böschungsfuß und Grundstücksgrenze, Dammverteidigungsweg auf der Krone
- Abschnitt 2: "Sportanlagen", km 0+350 bis 1+250
Stützend und dichtend wirkende Spundwand an der wasserseitigen Böschungsschulter. Herstellung unter 1 : 2,5 geneigter Böschungen, Dammschutzstreifen zwischen Böschungsfuß und Grundstücksgrenze, Dammverteidigungsweg auf der Krone

- Abschnitt 3: "Dammbegradigung", km 1+250 bis 1+850
Damm in Erdbauweise. Korrektur des geschwungenen Dammverlaufs mit teilweise Damrneubau und teilweise Ergänzung des bestehenden Querschnitts. Herstellung unter 1 : 3,2 geneigter Böschungen, Dammschutzstreifen zwischen Böschungsfuß und Grundstücksgrenze, Dammverteidigungsweg auf einer Verteidigungsberme.
- Abschnitt 4: "Kleingärten", km 1+850 bis 3+000
bis km 2+500: Erhalt des Bestandsdammes, ergänzende Dammschüttung mit Dichtwand (Spundwand) landseitig. km 2+500 bis 2+700: Damm in Erdbauweise. km 2+700 bis 3+000: Stützend und dichtend wirkende Spundwand an der wasserseitigen Böschungsschulter. Herstellung unter 1 : 2,5 geneigter Böschungen, Dammschutzstreifen zwischen Böschungsfuß und Grundstücksgrenze, Dammverteidigungsweg auf der Krone.
- Abschnitt 5: "Wohnbebauung", km 3+000 bis 3+680
Stützend wirkende Spundwand an der wasserseitigen Böschungsschulter. Herstellung einer wasserseitigen unter 1 : 2,5 geneigten Böschung. Kein Eingriff auf Privatgrundstücken. Dammverteidigungsweg auf der Krone, Dammschutzstreifen zwischen Dammverteidigungsweg und Grundstücksgrenze.
- Abschnitt 6: "Stadt Mannheim", km 3+680 bis 3+938
wie Abschnitt 5

Für die genannten Maßnahmen konnten die nach DIN 19712 und dem Regelwerk DWA-M 507 geforderten Sicherheiten nachgewiesen werden.



(Dipl.-Ing. M. Gutberlet)



(Dipl.-Ing. J. Santo)

The seal is circular with the text "Kammer der Beratenden Ingenieure des Landes Rheinland-Pfalz" around the perimeter and the number "1115" in the center.