Vorbemerkungen zur Anlage 13.4 – Wasserwirtschaftlicher Fachbeitrag

Die wesentlichen Änderungen der 3. Planänderung sind nachfolgend stichpunktartig unter Bezugnahme der Kapitel dargestellt. Die Darstellung der Änderungen im Dokument erfolgt als Deckblatt anhand von Blaueintragungen. Redaktionelle Änderungen werden nicht aufgeführt.

Kapitel 1 – Veranlassung und Aufgabenstellung

- Aktualisierung des Vorhabenträgers
- Ergänzender Hinweis auf gesonderten Fachbeitrag zur EG-Wasserrahmenrichtlinie

Kapitel 2 – Literatur, Datengrundlagen

- Verschoben von Kapitel 7 an den Anfang des Berichts (dadurch auch Änderung der Nummerierung aller Folgekapitel)
- Aktualisierung einzelner Literatur- und Unterlagenverweise

Kapitel 4 – Hydrologische und Wasserwirtschaftliche Analyse

- Ergänzung der Porenwasserbehandlung und Aktualisierung der Angaben zur vorauslaufenden Gewässerverlegung
- Ergänzung von Angaben zur temporären Gewässerverrohrung

Kapitel 5 – Lösungsansätze und Empfehlungen / Variantenvergleich

- Ersatz von Regenrückhaltebecken durch Retentionsbodenfilter, sowie Aussagen zur hydraulischen Leistungsfähigkeit der hochgesetzten Mulde

Kapitel 6 – Technische Ausarbeitung der Vorzugsvarianten

- Ergänzung der beidseitigen Gewässerunterhaltungsstreifen, sowie Ergänzung der bautechnischen Gestaltung von Einleitstellen
- Aktualisierung der geplanten Maßnahmen (Stationierung, Bauwerksabmessungen, bauzeitliche Verrohrungen, neu hinzukommende Maßnahmen)
- Wegfall des Speicherbeckens 3. Verteilung des erforderlichen Speichervolumens auf die beiden anderen Speicherbecken sowie Erhöhung der Pumpenleistung des USW Sommerland. Aktualisierung der Bemessung auf Grundlage von KOSTRA-DWD 2010R.
- Kompensation von Stauraumverlusten im Überschwemmungsgebiet: Anpassung der Berechnungen an die reduzierte Flächenausdehnung der Sandentnahmestelle A (Stichwort Seeadler).

- Aktualisierung der Auswirkungen auf das Grundwasserregime. Aktualisierung des verringerten Wasserbedarfs für den Betrieb der Sandentnahmestelle und der daraus resultierenden Auswirkungen auf die Entnahmegewässer. Ergänzende Erläuterungen zum gesamten Sandspülverfahren.

Kapitel 7 – Hydraulische Nachweise:

- Integration der vormals als Anhang beigefügten Nachweise in den Bericht
- Aktualisierung der Berechnungen, basierend auf Kapitel 6.3

Neubau der Bundesautobahn A 20

Von Bau-km **7+415,000** bis Bau-km **22+650,000**

von NK 2222 112-0,563 km nach NK 2123 027+0,926 km

Nächster Ort: **Glückstadt**

Baulänge: **15,235 km**

Planfeststellung

A 20 – Nord-West-Umfahrung Hamburg

Abschnitt
B 431 bis A 23

Deckblatt

Wasserwirtschaftlicher Fachbeitrag

Aufgestellt:	
DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH gez. i.A. Dr.-Ing. Zierke Berlin, den 29.06.2020	
Bearbeitet: Sweco GmbH gez. i.V. Smidt Stade, den 26.06.2020	

Inhaltsverzeichnis

Seite

1 Veranlassung und Aufgabenstellung 1

2 Literatur, Datengrundlagen 3

3 Bestandsaufnahme 4

3.1 Vorbemerkungen 4

3.2 Allgemeine Beschreibung des Planungsraums 4

3.3 Zuständigkeiten 5

3.4 Wasserwirtschaftliches System 5
3.4.1 Allgemeines 5
3.4.2 Weißwasser 6
3.4.3 Schwarzwasser 6
3.4.4 Laufende Ausbau- und Verbesserungsmaßnahmen 7

3.5 Teileinzugsgebiete und Wasserstände 8
3.5.1 Allgemeines 8
3.5.2 TEG Sielverband Kollmar 8
3.5.3 TEG Unterschöpfwerk Herzhorn 8
3.5.4 TEG Rhin-Schöpfwerk 9
3.5.5 TEG Unterschöpfwerk Elskop 10
3.5.6 TEG Unterschöpfwerk Süderau 10
3.5.7 TEG Unterschöpfwerk Sommerland 11
3.5.8 TEG Schwarzwasser 11
3.5.9 Übersicht der Teileinzugsgebiete und Wasserstände 12

3.6 Sonstige Anlagen oder Objekte im Untersuchungsraum 13

4 Hydrologische und wasserwirtschaftliche Analyse 14

4.1 Vorbemerkungen 14

4.2 Spezifische Forderungen des Sielverbandes und der Wasserbehörde 14

4.3 Bauzustände 15

4.4 Unterbrechung der Vorflut 16

4.5 Neuzuordnung von Einzugsgebieten 17

4.6 Neugestaltung bzw. Umrüstung technischer Anlagen 18

4.7 Veränderung des Oberflächenabflusses im Trassenbereich 18

4.8 Entwässerung der A 20 im Hochwasserfall 19

4.9 Verlust von Stauraumvolumen im Überschwemmungsgebiet 20

5 Lösungsansätze und Empfehlungen / Variantenvergleich 21

5.1 Vorbemerkungen 21

5.2 Varianten der Straßenentwässerung 21
5.2.1 Allgemeines 21
5.2.2 Geschlossene Ableitung über Rohrleitungen und Behandlungsanlagen 21
5.2.3 Mulden-Rigolen-Entwässerung am Böschungsfuß 22
5.2.4 Dezentrales Versickerungssystem in Dammlage (Vorzugsvariante) 22

5.3 Varianten zur Umstrukturierung des Gewässersystems 24
5.3.1 Separate Ableitung des Straßenwassers 24
5.3.2 Ableitung des Straßenwassers über das bestehende Vorflutersystem (Vorzugsvariante) 24

6 Technische Ausarbeitung der Vorzugsvarianten 26

6.1 Vorbemerkungen 26

6.2 Funktionale Beschreibung der wassertechnischen Maßnahmen 26
6.2.1 Straßenparallele Entwässerungsanlagen 26
6.2.2 Verlegung von Verbandsgewässern 28
6.2.3 Einleitstellen und Einzugsgebiete 28
6.2.4 Dränagen 29

6.3 Wassertechnische Maßnahmen im Trassenverlauf 30
6.3.1 TEG SV Kollmar (ca. Stat. 7+415 – 8+000) 30
6.3.2 TEG Schöpfwerk Herzhorn (ca. Stat. 8+000 – 12+680) 31
6.3.3 TEG Rhin-Schöpfwerk (ca. Stat. 12+680 – 13+170) 34
6.3.4 TEG Schöpfwerk Elskop (ca. Stat. 13+170 – 14+330) 35
6.3.5 TEG Schöpfwerk Süderau (ca. Stat. 14+330 – 18+250) 36
6.3.6 TEG Schöpfwerk Sommerland (ca. Stat. 18+250 – 19+680) 38
6.3.7 TEG Schwarzwasser (ca. Stat. 19+680 – 22+645) 39

6.4 Abflussspeicherung über 72 Stunden (Hochwasserfall) 43
6.4.1 Allgemeines / Veranlassung 43
6.4.2 Lage und Wirkungsweise der Speicherbecken 44
6.4.3 Bauliche Gestaltung 45
6.4.4 Betrieb, Pflege und Unterhaltung 45
6.4.5 Speicherraum TEG Herzhorn (Speicherbecken 1) 46
6.4.6 Speicherraum TEG Süderau (Speicherbecken 2) 48
6.4.7 TEG Sommerland - Erhöhung der Förderleistung 49
6.4.8 Speicherraum TEG Schwarzwasser (Speicherraum 4) 50

6.5 Kompensation von Stauraumverlusten im Überschwemmungsgebiet 51
6.5.1 Allgemeines 51
6.5.2 Berechnung des Volumenverlustes 51

6.5.3 Kompensationsmaßnahmen 52

6.6 Sandentnahme und Sandspülbetrieb 53
6.6.1 Auswirkungen der Sandentnahme auf die lokale Grundwassersituation 53
6.6.2 Wasserbedarf für den Betrieb der Sandentnahmestelle 55
6.6.3 Hydraulische Auswirkungen auf die Oberflächengewässer 59
6.6.4 Festlegungen für den Sandspülbetrieb 60

6.7 Bewertung des Schadenspotenzials der Notüberläufe 61
6.7.1 Allgemeines 61
6.7.2 TEG SV Kollmar (Stat. 7+430 – 8+000) 62
6.7.3 TEG Schöpfwerk Herzhorn (Stat. 8+000 – 12+680) 62
6.7.4 TEG Schöpfwerk Elskop (Stat. 13+170 – 14+340) 63
6.7.5 TEG Schöpfwerk Süderau (Stat. 14+340 – 18+250) 63
6.7.6 TEG Schöpfwerk Sommerland (Stat. 18+250 – 19+680) 64
6.7.7 TEG Schwarzwasser (Stat. 19+680 – 22+645) 64

7 Hydraulische Nachweise **65**

7.1 Berechnungsformeln und -annahmen 65
7.1.1 Abflussspende und Abflussmenge 65
7.1.2 Bemessungsformel für Fließgewässer 65
7.1.3 Bemessungsformel für die Erosionstabilität 66
7.1.4 Bemessungsformel für Rohrdurchlässe 67
7.1.5 Bemessungsformel für Überlaufschwellen 67

7.2 Hydraulische Nachweise - Gewässer 68

7.3 Hydraulische Nachweise - Rohrdurchlässe 69

7.4 Hydraulische Nachweise - Überlaufschwellen 70

8 Zusammenfassung **72**

Anhang – Ergebnistabellen hydraulische Nachweise

Anhang A Hydraulische Nachweise der Gewässer

Anhang B Hydraulische Nachweise der Rohrdurchlässe

Anhang C Einzugsflächen, Einleitstellen und Einleitmengen

Tabellenverzeichnis

Seite

Tabelle 1: Übersicht Teileinzugsgebiete und mittlere Wasserstände 13

Tabelle 2: Stauvolumenverlust im Überschwemmungsgebiet Himmel-Helle 52

Tabelle 3: Ergebnisse der Stichtagsmessungen 54

Tabelle 4: Spülbetrieb – Wasserdargebot nach Abflussspenden 57

Tabelle 5: Spülbetrieb – Wasserdargebot nach Schöpfwerks-Fördermengen 57

Tabelle 6: Fließgeschwindigkeiten bei der Wasserentnahme 59

Verzeichnis der Planunterlagen

Anlage	13.5	Übersichtskarte Wasserwirtschaft	M. 1: 25.000
Anlage	13.6	Lagepläne Wasserwirtschaft	
	13.6.1	Neuordnung der Wasserwirtschaft	M. 1: 5.000
	13.6.2	Neuordnung der Wasserwirtschaft	M. 1: 5.000
	13.6.3	Neuordnung der Wasserwirtschaft	M. 1: 5.000
	13.6.4	Neuordnung der Wasserwirtschaft	M. 1: 5.000
Anlage	13.7	Graben-/ Gewässerausbau	
	13.7.1	Straßenparallele Entwässerung, Regelquerschnitte	M. 1: 50
	13.7.2	Verlegung Verbandsgewässer, Regelquerschnitte	M. 1: 50
Anlage	13.8	Speicherräume 72-h-Rückhaltung	
	13.8.1	Speicherraum 1, Details und Schnitte	M. 1: 50
	13.8.2	Speicherraum 2, Details und Schnitte	M. 1: 50
	13.8.3	Speicherraum 3, Details und Schnitte	entfällt
	13.8.4	Speicherraum 4, Details und Schnitte	M. 1: 50

Verzeichnis der verwendeten Abkürzungen

A	Autobahn
AK	Autobahnkreuz
AS	Anschlussstelle
B	Bundesstraße
BAB	Bundesautobahn
DEGES	Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und –bau GmbH
DHSV	Deich- und Hauptsielverband
DN	(Nenn-) Durchmesser einer Rohrleitung
HW	Hochwasser
K	Kreisstraße
L	Landesstraße
LBV-SH	Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein
MW	Mittelwasser
NN	Normal-Null
NW	Niedrigwasser
NSG	Naturschutzgebiet
Q	Wassermenge, Durchflussmenge, Abfluss
q	Abflussspende
PN	Pegel-Null (PN = NN +5,00 m)
PWC	(-Anlage) Parkplatz und WC – Anlage an einer Autobahn
r	Regenspende
TEG	Teileinzugsgebiet
SV	Sielverband (als Wasser- und Bodenverband)
(U)SW	(Unter-) Schöpfwerk
WHG	Wasserhaushaltsgesetz (des Bundes)
WSP	Wasserspiegel, Wasserstand

Glossar

außendeichs: Zwischen Deich und Meer oder Strom gelegen.

binnendeichs: Vom Deich landeinwärts gesehen.

(Deich-)Siel: Verschließbares Durchlassbauwerk (im Deich) zur Be- bzw. Entwässerung der binnendeichs liegenden Flächen.

Durchlass: Unterquerung eines Hindernisses (Straße, Deich) mit einer (Rohr-) Leitung.

Düker: Unterquerung eines Gewässers mit einer (Rohr-)Leitung.

Freibord: Vertikaler Abstand zwischen Bemessungswasserstand und Sollhöhe/ Oberkante der baulichen Anlage.

Grüppen: Geländemulden zur Oberflächenentwässerung von Marschgebieten, oft parallel und im Abstand von rd. 20 m angeordnet.

Klei: Marschboden; aus den feinkörnigen Sinkstoffen des Meeres oder der Tideflüsse entstandener Boden.

Polder: Eingedeichtes, künstlich entwässertes Marschland.

Schöpfwerk: Pumpwerk zur maschinellen Förderung von Wasser von einem tiefen auf ein höheres Niveau.

Schütz: Absperreinrichtung in offenen Gerinnen.

Sielschlusszeit: Zeitraum des unterbrochenen Durchflusses an Sielbauwerken in Abhängigkeit von den Wasserstandsverhältnissen.

Sielzugzeit: Zeitraum des möglichen Durchflusses an Sielbauwerken in Abhängigkeit von den Wasserstandsverhältnissen.

Sollhöhe: Ergibt sich aus dem maßgebenden Bemessungswasserstand und den Sicherheitszuschlägen unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse.

Speicherlamelle: Wasservolumen in Form einer Wasserstandsscheibe zur (Zwischen-) Speicherung von Wasser in einem Polder oder Becken.

Tide: (auch: Gezeit) Wasserstandsänderungen und Strömungen des Meeres, die unmittelbar oder mittelbar durch die Massenanziehung von Sonne und Mond in Verbindung mit der Erdumdrehung entstehen.

Tidenhub: Differenzhöhe zwischen dem mittleren Tideniedrigwasser (MTNw) und dem mittleren Tidehochwasser (MTHw).

1 Veranlassung und Aufgabenstellung

In der Vergangenheit hat der Landesbetrieb Straßenbau und Verkehr Schleswig-Holstein, vertreten durch die Niederlassung Itzehoe, Projektgruppe A 20-West, den rd. 15 km langen Planungsabschnitt der A 20 – Nord-West-Umfahrung Hamburg – zwischen Glückstadt und Hohenfelde, Abschnitt B 431 bis A 23 projektiert. Im Jahr 2018 wurde die Projektzuständigkeit seitens des Ministeriums für Wirtschaft, Verkehr, Arbeit, Technologie und Tourismus an die DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und –bau GmbH übertragen. Für die vorliegende 3. Planänderung fungiert die DEGES nunmehr als Antragsteller.

Basierend auf dem geprüften, straßenbautechnischen Entwurf hat die mit der Straßenplanung beauftragte Obermeyer Planen + Beraten GmbH die Planfeststellungsunterlagen für diesen Planungsabschnitt erstellt. Als Nachunternehmer für die Erarbeitung des darin enthaltenen wassertechnischen Fachbeitrages ist die Sweco GmbH, Niederlassung Stade (ehemals Grontmij GmbH / IHP Ingenieurgesellschaft Prof. Dr.-Ing. Hoins und Partner GmbH) in diesen Planungsauftrag eingebunden.

Gemäß Auftragserteilung ist der wasserwirtschaftliche Fachbeitrag in Form eines hydrologischen Gutachtens auszuarbeiten. Dabei werden drei Bearbeitungsstufen unterschieden:

- Bearbeitung zum Bauentwurf,
- Bearbeitung zum Planfeststellungsverfahren und
- Bearbeitung zur Bauausführung.

Mit den vorliegenden Unterlagen wird – als zweite Bearbeitungsstufe – die Bearbeitung zum Planfeststellungsverfahren dargestellt. Als Fortschreibung des Bauentwurfes sind darin, neben der Berücksichtigung von Prüfbemerkungen der zuständigen Landes- und Bundesministerien, auch die Ergebnisse des kontinuierlichen Abstimmungs- und Planungsprozesses im Zuge des Planfeststellungsverfahrens eingeflossen.

Im Rahmen des wasserwirtschaftlichen Fachbeitrages werden die grundsätzlichen wasserwirtschaftlichen Fragestellungen im Zusammenhang mit dem Bau der Autobahn identifiziert und geeignete Lösungsansätze erarbeitet. Unterschieden wird dabei zwischen der heutigen Situation, ggf. Bauzuständen (sofern wasserwirtschaftlich relevant) und der zukünftigen Situation nach dem Bau der Autobahn. Hintergrund ist, dass die Wasserwirtschaft im Untersuchungsraum vergleichsweise komplex gestaltet ist und die Eingriffe durch den Bau der Autobahn insofern sehr genau abgewogen und untersucht werden müssen.

In der zweiten Bearbeitungsstufe des wasserwirtschaftlichen Fachbeitrages wird noch einmal der vollständige Planungsprozess wiedergegeben. Dieser bestand im Wesentlichen aus folgenden Teilschritten:

- Bestandsaufnahme,
- Hydrologische und wasserwirtschaftliche Analyse,
- Aufzeigen verschiedener wassertechnischer Lösungsansätze und Empfehlungen,

- Ausarbeitung der gewählten Vorzugsvarianten.

Diese Einteilung wurde auf die Gliederung des vorliegenden Erläuterungsberichts übertragen.

Die Überprüfung der Vereinbarkeit des Vorhabens mit den Bewirtschaftungszielen nach §§ 27 und 47 WHG ist nicht Bestandteil dieses Fachbeitrages. Hierzu wurde ein separater Fachbeitrag zur EG-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) erstellt. Dieser ist als Anlage 13.11 Bestandteil der Planfeststellungsunterlagen.

2 Literatur, Datengrundlagen

Verwendete Planungsunterlagen:

[1] SV Rhingebiet. Anlagenverzeichnis. Krempe 03/1990.

[2] Deich- und Hauptsielverband Kremper Marsch. Satzung. Krempe 04/1998.

[3] BWS GmbH / CDM Smith Consult GmbH. Bautechnische Variantenprüfung zur Sandverfügbarkeit und zum Sandtransport. Hamburg, 03/2020 (siehe Materialband 7, Teil 1).

[4] BWS GmbH. NSG Baggersee Hohenfelde – Ermittlung und Bewertung möglicher hydrologischer Auswirkungen einer Sandentnahme für die geplante A20 und Erweiterung um hydrochemische und hydraulische Untersuchungen in 2017. Hamburg, 03/2020 (siehe Materialband 7, Teil 2).

[5] Sweco GmbH. Dezentrale Porenwasserbehandlung - Erläuterungsbericht. Stade, 07.06.2019 (siehe Unterlage 13.9).

Verwendete Daten, Richtlinien und Normen:

[6] Ministerium für Natur, Umwelt und Landesentwicklung Schleswig-Holstein. Technische Bestimmungen zum Bau und Betrieb von Anlagen zur Regenwasserbehandlung bei Trennkanalisation. Veröffentlicht im Amtsblatt für S.-H., 25.11.1992.

[7] Merkblatt M 2, Hinweise zur Bewertung hydraulischer Begrenzungen in Fließgewässern bei der Einleitung von Regenwasser aus Trennkanalisationen. Landesamt für Natur und Umwelt des Landes Schleswig-Holstein, Abteilung Gewässer. Stand 19.07.2002.

[8] Starkniederschlagshöhen für Deutschland – KOSTRA-DWD 2010R. Deutscher Wetterdienst, GF Hydrometeorologie, Offenbach, 2016.

[9] DWA-Arbeitsblatt A 117: Bemessung von Regenrückhalteräumen. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., April 2006.

[10] DWA-Arbeitsblatt A 118: Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen. Vereinigung für Abwasser, Abfall und Gewässerschutz, März 2006.

[11] DWA-Merkblatt M 153: Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser. Vereinigung für Abwasser, Abfall und Gewässerschutz, August 2007.

3 Bestandsaufnahme

3.1 Vorbemerkungen

Grundlage der hydrologischen und wasserwirtschaftlichen Analyse ist eine vorherige Aufnahme und Darstellung der bestehenden Situation. Dazu wird das wasserwirtschaftliche System mit seinen baulichen und funktionellen Bestandteilen erfasst und dargestellt.

Bei der Definition des Untersuchungsgebietes stehen funktionale Zusammenhänge des Be- und Entwässerungssystems im Vordergrund. Als Betrachtungsraum wurde das hydrologische Einzugsgebiet gewählt, welches durch den Trassenverlauf der A 20 unmittelbar betroffen ist.

3.2 Allgemeine Beschreibung des Planungsraums

Der hier betrachtete Planungsabschnitt der A 20 befindet sich im Kreis Steinburg in Schleswig-Holstein, inmitten des Städtedreiecks Itzehoe – Glückstadt – Elmshorn.

Beginnend nahe der Elbe südlich von Glückstadt, verläuft die Trasse südöstlich von Herzhorn entlang und anschließend, zwischen den Ortslagen Sommerland und Süderau hindurch, in einem weiten Bogen in östlicher Richtung. Der rd. 15 km lange Planungsabschnitt endet schließlich nördlich von Horst an der A 23.

Das Untersuchungsgebiet liegt zu großen Teilen in der Kremper Elbmarsch, mit einem für diese Landschaftsräume typischen wasserwirtschaftlichen System. Dieses zeichnet sich dadurch aus, dass die Entwässerung der Flächen durch ein komplexes Netz von Gewässern, Gräben und Dränagen im Zusammenspiel mit technischen Anlagen aktiv gesteuert und bewirtschaftet wird. Auf Grund des sehr flachen Geländereliefs mit Geländehöhen zwischen NN –1,50 m bis NN +2,50 m spielen freie Abflussvorgänge i.d.R. keine oder nur eine untergeordnete Rolle. Vielmehr bestimmen tideabhängiger Sielzug und Pumpenbetrieb den Abfluss und die Fließvorgänge im System. In den Bereichen nahe der Elbe ist ein direkter oder indirekter Tideeinfluss auf die Gewässer und Gräben zu berücksichtigen.

Ein weiteres Merkmal des Planungsraumes sind oberflächennah anstehende Grundwasserstände und vergleichsweise undurchlässige Bodenverhältnisse (Marschboden, Klei). Die Mächtigkeit der undurchlässigen Weichschichten nimmt von über 12 m im Bereich der B 431 nach Osten hin immer mehr ab. Im Bereich der L 100 erfolgt der Übergang von der Marsch in die Geest, dort sind dann keine nennenswerten Weichschichten mehr vorhanden.

3.3 Zuständigkeiten

Wasserwirtschaftlich betroffen ist im Planungsabschnitt vorrangig das Verbandsgebiet des „Sielverbandes Rhingebiet“. Seinen Namen verdankt dieser Wasser- / Sielverband dem gleichnamigen Hauptvorfluter, dem *Rhin*, der sich von der Elbe bei Glückstadt in östlicher Richtung erstreckt und sich alsbald in den *Kremper Rhin* und den *Herzhorner Rhin* aufteilt. Im weiteren Verlauf verzweigt und verästelt sich das Gewässer- und Grabensystem immer weiter und durchzieht schließlich das gesamte Verbandsgebiet.

Im südwestlichen Randbereich des Planungsabschnitts (Anschlussstelle B 431) wird ferner das Verbandsgebiet des „Sielverbandes Kollmar“ tangiert. Dort werden lediglich einige nicht klassifizierte Gräben gekreuzt; insofern sind die dortigen Betroffenheiten vergleichsweise gering. Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich daher primär auf den „Sielverband Rhingebiet“.

Die Sielverbände „Rhingebiet“ und „Kollmar“ sind über eine Dachorganisation, den Deich- und Hauptsielverband (DHSV) Kremper Marsch mit Sitz in Dägeling, gemeinsam mit noch anderen sieben Sielverbänden aus der Region organisiert. Der Deich- und Hauptsielverband übernimmt die organisatorischen und verwaltungsrechtlichen Aufgaben seiner Mitgliederverbände [2].

3.4 Wasserwirtschaftliches System

3.4.1 Allgemeines

Das rd. 110 km² große Verbandsgebiet des Sielverbandes (SV) Rhingebiet zeichnet sich durch zwei voneinander getrennte wasserwirtschaftliche Systeme aus, nämlich das Weißwasser- und das Schwarzwasser-System. Diese sind historisch gewachsen und von unterschiedlichen Rahmenbedingungen geprägt. Anhand der festgelegten Nummerierung der Verbandsgewässer kann deren Zugehörigkeit zum jeweiligen System nachvollzogen werden.

Im Folgenden werden die beiden Systeme näher beschrieben. Zudem ist das wasserwirtschaftliche System in Anlage 13.5 ff. dargestellt worden.

Innerhalb der beiden genannten Systeme liegen ferner die Einzugsgebiete der größeren Städte und Gemeinden, welche mit einer zentralen Ortsentwässerung ausgestattet sind (z.B. Glückstadt, Horst, Herzhorn). Hier wird das Niederschlagswasser in Kanalnetzen gesammelt und schließlich – zum Teil nach der gebotenen Rückhaltung oder Behandlung – in das jeweils vorhandene Gewässersystem abgeleitet.

Die zentralen Ortsentwässerungsnetze werden durch die BAB-Trasse nicht direkt beeinflusst, weshalb im Rahmen dieser Bestandserfassung nicht näher auf diese Gebiete eingegangen wird.

3.4.2 Weißwasser

Das Weißwasser-System entwässert vorrangig die Niederungsgebiete der Kremper Marsch. Mit einer Einzugsfläche von rd. 65 km² deckt es den größeren Teil des Verbandsgebietes ab. Über ein weit verzweigtes Vorflutersystem wird das Oberflächenwasser gesammelt und künstlich, mittels verschiedener Schöpfwerke, in den Glückstädter Außenhafen und damit in die Elbe gehoben.

Während das Gebiet rund um Glückstadt unmittelbar über das Hauptschöpfwerk des Verbandes, das sog. Rhin-Schöpfwerk, in den Außenhafen entwässert (1-stufige Entwässerung), sind in den weiter östlich gelegenen Gebieten insgesamt fünf Unterschöpfwerke angeordnet. Diese entwässern jeweils ein lokal abgegrenztes Teileinzugsgebiet und heben das dort anfallende Wasser in das Einzugsgebiet des Rhin-Schöpfwerks (2-stufige Entwässerung). In den verschiedenen Teileinzugsgebieten der Unterschöpfwerke sowie des Hauptschöpfwerks werden unterschiedliche Wasserstände gehalten.

In Anbetracht der vorgehaltenen Schöpfwerksleistung ist die Entwässerung des Weißwasser-Systems in der Regel gesichert. Ab bestimmten Außenwasserständen in der Elbe geht die Pumpenleistung des Rhin-Schöpfwerks jedoch zurück. Bei lang anhaltenden Hochwassersituationen in Verbindung mit großem Wasseranfall ist es in der Vergangenheit bereits zu einer weitgehenden Überlastung des Systems gekommen (Hochwasserereignis Sommer 2002).

Neben den vorhandenen Vorflutern und Gräben stehen keine besonderen Retentionsvolumina im Weißwasser-System zur Verfügung.

3.4.3 Schwarzwasser

Das Schwarzwasser-System erhielt seinen Namen aufgrund der aus den östlichen Moorgebieten angeschwemmten Huminstoffe, die sein Wasser seinerzeit dunkel gefärbt hatten. Heute ist diese Verfärbung nicht mehr erkennbar, eine visuelle Unterscheidung zwischen Schwarz- und Weißwasser ist nicht mehr möglich.

Das rd. 45 km² große Einzugsgebiet des Schwarzwassers setzt sich aus zwei Teilflächen zusammen, die sich vorrangig auf der Geest im Osten des Verbandsgebietes sowie – in einem deutlich kleineren Rahmen – im Bereich der Engelbrechtschen Wildnis südlich von Glückstadt befinden. Über ein separates, vom Weißwasser abgetrenntes Vorflutersystem wird das gesammelte Oberflächenwasser durch das niedrige Marschgebiet geleitet und mittels einer Deichschleuse in den Glückstädter Außenhafen und damit in die Elbe abgeführt.

Die Ableitung erfolgt in der Regel im tideabhängigen Sielzug ohne aktive technische Unterstützung. Allerdings ist bereits in den 50-er Jahren, zwecks Entlastung des Schwarzwassersystems bei ungünstigen Wasserstandsverhältnissen in der Elbe, unmittelbar vor dem Deichsiel in Glückstadt eine Entlastungsschleuse in das Weißwassersystem eingebaut worden. Ebenso existiert seit 2004 ein weiteres Entlastungswehr nördlich von Herzhorn (vgl. 3.4.4). Beide Entlastungswehre dienen der Überleitung von Wasser aus dem Schwarzwasser- in das Weißwassersystem, um zu lange Einstauperioden vermeiden zu können und das

Wasser tideunabhängig über das Weißwasserschöpfwerk (Rhin-Schöpfwerk) in die Elbe abführen zu können.

Der Wasserstand im Schwarzwasser-System stellt sich entsprechend dem hydraulischen Gradienten und in Abhängigkeit vom Sielzug frei ein, er liegt in der Regel höher als die Wasserstände im Weißwasser – System. Dadurch ist die Überleitung von Teilmengen des Schwarzwassers in das Weißwassersystem auch ohne Einsatz von weiteren Pumpen möglich.

Zur Abpufferung von Hochwasserwellen aus dem Geestraum stehen insgesamt drei Überschwemmungsgebiete gem. § 76 WHG zur Verfügung. Das technisch ausgebaute Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Horstmoor besitzt ein Rückhaltevolumen von rd. 165.000 m³, während die natürlich entstandenen, per Verschlusseinrichtung manuell betriebenen Überschwemmungsgebiete bei Himmel und Helle sowie im Dovenmühlenbecken jeweils rd. 40.000 m³ Stauvolumen aufweisen. Da die Gebiete Dovenmühlenbecken sowie Himmel und Helle baulich nicht eingegrenzt sind, ist hier bei einem weiteren Aufstau ohne größere Folgeschäden ein Retentionsvolumen von bis zu 450.000 m³ zu erzielen.

3.4.4 Laufende Ausbau- und Verbesserungsmaßnahmen

Angesichts der während des Hochwasserereignisses im Sommer 2002 aufgetretenen Überflutungen und damit verbundenen Sachschäden hat der Sielverband Rhingebiet in den beiden Folgejahren zwei wesentliche Maßnahmen zur Verbesserung der Entwässerungsverhältnisse ergriffen. Das Investitionsvolumen hierfür betrug rd. 1,6 Mio. Euro.

Dabei handelt es sich um die Erhöhung der Förderleistung des Rhin-Schöpfwerks durch den Einbau größerer Pumpenaggregate sowie um die Herstellung eines Entlastungswehres im Schwarzwasser-System, nördlich von Herzhorn. Beide Maßnahmen stehen in funktionaler Verbindung.

Ab bestimmten, höheren Wasserständen im Schwarzwasser wird über das neue Entlastungswehr eine definierte Wassermenge in das Weißwasser-System abgeschlagen (max. 4,0 m³/s). Diese zusätzliche Wassermenge muss dort über das Rhin-Schöpfwerk abgeführt werden. Um dies zu gewährleisten, wurden die Pumpen 1 und 3 des Schöpfwerks komplett erneuert und durch größere Aggregate ersetzt. Je nach zu überbrückender Förderhöhe, sprich Außenwasserstand in der Elbe, beträgt die neue Förderleistung des Schöpfwerks bis zu 18,8 m³/s gegenüber einer vormaligen Förderleistung von rd. 13,5 m³/s.

3.5 Teileinzugsgebiete und Wasserstände

3.5.1 Allgemeines

Dem Streckenverlauf der geplanten A 20 in Stationierungsrichtung folgend, werden hier die vom Straßenbau betroffenen Teileinzugsgebiete (TEG) näher beschrieben. Neben den vorhandenen bzw. zu kreuzenden Verbandsvorflutern werden auch Regelwasserstände und bauliche Anlagen innerhalb der Teileinzugsgebiete dargestellt.

Auf kleinere Entwässerungsgräben und Dränagen im Trassenbereich, welche lediglich von lokaler Bedeutung sind, wird an dieser Stelle nicht näher eingegangen. Grundsätzlich gilt, dass in jedem Teileinzugsgebiet eine Vielzahl solcher zumeist privater Gräben und Dränagen gekreuzt werden. Die in diesem Zusammenhang notwendigen Maßnahmen werden in Kapitel 6 (Technische Ausarbeitung) näher erläutert.

3.5.2 TEG Sielverband Kollmar

Das Verbandsgebiet des SV Kollmar liegt nahezu vollständig außerhalb des Planungsabschnitts. Nur im Bereich der geplanten Anschlussstelle an der B 431 werden Ein- und Ausfädelungsspuren innerhalb des Verbandsgebietes des SV Kollmar hergestellt, welche noch zum Planungsumfang gehören. Insofern wird auch dieses TEG hier erwähnt.

Im Bereich der Anschlussstelle werden lediglich einige untergeordnete Gräben gekreuzt. Die Hauptvorflut in diesem Verband bildet die *Langenhalsener Wettern*, die außerhalb dieses Planungsabschnitts ebenfalls von der Autobahntrasse gekreuzt werden wird. Über das Hauptschöpfwerk bei Bielenberg wird das anfallende Oberflächenwasser aus der Langenhalsener Wettern in die Elbe gehoben.

3.5.3 TEG Unterschöpfwerk Herzhorn

Beginnend an der Südgrenze des Verbandsgebietes des SV Rhingebiet, an der B 431, wird zunächst das Teileinzugsgebiet des Unterschöpfwerks Herzhorn von der BAB-Trasse durchzogen. In Trassierungsrichtung werden folgende fünf Hauptvorfluter innerhalb dieses Teileinzugsgebietes gekreuzt:

- Vorfluter 7.6 *Stichgraben Engelbrecht-Greve* (nur randlich betroffen)
- Vorfluter 7.5 *Strohdeichwettern* (durch Überführung Gemeindeweg betroffen)
- Vorfluter 7.1 *Mittelfelder Wettern*
- Vorfluter 7.3 *Spleth*
- Vorfluter 7.4 *Kamerländer Deichwettern*

Die *Spleth* ist ein Gewässer natürlichen Ursprungs und ist mit seinem ökologisch wertvollen Ufersaum in der Umweltverträglichkeitsstudie (UVS) als besonders schützenswert eingestuft worden.

Über das Unterschöpfwerk Herzhorn wird das Wasser aus dem Hauptvorfluter 7.1 *Mittelfelder Wettern* in den Vorfluter 1.3 *Mühlenwettern* des TEG Rhin-Schöpfwerk gehoben. Das Unterschöpfwerk Herzhorn weist folgende Kenndaten auf:

- Anzahl der Pumpenaggregate: 2 Stck. (KSB, vertikale Propellerpumpen)
- Förderleistung Q_P: ca. 3,12 m³/s (1 * 2,12 m³/s + 1 * 1,0 m³/s)
- Fläche Einzugsgebiet A_E: ca. 1.950 ha
- Bemessungs-Abflussspende HHq: ca. 3.120 / 1.950 = 1,6 l/(s*ha)
- Einschalt-WSP: NN –2,40 m
- Ausschalt-WSP: NN –2,75 m
- Mittlerer Wasserstand MW: NN –2,60 m (entsprechend 2,40 m PN).

3.5.4 TEG Rhin-Schöpfwerk

Zwischen Stat. 12+700 und 13+200 durchläuft die Trasse einen schmalen Ausläufer des Teileinzugsgebietes Rhin-Schöpfwerk (1-stufige Entwässerung). Das TEG wird von den folgenden Hauptvorflutern eingegrenzt, die insofern auch gekreuzt werden müssen:

- Vorfluter 1.4 *Löwenau* (System Schwarzwasser) und
- Vorfluter 1.1 *Herzhorner Rhin* oder auch *Lesigfelder Wettern*.

Auch die *Löwenau* ist natürlichen Ursprungs und in der UVS als schützenswertes Gewässer eingestuft worden.

Das Rhin-Schöpfwerk in Glückstadt, am gleichnamigen Hauptvorfluter des Verbandes, weist seit dem in 2003/2004 erfolgten Umbau folgende Kenndaten auf:

- Anzahl der Pumpenaggregate: 3 Stck. (KSB, vertikale Propellerpumpen)
- Förderleistung Q_P: max. ca. 18,8 m³/s (2 * 6,8 m³/s + 1 * 5,2 m³/s)
- Fläche Einzugsgebiet A_E: ca. 6.500 ha
- Bemessungs-Abflussspende HHq: ca. 18.800 / 6.500 = 2,9 l/(s*ha)
- Einschalt-WSP: NN –1,20 m
- Ausschalt-WSP: NN –1,50 m
- Mittlerer Wasserstand MW: NN –1,25 m (entsprechend 3,75 m PN).

Ferner wird der Wasserstand in dem lokal begrenzten Dränagesystem bei Lesigfeld durch zwei kleine Dränageschöpfwerke (Lesigfeld I und II) auf einem deutlich niedrigeren Niveau gehalten (ca. NN -2,25 m), als es die umliegenden Vorfluter ermöglichen würden.

3.5.5 TEG Unterschöpfwerk Elskop

Ebenfalls auf relativ kurzer Länge, zwischen Stat. 13+200 und 14+350, wird das TEG des Unterschöpfwerks Elskop in seinen südöstlichen Ausläufern durchschnitten. Hier wird lediglich der

- Vorfluter 5.1 *Sandritt*

gekreuzt, und zwar im Bereich seines verrohrten Endabschnitts (Ø 400 bis 600).

Über das Unterschöpfwerk Elskop wird das Wasser am Unterlauf des Hauptvorfluters 5.1 *Sandritt* angehoben und in das TEG Rhin-Schöpfwerk übergeleitet. Das Unterschöpfwerk weist folgende Kenndaten auf:

- Anzahl der Pumpenaggregate: 2 Stck. (KSB, vertikale Propellerpumpen)
- Förderleistung Q_P: ca. 1,25 m³/s (1 * 0,8 m³/s + 1 * 0,45 m³/s)
- Fläche Einzugsgebiet A_E: ca. 635 ha
- Bemessungs-Abflussspende HHq: ca. 1.250 / 635 = 2,0 l/(s*ha)
- Einschalt-WSP: NN –1,85 m
- Ausschalt-WSP: NN –2,20 m
- Mittlerer Wasserstand MW: NN –2,00 m (entsprechend 3,00 m PN).

3.5.6 TEG Unterschöpfwerk Süderau

Anschließend durchzieht die Trasse das TEG des Unterschöpfwerkes Süderau. Trotz eines relativ langen Trassenabschnitts (Stat. 14+350 bis 18+260) werden innerhalb dieses TEG keine Verbandsvorfluter gekreuzt. Die Trasse verläuft etwa mittig zwischen den Vorflutern 6.2 *Neue Wettern* und 1.5 *Wohldgraben*, welcher dem Schwarzwassersystem zugeordnet ist.

Wie in den anderen Teileinzugsgebieten werden allerdings auch in diesem TEG diverse kleinere Entwässerungsgräben und Dränagen von der Autobahntrasse durchschnitten.

Über das Unterschöpfwerk Süderau wird das Wasser aus dem Hauptvorfluter 6.1 *Alte Wettern* in den Vorfluter 1.2 *Kremper Rhin* des TEG Rhin-Schöpfwerk gehoben. Das Unterschöpfwerk weist folgende Kenndaten auf:

- Anzahl der Pumpenaggregate: 2 Stck. (KSB, vertikale Propellerpumpen)
- Förderleistung Q_P: ca. 1,65 m³/s (1 * 1,1 m³/s + 1 * 0,55 m³/s)

- Fläche Einzugsgebiet A_E: ca. 830 ha
- Bemessungs-Abflussspende HHq: ca. 1.650 / 830 = 2,0 l/(s*ha)
- Einschalt-WSP: NN –2,20 m
- Ausschalt-WSP: NN –2,55 m
- Mittlerer Wasserstand MW: NN –2,40 m (entsprechend 2,60 m PN).

3.5.7 TEG Unterschöpfwerk Sommerland

Im Bereich westlich der Landesstraße L 100 wird das Teileinzugsgebiet des Unterschöpfwerks Sommerland auf rd. 1,4 km Länge gequert. Die Grenze zum vorbeschriebenen TEG bildet der *Wohldgraben*, welcher zweimal von der Trasse gekreuzt wird. In Trassierungsrichtung sind folgende Verbandsvorfluter zu kreuzen:

- Vorfluter 1.5 *Wohldgraben* (System Schwarzwasser)
- Vorfluter 8.7 *Grönländer Schlickwettern* (verrohrter Abschnitt, Ø 400 bis 600)
- Vorfluter 1.5 *Wohldgraben* (System Schwarzwasser)

Über das Unterschöpfwerk Sommerland wird das Wasser aus dem Hauptvorfluter 8.1 *Grönländer Wettern* in den Hauptvorfluter 1.1 *Herzhorner Rhin* des TEG Rhin-Schöpfwerk gehoben. Das Unterschöpfwerk weist folgende Kenndaten auf:

- Anzahl der Pumpenaggregate: 2 Stck. (KSB, vertikale Propellerpumpen)
- Förderleistung Q_P: ca. 3,0 m³/s (1 * 2,0 m³/s + 1 * 1,0 m³/s)
- Fläche Einzugsgebiet A_E: ca. 1.500 ha
- Bemessungs-Abflussspende HHq: ca. 3.000 / 1.500 = 2,0 l/(s*ha)
- Einschalt-WSP (Tag/Nacht): NN –2,00 m
- Ausschalt-WSP (Sommer/Winter): NN –2,35 m
- Mittlerer Wasserstand MW: NN –2,20 m (entsprechend 2,80 m PN).

3.5.8 TEG Schwarzwasser

Östlich der L 100 bis zum Ende des Planungsabschnitts durchzieht die Autobahntrasse auf rd. 2,5 km Länge das Einzugsgebiet des Schwarzwassers. Abschnittsweise wird das dortige Überschwemmungsgebiet Himmel und Helle durchschnitten, wodurch ein Teil des dortigen Retentionsvolumens verloren geht. In Trassierungsrichtung werden außerdem diverse Hauptvorfluter des Schwarzwasser-Systems gekreuzt:

- Vorfluter 1.6.1 *Vorfluter Hellpott*
- Vorfluter 1.6 *Horstgraben*

- Vorfluter 9.5 *Eichenhofgraben*
- Vorfluter 9.6 *(ohne Namen)*
- Vorfluter 9.6.1 *(ohne Namen)*
- Vorfluter 9.6.2 *Vorfluter an BAB*
- Vorfluter 9.6.3 *Vorfluter an BAB*
- Vorfluter 9.7 *Tamfortgraben*

Wie die *Spleth* und die *Löwenau* ist auch der *Horstgraben* natürlichen Ursprungs und in der UVS als schützenswertes Gewässer eingestuft worden.

Im Schwarzwasser - System stellen sich die Wasserstände in den Vorflutern je nach Topografie, Sohlgefälle, Wasseranfall und Sielzug relativ frei ein. Aufgrund der großen Fließstrecken – das Schwarzwasser wird durch das gesamte Poldergebiet durchgeleitet – sind deutliche Wasserspiegeldifferenzen möglich. Im Mittel beträgt der Wasserstand im Marschgebiet

- WSP_{MW} = NN – 1,00 m (entsprechend 4,00 m PN).

Er liegt demnach höher als der durchschnittliche Wasserstand im Weißwasser – System. Aus diesem Grunde wird bei Gewässerkreuzungen beider Systeme zumeist das Weißwassergewässer gedükert, d.h. unter dem Schwarzwassergewässer hindurch geleitet.

Im Geestbereich östlich der A 23 steigen die Gelände- und Sohlhöhen merklich an, folglich werden dort auch höhere Wasserstände erzielt.

3.5.9 Übersicht der Teileinzugsgebiete und Wasserstände

Einen Überblick über die zu kreuzenden Vorfluter im Trassenverlauf der A 20, die jeweiligen Teileinzugsgebiete und die dortigen mittleren Wasserstände gibt die nachfolgende Tabelle:

Kreuzende Verbandsvorfluter, Teileinzugsgebiete und Wasserstände				
Station ca.	**Name des Vorfluters**	**Nr.**	**Teileinzugsgebiet**	**WSP MW** ca. [m+NN]
8+700	Stichgraben Engelbr.-Greve	7.6	SW Herzhorn	-2,60
9+440	Mittelfelder Wettern	7.1	SW Herzhorn	-2,60
11+050	Spleth	7.3	SW Herzhorn	-2,60
11+690	Kamerlander Deichwettern	7.4	SW Herzhorn	-2,60
12+040	Kamerlander Deichwettern	7.4	SW Herzhorn	-2,60
12+680	Löwenau	1.4	Schwarzwasser	-1,00
13+170	Herzhorner Rhin / Lesigfelder Wettern	1.1	Rhin-SW	-1,25
13+950	Sandritt	5.1	SW Elskop	-2,00
14+340	Wohldgraben	1.5	Schwarzwasser	-1,00
18+260	Wohldgraben	1.5	Schwarzwasser	-1,00

Kreuzende Verbandsvorfluter, Teileinzugsgebiete und Wasserstände				
Station ca.	**Name des Vorfluters**	**Nr.**	**Teileinzugsgebiet**	**WSP MW** ca. [m+NN]
18+600	Schlickwettern	8.7	SW Sommerland	-2,20
19+400	Wohldgraben	1.5	Schwarzwasser	-1,00
20+000	Vorfluter Hellpott	1.6.1	Schwarzwasser	-0,78
20+100	Horstgraben	1.6	Schwarzwasser	-0,61
20+120	Eichenhofgraben	9.5	Schwarzwasser	-0,60
21+072	---	9.6	Schwarzwasser	-0,60 - +0,25
21+625	---	9.6.1	Schwarzwasser	+0,25 - +0,65
21+700	Vorfluter an BAB	9.6.2	Schwarzwasser	+0,60 - +1,25
21+890	Vorfluter an BAB	9.6.3	Schwarzwasser	+0,30 - +1,45
22+150	Tamfortgraben	9.7	Schwarzwasser	+0,25 - +0,65
22+650	Horstgraben	1.6	Schwarzwasser	+0,00 - +0,25

Tabelle 1: Übersicht Teileinzugsgebiete und mittlere Wasserstände

3.6 Sonstige Anlagen oder Objekte im Untersuchungsraum

- Naturschutzgebiet Baggersee Hohenfelde (TEG Schwarzwasser)

  Im Zusammenhang mit dem damaligen Bau der A 23 wurde vor einigen Jahrzehnten südlich von Hohenfelde Kiesabbau betrieben. Nachdem die Kiesvorkommen ausgeschöpft waren, wurden die Gruben geflutet und die Landschaft durch umfangreiche ökologische Maßnahmen renaturiert. Heute sind der Baggersee und seine Umgebung als rd. 22 ha großes Naturschutzgebiet (NSG) ausgewiesen. Es dürfen keinerlei Maßnahmen im Umfeld des NSG durchgeführt werden, die zu einer Veränderung des NSG, der dortigen Wasserstände um mehr als 0,30 m oder der Wasserqualität des Baggersees führen könnten. Das Naturschutzgebiet grenzt im Süden an den Vorfluter 1.6 *Horstgraben* an.

- Kläranlage Hohenfelde mit Einleitungsstelle II (TEG Schwarzwasser)

  In der Teichkläranlage Hohenfelde werden die Abwässer aus der Gemeinde gereinigt und anschließend über die Einleitungsstelle E II in den Vorfluter 9.2, System Schwarzwasser, und nachfolgend in den Horstgraben abgeleitet. Die BAB-Trasse grenzt unmittelbar an das Kläranlagengelände an, der Vorfluter verläuft direkt am Böschungsfuß des Straßendammes. Es sind keine besonderen wasserwirtschaftlichen Maßnahmen im Zusammenhang mit dem BAB-Neubau erforderlich.

- Kläranlage Horst-Himmel (TEG Unterschöpfwerk Sommerland)

  In der Teichkläranlage Horst-Himmel werden die Abwässer aus dem gleichnamigen Ortsteil gereinigt und anschließend in den Vorfluter Nr. 8.1 *Grönländer Wettern* abgeleitet. Besondere wasserwirtschaftliche Maßnahmen im Zusammenhang mit dem BAB-Neubau sind nicht erforderlich.

4 Hydrologische und wasserwirtschaftliche Analyse

4.1 Vorbemerkungen

Basierend auf der Bestandsaufnahme erfolgt in diesem Kapitel eine kurze hydrologische und wasserwirtschaftliche Analyse des Be- und Entwässerungssystems und der möglichen Folgen des Autobahnbaus. In Form einer prinzipiellen Auflistung wird untersucht, welche negativen Auswirkungen der Bau der Autobahn auf das wasserwirtschaftliche System nach sich zieht. Wesentlich sind hierbei diejenigen Auswirkungen, welche zu hydrologisch-wasserwirtschaftlichen Defiziten führen und somit nicht ohne entsprechende Kompensation hingenommen werden können.

Die notwendigen Gegenmaßnahmen werden im Anschluss in den nachfolgenden Kapiteln behandelt.

4.2 Spezifische Forderungen des Sielverbandes und der Wasserbehörde

Die Trasse der A20 durchschneidet ein wasserwirtschaftlich sehr sensibles Gebiet, welches wie zuvor beschrieben über zwei getrennte Entwässerungssysteme verfügt. Insbesondere aufgrund der folgenden Gegebenheiten sind in diesem Entwässerungsgebiet besondere Rahmenbedingungen für die Planung zu berücksichtigen:

- Zwei separate Entwässerungssysteme (Schwarz- und Weißwasser)
- Sehr geringes hydraulisches Gefälle zur Gesamtvorflut Elbe
- Nahezu wasserundurchlässiger Boden (Klei), bei dem Versickerung von Oberflächenwasser nicht möglich ist
- Abhängigkeit der Gesamtentwässerung des Einzugsgebietes von Tidezuständen in der Elbe
- Zum derzeitigen Stand bereits ausgelastetes Entwässerungssystem, das zusätzliche Wassermengen nicht oder kaum verkraftet
- Agrarwirtschaftlich genutzte Flächen mit Felddränagen, die ein geringes vorhandenes hydraulisches Gefälle aufweisen und für die Nutzbarkeit der Flächen notwendig sind

Auf Basis dieser besonderen Rahmenbedingungen wurden während des Planungsprozesses eingehende Gespräche mit dem betroffenen Sielverband Rhingebiet und der zuständigen Unteren Wasserbehörde beim Kreis Steinburg geführt. Zur Sicherstellung der Funktion der Entwässerungseinrichtungen haben die vorgenannten Gremien Forderungen erhoben, die bei der Planung der A 20 berücksichtigt werden müssen:

- Der hydraulischen Bemessung muss eine landwirtschaftliche Abflussspende in der Höhe von 1,5 l/(s*ha) zugrunde gelegt werden. Bei höheren Abflussmengen aus dem Straßenbaukörper sind diese entsprechend zu drosseln.

- Aufgrund von gelegentlich auftretenden, ungünstigen Hochwasserzuständen in der Elbe (abflussbedingte Hochwasserstände und hohe Gezeitenwasserstände aufgrund von besonderen Witterungsverhältnissen, wie z.B. Sturmflut) können die anfallenden Wassermengen des Sielgebietes über einen mehrtägigen Zeitraum nicht oder nur in deutlich geringerer Menge in die Elbe abgegeben werden. Die dann anfallenden Wassermengen innerhalb des Entwässerungsgebietes müssen im Vorflutsystem gespeichert werden oder vor der Einleitung in das Vorflutsystem solange zurück gehalten werden können, bis der Abfluss wieder sichergestellt ist. Hierfür wird ein Zeitraum von 72 h angenommen.

- Aufgrund der bereits bestehenden Auslastung der Vorflutgräben und der Schöpfwerke können höhere Fördermengen nicht ohne Aufrüstung der Schöpfwerke akzeptiert werden. Zusätzliche Wassermengen können demnach lediglich über eine Verlängerung der Förderzeit der Schöpfwerke ausgeglichen werden.

Die vorgenannten Forderungen gelten für alle Einleiter im Verbandsgebiet, sie sind in der weiteren Planung berücksichtigt.

4.3 Bauzustände

Angesichts der Untergrundverhältnisse im Untersuchungsraum ist beabsichtigt, dass die A 20 aus bautechnischer Sicht im Längstransport über einen überhöht aufgeschütteten Sanddamm hergestellt wird. Der Überschüttkörper mit Vertikaldräns dient der Vorwegnahme von Setzungen und muss zu diesem Zweck über mehrere Monate bis Jahre vorgehalten werden. In Teilabschnitten wird die Baugrundverbesserung auch als aufgeständertes Gründungspolster (z.B. mit geotextilummantelten Sandsäulen) realisiert. Die erwarteten Setzungen bewegen sich, je nach Bauverfahren und Mächtigkeit der anstehenden Weichschichten im Baugrund, gemäß Aussage des Baugrundgutachters im Bereich von bis zu 4 Metern.

Das bei den Gründungsverfahren ausgepresste Porenwasser wird aufgefangen und vor Einleitung in die Vorfluter in sogenannten Schilfbecken behandelt und gereinigt (siehe Unterlagen 13.9 und 13.10). In den Schilfbecken findet eine Oxidation des im Porenwasser gelösten Eisens II statt, wodurch das Eisen in Form von braunem Eisenocker (Eisen III) ausfällt. Die gefällten Eisenocker-Partikel setzen sich in nachgeschalteten Gräben ab. Gleichzeitig findet in den Schilfbecken neben der Oxidation auch eine Nitrifikation des im Grundwasser enthaltenen Ammoniums statt. Beim Bau der A26 in Niedersachsen haben sich die beschriebenen Anlagen bewährt; sie sind in der Lage, den wegen der langen Setzungszeiträume relativ geringen Volumenstrom des Porenwassers zu bewältigen. Hinsichtlich der Reinigungsleistung werden hier die Einleitwerte für die Stoffkonzentrationen aus den niedersächsischen Verfahren zur A26 wiedergegeben, welche von den Schilfbecken eingehalten werden können:

- Eisen, gesamt: < 3,0 mg/l

- Ammonium-N: < 2,0 mg/l (Sommer) bzw. < 5,0 mg/l (Winter)
- Abfiltrierbare Stoffe: < 30 mg/l

Die Untere Wasserbehörde wird die Einleitwerte im Zuge des Planfeststellungsverfahrens festsetzen. Details zu den geplanten Porenwasserbehandlungsanlagen sind dem gesonderten Fachbeitrag zu entnehmen (U13.9 und 13.10, bzw. [5]).

Alle wesentlichen Beeinträchtigungen des Entwässerungssystems, die der Bau der A 20 mit sich bringt, treten bereits mit Beginn der Baumaßnahmen auf. Schon die Herstellung der Baustraße entfaltet eine zerschneidende Wirkung. Die Neuordnung der Entwässerung sollte daher im Wesentlichen vor Beginn der Maßnahmen abgeschlossen sein, um die Beeinträchtigungen möglichst gering zu halten. Dies gilt besonders für die Herstellung der straßenparallelen Entwässerungsgräben (vgl. Kap. 5.3.2), welche die Gebietsentwässerung sicherstellen und überbaute Gräben und Dränagen aufnehmen. Diese Gräben sind im Zusammenhang mit der Herstellung der Baustraße auszubauen und an eine geeignete Vorflut anzubinden.

Ebenfalls im Zuge der bauvorbereitenden Maßnahmen ist die Verlegung von Bestandsgewässern erforderlich. Um die wasserwirtschaftlichen Funktionen jederzeit gewährleisten zu können, erfolgt die Gewässerverlegung planmäßig für den Endzustand, d.h. mit dem endgültig herzustellenden Gewässerquerschnitt. Aufgrund der komplexen Bauprozesse, bautechnischer Flächenbedarfe und der schwierigen Untergrundverhältnisse können in Teilbereichen auch bauzeitliche Provisorien bzw. Zwischenzustände erforderlich sein (z.B. kleinerer Gewässerquerschnitt, veränderte Lage). Das Erfordernis solcher Provisorien ergibt sich aus dem Bauablauf und kann nicht im Detail vorherbestimmt werden.

Aus diesem Grunde wird im Folgenden prinzipiell nicht zwischen Bauzuständen und dauerhaften Veränderungen unterschieden. Sofern einzelne der nachfolgend aufgeführten Kriterien während des Bauzustands zu anderen oder zusätzlichen Beeinträchtigungen des Entwässerungssystems führen, wird dies im jeweiligen Zusammenhang gesondert erwähnt.

4.4 Unterbrechung der Vorflut

Grundlegendes Ziel der Planung sollte sein, die wasserwirtschaftlichen Verhältnisse möglichst wenig zu unterbrechen oder zu beeinträchtigen, so dass nicht zuletzt auch die sich aus dem Autobahnbau ergebenden Folgemaßnahmen gering gehalten werden.

Ein wesentliches Kriterium bei der Bewertung des Eingriffs in die lokale Wasserwirtschaft ist die Frage nach der Störung der Abfluss- bzw. Vorflutverhältnisse. Unterschieden werden muss dabei zwischen der Querung von klassifizierten Verbandsgewässern mit übergeordneter Entwässerungsfunktion und der Unterbrechung kleinerer, meist privater Entwässerungsgräben, welche im Wesentlichen der Grundstücksentwässerung dienen.

Einer Unterbrechung von Verbandsgewässern wird dabei eine höhere Wertigkeit eingeräumt, da diese die Entwässerung einer größeren Fläche (mindestens mehrerer Grundstücke) sicherstellen. Bei einer Unterbrechung solcher Verbandsgewässer müsste eine neue Vorflut gefunden werden. Eine Neuanbindung an andere Verbandsgewässer wäre mit zusätzlichem

Flächenbedarf für die notwendigen Gräben und Wettern verbunden, ggf. müssten auch die entsprechenden Teileinzugsgebiete neu definiert werden (vgl. 4.5). Um diesen Aufwand zu vermeiden, ist generell anzustreben, die Hauptvorfluter mit Brückenbauwerken oder größeren Durchlässen zu kreuzen und die bestehende Entwässerung soweit möglich unverändert zu belassen.

Im Bauzustand müssen diese gekreuzten Gewässer temporär verrohrt werden, um die gepl. Baustraße überführen und so die Brückenbauwerke überhaupt herstellen zu können. Im Falle der *Spleth* mit ihrem ökologisch wertvollen Ufersaum ist keine Verrohrung, sondern eine bauzeitliche Behelfsbrücke geplant. Sobald die Autobahnbrücken fertiggestellt sind, könnten die temporären Verrohrungen im Prinzip zurückgebaut werden; allerdings soll eine durchgängige Baustraße während der gesamten Bauphase der Autobahn erhalten bleiben, so dass die Liegedauer der Verrohrungen mehrere Jahre betragen kann.

Dagegen ist bei einer Trassenkreuzung von kleineren (Grundstücks-) Entwässerungsgräben zu prüfen, ob eine dauerhafte Unterbrechung des jeweiligen Grabens hinnehmbar ist. Vorrangig ist nachzuweisen, ob die Entwässerung der durch die Zerschneidung entstehenden Teilflächen (beispielsweise einer Parzelle) noch sichergestellt ist. Steht für einen abgeschnittenen „Restgraben“ eine andere Vorflut zur Verfügung, kann die Fließrichtung umgekehrt und die entsprechende Teilfläche dem Einzugsgebiet dieses neuen Vorfluters zugeschlagen werden.

Kann auch bei Umkehrung der Fließrichtung für einen abgetrennten Grabenabschnitt keine Vorflut gefunden werden, so ist dieser Graben mit einem eigenen Durchlass unter der BAB-Trasse auszustatten, damit die bestehende Entwässerung sichergestellt bleibt. Gegebenenfalls können in diesem Sinne auch mehrere Gräben durch einen straßenparallelen Graben zusammengefasst und an einer Stelle konzentriert durchgeleitet werden. Sofern die Entwässerungseinrichtungen von Grundstücken mehrerer Eigentümer betroffen sind, muss hierbei die Frage der Unterhaltung des straßenparallelen Grabens berücksichtigt werden.

4.5 Neuzuordnung von Einzugsgebieten

Wie bereits erläutert, ist innerhalb des Planungsabschnittes beinahe ausschließlich das Verbandsgebiet des SV Rhingebiet betroffen. Eine Neuordnung der Einzugsgebiete über die Verbandsgrenzen hinaus ist daher nicht Gegenstand der Betrachtung.

Denkbar ist jedoch eine Neuzuordnung der Teileinzugsgebiete der vorhandenen Unterschöpfwerke. Angesichts des mehrstufigen Entwässerungssystems im Untersuchungsraum müsste bei der Neuzuordnung von Teileinzugsgebieten vorrangig die hydraulische Leistungsfähigkeit der jeweiligen Unterschöpfwerke überprüft werden.

Kleinere Neuzuordnungen im Bereich weniger Hektar werden hierbei als unproblematisch bewertet, da die vorhandenen Schöpfwerke auf eine empirisch ermittelte Bemessungsabflussspende ausgelegt wurden, die sich im Bereich von 1,6 bis 2,0 l/(s*ha) bewegt (vgl. Kap. 3.5). Angesichts von Einzugsgebietsgrößen um 1.000 ha sind die Schöpfwerksleistungen so groß, dass sich kleinere Umstrukturierungen nicht nennenswert bemerkbar machen würden.

Größere Modifizierungen der Einzugsgebietsstruktur sollten vermieden werden. Sie sind allerdings auch nicht vorgesehen, so dass auf weitere Untersuchungen in diesem Zusammenhang verzichtet werden kann.

4.6 Neugestaltung bzw. Umrüstung technischer Anlagen

Hierbei ist zwischen größeren Verbandsanlagen und den privat zu unterhaltenden Anlagen zur Entwässerung einzelner Grundstücke zu unterscheiden.

Bei der Umrüstung von Verbandsanlagen kommen in erster Linie die Unterschöpfwerke für eine Anpassung in Betracht. In diesem Zusammenhang wäre - neben der unter 4.5 beschriebenen Neuzuordnung der Teileinzugsgebiete - nachzuweisen, inwieweit sich die Abflüsse innerhalb eines Teileinzugsgebietes durch den Bau der Autobahn verändern (vgl. 4.7). Liegt eine signifikante Abflusserhöhung vor, müsste ggf. die Förderleistung des jeweiligen Unterschöpfwerks angepasst werden. Sofern ein größeres Pumpenaggregat eingebaut werden müsste, wäre zu prüfen, ob dies im Rahmen des vorhandenen Bauwerks möglich ist oder ob ggf. ein komplett neues Bauwerk zu errichten wäre.

Ferner muss in diesem Zusammenhang beachtet werden, dass sich die Vergrößerung der Förderleistung eines Unterschöpfwerks auch auf die nachfolgenden Entwässerungsstufen auswirkt. Auch dort müssen ggf. Maßnahmen zur schadlosen Ableitung der größeren Fördermengen ergriffen werden.

Prinzipiell gilt, dass die Umrüstung eines Schöpfwerks einen erheblichen wirtschaftlichen Aufwand darstellt. Im Rahmen der Planungen wurde daher angestrebt, die Erhöhung der Einleitungsmengen durch geeignete Maßnahmen zu vermeiden.

Die Modifizierung privater Entwässerungseinrichtungen ist dagegen unumgänglich. Die Trasse zerschneidet diverse kleinere Entwässerungsgräben und privat betriebene Dränagen. Aufgrund der zu erwartenden Setzungen unterhalb des Dammkörpers (Setzungsmaß je nach Dammhöhe und Untergrund bis zu 4,0 m) werden die überbauten Dränagen in ihrer Funktion weitestgehend zerstört. Kontrollschächte müssen umgesetzt oder erneuert, Leitungen müssen aufgesucht, abgefangen und einer neuen Vorflut zugeleitet werden.

4.7 Veränderung des Oberflächenabflusses im Trassenbereich

Durch den Bau der Autobahn werden die Abflussverhältnisse im unmittelbaren Trassenbereich nachhaltig verändert.

Das auftreffende Niederschlagswasser wurde bisher nur zu einem geringen Anteil abflusswirksam, weil ein Großteil des Niederschlages der Verdunstung, der Grundwasserneubildung, der Auffüllung von Muldenverlusten oder auch der Benetzung von Pflanzen und Bewuchs diente. Zudem ist im Planungsraum nur ein sehr geringes Oberflächengefälle vorhanden, so dass ein oberflächiger Abfluss nur in geringem Maße stattfand.

Durch die Flächenversiegelung wird das anfallende Niederschlagswasser zukünftig zu einem größeren Anteil abflusswirksam. Zudem würde das Oberflächenwasser schneller in die Vorflut abgeleitet. Folglich müssen Maßnahmen ergriffen werden, welche die zusätzlich hervorgerufene hydraulische und qualitative Belastung des vorhandenen Gewässer- und Grabensystems kompensieren. Punktuelle Einleitungen sind möglichst zu vermeiden, eine Annäherung der Oberflächenentwässerung an die natürliche Wasserhaushaltsbilanz ist anzustreben.

Angesichts der bestehenden hydraulischen Auslastung beider Entwässerungssysteme ist vor der Einleitung eine Drosselung des Oberflächenwassers auf die sogenannte „landwirtschaftliche Abflussspende“ erforderlich. Bei diesem Ansatz wird sichergestellt, dass nach dem Autobahnbau keine größere hydraulische Spitzenbelastung des Vorfluters eintritt als zuvor; allerdings führt der größere Gesamtabfluss dazu, dass der Vorfluter über einen längeren Zeitraum beaufschlagt wird. Die Festlegung der landwirtschaftlichen Abflussspende erfolgt analog zur Bemessungsgröße des jeweiligen Vorfluters.

Ferner ist vor der Einleitung in die Vorflut auch eine Reinigung des anfallenden Oberflächenwassers notwendig, da dieses durch Reifenabrieb, Ölleckagen, Autoabgase u.ä. belastet sein kann.

Maßgebend für die Bewertung der Einleitungen in die Gewässer ist das Merkblatt M 2 des LANU [7].

4.8 Entwässerung der A 20 im Hochwasserfall

Neben den vorgenannten Randbedingungen, welche bei „normalen“ Abflussverhältnissen gelten, ist ein weiteres Szenario zu berücksichtigen, nämlich ein extremes Hochwasserereignis in der Elbe (siehe auch 4.2).

Kommt es in der Elbe zu lang anhaltenden Hochwassersituationen (Sturmtideketten), ist ein freier Sielzug und somit eine Entwässerung des Schwarzwasser-Systems nicht mehr möglich. Auch die Schöpfwerksleistung des Weißwasser-Systems (Rhin-Schöpfwerk) geht bei höheren Außenwasserständen in der Elbe – trotz der vor einigen Jahren erfolgten Vergrößerung der Pumpenaggregate – wegen der größeren zu überbrückenden Förderhöhe merklich zurück. Zusammengefasst ist die Vorflut des Verbandsgebietes bei solchen, durchaus über mehrere Tage anhaltenden Hochwasserereignissen erheblich eingeschränkt, wie nicht zuletzt das Sommerhochwasser 2002 gezeigt hat. Während dieses Ereignisses kam es zu weiträumigen Überflutungen und zu daraus folgenden Schadenersatzforderungen der Anlieger gegenüber dem Sielverband.

Die Oberflächenentwässerung der A 20 muss auch während solcher Extremereignisse zuverlässig funktionieren. Genauso darf die hydraulische Belastung des Gesamtsystems durch den Autobahnbau nicht zunehmen, damit sich die Lage während kritischer Hochwasserereignisse nicht noch weiter verschärft. Um die Flächenversiegelung zu kompensieren und für eine Entlastung sorgen zu können, wird seitens der Unteren Wasserbehörde und der betroffenen Wasser- und Bodenverbände ein Speicherraum für das zusätzlich anfallende Oberflächenwasser der A 20 gefordert. Diese Forderung zielt darauf ab, das Oberflächenwasser

gezielt zurückhalten zu können und es erst nach Abklingen des Hochwasserereignisses, nach Maßgabe des Verbandes, schadlos wieder in das System zurück zu geben.

Für die hydraulische Bemessung dieser Speicherräume geht man von Sielschlusszeiten bis zu 72 Stunden aus. Zugrunde gelegt wird ein 10-jährliches Regenereignis ($r_{72\,h,\,n=0,1}$).

4.9 Verlust von Stauraumvolumen im Überschwemmungsgebiet

Im östlichen Bereich des Untersuchungsraumes verläuft die Autobahntrasse durch das natürliche Überschwemmungsgebiet bei Himmel und Helle (vgl. 3.4.3).

In Anbetracht der Geometrie des Straßendammes mit seinem breiten Böschungsfuß geht ein Teil des dort vorhandenen Stauvolumens maßnahmenbedingt verloren. Des Weiteren ist zu berücksichtigen, dass durch die Zerschneidung des Überschwemmungsgebietes ganze Teile desselben hydraulisch abgetrennt werden könnten und diese folglich als Überschwemmungsfläche zukünftig nicht mehr zur Verfügung stünden.

Für beide Fälle gilt, dass der Verlust des Stauraumvolumens zu kompensieren ist. Vorrangig sollte das Stauvolumen durch geeignete Maßnahmen an anderer Stelle wieder zur Verfügung gestellt werden. Abgetrennte Flächen können durch den Einbau entsprechender Straßendurchlässe hydraulisch wieder an das Überschwemmungsgebiet angebunden werden.

5 Lösungsansätze und Empfehlungen / Variantenvergleich

5.1 Vorbemerkungen

Im Untersuchungsraum ergeben sich durch den Bau der Autobahn vielfältige Störungen des Abflussregimes. Mit dem Ziel, diese Beeinträchtigungen zu kompensieren, wurden verschiedene Varianten für die Oberflächenentwässerung sowie für die Umstrukturierungen im Gewässersystem untersucht. Die verschiedenen Ansätze werden nachfolgend beschrieben.

5.2 Varianten der Straßenentwässerung

5.2.1 Allgemeines

Obgleich die Planung der Straßenentwässerung Bestandteil der Straßenplanung ist und im dortigen Fachbeitrag ausführlich beschrieben wird, soll an dieser Stelle eine kurz gefasste Darstellung der untersuchten Varianten wiedergegeben werden, da sich die Art der Ableitung des Straßenwassers auch auf die übergeordnete, wasserwirtschaftliche Planung auswirkt. Letztlich wurde die Vorzugslösung im Rahmen eines iterativen Abstimmungsprozesses herausgearbeitet, wobei aufgrund unterschiedlicher Rahmenbedingungen nicht nur ein System für den gesamten Planungsabschnitt gelten kann, sondern eine Kombination in Anpassung an die vorliegenden Verhältnisse gewählt werden muss.

5.2.2 Geschlossene Ableitung über Rohrleitungen und Behandlungsanlagen

Die konventionelle Fassung des Oberflächenwassers über Straßenabläufe und geschlossene Rohrleitungen bewirkt einen schnellen und direkten Abfluss. Das natürliche Abflussverhalten wird bei dieser Variante nachhaltig verändert.

In den Rohrleitungssystemen fallen zunächst große Wassermengen an, die eine Rückhaltung in herkömmlichen Regenrückhaltebecken erfordern, bevor das Oberflächenwasser punktuell und gedrosselt in die Vorflut abgegeben werden kann. Da das Wasser in Rohrleitungen gefasst wird, ist innerhalb des Rückhaltebeckens ferner eine Behandlung des Oberflächenwassers gemäß den „Technischen Bestimmungen zum Bau und Betrieb von Anlagen zur Regenwasserbehandlung bei Trennkanalisation“ [6] erforderlich, was einen zusätzlichen Unterhaltungsaufwand mit sich bringt. In Anbetracht der Anforderungen der EG - Wasserrahmenrichtlinie wurden die vormals geplanten, konventionellen Regenrückhaltebecken in der vorliegenden 3. Planänderung durch Retentionsbodenfilter ersetzt, um eine höhere Reinigungsleistung am Beckenablauf zu erzielen.

In einigen Trassenabschnitten, wie z.B. im Bereich des geplanten Autobahnkreuzes, den PWC-Anlagen oder auch in Brückenbereichen, besteht keine sinnvolle Alternative zu dieser

Form der Entwässerung, so dass nicht gänzlich auf sie verzichtet werden kann. Größe und Anzahl der Behandlungsbecken werden auf das erforderliche Mindestmaß beschränkt.

5.2.3 Mulden-Rigolen-Entwässerung am Böschungsfuß

Diese in den letzten Jahren vielfach angewandte Methode der Straßenentwässerung scheidet innerhalb des Planungsabschnitts weitestgehend aus, weil sie aufgrund der oberflächennahen Wasserstände und der ungünstigen Bodenverhältnisse nur begrenzt funktionieren würde.

Das System basiert auf dem Abfluss des Straßenwassers über die Böschung und der Fassung in einer Mulde am Böschungsfuß. Dort durchläuft das Oberflächenwasser eine Sickerpassage, in der sich ein physikalisch-biologischer Abbau von Verunreinigungen und Schadstoffen vollzieht, bevor das Wasser in einer Dränage-Rohrleitung gefasst und seitlich abgeleitet wird.

Allerdings würde die Sickerpassage bei den vorherrschenden oberflächennahen Wasserständen in ungünstigen Fällen eingestaut sein, so dass die Versickerung nur eingeschränkt abliefe und keine ausreichende Rückhaltung und Reinigungswirkung erzielt werden würde.

5.2.4 Dezentrales Versickerungssystem in Dammlage (Vorzugsvariante)

Da die vorbeschriebene Variante aus den genannten Gründen nicht in Frage kommt, sie aber gleichwohl viele Vorteile bietet, wurde eine auf die örtlichen Gegebenheiten angepasste Vorzugslösung erarbeitet. Das System basiert auf dem Abfluss des Straßenwassers über die Böschung in eine hochgesetzte Mulde, wo das Wasser dann versickert. Durch die Sickerpassage wird das Wasser zurückgehalten und gedrosselt, gleichzeitig vollzieht sich ein physikalisch-biologischer Abbau von Verunreinigungen und Schadstoffen.

Das Querprofil der A 20 wird in der Regel als so genanntes „Sägezahnprofil“ ausgebildet (Mittelstreifenentwässerung). Dabei läuft das Oberflächenwasser der kurvenaußenseitigen Fahrbahn zum Mittelstreifen ab, wo es in Straßenabläufen gefasst und zu einem Sammelschacht mit Schlammfang und Ölsperre geleitet wird. Von diesen Sammelschächten aus, die etwa alle 100 bis 150 m angeordnet werden, gelangt das Wasser durch eine Rohrleitung zur kurveninnenseitigen Böschung und wird der dortigen Entwässerungsanlage zugeführt.

Das Oberflächenwasser der kurveninnenseitigen Fahrbahn läuft direkt über Bankette und Dammschulter ab, wobei ein Teil des Abflusses bereits in der Dammböschung versickert. An der Innenseite läuft somit das gesamte Oberflächenwasser der A 20 ab.

Im Böschungsbereich dieser kurveninnenseitigen Fahrbahn wird etwa 1 m über Geländeniveau eine 3 m breite Mulde angeordnet, in der zunächst sämtliches, bis hierhin noch übrig gebliebenes Oberflächenwasser gesammelt wird und langsam versickert.

Unterhalb der Mulde wird der anstehende Kleiboden bereichsweise gegen ein wasserdurchlässiges Material ausgetauscht. Die Versickerung des Straßenwassers erfolgt durch den aufgeschütteten Straßendamm und das Austauschmaterial bis zum Höhenniveau des nahezu wasserundurchlässigen Kleibodens. Auf der Kleischicht kommt es zu einer horizontalen Ausbreitung des Sickerwassers bis zu einem unterhalb der Berme angeordneten Sickerstrang mit Sickerrohrleitung. Das Wasser wird durch die Sickerleitung im Sickerstrang kontrolliert gefasst und punktuell über Querschläge in regelmäßigen Abständen, stark zeitverzögert und gedrosselt, in das straßenbegleitende Gewässer geführt (Ersatzgraben bzw. verlegtes Verbandsgewässer). Unkontrollierte Austritte des Sickerwassers werden ggf. durch den Einbau von bindigem Boden im Randbereich des Setzungstrichters unterbunden. Bei dem System handelt es sich damit nicht um ein System mit Untergrundversickerung, sondern um eine Sickerpassage mit zeitlich verzögerter Fassung des Sickerwassers und anschließender punktueller Einleitung. Die Drosselung des Abflusses auf die landwirtschaftliche Abflussspende wird über die Sickerpassage erreicht und ist hydraulisch nachgewiesen.

Die zum Entwässerungssystem gehörenden, parallel zur A 20 geführten Ersatzgräben sind an ein bestehendes Verbandsgewässer angeschlossen und stellen so die Verbindung zum übergeordneten Gewässersystem her. Ihrer Funktion entsprechend, werden die Gräben in unterschiedliche Typen eingeteilt.

Der Graben Typ A wird auf Dräntiefe ausgebaut und dient zum einen der Gebietsentwässerung, d.h. als Vorflut für überbaute bzw. durchtrennte Dränagen, sowie zum anderen zur Aufnahme des per Sickerpassage gedrosselten und gereinigten Straßenwassers. Typ B dient ausschließlich letzterem Zweck, weshalb er flacher ausgebaut werden kann; bei diesem Grabentyp wird auf die Sickerleitung und die Querschläge verzichtet, das Sickerwasser tritt diffus über die Grabenböschung aus. Typ C dagegen dient ausschließlich der Gebietsentwässerung, weshalb er auf Dräntiefe ausgebaut werden muss; der Typ C erfüllt jedoch keine Funktion in Hinblick auf die Straßenentwässerung. Als Nebengraben werden alle übrigen Gräben bezeichnet, die z.B. am Böschungsfuß des Straßendamms angeordnet sind und planmäßig weder mit Oberflächen- noch mit Straßenwasser beaufschlagt werden. Diese Nebengräben nehmen nur in Extremsituationen, wie z.B. bei gefrorener Böschung, abfließendes Wasser auf. Ein straßenparalleler Graben kann darüber hinaus weiteren Zwecken dienen, wie z.B. der hydraulischen Verbindung von überbauten Entwässerungsgräben (Gewässer III. Ordnung). In dieser funktionalen Kombination sind die straßenparallelen Gräben in weiten Streckenabschnitten unverzichtbar.

Sollte ein größeres Niederschlagsereignis eintreten als der gewählte Bemessungsregen, fließt überschüssiges Oberflächenwasser aus der Sickermulde in den straßenparallelen Graben ab. Gemäß RAS-Ew ist für Versickerungsmulden eine Regenhäufigkeit von einmal im Jahr (n=1) vorgesehen. Zur Erhöhung der Sicherheit wurde bei der Dimensionierung der Versickerungsmulde ein 5-jährlicher Bemessungsregen angesetzt. Zusätzlich weisen die Mulden hydraulische Reserven auf; wie entsprechende Vergleichsrechnungen gezeigt haben, können Regenereignisse mit bis zu 50-jährlichem Wiederkehrintervall von der Mulde schadlos aufgenommen werden.

Ziel dieser Vorzugslösung ist die möglichst weitgehende Minimierung der straßenbaulich bedingten Auswirkungen und deren Anlehnung an die natürlichen Abflussverhältnisse. Prinzipiell findet während der Sickerpassage eine Abflussverzögerung statt, die der Retentionswirkung des vorhandenen Bodens recht nahe kommt, d.h. der Niederschlag wird in ähnli-

chem Maße abflusswirksam wie im Bestand. Gleichzeitig wird das Oberflächenwasser gereinigt, und anschließend wird es dem natürlichen Wasserkreislauf vor Ort wieder zugeführt. Bei dieser Lösung sind keine punktuellen Einleitungen vorgesehen, sondern es findet eine auf die gesamte Baulänge verteilte, gedrosselte und verzögerte Ableitung des Oberflächenwassers statt.

Diese moderne Verfahrensweise entspricht den Anforderungen des LANU-Merkblattes M 2 [7], wonach durch geeignete Maßnahmen eine weitgehende Verminderung und Verzögerung des Abflusses erreicht werden soll.

5.3 Varianten zur Umstrukturierung des Gewässersystems

5.3.1 Separate Ableitung des Straßenwassers

Seitens einiger Betroffener im Raum wurde im Vorfeld der Planungen die Forderung erhoben, das Oberflächenwasser der A 20 nicht über das bestehende Grabensystem, sondern über einen separaten, straßenparallel geführten Entwässerungsgraben und eigene Schöpfwerke in die Elbe abzuleiten.

In der Praxis ist eine solche Forderung allerdings nur schwer zu realisieren und mit funktionalen Nachteilen verbunden, weil das bestehende Gewässersystem von der Autobahntrasse diverse Male gekreuzt wird (vgl. 3.5.9). Will man das Gewässer am jeweiligen Kreuzungspunkt nicht dauerhaft unterbrechen, müssen bautechnische Sonderlösungen wie z.B. die Dükerung des separaten Ableitungsgrabens im Bereich dieser Gewässerkreuzungen gefunden werden. Solche Sonderbauwerke erfordern einen hohen Unterhaltungsaufwand und bergen die Gefahr von Ablagerungen und Verstopfung, insbesondere nach längeren Stillstands- bzw. Trockenzeiten. Hinzu käme die Notwendigkeit zum Bau eines neuen Elbschöpfwerks mit dem auch hiermit verbundenen Betriebs- und Unterhaltungsaufwand. Unter Umständen wären zudem auch Zwischenpumpwerke je nach hydraulischen Gegebenheiten mit einzuplanen. Insgesamt wäre ein separates Ableitungssystem relativ komplex und müsste zusätzlich zum bestehenden wasserwirtschaftlichen System aufgebaut und betrieben werden. Die Bau- und Unterhaltungskosten würden die des gewählten Entwässerungssystems weit übersteigen.

Aus den genannten Gründen wurde die Forderung nach einer separaten Ableitung des Oberflächenwassers der A 20 planerisch nicht weiter verfolgt.

5.3.2 Ableitung des Straßenwassers über das bestehende Vorflutersystem (Vorzugsvariante)

Um Unterhaltungsaufwand, Kosten und Funktionsrisiken zu minimieren, sollte das gewählte Entwässerungssystem in Art und Funktion möglichst weit an das bestehende Entwässerungsnetz angenähert werden.

Grundsätzlich ist das bestehende Gewässersystem über Jahrzehnte gewachsen und auf die besonderen Anforderungen des Untersuchungsraumes ausgerichtet und angepasst. Wenn man dieses System nutzt, und als Voraussetzung hierfür die Abflussverhältnisse möglichst wenig verändert, ist sichergestellt, dass die Entwässerung im Raum auch noch nach dem Bau der Autobahn funktionieren wird. Da die Abflussdynamik im System vom Betrieb der Schöpfwerke abhängt, ist die diffuse Einleitung des Autobahnwassers für das wasserwirtschaftliche System von untergeordneter Bedeutung, nennenswerte hydraulische Stoßbelastungen finden dabei nicht statt.

Trotz dieses Grundprinzips sind aufgrund der zerschneidenden Wirkung der Autobahntrasse auch bei dieser Variante lokale Anpassungen bzw. Ergänzungen der bestehenden Entwässerungseinrichtungen notwendig. Als Beispiel sei an dieser Stelle die Durchtrennung kleinerer Entwässerungsgräben oder auch die Umbindung privat betriebener Dränagen erwähnt. In diesem Zusammenhang kommt den unter 5.2.4 beschriebenen, straßenparallelen Entwässerungsgräben eine zentrale Bedeutung zu. Die Gräben stellen die Verbindung zum übergeordneten Gewässersystem her und erfüllen im Wesentlichen drei Funktionen:

- Aufnahme des per Sickerpassage gedrosselten und gereinigten Straßenwassers,
- Hydraulische Verbindung von zerschnittenen Entwässerungsgräben,
- Gebietsentwässerung und Vorflut für überbaute bzw. durchtrennte Dränagen.

Wie bereits unter 5.2.4 beschrieben, werden die Gräben entsprechend ihrer unterschiedlichen Funktionen in drei verschiedene Typen eingeteilt.

Graben Typ A erfüllt alle genannten Funktionen und wird zur Aufnahme der Dränagesammler entsprechend tief ausgebaut. Da bei diesem Grabentyp die Funktion der Dränageentwässerung große Bedeutung hat, geht dieser Grabentyp in die Unterhaltung des zuständigen Sielverbandes über. Der Forderung, das Straßenwasser nur punktuell einzuleiten, wird nachgekommen.

Graben Typ B kommt in undränierten Bereichen zum Einsatz, weshalb er flacher bzw. analog zur vorhandenen Grabentiefe ausgebaut werden kann. Da der Graben in erster Linie der Straßenentwässerung dient, wird die Unterhaltung dieser Gräben von der Straßenbauverwaltung übernommen. Eine diffuse Einleitung des Straßenwassers ist hier möglich.

Graben Typ C dient nicht der Straßenentwässerung, sondern ausschließlich der Gebietsentwässerung und der Aufnahme vorhandener Dränagen. Dieser Grabentyp geht, genau wie Graben Typ A, in die Unterhaltung des zuständigen Sielverbandes über.

Die untergeordneten Nebengräben sind im weitesten Sinne Bestandteil der Straßenentwässerung und werden daher von der Straßenbauverwaltung unterhalten.

6 Technische Ausarbeitung der Vorzugsvarianten

6.1 Vorbemerkungen

Im Folgenden werden die geplanten, übergeordneten Maßnahmen zur Entwässerung der A 20 sowie die notwendigen Änderungen und Ergänzungen des vorhandenen wasserwirtschaftlichen Systems beschrieben und erläutert.

Zunächst erfolgt eine kurze technische Beschreibung der geplanten Entwässerungsanlagen (Kapitel 6.2).

Anschließend werden die geplanten Maßnahmen in geeigneten Abschnitten entlang des Trassenverlaufes der A 20, welche sich überwiegend mit den Teileinzugsgebieten der Unterschöpfwerke decken, zusammengefasst und dargestellt (Kapitel 6.3). Darin werden alle Maßnahmen zunächst im funktionalen Zusammenhang beschrieben. Die Einzelmaßnahmen werden außerdem tabellarisch aufgeführt.

In den darauf folgenden Kapiteln (Kapitel 5.4 bis 6.7) werden besondere Einzelaspekte der wasserwirtschaftlichen Neuordnung beschrieben.

Ferner sind sämtliche geplanten Einzelmaßnahmen in Anlage 13.6 (Lagepläne zur Neuordnung der Wasserwirtschaft) zeichnerisch dargestellt, Detaildarstellungen sind in den Anlagen 13.7 (Gewässerausbau) und 13.8 (Speicherräume 72-h-Rückhaltung) enthalten.

6.2 Funktionale Beschreibung der wassertechnischen Maßnahmen

6.2.1 Straßenparallele Entwässerungsanlagen

Ihrer jeweiligen Funktion entsprechend (vgl. 5.3.2) werden die geplanten straßenparallelen Entwässerungsgräben in folgende Grabentypen eingeteilt (siehe Anlage 13.7):

- Graben Typ A:
  - Sohlbreite 1,00 m
  - Böschungsneigung 1 : 1,5
  - Ausbautiefe ca. 2,00 m bis 3,00 m (Ausbau auf Dräntiefe, je nach Tiefenlage der anzuschließenden Dränagen)
- Graben Typ B:
  - Sohlbreite 1,00 m
  - Böschungsneigung 1 : 1,5
  - Ausbautiefe ca. 1,50 m

- Graben Typ C:
  - Sohlbreite 1,00 m
  - Böschungsneigung 1 : 1,5
  - Ausbautiefe ca. 2,00 m bis 3,00 m (Ausbau auf Dräntiefe, je nach Tiefenlage der anzuschließenden Dränagen)

Die genannten Ausbautiefen beziehen sich auf die mittlere Geländehöhe im Grabenabschnitt. Lokale Hoch- oder Tiefpunkte (z.B. in Grüppen) werden nicht berücksichtigt. Da die genaue Tiefenlage der meisten Dränagesammler nicht bekannt ist, kann die endgültige Ausbautiefe erst im Zuge der Baudurchführung festgelegt werden; geringfügige Tiefenanpassungen sind auch durch Änderung der Böschungsneigung möglich.

Die Gräben werden abschnittsweise ausgebaut und am nächstgelegenen Kreuzungspunkt an ein geeignetes Verbandsgewässer angebunden. Nach Möglichkeit wurde hierfür das Weißwassersystem gewählt, um weitgehend unabhängig gegenüber den Hochwasserständen in der Elbe entwässern zu können. Die Regulierung der Wasserstände in den straßenparallelen Gräben erfolgt über das jeweilige (Unter-) Schöpfwerk, die Gräben werden hydraulisch in das Gewässernetz eingebunden.

Da die Grabentypen A und C in die Baulastträgerschaft der jeweiligen Verbände übergehen sollen, muss die satzungskonforme, d.h. beidseitige Gewässerunterhaltung sichergestellt sein. Generell ist die Gewässerunterhaltung von der (privaten) Feldseite her möglich. Zusätzlich wurde im Rahmen der vorliegenden 3. Planänderung ein 5 m breiter Unterhaltungsstreifen auf Seiten der Autobahn eingeplant. Soweit bestimmte Pflanzungen innerhalb dieses Unterhaltungsstreifens aus artenschutzfachlichen Gründen, z.B. als Leitstrukturen für Fledermäuse, unverzichtbar sind, wird die Gewässerunterhaltung in diesen Teilabschnitten nur eingeschränkt möglich sein. Solche Teilabschnitte wurden planerisch auf ein Mindestmaß reduziert.

In Hinblick auf den Bauzustand ist zu gewährleisten, dass die Ersatzgräben einschließlich der notwendigen Umbauten am Dränagesystem bereits mit Beginn der Dammschüttung in Funktion sind, um die Beeinträchtigungen des wasserwirtschaftlichen Systems kompensieren zu können. Nach Möglichkeit ist die Grabentrasse bei der Überschüttung des Straßendamms in ihrer endgültigen Lage vorzusehen. Ab bestimmten Dammhöhen ist es nicht vermeidbar, die endgültige Grabentrasse zu überschütten, so dass übergangsweise ein provisorischer Graben außerhalb des Schüttkegels hergestellt werden muss. Erst nach Abklingen der Setzungen und dem Abtragen des Damms kann der Graben dann in seiner endgültigen Trasse ausgebaut werden.

Die geplanten Straßendurchlässe unterhalb der A 20 werden aus Gründen der Unterhaltung mindestens mit Beton-Muffenrohren DN 1.000 hergestellt. Größere Nennweiten sind nach hydraulischem Erfordernis besonders ausgewiesen. Beim Austritt aus der Böschung werden entsprechende Böschungsstücke vorgesehen. Kleinere Durchlässe für Grundstücksüberfahrten u.ä. sind im Straßenentwurf dargestellt und werden hier nicht gesondert erwähnt.

6.2.2 Verlegung von Verbandsgewässern

Im Zuge der Autobahntrasse müssen einige Verbandsvorfluter teilweise verlegt bzw. in ihrem Verlauf angepasst werden. Die zu verlegenden Verbandsgewässer werden gemäß ihrem ursprünglich definierten Ausbauquerschnitt ausgebaut. Zur Festlegung des Querschnitts wurde zunächst auf das Anlagenverzeichnis des SV Rhingebiet zurückgegriffen [1]. Abweichend vom Anlagenverzeichnis wurde bei Gewässern, die in geringem Abstand und parallel zum Straßendamm der A 20 verlaufen, eine Mindestböschungsneigung von 1 : 1,5 gewählt, um die Standsicherheit des direkt neben den Gewässern verlaufenden Straßendamms nicht zu gefährden.

Sowohl für die neu geplanten Gräben als auch für die verlegten Verbandsgewässer wurden hydraulische Nachweise in Form von stationären Einzelnachweisen geführt. Dazu wurden die Einzugsflächen der betroffenen Gewässer ermittelt und mit der landwirtschaftlichen Abflussspende von $q_{lw.}$ = 1,5 l/(s*ha) multipliziert. Für den so ermittelten Abfluss wurde schließlich durch Umstellung der MANNING-STRICKLER-Formel die erforderliche Fließtiefe errechnet. Bleibt ein ausreichender Freibord erhalten, ist der Nachweis erbracht (siehe Anhang).

Unabhängig davon gilt, dass das wasserwirtschaftliche System des Verbandes in seinem funktionalen Gesamtzusammenhang betrachtet werden muss. Innerhalb eines Teileinzugsgebietes sind alle Vorfluter hydraulisch miteinander vernetzt, Abfluss und Fließgeschwindigkeiten werden durch den Betrieb der (Unter-) Schöpfwerke bestimmt. Insofern bilden stationäre Einzelnachweise nicht immer die Realität ab. Gleichwohl wird durch die Nachweise sichergestellt, dass die geplanten Querschnitte hydraulisch ausreichend dimensioniert sind. Eine Modellierung und numerische Nachrechnung des Systems hätte in Anbetracht des damit verbundenen, erheblichen Aufwands zu keinem wesentlichen Erkenntnisgewinn geführt.

Die Ausbauquerschnitte zu verlegender Verbandsgewässer sind in Anlage 13.7 dargestellt.

6.2.3 Einleitstellen und Einzugsgebiete

In der Anlage 13.6 sind alle aus dem Autobahnbau resultierenden, neuen Einleitstellen in die Vorflut und die dazugehörigen Einzugsgebiete dargestellt. Die Flächenermittlung und die Berechnung der Einleitmengen erfolgten in Tabellenform, die Tabelle ist dem vorliegenden Bericht als Anhang C beigeheftet. Es wurden ausschließlich aktiv neu geschaffene Einleitungen berücksichtigt. Textlich wird auf die Einleitungen nicht näher eingegangen. Außerdem wird auf die Anlage 5 verwiesen, in der weitere Details zu den Einleitstellen und Einzugsgebieten angegeben sind.

Bautechnisch werden die Einleitstellen in bestehende, wasserführende Gewässer mit einer losen Steinschüttung aus kleineren Wasserbausteinen, ggf. auf einem zuvor ausgelegten Geotextil, befestigt. Massive Eingriffe in die vorhandene Gewässerböschung werden so vermieden. Die Einleitstellen in neu ausgebaute Gewässer (Gräben Typ A, C) werden hingegen mit Böschungspflaster aus Wasserbausteinen auf einer Mörtel-/Betonbettung befestigt. Details werden im Rahmen der Ausführungsplanung festgelegt und mit den Unterhaltungsverbänden abgestimmt.

6.2.4 Dränagen

Auf den angrenzenden Privatgrundstücken müssen zum Teil bauliche Anpassungen der vorhandenen Dränagesysteme vorgenommen werden. So sind beispielsweise neue Sammler entlang der Trasse zu verlegen und mit den vorh. Saugern zu verbinden, die Sammler sind an die neue Vorflut anzuschließen, oder es sind vorhandene Sauger im Trassenbereich abzudichten.

Auf der Grundlage durchgeführter Abfragen der Dränageanlagen bei den Eigentümern wurden die erforderlichen Maßnahmen eingeplant und im Materialband 1 Teil 4, welcher der vorliegenden Deckblattunterlage beigefügt ist, dargestellt.

Details der notwendigen Anpassungsmaßnahmen sind vor Ort und im Einvernehmen mit den Eigentümern und ggf. mit den Verbänden festzulegen.

6.3 Wassertechnische Maßnahmen im Trassenverlauf

6.3.1 TEG SV Kollmar (ca. Stat. 7+415 – 8+000)

Von der südwestlichen Planungsgrenze bis zur B 431 verläuft die Trasse im Verbandsgebiet des SV Kollmar. Auf diesem kurzen Trassenabschnitt werden lediglich kleinere Gewässer gekreuzt, Brückenbauwerke sind nicht erforderlich. Drei vorhandene Gräben werden überbaut und an den auf der rechten Fahrbahnseite angeordneten, straßenparallelen Graben angeschlossen. Zur Aufnahme von Dränagen wird der Graben bei Baubeginn tief ausgebaut (Typ A), während er im weiteren Trassenverlauf flacher ausgelegt werden kann (Typ B). Über einen geplanten Rahmendurchlass unter der A20 und eine insgesamt rd. 135 m lange Grabenverbindung zwischen der Südseite der A 20 und dem Verbandsgewässer 4.0 wird das Oberflächenwasser in das westlich der Trasse gelegene Verbandsgewässer 4.0 „Kleine Wettern“ abgeleitet, das für diesen Trassenabschnitt als Vorflut dient.

Innerhalb dieses Abschnittes wird die Anschlussstelle B 431 erstellt. In diesem Zusammenhang wird die B 431 durch ein neues Brückenbauwerk über die A 20 geführt. Damit ergeben sich neue Böschungssituationen und diverse neue Fahrbeziehungen im Teilabschnitt, die das Gebiet zerschneiden. Insofern sind eine Überplanung der lokalen Grundstücksentwässerung und der Umschluss kleinerer Gräben nicht vermeidbar. Ferner wird auch die Verbandsrohrleitung 6.0 im Verlauf der B 431 überbaut und muss in ihrem Verlauf angepasst werden. Die geplanten Umstrukturierungen sind u.a. in Anlage 13.6.1 dargestellt.

- Gekreuzte bzw. überbaute Gewässer / Gräben:

Station	**Bezeichnung / Wasserwirtschaftl. Funktion**	**Geplante Maßnahmen**
7+580	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
7+675	Grenzgraben	Fledermausquerung 9.19 LW / LH = 14,40 m / 3,20 m über MW, Ableitung über neuen, insges. 135 m langen Verbindungsgraben (Typ C) zu Vorfluter 4.0
7+715	Wegeseitengraben	Wird überbaut und neu angebunden
7+785	Graben	Wird überbaut und neu angebunden
7+825	3 x Gräben	Werden überbaut und neu angebunden

- Straßenentwässerung / straßenparallele Gräben:

Station	**Bezeichnung / Wasserwi. Funktion**	**Gepl. Maßnahmen**
7+418 - 7+862	Aufnahme Straßenwasser, Dränageabfangung und Grabenverbindung	Graben rechts, Typ A
7+415 - 0+300 (B431)	Verbindung von Gräben	Graben links, Typ B

Station	Bezeichnung / Wasserwi. Funktion	Gepl. Maßnahmen
7+862 - 7+962	Aufnahme Straßenwasser	Graben rechts, Typ B
1+088 – 1+223 (B 431)	Anpassung Verbandsgewässer 6.0 (Endverrohrung Strohdeichwettern Ø 400), Aufnahme Straßenentwässerung	Verrohrung rechts, DN 400

6.3.2 TEG Schöpfwerk Herzhorn (ca. Stat. 8+000 – 12+680)

Der Trassenabschnitt im Teileinzugsgebiet des Unterschöpfwerks Herzhorn ist der längste Teilabschnitt im Planungsbereich. Hier werden insgesamt fünf Verbandsvorfluter per Brückenbauwerk gekreuzt (vgl. 3.5.9). Die Verbandsgewässer bilden u.a. die Vorflut für die Entwässerung der landwirtschaftlich genutzten Flächen. Eine Vielzahl offener Gräben, die im Falle einer Überbauung umgeleitet werden müssen, prägt die Wasserwirtschaft in diesem Teilgebiet.

Die Vorfluter 7.1 *Mittelfelder Wettern*, 7.4 *Kamerlander Deichwettern* und 7.5 *Strohdeichwettern* werden in ihrem Verlauf geringfügig angepasst, um zusätzliche Kreuzungsbauwerke zu vermeiden. Mit Ausnahme der *Strohdeichwettern* werden die neuen Gewässerverläufe bestackt. Die *Mittelfelder Wettern* wird zudem bauzeitlich verrohrt (2 x DN 1.000), um die Baustraße durchgängig herstellen und das Brückenbaufeld erschließen zu können. Für die bauzeitliche Kreuzung der *Spleth* wird eine Behelfsbrücke errichtet, welche auch den ökologisch hochwertigen Ufersaum überspannt.

Zur Grabenverbindung, zur Aufnahme des Straßenwassers sowie zur Aufnahme abgetrennter Dränagen wird in weiten Teilbereichen ein kombinierter Straßenseitengraben (Graben Typ A) hergestellt, der an das bestehende Grabensystem (Weißwasser) angebunden wird. Je nach Kurvenverlauf wird der Graben links- oder rechtsseitig angeordnet (überwiegend linksseitig) und entsprechend seiner jeweiligen Funktion ausgebaut. Im Bereich von ca. Bau-km 9+492 bis ca. Bau-km 10+632 ist vorgesehen, den Graben Typ A zu bestacken.

Ferner wird die Grundstücksentwässerung in weiten Teilen unterbrochen, so dass geeignete Maßnahmen zur Kompensation eingeleitet werden müssen. Die Abfangung der zerschnittenen Dränagen wird dabei überwiegend durch straßenparallele Gräben (Typ A oder Typ C) realisiert.

Besondere Beachtung erfährt in diesem Zusammenhang ein an der B 431 gelegener Obsthof, dessen Anbaufläche durch die Trasse zerschnitten wird. Zur Bewässerung der Anbauflächen, vorwiegend für die Frostschutzberegnung, wird u.a. an der südlichen Grundstücksgrenze ein lang gestrecktes Beregnungsbecken vorgehalten. Dieses Becken wird durch die A 20 und die Rampen der Anschlussstelle B431 / A20 teilweise überbaut. Unter Berücksichtigung der Flächenbewirtschaftung und der Wasserrückgewinnung wurde die erforderliche Wassermenge zur Bewässerung bzw. zur Frostschutzberegnung der angeschlossenen Flächen abgeschätzt. Die abgeschätzte Wassermenge von ca. 2.000 m³ entspricht dabei weitgehend dem nutzbaren Beckenvolumen und damit dem Volumen, welches sich im Zuge der jahrzehntelangen Flächenbewirtschaftung als notwendig herausgestellt hat. Der berechnete

Volumenverlust durch die Überbauung des Beckens, welcher etwa 960 m³ beträgt, muss demnach durch eine langgestreckte Aufweitung des Beckens nach Süden (auf einer Fläche von rd. 1.690 m²) größengleich kompensiert werden. Zudem wird die vorhandene Bewässerungspumpe umgesetzt und neue Bewässerungsleitungen werden verlegt, wobei auch die A 20 mithilfe eines Stahlschutzrohres gekreuzt werden muss.

Der Forderung des Eigentümers nach einer konsequenten Trennung des Straßenwassers vom örtlichen Be- und Entwässerungssystem wird durch die Sickerpassage und ein separat geführtes Rohr-/ Rigolensystem entsprochen. Anstelle von Querschlägen, die in einen straßenbegleitenden Graben münden, wird das Rohr-/ Rigolensystem als Transportleitung ausgelegt und direkt an die Vorflut angeschlossen, so dass keine Verbindung zur privaten Dränage entsteht. Ferner wird durch den Verzicht auf zusätzliche offene Wasserflächen keine weitere Beeinträchtigung des Obstanbaus in Hinblick auf die Abstandsregelungen beim Einsatz von Pflanzenschutzmitteln an Gewässern erzeugt. Die Anlage zusätzlicher offener Gräben hätte faktisch zu einer erheblichen Verringerung der Anbaufläche und damit zu wirtschaftlichen Einbußen geführt.

Am Nordrand des Abschnittes im TEG Schöpfwerk Herzhorn wird die L168 über die A 20 geführt und in diesem Zusammenhang verschwenkt. Damit ergeben sich neue Böschungssituationen in diesem Bereich, die eine Neuordnung der lokalen Entwässerungssituation erfordern.

Einzelheiten der geplanten Maßnahmen sind der nachfolgenden Auflistung sowie der zeichnerischen Darstellung (Anlagen 13.6.1 und 13.6.2) zu entnehmen.

- Gekreuzte Gewässer / Gräben:

Station	Bezeichnung / Wawi. Funktion	Geplante Maßnahmen
8+060	Beregnungsbecken Obsthof	Wird verlegt; Volumenverlust durch Überbauung wird kompensiert
8+580	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
8+710	Graben / Anschluss Vorfluter 7.6	Durchlass DN 1.000, Verlauf Vorfluter 7.6 geringfügig anpassen
8+850	Graben	Wird überbaut, ist abgängig
9+080	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
9+277	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
9+365	Strohdeichwettern – 7.5	Trassenverlegung an Böschungsfuß
9+453	Mittelfelder Wettern – 7.1	Brückenbauwerk 9.03, LW /LH = 14,0 m / 3,50 m über MW, mit Trassenanpassung, Bestackung beidseitig am Böschungsfuß, bauzeitliche Verrohrung 2 x DN 1.000
9+800	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden

Station	Bezeichnung / Wawi. Funktion	Geplante Maßnahmen
10+000	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
10+072	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
10+200	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
10+290	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
10+512	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
10+590	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
10+670	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
10+785	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
10+842	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
10+950	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
11+066	Spleth - 7.3	Brückenbauwerk 9.04, LW /LH = 25,0 m / 3,90 m über MW, bauzeitl. Behelfsbrücke
11+165	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
11+300	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
11+380	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
11+520	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
11+726	Kamerlander Deichwettern – 7.4	Durchlass DN 1.000
12+050	Kamerlander Deichwettern – 7.4	Wird überbaut und neu angebunden, Trasse wird an die A 20 verlegt, Bestackung beidseitig am Böschungsfuß
12+135	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
12+699	Löwenau – 1.4	Brückenbauwerk 9.07, LW /LH = 16,7 m / 2,20 m über MW, bauzeitliche Verrohrung 3 x DN 1.200

- Straßenentwässerung / straßenparallele Gräben:

Station	Bezeichnung / Wasserwi. Funktion	Gepl. Maßnahmen
8+235 - 8+715	Aufnahme Straßenwasser	Rohrltg. rechts
8+367 - 8+715	Dränageabfangung und Grabenverbindung	Graben links, Typ C
8+709 - 8+801	Grabenverbindung / Verlegung Vorfluter 7.6	Graben rechts, Typ A
8+784 - 9+110	Aufnahme Straßenwasser	Graben rechts, Typ B
8+944 - 9+097	Dränageabfangung und Grabenverbindung	Graben links, Typ C

Station	Bezeichnung / Wasserwi. Funktion	Gepl. Maßnahmen
9+111 - 9+383	Aufnahme Straßenwasser, Dränageabfangung und Grabenverbindung	Graben links, Typ A
9+492 - 10+639	Aufnahme Straßenwasser, Dränageabfangung und Grabenverbindung	Graben links, Typ A, Bestackung beidseitig am Böschungsfuß
10+603 - 11+007	Aufnahme Straßenwasser	Graben links, Typ B
11+058 - 11+422	Dränageabfangung und Grabenverbindung	Graben links, Typ C
11+078 - 11+563	Aufnahme Straßenwasser	Graben links, Typ B
11+552 - 11+648	Geschlossene Entwässerung (Brückenbereich)	siehe Straßenentwurf
11+656 - 12+092	Verlegung Verbandsgewässer 7.4 (Kamerlander Deichwettern), Aufnahme Straßenwasser und Dränageabfangung	Wettern links, Bestackung beidseitig am Böschungsfuß
12+102 - 12+463	Aufnahme Straßenwasser	Graben links, Typ B
12+538 - 12+584	Aufnahme Straßenwasser	Graben links, Typ B
12+033 - 12+196	Dränageabfangung und Grabenverbindung	Graben rechts, Typ C

6.3.3 TEG Rhin-Schöpfwerk (ca. Stat. 12+680 – 13+170)

Der Trassenabschnitt im Teileinzugsgebiet des Rhin-Schöpfwerks ist nur kurz. Er wird von zwei Verbandsvorflutern eingefasst, die per Brückenbauwerk gekreuzt werden (vgl. 3.5.9).

Zur Aufnahme des Straßenwassers wird je nach Querneigung links- bzw. rechtsseitig ein Straßenseitengraben hergestellt (Typ B), der an das bestehende Gewässersystem (Löwenau-1.4 Schwarzwasser, bzw. Rhin-1.1 Weißwasser) angebunden wird. Beide Vorfluter weisen vergleichsweise hohe Wasserstände auf.

Die Entwässerung der landwirtschaftlichen Nutzflächen wird in diesem Bereich durch kleine, lokale Dränagepumpwerke (Lesigfeld I und II), welche einen deutlich niedrigeren Wasserstand halten als er durch die Vorfluter vorgegeben wäre, gewährleistet. Um dieses System aufrecht zu erhalten, wird zur Aufnahme abgetrennter Dränagen linksseitig ein neuer Dränagesammler verlegt. Der Sammler wird anschließend mithilfe eines Stahlschutzrohrs unter der Autobahn durchgeleitet und südöstlich wieder an die vorhandene Sammelleitung angeschlossen, welche in Richtung des vorh. Dränagepumpwerks Lesigfeld II entwässert. Auf diese Weise bleibt das bestehende Entwässerungssystem funktional aufrecht erhalten.

Einzelheiten der geplanten Maßnahmen sind der nachfolgenden Auflistung zu entnehmen. Außerdem sind die Maßnahmen in Anlage 13.6.2 zeichnerisch dargestellt.

- Gekreuzte Gewässer / Gräben:

Station	Bezeichnung / Wawi. Funktion	Geplante Maßnahmen
12+832	Grenzgraben	Wird überbaut und teilw. aufgehoben
13+181	Herzhorner Rhin / Lesigfelder Wettern) – 1.1	Brückenbauwerk 9.08, LW /LH = 15,4 m / 2,85 m über MW, bauzeitliche Verrohrung 2 x DN 1.200

- Straßenentwässerung / straßenparallele Gräben:

Station	Bezeichnung / Wasserwi. Funktion	Gepl. Maßnahmen
12+700 - 12+832	Aufnahme Straßenwasser	Graben links, Typ B
12+794 – 13+178	Aufnahme Straßenwasser	Graben rechts, Typ B

6.3.4 TEG Schöpfwerk Elskop (ca. Stat. 13+170 – 14+330)

Das Teileinzugsgebiet des Unterschöpfwerks Elskop wird ebenfalls nur von einem relativ kurzen Trassenabschnitt durchzogen. Es werden zwei Verbandsvorfluter gekreuzt bzw. in ihrem Verlauf beeinträchtigt (vgl. 3.5.9). Der Verbandsvorfluter 5.1 *Sandritt* – welcher überwiegend als Vorflut für die Felddränagen dient – ist im Kreuzungsbereich verrohrt. Die Verrohrung (Ø 400 - 600) wird teilweise entfernt und durch einen Durchlass DN 1.000 ersetzt, zudem wird der Verlauf des Vorfluters in diesem Zusammenhang leicht angepasst. Im Grenzbereich des TEG muss der *Wohldgraben* (1.5) an den südlichen Böschungsfuß der Anschlussstelle L 118 verschoben werden, um die spätere Unterhaltung sicherzustellen. Dabei wird der Vorfluter um ein bestehendes Wohngebäude östlich der L 118 herum verschwenkt. Zur Kreuzung der L 118 ist ein Brückenbauwerk vorgesehen.

Zur Aufnahme des diffus aus dem Böschungsfuß austretenden Straßenwassers sowie zur Aufnahme abgetrennter Dränagen wird rechtsseitig ein Straßenseitengraben (Typ A) hergestellt, der an das bestehende Grabensystem angebunden wird. Zur Dränageabfangung ist linksseitig, in einem kurzen Teilabschnitt, zudem ein Graben Typ C erforderlich.

Einzelheiten der geplanten Maßnahmen sind der nachfolgenden Auflistung zu entnehmen. Außerdem sind die Maßnahmen in Anlage 13.6.2 zeichnerisch dargestellt.

- Gekreuzte Gewässer / Gräben:

Station	Bezeichnung / Wasserwirtschaftl. Funktion	Geplante Maßnahmen
13+918	Sandritt – 5.1 (verrohrt)	Durchlass DN 1.000
14+320	Wohldgraben – 1.5	Verlauf wird angepasst, an die Anschlussstelle heran verlegt. Brückenbauwerk 9.20, LW /LH = 7,3 m/ 2,40 m über MW, bei Stat. 0+893 (L118)

- Straßenentwässerung / straßenparallele Gräben:

Station	Bezeichnung / Wasserwi. Funktion	Gepl. Maßnahmen
13+232 – 13+918	Aufnahme Straßenwasser und Dränageabfangung	Graben rechts, Typ A
13+918 – 13+997	Verlegung Verbandsgewässer 5.1 (Sandritt), Dränageabfangung	Wettern rechts, Ausbau wie Typ A
13+997 – 14+308	Aufnahme Straßenwasser und Dränageabfangung	Graben rechts, Typ A
13+926 – 14+062	Dränageabfangung	Graben links, Typ C

6.3.5 TEG Schöpfwerk Süderau (ca. Stat. 14+330 – 18+250)

Der Trassenabschnitt im Teileinzugsgebiet des Unterschöpfwerks Süderau ist einer der längsten Teilabschnitte im Planungsbereich. Die Autobahntrasse verläuft weitgehend zwischen den Vorflutern *Neue Wettern* (6.2) und *Wohldgraben* (1.5). Insofern werden – mit Ausnahme des *Wohldgrabens* als Grenzgewässer des Teileinzugsgebietes – keine Verbandsvorfluter und verhältnismäßig wenige offene Gräben gekreuzt. Die landwirtschaftlich genutzten Flächen sind überwiegend dräniert, wobei die nördlich der Trasse gelegene *Neue Wettern* (6.2, Weißwasser) die Vorflut für die Dränage bildet.

Der *Wohldgraben* (1.5, Schwarzwasser) wird zwecks Sicherstellung der Gewässerunterhaltung im Bereich der Anschlussstelle L 118 südlich an die Zu- und Abfahrt verlegt. Im weiteren Verlauf ist zur Aufrechterhaltung der Entwässerung und zur Zusammenfassung überbauter Gräben rechtsseitig ein straßenparalleler Graben Typ A vorgesehen, der an zwei Stellen über ein neu zu erstellendes „Fledermausleitgewässer“ mit eigenem Brückenbauwerk sowie einen Durchlass DN 1.000 inkl. Anschlussverrohrung DN 500 an die *Neue Wettern* angebunden wird. Neben der Grabenverbindung dient dieser Graben, der am Böschungsfuß bestackt wird, auch zur Aufnahme des Straßenwassers sowie zur Aufnahme abgetrennter Dränagen. Im östlichen Bereich ist die *Neue Wettern* verrohrt (Ø 300 - 500). Wegen der geplanten Überführung eines Wirtschaftsweges muss die Verrohrung auf rd. 310 m als BMR DN 500 verlegt werden. Wegen der punktuellen Zuläufe aus dem Graben Typ A erfolgt zwar eine geringe Verschiebung von Einzugsflächen, eine hydraulische Überlastung der Verrohrung tritt jedoch nicht ein.

Einzelheiten der geplanten Maßnahmen sind der nachfolgenden Auflistung zu entnehmen. Außerdem sind die Maßnahmen in Anlage 13.6.2 und 13.6.3 zeichnerisch dargestellt.

- Gekreuzte Gewässer / Gräben:

Station	Bezeichnung / Wasserwirtschaftl. Funktion	Geplante Maßnahmen
14+720	Straßenseitengraben L 118	Wird verlegt

Station	Bezeichnung / Wasserwirtschaftl. Funktion	Geplante Maßnahmen
15+078	---	Neubau Fledermausleitgewässer, Anschluss an Vorfluter 6.2, L = rd. 507 m, inkl. Unterführung 9.24, LW = 10,90 m
16+080	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
16+153	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
16+260	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
17+315	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
17+433	Graben	Wird überbaut und neu angebunden
17+460	---	Durchlass DN 1.000, neuer Anschluss DN 500 an verrohrten Vorfluter 6.2
17+526	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
17+635	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
17+915	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
18+100	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
18+252	Wohldgraben – 1.5	Durchlass DN 1.000 für Wirtschaftsweg
18+263	Wohldgraben – 1.5 (Schwarzwasser)	Brückenbauwerk 9.11, LW / LH = 16,00 m / 2,55 m über MW, Bauzeitliche Verrohrung 1 x DN 1.000

- Straßenentwässerung / straßenparallele Gräben:

Station	Bezeichnung / Wasserwi. Funktion	Gepl. Maßnahmen
14+306 - 14+788	Verlegung Verbandsgewässer 1.5 Wohldgraben	Gewässer rechts, an AS angepasst
14+700 - 14+850	Aufnahme Straßenwasser	Graben rechts, Typ B
14+850 - 18+240	Aufnahme Straßenwasser, Dränageabfangung u. Grabenverbindung	Graben rechts, Typ A Bestackung beidseitig am Böschungsfuß
17+150 - 17+447	Verlegung verrohrtes Verbandsgewässer 6.2 Neue Wettern, Dränageabfangung	Verrohrung links, DN 500

6.3.6 TEG Schöpfwerk Sommerland (ca. Stat. 18+250 – 19+680)

Der Trassenabschnitt innerhalb des Teileinzugsgebietes des Unterschöpfwerks Sommerland ist wiederum relativ kurz. Allerdings zeichnet sich das Gebiet durch das Vorkommen vieler offener Gewässer, Gräben und Grüppen aus.

Der von der Trasse gekreuzte Verbandsvorfluter 8.7 *Schlickwettern*, der am Kreuzungspunkt verrohrt ist, wird in seinem Verlauf angepasst und mit einem Rohrdurchlass DN 1.000 durch die A 20 durchgeleitet. Der neue Gewässerverlauf wird bestackt. Die Verbandsgewässer des Weißwassersystems bilden auch die Vorflut für die Entwässerung der landwirtschaftlich genutzten Flächen.

Der zum Schwarzwassersystem gehörende Wohldgraben (1.5) wird per Brückenbauwerk gekreuzt. Daneben sind zahlreiche offene Gräben und Grüppen vorhanden, die mehrheitlich in einem straßenparallellen Graben zusammengefasst und gemeinsam abgeleitet werden. Teilweise sind die Grüppen mit sogenannten Grüppendränagen ausgestattet; ansonsten sind vergleichsweise wenige Dränagen vorhanden.

Zur Abfangung der (Grüppen-)Dränagen ist linksseitig in zwei Teilabschnitten ein Graben Typ C vorgesehen, der an die verrohrte *Schlickwettern* bzw. an einen vorhandenen Graben angeschlossen wird. Die linksseitigen, östlich des *Wohldgrabens* gelegenen Flächen werden mithilfe eines Dükers DN 400 wieder an das Weißwassersystem angebunden. Rechtsseitig dient zunächst ein straßenparalleler Graben (Typ B) zur Aufnahme des Straßenwassers. Die *Schlickwettern* selbst wird rechtsseitig an den Straßenverlauf angepasst; daran schließt sich unmittelbar ein Graben Typ A an, welcher neben der Abfangung von Dränagen auch zur Grabenverbindung und zur Aufnahme des Straßenwassers dient.

Einzelheiten der geplanten Maßnahmen sind der nachfolgenden Auflistung zu entnehmen. Außerdem sind die Maßnahmen in Anlage 13.6.3 und 13.6.4 zeichnerisch dargestellt.

- Gekreuzte Gewässer / Gräben:

Station	Bezeichnung / Wawi. Funktion	Geplante Maßnahmen
18+550	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
18+620	Schlickwettern – 8.7 (verrohrt)	Durchlass DN 1.000 bei Stat. 18+717, Verlauf wird angepasst, Bestackung beidseitig am Böschungsfuß
18+666	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
18+765	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
18+925	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
18+965	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
19+090	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
19+230	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
19+395	Wohldgraben – 1.5	Durchlass DN 1.000 für Wirtschaftsweg

Station	Bezeichnung / Wawi. Funktion	Geplante Maßnahmen
19+405	Wohldgraben – 1.5 (Schwarzwasser)	Brückenbauwerk 9.12, LW / LH = 10,80 m / 3,55 m über MW, Bauzeitliche Verrohrung 1 x DN 1.000
19+510	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
19+590	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden

- Straßenentwässerung / straßenparallele Gräben:

Station	Bezeichnung / Wasserwi. Funktion	Gepl. Maßnahmen
18+274 - 18+568	Aufnahme Straßenwasser	Graben rechts, Typ B
18+302 - 18+679	Dränageabfangung, Grabenverbindung	Graben links, Typ C
18+568 - 18+718	Verlegung Schlickwettern - 8.7, Dränageabfangung, Aufnahme Straßenwasser	Wettern rechts, Bestackung beidseitig am Böschungsfuß
18+718 - 19+397	Dränageabfangung, Grabenverbindung, Aufnahme Straßenwasser	Graben rechts, Typ A
19+073 - 19+349	Dränageabfangung, Grabenverbindung	Graben links, Typ C, inkl. Neubau Düker Wohldgr., L = 51 m
19+445 - 19+669	Aufnahme Straßenwasser	Graben rechts, Typ B

6.3.7 TEG Schwarzwasser (ca. Stat. 19+680 – 22+645)

Gegen Ende des Planungsabschnitts verläuft die Autobahntrasse durch das Teileinzugsgebiet des Schwarzwassers. Dieses TEG zeichnet sich wasserwirtschaftlich durch natürliche Abflussvorgänge aus, weshalb das Gewässernetz auch relativ dicht ist. Es werden insgesamt sieben Verbandsvorfluter gekreuzt, die allerdings – mit Ausnahme des Hauptvorfluters *Horstgraben*, der zweimal per Brückenbauwerk gequert wird – eher von untergeordneter Bedeutung sind und daher umgeleitet, teilweise zusammengefasst oder per Durchlass durchgeleitet werden. Darüber hinaus werden diverse Gräben als Gewässer III. Ordnung gequert.

Innerhalb dieses Abschnittes wird das neue Autobahnkreuz A 20 / A 23 erstellt, wobei die A 20 über die vorhandene A 23 hinweg geführt wird. Mit den entsprechenden Anschlussrampen und Ein- und Ausfädelungsspuren ergeben sich neue Böschungssituationen und diverse neue Fahrbeziehungen im Teilabschnitt, die das Gebiet zerschneiden. Insofern sind auch eine Überplanung der lokalen Grundstücksentwässerung und der Umschluss kleinerer Gräben erforderlich.

Westlich des Autobahnkreuzes, nahe der L 100, wird der *Horstgraben* per Brückenbauwerk (Wildtierdurchlass) gekreuzt. Anders als bei den sonstigen Gewässerkreuzungen erfolgt eine

rechtwinklige Durchleitung, um die Länge des Wildtierdurchlasses zu begrenzen. Am Kreuzungspunkt ist eine geringfügige Verschwenkung des *Horstgrabens* erforderlich. Die im Bestand von Süden an den *Horstgraben* anbindenden Vorfluter 9.6.2, 9.6.1, 9.6 und 9.5 werden zusammengefasst und gemeinsam in westlicher Richtung bis zu diesem Brückenbauwerk geleitet, wo sie wieder an den *Horstgraben* angeschlossen werden.

Am ursprünglichen Kreuzungspunkt der A 20 mit dem Vorfluter 9.6 wird ein Rahmendurchlass als Fledermausquerung angeordnet. Dieser ist hydraulisch vom Vorfluter 9.6 entkoppelt, wird aber per Rohrleitung an den Sandentnahmesee angeschlossen, damit sich ein Dauerwasserspiegel im Rahmendurchlass einstellt und die Tiere ihrer ursprünglichen Flugroute folgen können. In diesem Zusammenhang wird auch der Vorfluter 9.6 oberhalb auf rd. 215 m Länge verlegt, um ausreichend Platz für das Anpflanzen von Fledermausleitstrukturen und die Zuwegung für die Gewässerunterhaltung zu gewährleisten.

Des Weiteren wird im Verlauf des Horstgrabens ein Notüberlauf in den Sandentnahmesee hergestellt, der als Hochwasserentlastung im Sinne der geforderten 72-h-Rückhaltung dienen soll (vgl. Kap. 6.4.8).

Abseits der Autobahntrasse verläuft der Vorfluter 9.1 durch die geplante Sandentnahmestelle 2 nördlich des NSG „Baggersee Hohenfelde“. Dieser Vorfluter wird dauerhaft an den Ostrand der Sandentnahmestelle verlegt, die Fließstrecke verringert sich dabei um rd. 100 m.

Östlich des Autobahnkreuzes werden die von Süden an den *Horstgraben* anbindenden Vorfluter 9.6.3 und 9.7 zusammengefasst und gemeinsam in östlicher Richtung abgeleitet. Der *Horstgraben* selbst, welcher außerhalb dieses Planungsabschnitts theoretisch erneut die Trasse kreuzen würde – was jedoch die Gradiente nicht zulässt, da ein Kreuzungsbauwerk mit ausreichender lichter Höhe für die Kleintierdurchlässigkeit nicht realisierbar ist –, wird am Bauende ebenfalls an den südlichen Böschungsfuß der A 20 verlegt. Etwa bei Stat. 22+400 werden alle drei Vorfluter gemeinsam per Brückenbauwerk durchgeleitet, wobei auch der Radweg Hohenfelde-Horst mit unterführt wird. Nördlich der A 20 bindet dieser neue Gewässerverlauf wieder an den bestehenden *Horstgraben* an.

Die Straßenentwässerung im Bereich des Autobahnkreuzes (Stat. 20+815 – 22+645) ist als konventionelles, geschlossenes System geplant. Es besteht aus Straßenabläufen, Rohrleitungen und Regenwasser-Behandlungsanlagen (Retentionsbodenfilter). Die bestehende Straßenentwässerung der A 23 wird überplant und teilweise in die Entwässerung der A 20 integriert. Details hierzu sind dem Straßenentwurf zu entnehmen.

Zur Vorfluter- bzw. Grabenverbindung, zur Aufnahme des Straßenwassers (außerhalb des geschlossenen Entwässerungssystems) sowie zur Aufnahme abgetrennter Dränagen wird in Teilbereichen ein Straßenseitengraben hergestellt, der an das bestehende Grabensystem angebunden wird. Je nach Erfordernis wird der Graben links- oder rechtsseitig angeordnet und entsprechend seiner jeweiligen Funktion ausgebaut.

Einzelheiten der geplanten Maßnahmen sind der nachfolgenden Auflistung zu entnehmen. Außerdem sind die Maßnahmen in Anlage 13.6.4 zeichnerisch dargestellt.

- Gekreuzte Gewässer / Gräben:

Station	Bezeichnung / Wasserwirtschaftl. Funktion	Geplante Maßnahmen
19+895	Grenzgraben	Wird überbaut
19+970	Vorfluter Hellpott – 1.6.1	Wird überbaut, verlegt und neu angebunden an 1.6
20+062	Horstgraben – 1.6	Brückenbauwerk 9.14, LW / LH = 12,00 m / 5,00 m, Verlauf wird im Kreuzungsbereich angepasst
20+100	Vorfluter 9.5	Wird geringfügig überbaut, verlegt und neu angebunden an 1.6
20+320	Grenzgraben	Wird überbaut und neu angebunden
ca.21+000	Vorfluter Hohenfelde – 9.1	Wird bei Sandentnahmestelle 2 überbaut und an deren Ostrand verlegt. Bauzeitliche Verrohrung DN 500
21+132	Vorfluter 9.6	Wird überbaut, auf rd. 950 m verlegt und neu angebunden an 9.5 / 1.6
21+210	Grenzgraben	Wird überbaut und außerhalb AK neu angebunden
21+495	Grenzgraben	Wird überbaut und außerhalb AK neu angebunden
21+635	Vorfluter 9.6.1	Wird überbaut, Verlauf wird angepasst und außerhalb AK neu angebunden an 9.6 / 9.5 / 1.6
21+660	Grenzgraben	Wird überbaut und außerhalb AK neu angebunden
21+700	Vorfluter 9.6.2	Wird überbaut, Verlauf wird angepasst und außerhalb AK neu angebunden an 9.6.1 / 9.6 / 9.5 / 1.6 (Querschnittsvergrößerung durch flachere Bö.neigung)
21+755	Seitengraben östlich A 23	Wird überbaut
21+870	Vorfluter 9.6.3	Wird überbaut, Verlauf wird angepasst und außerhalb AK neu angebunden an 9.7 / 1.6
22+010	Grenzgraben	Wird überbaut
22+130	Tamfortgraben – 9.7	Wird überbaut, Verlauf wird angepasst und neu angebunden an 1.6
22+420	Graben	Wird überbaut
22+530	Graben	Wird überbaut

Station	Bezeichnung / Wasserwirtschaftl. Funktion	Geplante Maßnahmen
22+650	Horstgraben – 1.6 (Bauende)	Wird überbaut, Verlauf wird angepasst, neues Brückenbauwerk 9.17 bei Station 22+387, LW = 13,45 m / 3,45 m über MW

- Straßenentwässerung / straßenparallele Gräben:

Station	Bezeichnung / Wasserwi. Funktion	Gepl. Maßnahmen
19+685 - 19+970	Aufnahme Straßenwasser	Graben links, Typ B
19+965 - 20+044	Verlegung Verbandsgewässer 1.6.1	Gewässer links
20+039 - 20+236	Verlegung Verbandsgewässer 1.6 (Horst-graben)	Gewässer links
20+079 - 20+133	Verlegung Verbandsgewässer 9.5 (Eichenhofgraben)	Gewässer rechts
20+128 - 21+072	Verlegung Verbandsgewässer 9.6, Dränageabfangung	Gewässer rechts
20+179 - 21+077	Aufnahme Straßenwasser	Graben links, Typ B
21+077 - 22+650 (Bauende)	Geschlossenes Entwässerungssystem	siehe Straßenent-wurf
21+106 - 21+625	Verlegung Verbandsgewässer 9.6.1	Gewässer rechts am Kleeblattrand
21+537 - 21+937	Verlegung Verbandsgewässer 1.6 (Horst-graben)	Gewässer links, inkl. Durchlass A23, DN 1.400, L = 85 m
21+625 - 21+756	Verlegung Verbandsgewässer 9.6.2	Gewässer rechts am Kleeblattrand
21+821 - 22+104	Verlegung Verbandsgewässer 9.6.3	Gewässer rechts am Kleeblattrand
22+111 - 22+382	Verlegung Verbandsgewässer 9.7	Gewässer rechts
22+387 - 22+688	Verlegung Verbandsgewässer 1.6 (Horst-graben)	Gewässer rechts

6.4 Abflussspeicherung über 72 Stunden (Hochwasserfall)

6.4.1 Allgemeines / Veranlassung

Um lang anhaltende Hochwassersituationen in der Elbe, insbesondere längere Sturmtideketten, auch künftig schadlos überstehen zu können, wurde seitens des DHSV und der Unteren Wasserbehörde die Forderung nach einer Speicherung des gesamten Oberflächenabflusses der A 20 über einen Zeitraum von 72 Stunden erhoben.

Wie unter 4.8 bereits beschrieben, ist die künstliche Entwässerung des Poldergebietes während solch langer Sturmflutereignisse nur noch sehr eingeschränkt möglich. Geht diese Situation mit starken Regenfällen einher, staut sich das hydraulisch ausgelastete Grabensystem immer weiter auf. In Extremfällen wie dem Sommerhochwasser 2002 kommt es dann zu weiträumigen Überflutungen in der Elbmarsch. Weitere Flächenversiegelungen wie der Bau der A20 führen grundsätzlich zu einer Zunahme des Abflusses (vgl. 4.7) und damit zu einem Anstieg des Gefahrenpotenzials.

Nur durch die Schaffung von zusätzlichem Retentions- bzw. Speicherraum im Vorflutersystem kann diesen Gefahren begegnet werden. Dadurch wird ein höherer bzw. ein zu hoher Wasserstand im Gewässersystem vermieden.

Die Forderung hebt darauf ab, dem komplexen Entwässerungssystem ein definiertes Wasservolumen unter Berücksichtigung einer 72 h-Rückhaltung temporär zu entziehen und es erst nach Abklingen des Hochwasserereignisses wieder in das System zurück zu geben. Hierdurch kommt es zu einer hydraulischen Entlastung des Gesamtsystems – insbesondere des mehrstufigen Schöpfwerksbetriebes – was zu einer Entschärfung der angespannten Entwässerungssituation während der betrachteten Hochwasserereignisse führt. Der Rückfluss in das System wird aktiv gesteuert und erfolgt gezielt nach Maßgabe des Unterhaltungsverbandes, sobald die Schöpfwerke wieder in der Lage sind die anfallenden Wassermengen zu bewältigen und das Gesamtsystem wieder „funktioniert“.

Aus den vorstehenden Anforderungen ergibt sich, dass die Anordnung der Speicherräume in zentralen Einheiten und an hydraulisch hierfür geeigneten Punkten erfolgen muss. Ein dezentrales Vorhalten des erforderlichen Speichervolumens, beispielsweise in den straßenparallelen Gräben, schließt sich aus. Diese Variante würde eine Vielzahl von Steuerungsorganen erfordern, deren Handhabung viel zu komplex wäre. Nicht zuletzt wären auch die anderweitigen Funktionen der Gräben komplett unterbunden; unter anderem ergäbe sich ein nicht vertretbarer, lang anhaltender Rückstau in die angeschlossenen Dränagesysteme.

Als Bemessungsereignis wurde ein 10-jährliches Wiederkehrintervall angesetzt. Der gewählte Speicherzeitraum von 72 Stunden dient auch bei anderen Bemessungsfällen in der Elbmarsch, wie z.B. bei der Auslegung von Schöpfwerken, als Ansatz für die Sielschlusszeit bei außergewöhnlichen Sturmflutereignissen.

Die Forderung nach einer zusätzlichen Abflussspeicherung geht über die regulären Maßnahmen der Straßenentwässerung und die Retentionswirkung des gewählten Entwässerungskonzeptes hinaus. Angesichts der komplexen wasserwirtschaftlichen Verhältnisse im Planungsraum erscheint der Anspruch auf eine zusätzliche Wasserspeicherung jedoch ge-

rechtfertigt, da der straßenbauliche Eingriff auf diese Weise auch unter dem Aspekt des Hochwasserschutzes kompensiert wird. Insgesamt wird durch den Autobahnbau eine größere Niederschlagsmenge abflusswirksam; in diesem Sinne dient die 72-h-Speicherung zur Entspannung der Entwässerungsverhältnisse bei Extremereignissen.

6.4.2 Lage und Wirkungsweise der Speicherbecken

Da die Ableitung des anfallenden Oberflächenwassers der A 20 nicht punktuell, sondern gedrosselt und gleichmäßig verteilt über das bestehende Vorflutersystem erfolgt, ist es nicht zwingend geboten, die erforderlichen Speichervolumina einem bestimmten Autobahnabschnitt zuzuordnen. Die Becken nehmen nicht unmittelbar das von der Autobahn abfließende Wasser auf, sondern dienen der hydraulischen Entlastung des wasserwirtschaftlichen Gesamtsystems im Sinne einer Kompensation für die linienhafte Einleitung der Oberflächenentwässerung entlang des gesamten Bauabschnitts. Folglich könnten die Speicherräume prinzipiell an jedem geeigneten Punkt des Gewässersystems realisiert werden. Gleichwohl werden die Becken so entlang der Trasse verteilt, dass ihr Speichervolumen in etwa der Oberflächenwassermenge des betreffenden Autobahnabschnitts entspricht.

Um den Betriebs- und Unterhaltungsaufwand zu begrenzen, ist nicht in jedem betroffenen Teileinzugsgebiet ein Speicherbecken geplant. In Abstimmung mit dem SV Rhingebiet wurden zwei Beckenstandorte festgelegt, die in den am stärksten vom Autobahnbau betroffenen Teileinzugsgebieten Herzhorn und Süderau liegen. Im TEG Sommerland wurde anstelle eines Speicherbeckens die Erhöhung der Pumpenleistung im Unterschöpfwerk vereinbart (vgl. Kap. 6.4.7). Hinzu kommt ein zusätzlich zu schaffendes Rückhaltevolumen im Schwarzwassersystem, welches jedoch nicht in Form eines Speicherbeckens, sondern als Hochwasserentlastung des *Horstgrabens* in Form eines Notüberlaufes in den entstehenden Sandentnahmesee im Bereich des Überschwemmungsgebietes Himmel und Helle realisiert wird. Zur Wirkungsweise und baulichen Gestaltung dieses speziellen Speicherraums werden unter 6.4.8 nähere Erläuterungen gegeben. Die folgenden Ausführungen beziehen sich überwiegend auf die beiden Speicherbecken im Poldergebiet.

Als Kriterien für die Auswahl geeigneter Beckenstandorte galten in erster Linie die Lage im Vorflutersystem sowie die Maßgabe, nach Möglichkeit zukünftig nicht mehr nutzbare Restflächen auszuwählen. Die Lage im Vorflutersystem wurde intensiv mit dem Unterhaltungsverband diskutiert. Um die Funktion der Becken zu gewährleisten muss sichergestellt sein, dass der Vorfluter ausreichende Wassermengen in nutzbaren Höhenlagen zur Befüllung der Speicherräume führt. Sinnvoll erschien in diesem Zusammenhang die Beckenanordnung in der Nähe der Unterschöpfwerke. Ferner waren ein möglichst niedriges Geländeniveau – was bei der ebenen Geländemorphologie allerdings kein entscheidendes Kriterium war – und die derzeitige Nutzung der Flächen zu berücksichtigen. In Bezug auf die Nutzung wurde Ackerland als höherwertiger eingestuft als Grünland, weshalb vorrangig Grünlandflächen als Standorte für die Speicherräume ausgewählt wurden.

Mit den Speicherbecken in Erdbauweise wurde eine wirtschaftlich herzustellende und verhältnismäßig einfach zu unterhaltende Bauweise als Kompensationsmaßnahme gewählt, die alle geforderten technischen Entwässerungsbedingungen einwandfrei erfüllt.

6.4.3 Bauliche Gestaltung

Baulich sollen die Speicherräume im Nebenschluss größerer Verbandsgewässer, d.h. praktisch als Gewässeraufweitung, angeordnet werden, um in Hochwassersituationen für eine nennenswerte Entlastung sorgen zu können.

Bei Überschreitung eines bestimmten, definierten Wasserstandes im jeweiligen Gewässer wird die durch eine niedrige Verwallung vom Gewässer abgetrennte Fläche eingestaut bzw. überflutet. Die Dauer des Befüllungsvorgangs hängt dabei stark vom Wasserspiegelanstieg im Vorfluter ab, sie wurde für verschiedene Überfallhöhen berechnet und beträgt beispielsweise bei einer Überfallhöhe von 20 cm und der gewählten Länge der Verwallung von 20 m rund eine Stunde (vgl. Anhang). Die Sohle des Beckens wurde etwa auf Höhe des Einschaltwasserstandes des jeweils maßgebenden Schöpfwerks angeordnet, wobei außerdem das Wasserspiegelliniengefälle vom Schöpfwerk bis zum Beckenstandort berücksichtigt wurde (vgl. Anhang). Als Höhe für die Speicherlamelle (Einstauhöhe des Speicherbeckens) wurde ein Maß von h_s = 50 cm festgesetzt.

Zur Ausgestaltung der Erdbecken muss das Gelände entsprechend abgetragen und modelliert werden. Als Böschungsneigung wird ein Verhältnis von ≤ 1:3 gewählt. Dadurch erscheint die Böschung naturnaher als steilere Böschungen und passt sich folglich besser in die Umgebung ein. Weiterhin ist damit gewährleistet, dass wild lebende Tiere, wie z.B. Rehwild, das Böschungshindernis problemlos bewältigen können.

Obgleich das geplante Sohlniveau unterhalb der Grundwasser-Druckhöhe liegt, ist mit zufließendem Grundwasser nur in geringen Mengen zu rechnen, weil ein ausreichendes Kleipolster unterhalb der Sohle verbleibt. Da sich ohnehin ein Absenktrichter zum nahe gelegenen Vorfluter eingestellt hat und der (Grund-)Wasserstand abgesenkt wird, ist die Gefahr eines Grundbruchs nicht gegeben. Im Baugrundgutachten wurde diese Problematik geprüft und bewertet.

6.4.4 Betrieb, Pflege und Unterhaltung

Bei den Speicherbecken handelt es sich um wasserwirtschaftliche Anlagen, weshalb der Betrieb und die Unterhaltung dem zuständigen Sielverband Rhingebiet obliegen sollten. Die Becken gehen folglich nach Fertigstellung in die Baulastträgerschaft des Verbandes über.

Um den Betriebs- und Unterhaltungsaufwand möglichst gering zu halten, sollen sich die Speicherräume mit fallendem Wasserstand selbsttätig wieder entleeren. Um das Wasser im Bedarfsfall auch länger aktiv zurückhalten zu können, wird eine 2 m breite Absperrvorrichtung eingebaut, die für einen gewünschten Zeitraum verschlossen und nach Abklingen der Hochwassersituation wieder geöffnet werden kann. Die Steuerung dieser Absperrvorrichtung erfolgt über einen Elektroantrieb, der per Datenfernübertragung in das automatisierte Steuer- und Regelprogramm des Unterhaltungsverbandes integriert werden soll. Für Havariefälle wird die manuelle Betätigung des Absperrorgans über ein Handrad ebenfalls ermöglicht.

Auf den Einbau eines Grobrechens vor und hinter dem Schieber zur Freihaltung der beweglichen Einrichtung (Schieberarmatur) von Grobstoffen wie z.B. Ästen wird aus folgenden Gründen verzichtet:

- Die Gefahr der Funktionsbeeinträchtigung / Verlegung des Schiebers durch Äste und Laub ist aufgrund des fehlenden Bewuchses in der Elbmarsch gering.
- Die Rechen stellen eine bauliche Anlage dar und müssten regelmäßig gewartet werden, was dem Ziel einer möglichst einfachen und wartungsarmen Lösung entgegensteht.
- Eine Garantie auf einen störungsfreien Betrieb bietet auch ein Rechen nicht. Mutwillige Störungen (z.B. durch spielende Kinder) können dadurch nicht vermieden werden.
- Das Gefahrenpotential ist sehr gering. Prinzipiell handelt es sich bei den Becken um Ausgleichsbecken, die einen zusätzlichen Pufferraum bieten.

Sollte sich entgegen der Erwartung der Bedarf der Anordnung von Grobrechen zeigen, so besteht die Möglichkeit einer Nachrüstung.

Da die Speicherbecken bei „normalen“ Abflussverhältnissen für einen ordnungsgemäßen Betrieb des wasserwirtschaftlichen Systems nicht benötigt werden, fallen sie während des überwiegenden Teiles eines Jahres trocken. Um die Becken nicht der natürlichen Entwicklung zu überlassen, bietet sich als Nutzung eine extensive Beweidung, beispielsweise mit Rindern oder Schafen, an. Diese Form der Bewirtschaftung verhindert ein Verkrauten und „Aufwachsen“ der Speicherräume und stellt somit deren Funktion dauerhaft sicher.

Die gewählte Böschungsneigung von 1:3 bietet auf gesamter Länge die Möglichkeit des Zugangs, wobei im Bereich der Absperreinrichtung zusätzlich eine Treppe vorgesehen ist. Eine Zufahrt in das Becken wird außerdem vorgesehen. Die geplante Umpflanzung des Beckens sorgt für optische Abgrenzung gegen die Landschaft, wobei ein ausreichend breiter Unterhaltungsstreifen um das Becken herum freigehalten wird.

Nachfolgend werden die erforderlichen Speichervolumina berechnet und die Beckengrößen festgelegt. Weitere hydraulische Nachweise sind im Anhang beigefügt. Zur abweichenden Wirkungsweise, zur baulichen Gestaltung und zum Betrieb des Speicherraums für das Schwarzwassersystem werden unter 6.4.8 ergänzende Erläuterungen gegeben.

Die Lage der Retentionsräume ist in Anlage 13.5 und 13.6 dargestellt, Details der baulichen Gestaltung sind der Anlage 13.8 zu entnehmen.

6.4.5 Speicherraum TEG Herzhorn (Speicherbecken 1)

Dimensionierung des Speicherraums:

- Einzugsfläche A_E red.:

Trassenabschnitt TEG Herzhorn von:	Stat. 8+000 – 12+680	= 4.680 m
eingerechnet wird das TEG Sommerland:	Stat. 18+250 – 19+430	= 1.180 m
	Gesamtlänge L	= 5.860 m
Gesamtbreite der A 20, im Mittel:	b (inkl. Böschungen)	= 41 m

Mittlerer Abflussbeiwert, überschlägig: ψ_m = 0,70

Einzugsfläche im Trassenabschnitt: A_E red. = 5.860 m * 41 m * 0,70
= 168.182 m² = 16,82 ha

- Bemessungsregen: $r_{72\,h,\,n=0,1}$ = 3,0 l/(s*ha) = 78,8 mm
  (nach KOSTRA-DWD 2010R für Sommerland (31/18), [8]) = 78,8 l/m²

- Erf. Speichervolumen, ohne Abfluss: erf. $V_{Sp.,\,72\,h}$ = 168.182 m² * 78,8 l/m²
  = 13.252.742 l
  = 13.253 m³ ≈ 13.250 m³

- Erf. Beckenabmessungen:
  Böschungsneigung = 1 : 3
  Einstauhöhe h = 0,50 m
  Sohllänge = i.M. 175 m
  Sohlbreite = i.M. 150 m
  Sohlniveau = NN -2,40 m
  OKG ca. = NN ±0,00 m

- Resultierende Speicherlamelle: gepl. $V_{Sp.,\,72\,h}$ = 0,50/ 3 x (26.250 + $\sqrt{(26.250 \times 26.750)}$ + 26.750)
  = ca. 13.250 m³ = erf. V

- Flächenbedarf gem. CAD-Konstruktion: gepl. A_{OKG} = ca. 2/3 * (300 * 162,5)
  = ca. 32.500 m²

Das Speicherbecken 1 wird südöstlich von Herzhorn zwischen der geplanten PWC-Anlage und dem Vorfluter 7.3 *Spleth* (im Nebenschluss) hergestellt.

Die Fläche wird den Anforderungen entsprechend modelliert, das Gelände wird am Gewässerrand auf ein Niveau von NN -2,40 m abgetragen. Unter Berücksichtigung eines leichten Sohlgefälles von 0,1% zur Entleerung des Beckens ergibt sich das mittlere Sohlniveau zu NN -2,33 m; das volle Speichervolumen wird bei einem mittl. Wasserstand von NN -1,83 m erreicht.

Da sich die umliegenden Flächen auf einem Niveau um NN ±0,00 m befinden, ist ein ausreichendes Freibord vorhanden.

6.4.6 Speicherraum TEG Süderau (Speicherbecken 2)

Dimensionierung des Speicherraums:

- Einzugsfläche A_E red.:

  Trassenabschnitt TEG Süderau von: Stat. 14+340 – 18+250 = 3.910 m
  eingerechnet wird das TEG Rhin-SW: Stat. 12+680 – 13+170 = 490 m
  eingerechnet wird das TEG Elskop: Stat. 13+170 – 14+340 = 1.170 m
  Gesamtlänge L = 5.570 m

  Gesamtbreite der A 20, im Mittel: b (inkl. Böschungen) = 41 m

  Mittlerer Abflussbeiwert, überschlägig: ψ_m = 0,70

  Einzugsfläche im Trassenabschnitt: A_E red. = 5.570 m * 41 m * 0,70
  = 159.859 m² = 15,99 ha

- Bemessungsregen: $r_{72\,h,\,n=0,1}$ = 3,0 l/(s*ha) = 78,8 mm
  (nach KOSTRA-DWD 2010R für Sommerland (31/18), [8]) = 78,8 l/m²

- Erf. Speichervolumen, ohne Abfluss: $\underline{erf.\ V}_{Sp.,\,72\,h}$ = 159.859 m² * 78,8 l/m²
  = 12.596.889 l
  = 12.597 m³ ≈ 12.600 m³

- Gewählte Beckenabmessungen: Böschungsneigung n = 1 : 3
  Einstauhöhe h = 0,45 m
  Sohllänge = 172 m
  Sohlbreite = 160 m
  Sohlniveau i.M. = NN -2,10 m
  OKG ca. = NN +0,50 m

- Resultierende Speicherlamelle: $\underline{gepl.\ V}_{Sp.,\,72\,h}$ = 0,45/ 3 x (27.520 + $\sqrt{(27.520 \times 28.425)}$ + 28.425)
  = ca. 12.600 m³ > erf. V

- Flächenbedarf OK Gelände: $\underline{gepl.\ A}_{OKG}$ = ca. (172 + 2*3*2,65)
  (genaue Geometrie gem. CAD-Planung) * (160 + 2*3*2,65)
  = ca. 33.050 m²

Das Speicherbecken 2 wird im Bereich Süderau – Deicherde, an der Zufahrt zur L 118 und im Nebenschluss des Vorfluters 6.2 *Neue Wettern*, hergestellt.

Die Fläche wird den Anforderungen entsprechend modelliert, das Gelände wird am Gewässerrand auf ein Niveau von NN -2,15 m abgetragen. Unter Berücksichtigung eines leichten Sohlgefälles von 0,1% zur Entleerung des Beckens ergibt sich das mittlere Sohlniveau zu NN -2,10 m; das volle Speichervolumen wird bei einem Wasserstand von NN -1,60 m erreicht. Da sich die umliegenden Flächen auf einem Niveau um NN +0,50 m befinden, ist ein ausreichendes Freibord vorhanden.

6.4.7 TEG Sommerland - Erhöhung der Förderleistung

In Abstimmung mit dem SV Rhingebiet und der Unteren Wasserbehörde des Kreises Steinburg wurde der vormals geplante Beckenstandort 3 im Bereich der Schlickwettern - nicht zuletzt wegen der ungünstigen Bodenverhältnisse - aufgegeben.

Anstelle dessen wird einerseits das Speicherbecken 1 vergrößert, indem bei der Dimensionierung die Streckenlänge innerhalb des TEG Sommerland mit eingerechnet wird (das Speichervolumen wird nach wie vor für die gesamte Autobahnstrecke bemessen), und andererseits wird die Förderleistung des Unterschöpfwerks Sommerland erhöht.

Im Unterschöpfwerk Sommerland ist derzeit eine Gesamt - Förderleistung von Q_P = 3.000 l/s vorhanden, die sich auf eine größere Pumpe à 2.000 l/s und eine kleinere Pumpe à 1.000 l/s verteilt (vgl. Kap. 3.5.7). Das anteilige 72-h-Speichervolumen für das TEG Sommerland ergibt sich zu

V_{72h} = 1.180 m * 41 m * 0,7 * 78,8 mm / 1.000 = rd. 2.700 m³

Die zusätzlich zu installierende Förderleistung betrüge demnach erf. Q_P = 2.700 m³ / 72 h = 37,5 m³/h = 10,4 l/s. Eine solch geringe Erhöhung erscheint wenig sinnvoll.

Anstelle dessen wird die Pumpenleistung auf eine Bemessungs-Abflussspende von HHq = 2,5 l/sxha aufgerüstet, wie sie bei Neubauten von Schöpfwerken im Unterelberaum heute üblich ist. Demnach ist bei der vorhandenen Einzugsfläche von A_E = 1.500 ha folgende Förderleistung zu installieren:

erf. Q_P = 1.500 ha x 2,5 l/sxha = 3.750 l/s

Dazu wird die kleinere der beiden Pumpen im SW Sommerland (Q_P = 1.000 l/s) ausgebaut und durch eine größere Pumpe mit Q_P = 1.750 l/s ersetzt. Von Vorteil ist, dass sich die Förderleistung der beiden Pumpen damit einander angleicht, wodurch die beiden Pumpen im Wechsel geschaltet werden können. Die angestrebte Förderleistung lässt sich laut Verband ggf. bereits durch einen Austausch des Motors / des Propellers erzielen, ohne dass die gesamte Pumpe ausgetauscht werden muss.

Bei der technischen Umsetzung dieses Pumpenwechsels wird der DHSV Kremper Marsch federführend sein. Die Kostenübernahme bzw. -beteiligung wird vertraglich zwischen dem DHSV und der DEGES geregelt.

6.4.8 Speicherraum TEG Schwarzwasser (Speicherraum 4)

Dimensionierung des Speicherraums:

- Einzugsfläche A_E red.:

Trassenabschnitt von (Geest):	Stat. 19+680 – 22+645	= 2.965 m
sowie im Poldergebiet (Marsch):	Stat. 12+670 – 12+832	= 162 m
	Stat. 19+400 – 19+680	= 280 m
	Gesamtlänge L	= 3.407 m
Gesamtbreite der A 20, im Mittel:	b (inkl. Böschungen)	= 41 m
Mittlerer Abflussbeiwert, überschlägig:	ψ_m	= 0,7
Einzugsfläche im Trassenabschnitt:	A_E red.	= 3.407 m * 41 m * 0,7
		= 97.781 m² = 9,78 ha

- Bemessungsregen: $r_{72\,h,\,n=0,1}$ = 3,0 l/(s*ha) = 78,8 mm
  (nach KOSTRA-DWD 2010 für Sommerland (31/18), [8]) = 78,8 l/m²
- Erf. Speichervolumen, ohne Abfluss: $V_{Sp.,\,72\,h}$ = 97.781 m² * 78,8 l/m²
  = 7.705.143 l
  = 7.705 m³

Das Speichervolumen wird im Bereich des Überschwemmungsgebietes Himmel und Helle, östlich der L100, zur Verfügung gestellt.

Im Gegensatz zur Wirkungsweise der übrigen Speicherbecken wird das Speichervolumen hier durch einen Notüberlauf vom *Horstgraben* in den bei der Sandentnahme entstehenden See zwischen A 20 und *Horstgraben* aktiviert. Aufgrund der großen Fläche des gepl. Sandentnahmesees von ca. A = 117.400 m² wird als Speicherlamelle für das errechnete Speichervolumen eine Aufstauhöhe von Δh = 7.705 m³ / 117.400 m² = 0,066 m = 6,6 cm benötigt. Wird im *Horstgraben* ein bestimmtes Wasserstandsniveau erreicht bzw. überschritten, fließt das überschüssige Wasser in Form einer Hochwasserentlastung über eine definierte Überlaufschwelle in den Sandentnahmesee ab. Gewählt wurde dazu eine Überlaufhöhe von NN +0,40 m, was im *Horstgraben* in etwa dem Wasserstand bei einem dreijährlichen Hochwasser HW_3 entspricht. Bei einer vorhandenen Sohltiefe von etwa NN -0,63 m muss demnach eine Wassertiefe von t = 1,03 m erreicht bzw. überschritten werden, bevor der Überlauf anspringt.

Im Sandentnahmesee wird ein Mittelwasserstand von MW = NN +0,20 m prognostiziert. Im Falle eines Überlaufs aus dem *Horstgraben* steigt der Wasserspiegel geringfügig an. Durch den Grundwasserkontakt des Sees reguliert sich der Seewasserstand selbsttätig, auf einen Ablauf bzw. eine aktive Steuerung des Notüberlaufes wird verzichtet.

Angesichts der geringen, zusätzlichen Aufstauhöhe sind negative Auswirkungen auf angrenzende Flächen bzw. ein Rückstau in angrenzende Dränagen nicht zu erwarten.

Im Falle einer großräumigen Überflutung der landwirtschaftlichen Flächen im Überschwemmungsgebiet, wovon auch der Sandentnahmesee betroffen wäre, steht zukünftig durch den Flächenabtrag im Bereich der Sandentnahmestelle deutlich mehr Speichervolumen im Überschwemmungsgebiet zur Verfügung als bisher. Das 72-h-Speichervolumen wird damit bei weitem abgedeckt (vgl. 6.5.3). Folglich ist eine Speicherung des über 72 h anfallenden Straßenwassers in jedem Betriebszustand gewährleistet.

6.5 Kompensation von Stauraumverlusten im Überschwemmungsgebiet

6.5.1 Allgemeines

Das natürliche, im Einzugsgebiet des Schwarzwassers befindliche Überschwemmungsgebiet bei Himmel und Helle wird durch den SV Rhingebiet aktiv betrieben. Die L 100 wird im Verlauf des Horstgrabens (Vorfluter Nr. 1.6) mit einem vorh. Rohrdurchlass DN 1.400 gekreuzt, welcher mittels einer Schiebervorrichtung abgesperrt werden kann. Ist das untenliegende Gewässersystem, z.B. nach großen Niederschlagsereignissen, überlastet, wird der Durchlass manuell abgesperrt und das im Horstgraben abfließende Wasser wird oberhalb des Straßendamms der L 100 zurück gehalten.

In einem solchen Fall verteilt sich das Wasser oberhalb dieses künstlichen Abflusshindernisses gleichmäßig in der Niederungsfläche. Während der Straßendamm der L 100 auf einem Höhenniveau von rd. NN+2,00 m liegt, hat sich der Wasserspiegel im Überschwemmungsgebiet während des Hochwasserereignisses vom Sommer 2002 gemäß Auswertung der entsprechenden Luftbilder maximal auf einem Niveau von rd. NN+1,10 m eingestellt. Diese Wasserstandsmarke wird den folgenden Betrachtungen als maßgebendes Ereignis zugrunde gelegt, weil es sich dabei um das bisher größte Überschwemmungsereignis im Verbandsgebiet gehandelt hat. Allgemein wird das Ereignis 2002 mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren belegt, so dass mit noch höheren Wasserständen kaum zu rechnen ist.

Da die Autobahntrasse durch das Überschwemmungsgebiet verläuft, müssen die resultierenden Volumenverluste durch entsprechende Kompensationsmaßnahmen ausgeglichen werden.

6.5.2 Berechnung des Volumenverlustes

Zur Berechnung des straßenbaulich bedingten Volumenverlustes im Überschwemmungsgebiet wurde vereinfachend die Grundfläche des Straßendamms unterhalb der NN +1,10 m – Höhenschichtlinie ermittelt (CAD-unterstützt). Diese Fläche wurde anschließend mit der möglichen Aufstauhöhe ($h_ü$ = $WSP_{max.}$ – OKG) in der jeweiligen Teilfläche multipliziert.

Von der Trasse durchzogene Überschwemmungsflächen oberhalb der NN +1,10 m – Höhenschichtlinie sind für die Betrachtung von Volumenverlusten irrelevant, da sich der Wasserspiegel auch in der Vergangenheit nicht bis dorthin ausgebreitet hat.

Station ca.		Lage	Fläche	OKG	$WSP_{max.}$	hü	Volumen	Bemerkg.
von	bis		[m²]	[m+NN]	[m+NN]	[m]	[m³]	
19+690	20+190	A20-Damm	21.500	0,50	1,10	0,60	12.900	
21+500	21+700	AK-Ohr NW	48.600	0,80	1,10	0,30	14.580	außerh. Ü-Gebiet
21+740	22+100	AK-Ohr NO	62.300	0,80	1,10	0,30	18.690	
						Ges.	**46.170**	

Tabelle 2: Stauvolumenverlust im Überschwemmungsgebiet Himmel-Helle

Die Ergebnisse der Verlustberechnung sind der vorstehenden Tabelle zu entnehmen.

Es ergibt sich ein Gesamtvolumen von rd. 46.170 m³, das durch den Autobahnbau innerhalb des Überschwemmungsgebietes verloren geht.

Hinzu kommt rein rechnerisch das 72-h-Speichervolumen für das Schwarzwassersystem in einer Größenordnung von rd. 7.705 m³ (vgl. 6.4.8), welches im Falle einer Überschwemmung ebenfalls als Stauvolumen zu berücksichtigen ist.

Insgesamt ist somit ein verloren gehendes Speichervolumen von V = 46.170 + 7.700 ≈ 53.900 m³ neu zu schaffen.

6.5.3 Kompensationsmaßnahmen

Der Volumenverlust wird vorrangig durch die Abgrabung der Sandentnahmefläche A zwischen A 20 und *Horstgraben* kompensiert. In diesem Bereich soll ein großer Anteil der Sande zur Aufschüttung des Straßendamms gewonnen werden, so dass ein Geländeabtrag ohnehin geplant ist.

Das verloren gehende Speichervolumen muss in einer Speicherlamelle unterhalb der NN +1,10 m – Höhenschichtlinie neu zur Verfügung gestellt werden. Bei einer vorgesehenen Abgrabungsfläche von rd. 117.400 m² ergibt sich eine erforderliche Speicherhöhe von Δh = 53.900 m³ / 117.400 m² = rd. 0,46 m, entsprechend einem Abtragsniveau auf ca. NN +0,64 m. Bei durchschnittlichen Geländehöhen um NN +1,80 m wäre demzufolge Boden in einer Stärke von mindestens rd. 1,16 m abzutragen.

Tatsächlich wird das Gelände zur Sandgewinnung deutlich weiter abgetragen, und es wird sich nach Beendigung der Sandentnahme ein Baggersee ähnlich dem vorhandenen und benachbarten ‚NSG Baggersee Hohenfelde' ausbilden. Dessen Wasserstand wird sich entsprechend der örtlichen Grundwassersituation im Mittel bei NN +0,20 m einstellen; im Sinne ungünstiger Annahmen wird hier mit NN +0,40 m gerechnet, wobei immer noch eine ausrei-

chend große Speicherlamelle erzielt wird. Das insgesamt gewonnene Speichervolumen errechnet sich wie folgt:

Kompensationsvolumen:	$V_Ü$ = 117.400 m² * (1,10 – 0,40 m)	= ca. 82.200 m³
abzüglich Porenanteil des vorh. Bodens (geschätzt ca. 20 %)		= ca. -16.500 m³
Kompensationsvolumen netto		= ca. 65.700 m³
		> 53.900 m³

Der straßenbaulich bedingte Volumenverlust im Überschwemmungsgebiet Himmel und Helle wird durch den Geländeabtrag zur Sandgewinnung deutlich kompensiert. Gleichzeitig wird das erforderliche Speichervolumen im Schwarzwassersystem zur Rückhaltung des Oberflächenabflusses der A 20 über 72 Stunden im Überschwemmungsfall geschaffen.

Eine hydraulische Zerschneidung von Überschwemmungsflächen durch den Straßendamm tritt faktisch nicht ein, da im Verlauf des *Horstgrabens* ein Brückenbauwerk geplant ist, über das sich das Wasser links- und rechtsseitig des Dammes verteilen kann. Zudem ist ein weiterer Straßendurchlass im Zuge des vorhandenen Vorfluters 9.6 geplant (Fledermausquerung), welcher die gleiche Funktion erfüllt. Da der Ablauf aus dem Überschwemmungsgebiet ausschließlich über den vorhandenen Straßendurchlass DN 1.400 an der L 100 erfolgt, die geplanten Brücken und Durchlässe jedoch insgesamt einen deutlich größeren Querschnitt aufweisen, gilt die notwendige hydraulische Verbindung innerhalb des Überschwemmungsgebietes als sichergestellt.

6.6 Sandentnahme und Sandspülbetrieb

Die Sandentnahme und der Sandspülbetrieb wurden in gesonderten Fachbeiträgen näher untersucht und bewertet (vgl. Materialband 7, T1 und T2 bzw. [3], [4]). Im Folgenden werden die Ergebnisse zusammenfassend dargestellt. Weitere Details sind den entsprechenden Fachbeiträgen zu entnehmen.

6.6.1 Auswirkungen der Sandentnahme auf die lokale Grundwassersituation

Im Bereich der geplanten Sandentnahmestellen in der Gemarkung Horst soll der Großteil des gesamten, für den Bau der A 20 benötigten Bodenmaterials im Planungsabschnitt gewonnen werden (rd. 4,9 Mio.m³ Sand, inkl. Überschüttungsmaterial). Diese erhebliche Bodenentnahme bedeutet einen Eingriff in die bestehenden Grundwasserverhältnisse.

Für die Beurteilung der Grundwasserverhältnisse im großräumigen Umfeld der geplanten Sandentnahmestelle liegen Ergebnisse von Wasserstandsmessungen an diversen Grund- und Oberflächenwassermessstellen vor. Die Lage dieser Messstellen ist der nachfolgenden Abbildung zu entnehmen (vgl. Materialband 7, T1 bzw. [3]):

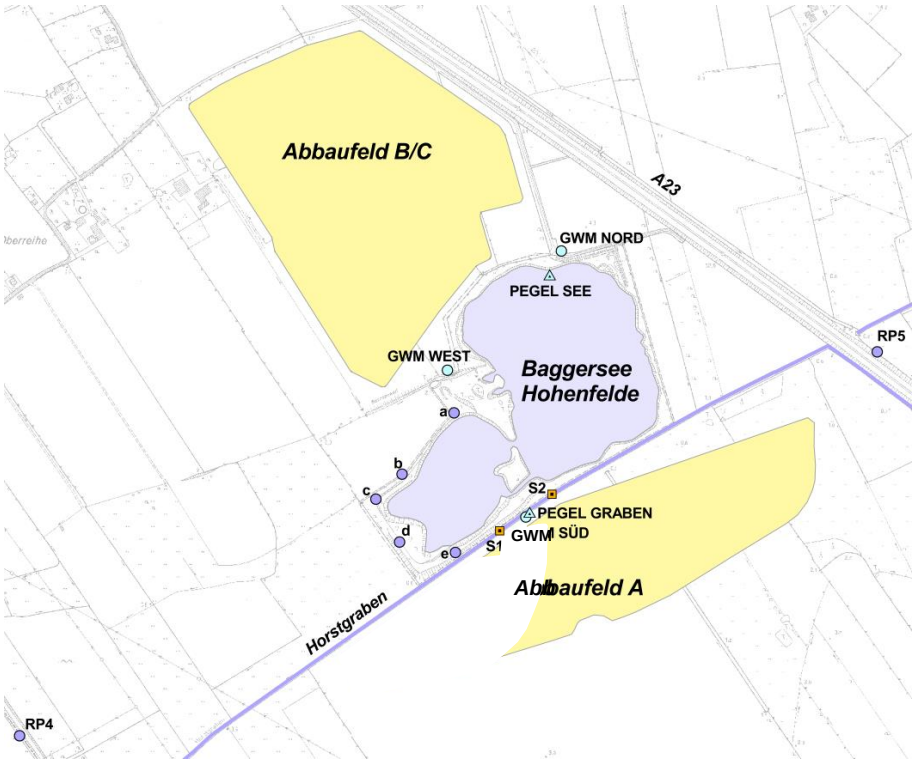


Abbildung 1: Lage der ausgewerteten Messstellen (BWS 2017)

Die Erfassung der Wasserstände erfolgte im Jahre 2006 zum Teil kontinuierlich mithilfe von Datenloggern und zum Teil per Stichtagsmessungen. Im Jahre 2017 wurden die Messungen nochmals an einigen Punkten ergänzt.

In der nachfolgenden Tabelle sind exemplarisch die vorliegenden Messergebnisse der Stichtagsmessungen angegeben (vgl. Materialband 7 T1 bzw. [3]):

Messstelle	*Wasserstand am 28.07.2006 [mNN]*	*Wasserstand am 21.08.2006 [mNN]*	*Wasserstand am 14.07.2017 [mNN]*	*Wasserstand am 28.08.2017 [mNN]*
GWM NORD	0,26	0,51	-0,20	0,02
GWM WEST	0,18	0,40	---	---
GWM SÜD	0,06	0,35	---	---
a	0,01	0,21	---	---
b	-0,04	0,22	---	---
c	-0,06	0,24	---	---
d	-0,07	0,27	---	---
e	-0,05	0,31	---	---
RP4	-0,34	-0,05	---	---
RP5	-0,16	0,65	---	---
PEGEL SEE	0,08	0,27	-0,35	-0,13
PEGEL GRABEN	-0,22	0,35 (Mittelwert 0:00 bis 13:00 Uhr)	---	---

Tabelle 3: Ergebnisse der Stichtagsmessungen

Die Messergebnisse passen zu der im Untersuchungsgebiet großräumig zu erwartenden, generellen Grundwasserströmungsrichtung nach Südwesten, in Richtung Elbe.

Aufgrund des Grundwasserkontakts stellt sich nach Abschluss der Sandentnahme in den entstehenden Baggerseen ein ausgepegelter Wasserspiegel (Grundwasserstand) ein, der im Anstrombereich (Nordosten) vermutlich etwas unterhalb und im Abstrombereich (Südwesten) etwas oberhalb des derzeit vorhandenen Grundwasserstandes liegen wird.

Ausgehend vom Abbaufeld B/C wird eine Grundwasserstandserhöhung im nördlichen Bereich des NSG Baggersee Hohenfelde um ca. 0,30 m prognostiziert, was einer Erhöhung des unbeeinflussten Seewasserstandes um max. 0,15 m entspräche. Ausgehend vom Abbaufeld A ergibt sich eine Grundwasserstandsabsenkung um ca. 0,10 m im südlichen Bereich des NSG Baggersee Hohenfelde, was einer Wasserstandsabsenkung um max. 0,05 m gleichkommt.

Erfolgt die Sandentnahme wie geplant aus beiden Abbaufeldern, wird der Wasserstand im NSG Baggersee Hohenfelde nach Abschluss der Arbeiten voraussichtlich um max. 0,10 m ansteigen. Die natürlichen Grundwasserverhältnisse werden nach Abschluss der Sandentnahme nur geringfügig beeinflusst (vgl. Materialband 7, T1 bzw. [3]).

6.6.2 Wasserbedarf für den Betrieb der Sandentnahmestelle

Beschränkungen und Wasserstandsüberwachung

Für den Prozess der Sandentnahme per Nassbaggerung wurde, im Sinne ungünstiger Annahmen, eine verfahrensbedingt mögliche Grundwasserspiegelabsenkung bis zu ca. Δw = 2 m gegenüber dem natürlichen Grundwasserstand prognostiziert. Unter Berücksichtigung dieser Grundwasserabsenkung und der anstehenden stark wasserdurchlässigen Sande würde die zu erwartende Reichweite der Grundwasserabsenkung überschlägig in der Größenordnung von etwa R = 100 m bis 200 m liegen. Folglich würde sich die betriebsbedingte Absenkung des Grundwasserstandes im Bereich der Abbaufelder A bzw. B/C unmittelbar auf den Wasserstand im Baggersee Hohenfelde auswirken.

Eine solche Grundwasserspiegelabsenkung im Bereich der Sandentnahmestellen von bis zu Δw = 2 m wäre sowohl in Hinblick auf das nahe gelegene Naturschutzgebiet (NSG) „Baggersee Hohenfelde“ als auch auf die Wasserführung im Horstgraben aus naturschutzfachlichen Gründen nicht vertretbar. Angesichts der Tatsache, dass die Wasserstände des Baggersees im NSG unmittelbar mit dem Grundwasserstand korrespondieren, wären Schädigungen der dortigen, ufernahen Biotopstrukturen zu befürchten.

Die entnahmebedingten Grundwasserabsenkungen müssen daher begrenzt werden. Als nicht zu unterschreitender Wasserstand im Baggersee Hohenfelde wurde ein Niveau von -0,35 mNN definiert, was einer zulässigen Absenkung um max. Δh = 0,30 m gegenüber dem Ist-Zustand entspricht (vgl. Materialband 7, T1 bzw. [3]).

Um diesen maximal zulässigen Absenkungsbetrag nicht zu überschreiten, wird ein Monitoring mit kontinuierlicher Überwachung der Wasserstände aufgebaut. Für den Zeitraum der

Sandentnahme sowie ein Jahr im Vorlauf und ein halbes Jahr im Anschluss werden die Grund- und Oberflächenwasserstände im Bereich des Baggersees Hohenfelde überwacht.

Neben den vorhandenen Messstellen ist vorgesehen, zusätzliche Oberflächenmesspegel in den Abbaufeldern A und B/C zu installieren. Mit Hilfe der Oberflächenmesspegel können ungewöhnliche Veränderungen der Wasserstände in den Oberflächengewässern unverzüglich erfasst werden.

Die Wasserstände werden kontinuierlich durch Datenlogger im Stundentakt aufgezeichnet. Für das Grundwasser werden die Messreihen vierteljährlich in Ganglinien dargestellt und ausgewertet. Aufgrund der möglichen schnellen Wasserstandsänderungen werden die Messstellen in den Oberflächengewässern mit einer Datenfernübertragung und Alarmgebern zur unverzüglichen Meldung von Grenzwertunterschreitungen an die DEGES ausgerüstet. Ferner wird die DEGES Handlungspläne ausarbeiten und mit der Unteren Wasserbehörde abstimmen, um ggf. kurzfristig eine Drosselung bzw. Unterbrechung der Sandentnahme oder eine verstärkte Fremdwasserzufuhr in die Wege leiten zu können.

Wasserzuführung in den Spülkreislauf

Zudem muss auch für den Spülbetrieb selbst ein ausreichendes Wasserdargebot vorhanden sein. So benötigt der - voraussichtlich zum Einsatz kommende - Schwimmsaugbagger für seine Arbeit stets ein ausreichendes Wasserpolster. Auch treten im Spülkreislauf, z.B. durch Verdunstung oder örtliche Leckagen, nennenswerte Wasserverluste auf.

Der tägliche Wasserbedarf, welcher sich einerseits aus dem Ersatzwasser für die entnommene Sandmenge und andererseits aus dem benötigten Spülwasser zusammensetzt, kann nicht allein durch den Spülwasserrückfluss und den natürlichen Grundwasserzustrom zur Entnahmestelle abgedeckt werden. Es ergäbe sich ein stetig wachsendes Wasserdefizit und in der Folge eine zunehmende (Grund-)Wasserstandsabsenkung. Um diese unerwünschten Tendenzen zu vermeiden, ist die Zugabe von Fremdwasser in den Spülkreislauf notwendig.

Unter Berücksichtigung der durchschnittlichen täglichen Sandentnahmemenge für einen wirtschaftlichen Spülbetrieb (rd. 4.600 m³/d), des Mischungsverhältnisses Spülwasser zu Sand (4 : 1), der zu erwartenden Verlustraten im Spülkreislauf bzw. des Spülwasserrückflusses (rd. 50 %) sowie des natürlichen Grundwasserzustroms (rd. 2.500 m³/d) ergibt sich ein durchschnittlicher täglicher Wasserbedarf aus den Wettern in der Größenordnung von

$Q_{WE, ø}$ ≈ 13.800 m³/d.

Als maximale Sandmenge können laut Materialband 7, T1 bzw. [3] pro Tag bis zu 7.000 m³ gefördert werden. Limitierende Faktoren sind in diesem Fall die Förderleistung des in Frage kommenden Schwimmsaugbaggers, der Durchmesser der Spülrohrleitungen und der Abtransport des Sandes per Lkw von den Depots in die Trasse. Aus diesen Rahmenbedingungen ergäbe sich eine maximal erforderliche Wasserzuführung von $Q_{WE, max.}$ = 21.000 m³/d.

Um diesen Wasserbedarf abzudecken, bieten sich prinzipiell mehrere Möglichkeiten der Wasserentnahme an. Die Alternativen - Entnahme aus der Elbe, aus sonstigen Oberflächengewässern, aus dem Betriebskanal bzw. den Gruben der Holcim-Werke sowie aus dem Grundwasserkörper - wurden in Hinblick auf die Wasserbeschaffenheit und die zur Verfügung stehenden Mengen untersucht und miteinander verglichen (BWS GmbH 2007). Als

Ergebnis dieser Untersuchung ist aus qualitativer Sicht ausschließlich die Wasserentnahme aus den örtlichen Oberflächengewässern für eine Zuleitung in den Spülkreislauf geeignet.

Um den Aufwand für Verrohrungen, Flächeninanspruchnahme etc. gering zu halten, sollte das Wasser aus Gewässern entnommen werden, welche ohnehin von der Autobahntrasse gekreuzt bzw. von dieser tangiert werden. Hierfür bieten sich die *Langenhalsener Wettern* im SV Kollmar und der *Herzhorner Rhin / Lesigfelder Wettern* im SV Rhingebiet an.

Um abschätzen zu können, ob das Wasserdargebot in den beiden Verbandsgebieten SV Rhingebiet und SV Kollmar zur Deckung des Wasserbedarfs ausreicht, wurde das Dargebot zunächst mithilfe von regional maßgebenden Abflussspenden ermittelt, die dem Umweltatlas des Landes Schleswig-Holstein entnommen wurden (https://umweltdaten.landsh.de). Danach ergaben sich die in Tabelle 4 genannten Werte für das vorhandene Wasserdargebot:

Entnahmestelle	**Einzugs-fläche A_E**	**Abfluss-spende MNq**	**Abfluss MNQ**	**Abfluss-spende Mq**	**Abfluss MQ**	**Abfluss-spende MHq**	**Abfluss MHQ**
	[ha]	[l/sxha]	[m³/d]	[l/sxha]	[m³/d]	[l/sxha]	[m³/d]
SV Kollmar Langenh. Wettern	**3.330**	0,02	**5.754**	0,11	**31.648**	0,60	**172.627**
SV Rhingebiet Herzhorner Rhin	**6.500**	0,02	**11.232**	0,11	**61.776**	0,60	**336.960**
Summe			**16.986**		**93.424**		**509.587**

Tabelle 4: Spülbetrieb – Wasserdargebot nach Abflussspenden

Um diese theoretisch ermittelten Werte zu verifizieren, wurden im weiteren Planungsverlauf die Pumpenlaufzeiten der beiden Hauptschöpfwerke in den Jahren 2012 und 2013 abgefragt und statistisch ausgewertet. Danach ergeben sich die in Tabelle 5 angegebenen Fördermengen:

Entnahmestelle	**2012**			**2013**		
	MNQ	**MQ**	**MHQ**	**MNQ**	**MQ**	**MHQ**
	[m³/d]	[m³/d]	[m³/d]	[m³/d]	[m³/d]	[m³/d]
SV Kollmar Langenhalsener Wettern	5.265	**26.653**	119.961	8.671	**35.799**	73.548
SV Rhingebiet Herzhorner Rhin / Lesigf. W.	3.573	**62.898**	289.866	0 *)	**74.103**	175.231
Summe	8.838	**89.551**	409.827	8.671	**109.902**	248.779
*) Für März und April 2013 keine Werte vorliegend / SW außer Betrieb						

Tabelle 5: Spülbetrieb – Wasserdargebot nach Schöpfwerks-Fördermengen

Im Vergleich dieser beiden Ansätze liegen die tatsächlichen Fördermengen der Hauptschöpfwerke im Jahresmittel ($MQ_{2012-13}$) größenordnungsmäßig auf dem Niveau der zuvor theoretisch über mittlere Abflussspenden errechneten Abflusskennzahlen. Im Jahresmittel (MQ) steht die benötigte, durchschnittliche Entnahmemenge von $Q_{WE, ø}$ = 13.800 m³/d somit mehr als ausreichend zur Verfügung.

In Monaten mit geringen Abflüssen (MNQ) wird allerdings nur knapp zwei Drittel der benötigten Wassermenge von den Schöpfwerken gefördert. Dies ist nicht zwangsläufig geringeren Abflussmengen geschuldet; tatsächlich reicht im SV Rhingebiet in Trockenphasen oft der alleinige Sielbetrieb aus, um die Binnenwasserstände auf dem gewünschten Niveau zu halten, so dass der Schöpfwerksbetrieb bewusst minimiert wird. Monate mit (zu) geringer Fördermenge treten statistisch einmal pro Jahr (max. zweimal) auf. Reicht das Wasserdargebot nicht aus, muss der Sandspülbetrieb mit angepassten Spülmengen durchgeführt werden oder ist ggf. einzustellen.

Die Wasserentnahme soll auf die beiden Hauptgewässer verteilt werden, um sie für das Gewässersystem möglichst verträglich zu gestalten, um Redundanzen vorzuhalten und flexibel auf äußere Umstände reagieren zu können. Allerdings soll die Entnahme im Regelbetrieb vorrangig aus dem Herzhorner Rhin / Lesigfelder Wettern erfolgen. Erst wenn die äußeren Umstände es erfordern, wird zusätzlich Wasser aus der Langenhalsener Wettern entnommen. Die heutigen, festgelegten Wasserstände in den Gewässern werden beibehalten, d.h. die Entnahme soll nur innerhalb der vom Unterhaltungsverband eingestellten Schöpfwerkswasserstände erfolgen. Eine unzulässige Unter- oder Überschreitung der heute eingestellten Wasserstände ist dabei ausgeschlossen. Es wird lediglich Wasser aus der vordefinierten Lamelle entnommen, welches ohnehin vom Verband in die Vorflut gepumpt würde. Damit nicht ständig ein niedriges Wasserstandsniveau vorherrscht, bleibt eine Lamelle von 10 cm oberhalb des Ausschaltpegels ungenutzt. Die Verbandsschöpfwerke bleiben während des gesamten Entnahmezeitraums in Betrieb; hierdurch kann auch die ständige Betriebsbereitschaft der Schöpfwerke überwacht und sichergestellt werden. Ihre Förderdauer wird sich jedoch merklich verringern, wodurch Strom- und Betriebskosten eingespart werden.

An den Entnahmepunkten werden mobile, trocken aufgestellte Hochleistungspumpen installiert, die das Wasser per Vakuumleitung ansaugen und es druckseitig über „fliegende Leitungen“ in die Sandentnahmestellen fördern. Aufgrund der qualitativen Belastung der Langenhalsener Wettern durch Pflanzenschutzmittel wird das dort entnommene Wasser vor der Einleitung in die Sandentnahmestellen mittels geeigneter Behandlungsanlagen aufbereitet. Die hierzu notwendige Verfahrenstechnik wird derzeit auf der Grundlage aktueller Messreihen im Rahmen einer separaten Planung entwickelt. Voraussichtlich kommen Aktivkohlefilter zum Einsatz, die als zuverlässiges Verfahren in der Spurenstoffeliminierung gelten und mit denen ausreichende Abbauraten im Sinne der Grundwasserverordnung erzielt werden können.

Die Saugrohrleitung zur Wasserentnahme wird etwa auf halber Gewässertiefe fixiert, damit weder Schwimmstoffe noch Sediment angesaugt werden. Zur Schonung des Fischbestandes werden in etwa 10 m Abstand ober- und unterhalb der Entnahmestelle Fangnetze gespannt, und außerdem wird der Ansaugstutzen mit einem Schutzkorb versehen. Sobald der Wasserstand im Gewässer den jeweiligen Ausschaltpegel des Schöpfwerks zuzüglich eines 10 cm hohen Sicherheitszuschlags unterschreitet, darf kein Wasser mehr entnommen werden; dies wird durch die Pegelsteuerung der Entnahmepumpen sichergestellt.

6.6.3 Hydraulische Auswirkungen auf die Oberflächengewässer

Fließgeschwindigkeiten

Zur Ermittlung der hydraulischen Auswirkungen der Wasserentnahme auf die Oberflächengewässer wurde die Entnahmemenge auf den jeweiligen Gewässerquerschnitt (gemäß Bestandsvermessung) bezogen und die daraus resultierende Fließgeschwindigkeit ermittelt.

Dabei wurde ein 24-h-Betrieb der Sandentnahmestelle sowie eine im Verhältnis von 2 : 1 verteilte Entnahme aus den beiden Verbandsgewässern angesetzt, was dem Regelbetrieb entspricht. Laut Tabelle 6 sind die entnahmebedingten Fließgeschwindigkeiten in den Hauptgewässern - auch im Vergleich zum Schöpfwerksbetrieb - sehr gering.

Die Erosionsstabilität ist bei den geringen Fließbewegungen in keiner Weise beeinträchtigt (Bewegungsbeginn von Sediment etwa bei v > 0,3 m/s). Der resultierende Durchfluss im Gewässer ist minimal, negative Auswirkungen auf die Gewässermorphologie entstehen nicht. Dies gilt insbesondere auch in Hinblick auf die Fließumkehr in der Lesigfelder Wettern. Entsprechend klein wird auch der Absenktrichter an der Entnahmestelle ausfallen.

Entnahmestelle **Einzugsgebiet / Gewässer**	**Querschnitt** $A_{Gew.}$ [m²]	**Entnahmemenge** Q_{WE} [m³/d]	[m³/h] bei 24 h/d	[l/s]	**Fließgeschw.** v_{WE} [m/s]
SV Kollmar, Langenhalsener Wettern					
Q_E durchschnittlich	30,21	4.600	192	53	0,002
Q_E maximal	31,21	7.000	292	81	0,003
SV Rhingebiet, Lesigfelder Wettern					
Q_E durchschnittlich	12,38	9.200	383	107	0,009
Q_E maximal	12,38	14.000	583	162	0,013
Summe Q_E durchschnittlich		13.800	575	160	
Summe Q_E maximal		21.000	875	243	

Tabelle 6: Fließgeschwindigkeiten bei der Wasserentnahme

Wasserstandsniveau

Seitens der Verbände besteht zudem die Sorge, dass aufgrund eines länger währenden Haltens des Wasserstandes auf niedrigem (Ausschalt-)Niveau kleinere Nebengewässer im Sommer faktisch trocken fallen könnten. Aus den wenigen, vorliegenden Vermessungsdaten lässt sich ableiten, dass viele Nebengewässer eine (z.T. deutlich) höhere Sohllage aufweisen als der Mittelwasserstand im Gewässersystem. Diese Nebengewässer müssten demnach bereits heute regelmäßig trocken fallen (abgesehen von Zuläufen aus dem Dränagesystem, die für eine kontinuierliche Befüllung sorgen). Eine Verschlechterung des Ist-Zustands aufgrund der Wasserentnahme lässt sich für diese Fälle nicht besorgen, da solche

Gewässer nur durch direkte Zuläufe, nicht aber durch Rückstau aus den Hauptwettern benetzt werden.

Liegt die Sohle eines Nebengewässers etwa auf Höhe des Einschaltpegels, könnte die kontinuierliche Wasserentnahme dazu führen, dass die Benetzung der Gewässersohle geringer ausfällt als bisher. Um einer Austrocknungsgefahr zu begegnen, wird der Ausschaltpegel der Entnahmepumpe min. 10 cm oberhalb des Schöpfwerk-Ausschaltpegels angeordnet.

Bei tiefen Nebengewässern, deren Sohle deutlich unterhalb des Mittelwasserstandes liegt und die demzufolge ständig wasserführend sind, dürfte die Verstetigung des Wasserstandes auf niedrigem (Ausschalt-)Niveau keine negativen Auswirkungen haben.

Um die Auswirkungen der Wasserentnahme auf Nebengewässer noch besser bewerten zu können, wurde im Herbst 2016 ein Pumpversuch mit einer mobilen Entnahmepumpe im SV Rhingebiet durchgeführt. Dabei wurde die Veränderung der Wasserstände im Gewässersystem über 3 Wochen mithilfe verschiedener Messpegel beobachtet.

Die Überleitung des Wassers erfolgte vom Weißwasser- in das Schwarzwassersystem. Mit Entnahmemengen von über 30.000 m³/d wurden die Größenordnungen der geplanten Wasserentnahme erreicht, bzw. aus heutiger Sicht deutlich überschritten. Anhand von Pegelmessungen und einer örtlichen Gewässerschau wurden die Auswirkungen dieser Wasserentnahme beurteilt.

Zusammengefasst lässt sich aus den Ergebnissen des Pumpversuchs ableiten, dass das betroffene Gewässersystem (TEG Rhin) selbst in niederschlagsarmen Zeiten nur sehr schwach auf die Wasserentnahme reagiert. Kurzzeitige, entnahmebedingte Absenkungen des Wasserstandes in einer Größenordnung von sehr wenigen Zentimetern werden von den Abflüssen aus der Hinterlandentwässerung sehr schnell ausgeglichen bzw. überlagert. Eine dauerhafte, kontinuierliche Absenkung des Wasserstandes auf ein stationär-niedriges Niveau wurde während des gesamten Versuchszeitraums nicht erreicht. Auch bei den durchgeführten Gewässerschauen konnten keine nennenswerten Auswirkungen auf das Wasserregime beobachtet werden.

Die Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass die geplante Wasserentnahme für den Sandspülbetrieb keine nennenswerten Auswirkungen auf das Wasserregime des SV Rhingebiet haben wird.

6.6.4 Festlegungen für den Sandspülbetrieb

Der für die Errichtung des Trassendamms der A20 benötigte Sand wird mittels Nassbaggerverfahren gewonnen und über Sandspülleitungen zu den zwei geplanten Spüldepots transportiert, welche als Zwischenlager dienen. Diese befinden sich im Bereich der gepl. PWC-Anlagen sowie im Bereich der Anschlussstelle Krempe. Das im Bereich der Spüldepots anfallende Spülwasser wird aufgefangen und nach einer Wasseraufbereitung zurück in die Sandentnahmestelle gepumpt. Von den Spüldepots aus erfolgt die weitere Verteilung des Sandes in der Autobahntrasse konventionell mittels Lkw-Transporten.

Um die zu entnehmenden Wassermengen möglichst gering zu halten, wird während der Baudurchführung ein optimiertes Wassermanagement für den Spülbetrieb aufgestellt, welches auf die Reduzierung der Spülverluste – als einzige aktiv beeinflussbare Größe – abzielt. Hierzu werden in erster Linie die Spüldämme abgedichtet, um seitlichen Wasseraustritt aus den Spüldepots zu vermeiden. Des Weiteren werden die Baggerungen möglichst flächig ausgeführt und der Wasserstand in den Sandentnahmestellen stets auf einem möglichst hohen Niveau gehalten, um ein großes Wasserpolster zu schaffen und kürzere Trockenphasen von einigen Tagen ohne negative Folgen für den Spülbetrieb überbrücken zu können.

Die beantragten Maximalwerte der Wasserentnahme werden nachstehendend noch einmal aufgeführt. Demnach sollen in Summe maximal

$Q_{WE, max.}$ = 21.000 m³/d = 875 m³/h = 243 l/s

Wasser pro Tag aus den beiden Verbandsgewässern - vorzugsweise aus der Lesigfelder Wettern - entnommen werden. Die durchschnittliche tägliche Wasserentnahmemenge beträgt etwa

$Q_{WE, ø}$ = 13.800 m³/d = 575 m³/h = 160 l/s.

6.7 Bewertung des Schadenspotenzials der Notüberläufe

6.7.1 Allgemeines

Die Ableitung des Oberflächenwassers der A 20 erfolgt in der Regel über eine hochgesetzte Sammelmulde mit anschließender Sickerpassage, einer darunter liegenden Sickerleitung und Querschlägen, die das so gedrosselte Oberflächenwasser in straßenbegleitende Gräben ableiten (siehe auch Kapitel 5.2.4). Punktuelle bzw. ungedrosselte Einleitungen in Form von Notüberläufen sind nur in seltenen Ausnahmefällen zu erwarten.

Am wahrscheinlichsten ist in diesem Zusammenhang eine Überschreitung des gewählten Bemessungsregens für die Mulde (5-jährliches Ereignis), wobei nur die überschüssige Wassermenge unkontrolliert zum Abfluss käme. Aber auch andere Szenarien wie das Versagen des Versickerungssystems aufgrund von äußeren Einflüssen, wie Bodenfrost oder totaler Abdichtung durch Feinpartikel, sind theoretisch denkbar.

Im Folgenden wird untersucht, inwieweit ein unkontrolliertes Überlaufen der theoretisch anfallenden Wassermengen das nachfolgende Graben- bzw. Gewässersystem belasten würde. Das Augenmerk wird dabei nicht auf einen hydraulischen Nachweis des Gewässersystems, sondern auf das bestehende Schadens- und Gefährdungspotenzial innerhalb des jeweiligen Trassenabschnitts gelegt. Diese Betrachtungsweise entspricht den Vorgaben der DWA [9], wonach der Notüberlauf zwar für die maximal anfallende Wassermenge ausgelegt sein muss, das nachfolgende Vorflutersystem jedoch nicht weiter nachgewiesen wird.

Das Schadenspotenzial beim Anspringen einzelner Notüberläufe – die Einzellängen der geplanten Sammelmulden betragen, entsprechend der Gradientenneigung, zwischen 100 m

und 300 m – ist aufgrund der kleinen Beaufschlagungsmengen sehr gering. Insofern werden längere Abschnitte zusammengefasst und wiederum die Teileinzugsgebiete der Unterschöpfwerke als geeignete Betrachtungsabschnitte herangezogen.

6.7.2 TEG SV Kollmar (Stat. 7+430 – 8+000)

Innerhalb des TEG SV Kollmar würde überschlägig folgende Wassermenge bei einem völligen Versagen des Versickerungssystems eingeleitet:

$Q_{max\ Not\ 1}$ = rd. 280 l/s, aufgeteilt auf rd. 4 Teilmulden à rd. 70 l/s

Die Notüberläufe werden über den geplanten, straßenparallelen Graben an das übergeordnete, relativ dichte Grabensystem angeschlossen. In rd. 150 m Entfernung von der Trasse befinden sich mehrere Wohngebäude und ein landwirtschaftlicher Betrieb, wobei das dortige Gelände geringfügig höher liegt als das am Böschungsfuß der A 20 liegende. Beim Anspringen der Notüberläufe ist davon auszugehen, dass das überschüssige Wasser vom vorhandenen, relativ dichten und unmittelbar angrenzenden Grabensystem schadlos aufgenommen und abgeleitet werden kann. Sollte es trotz der Tatsache, dass der Wasserstand im Grabensystem weit unter Gelände liegt, zu Ausuferungen kommen, wäre der landwirtschaftliche Betrieb erst nach längerer Vorlaufzeit gefährdet. Demzufolge wird das Gefährdungspotenzial als gering und das Schadenspotenzial als mittel eingestuft. Zusätzliche Maßnahmen sind nicht erforderlich.

6.7.3 TEG Schöpfwerk Herzhorn (Stat. 8+000 – 12+680)

Innerhalb des TEG Unterschöpfwerk Herzhorn würden überschlägig folgende Wassermengen bei einem völligen Versagen des Versickerungssystems eingeleitet:

$Q_{max\ Not\ 2}$ = rd. 2.300 l/s, aufgeteilt auf rd. 30 Teilmulden à rd. 77 l/s

Die baulichen Anlagen des Obsthofes bei Stat. 8+200 befinden sich nördlich der Trasse und somit auf der dem Graben abgewandten Seite. Ein weiteres Wohngebäude (Stat. 9+350) liegt ebenfalls auf der Nordseite, in der Nähe des Verbandsvorfluters 7.1 *Mittelfelder Wettern*, in rd. 80 m Entfernung von der A 20. Das dortige Gelände liegt rd. 1 m höher als an der Einleitungsstelle. Ansonsten verläuft die Trasse inmitten von landwirtschaftlich genutzten Flächen, die nächsten Wohngebäude sind bis zu 500 m entfernt.

In den letztgenannten Trassenabschnitten würden beim Anspringen des Notüberlaufs allenfalls landwirtschaftliche Flächen überflutet.

In den anderen Fällen ist davon auszugehen, dass das überschüssige Wasser vom vorhandenen, hydraulisch leistungsfähigen und unmittelbar angrenzenden Vorflutersystem schadlos aufgenommen und abgeleitet werden kann. Sollte es trotz der Tatsache, dass der Wasserstand im Grabensystem weit unter Gelände liegt, zu Ausuferungen kommen, wären die aufgeführten Wohngebäude erst nach längerer Vorlaufzeit gefährdet.

Insofern wird sowohl das Gefährdungs- als auch das Schadenspotenzial als gering eingestuft. Zusätzliche Maßnahmen sind nicht erforderlich.

6.7.4 TEG Schöpfwerk Elskop (Stat. 13+170 – 14+340)

Innerhalb des TEG Unterschöpfwerk Elskop würde überschlägig folgende Wassermenge bei einem völligen Versagen des Versickerungssystems eingeleitet:

$Q_{max\ Not\ 3}$ = rd. 580 l/s, aufgeteilt auf rd. 8 Teilmulden à rd. 72 l/s

Die Notüberläufe sind über den neu herzustellenden, straßenparallelen Graben an den Verbandsvorfluter 5.1 *Sandritt* angeschlossen. Die Einleitungsstelle liegt inmitten von landwirtschaftlich genutzten Flächen, das nächste Wohngebäude ist rd. 400 m entfernt. Beim Anspringen des Notüberlaufs und einer Überlastung des Vorfluters würden allenfalls landwirtschaftliche Flächen überflutet, so dass sowohl das Gefährdungs- als auch das Schadenspotenzial als gering eingestuft wird.

Zusätzliche Maßnahmen sind nicht erforderlich.

6.7.5 TEG Schöpfwerk Süderau (Stat. 14+340 – 18+250)

Innerhalb des TEG Unterschöpfwerk Süderau würden überschlägig folgende Wassermengen bei einem völligen Versagen des Versickerungssystems eingeleitet:

$Q_{max\ Not\ 4}$ = rd. 1.930 l/s, aufgeteilt auf rd. 26 Teilmulden à rd. 74 l/s

Bei Stat. 14+750 befindet sich südlich der Trasse und somit auf der Entwässerungsseite ein Einzelgehöft, weitere Wohngebäude liegen in rd. 350 m Entfernung. Das dortige Gelände liegt etwa auf Höhe des Böschungsfußes. Im unmittelbaren Grundstücksbereich wird eine Rigole angeordnet, die an den weiterführenden, straßenparallelen Graben angeschlossen werden muss. Sollte es im Grundstücksbereich zu Ausuferungen kommen, wären die Wohngebäude unmittelbar gefährdet. Insofern wird sowohl das Gefährdungs- als auch das Schadenspotential als mittel bis hoch eingestuft. Im gefährdeten Bereich ist auf Notüberläufe zu verzichten, die Rigole muss für die volle ankommende Wassermenge ausgelegt werden.

Nachfolgend sind die Notüberläufe über den straßenparallelen Graben, geplante Durchlässe und auszubauende Transportgräben an den Verbandsvorfluter 6.2 *Neue Wettern* angeschlossen. Der Trassenabschnitt liegt inmitten von landwirtschaftlich genutzten Flächen, Wohngebäude sind in der näheren Umgebung nicht vorhanden. Beim Anspringen der Notüberläufe und einer Überlastung des Vorfluters würden allenfalls landwirtschaftliche Flächen überflutet, so dass dort sowohl das Gefährdungs- als auch das Schadenspotenzial als gering eingestuft wird. Zusätzliche Maßnahmen sind hier nicht erforderlich.

6.7.6 TEG Schöpfwerk Sommerland (Stat. 18+250 – 19+680)

Innerhalb des TEG Unterschöpfwerk Sommerland würden überschlägig folgende Wassermengen bei einem völligen Versagen des Versickerungssystems eingeleitet:

$Q_{\text{max Not 5}}$ = rd. 700 l/s, aufgeteilt auf rd. 10 Teilmulden à rd. 70 l/s

Die Notüberläufe sind an den – zur Südseite der A 20 verschobenen – Verbandsvorfluter 8.7 *Schlickwettern* angeschlossen. Die Einleitungsstelle liegt inmitten von landwirtschaftlich genutzten Flächen, das nächste Wohngebäude ist über 500 m entfernt. Beim Anspringen der Notüberläufe und einer Überlastung des Vorfluters würden allenfalls landwirtschaftliche Flächen überflutet, so dass sowohl das Gefährdungspotenzial als auch das Schadenspotenzial als gering eingestuft wird. Zusätzliche Maßnahmen sind nicht erforderlich.

6.7.7 TEG Schwarzwasser (Stat. 19+680 – 22+645)

Innerhalb des TEG Schwarzwasser würden überschlägig folgende Wassermengen bei einem völligen Versagen des Versickerungssystems eingeleitet:

$Q_{\text{max Not 6}}$ = rd. 1.460 l/s, aufgeteilt auf rd. 20 Teilmulden à rd. 73 l/s

Die Notüberläufe sind über die straßenparallelen Gräben an das relativ dichte Vorfluternetz angeschlossen. Mit Ausnahme eines Einzelgebäudes bei Stat. 19+800, das jedoch auf der dem Graben abgewandten Seite liegt, sind keine Wohngebäude in der näheren Umgebung vorhanden. Beim Anspringen der Notüberläufe würden allenfalls landwirtschaftliche Flächen überflutet, so dass sowohl das Gefährdungs- als auch das Schadenspotenzial als gering eingestuft wird.

Die nordwestlich angrenzende Teichkläranlage Hohenfelde ist durch eine Verwallung eingefasst, die einen unerwünschten Zulauf zu den Klärteichen verhindert. Demzufolge wird auch diesbezüglich sowohl das Gefährdungs- als auch das Schadenspotenzial als gering eingestuft. Zusätzliche Maßnahmen sind in beiden Bereichen nicht erforderlich.

7 Hydraulische Nachweise

7.1 Berechnungsformeln und -annahmen

7.1.1 Abflussspende und Abflussmenge

Sowohl für die neu geplanten Gewässerstrecken als auch für die Rohrdurchlässe wurden stationäre hydraulische Nachweise geführt. Dabei liegt der Dimensionierung des Durchflussquerschnitts die jeweils maßgebende Abflussmenge zugrunde, die spezifisch für jeden Gewässerabschnitt ermittelt wurde.

Für die hydraulische Dimensionierung der Gewässerneubauten wurde ein 5-jähriges Hochwasser HQ_5 mit folgender Abflussspende für landwirtschaftlich genutzte Flächen angesetzt:

Bemessungs-Abflussspende Hq_5 = 150 l/(sxkm²) = 1,50 l/(sxha)

Die Berechnung der maßgebenden Abflussmenge erfolgt dann durch Multiplikation der Abflussspende mit der Einzugsfläche des Gewässers nach folgender Formel:

erf. $Q = A_E \times Hq$	[l/s]	mit A_E = Einzugsfläche [ha]

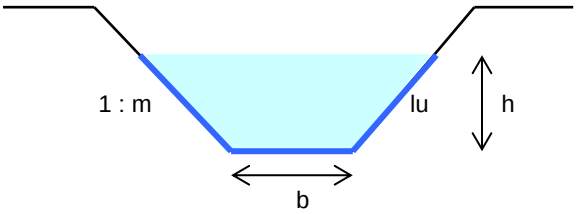
Die Einzugsfläche wurde jeweils CAD-gestützt ermittelt. Auf die jeweils maßgebende Abflussmenge Q werden die Gewässerquerschnitte und die Rohrdurchlässe ausgelegt.

7.1.2 Bemessungsformel für Fließgewässer

Für die stationären hydraulischen Einzelnachweise der Fließgewässer wurden Excel-Tabellenblätter verwendet, die als Anhang beigefügt sind. Die Tabellenblätter basieren auf der Fließformel von MANNING-STRICKLER für offene Gerinne. Den Einzelnachweisen vorgeheftet ist eine tabellarische Übersicht der Berechnungsergebnisse.

Aus den Tabellenblättern ergibt sich der iterativ ermittelte Gewässerquerschnitt bzw. die Fließtiefe h, welche zur Ableitung der geforderten Abflussmenge notwendig ist.

Die Formel von MANNING-STRICKLER für die hydraulische Bemessung von Fließgewässern lautet:

$Q = A \times v$ $= A \times k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2}$	[m³/s]	

Darin sind:

Durchflussquerschnitt:	$A = h \times (b + h \times m)$	[m²]
Hydraulischer Radius:	$r_{hy} = A / l_u$	[m]
Benetzter Umfang:	$l_u = b + 2\ h \times \sqrt{1+m^2}$	[m]
Rauigkeitsbeiwert	$k_{St} = 30\ m^{1/3}/s$ (für stark bewachsene Erdkanäle)	
Gefälle:	I_E = Energie-, d.h. Sohl- oder Wasserspiegelgefälle	
	(angenommen min I = 0,1 ‰, sofern nicht anders erwähnt)	

Da in typischen Marschgewässern kein Sohlgefälle vorhanden ist und der Durchfluss maßgeblich vom Schöpfwerksbetrieb abhängt, muss sich ein Wasserspiegelgefälle einstellen, damit die erforderliche Durchflussmenge vom Gewässer abgeleitet werden kann. Dieses Wasserspiegelgefälle wurde mit I_E = 0,1 ‰ angenommen. Sofern auch bei dem resultierenden Wasserspiegelanstieg noch ein ausreichender Freibord erhalten bleibt, gilt der Nachweis als erbracht.

7.1.3 Bemessungsformel für die Erosionstabilität

Über den Nachweis des hydraulischen Abflussvermögens hinaus wurden auch Nachweise der Erosionsstabilität des jeweiligen Gewässerabschnitts geführt. Die Sohlschubspannung bei Erosionsbeginn errechnet sich wie folgt:

$$\max. T_0 = \rho \times g \times h \times I_E \quad [N/m^2]$$

Darin sind:

Dichte Wasser:	$\rho = 1{,}00$	[to/m³]
Erdbeschleunigung:	$g = 9{,}81$	[m/s²]

Der Wasserstand h und das Energiegefälle I_E ergeben sich aus dem hydraulischen Nachweis der Durchflussleistung.

Die errechnete Sohlschubspannung T_0 wird verglichen mit der kritischen Sohlschubspannung $T_{crit.}$, die sich nach dem anstehenden Bodenmaterial richtet. Angesetzt wurde ein kolloidaler Lehm / Ton, vergleichbar mit den anstehenden Marschböden, welcher ein $T_{crit.}$ von 10 bis 12,5 N/m² aufweist. Grasbewachsene Ufer weisen in der Regel höhere kritische Schubspannungen auf, so dass Sicherheiten in diesem Nachweis enthalten sind.

Ergibt sich aus dem Abgleich, dass die Sohle instabil ist, so werden ggf. Maßnahmen zur Sicherung empfohlen. Möglichkeiten dazu sind unter anderem die Befestigung der Sohle mit stabilerem Bettungsmaterial. In der Übersicht werden solche Maßnahmen in rot eingetragen.

7.1.4 Bemessungsformel für Rohrdurchlässe

Die hydraulische Bemessung von Rohrdurchlässen erfolgt nach der Formel von PRANDTL-COLEBROOK für Kreisquerschnitte:

$$Q = A \times v$$

$$= A \times \sqrt{\frac{2g \times I_E \times d}{\lambda}} \qquad [m^3/s]$$

Darin sind:

Durchflussquerschnitt:	$A = r^2 \times \pi$	[m²]
Widerstandsbeiwert λ:	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{2{,}51}{Re \sqrt{\lambda}} + \frac{\frac{k}{d}}{3{,}71} \right)$	[--]
Gefälle:	I_E = Energie-, d.h. Sohl- oder Wasserspiegelgefälle	

Für die Bemessung wurden einschlägige, nach den vorstehenden Formeln ausgewertete Druckabfalltabellen verwendet (z.B. LAUTRICH, Tabellen und Tafeln).

7.1.5 Bemessungsformel für Überlaufschwellen

Die hydraulische Bemessung von Überlaufschwellen erfolgt nach der Formel von POLENI für den vollkommenen Überfall:

$$Q = \frac{2}{3} \times \mu \times b \times \sqrt{2g} \times h_ü^{3/2} \qquad [m^3/s]$$

Darin sind:

Überfallbeiwert:	$\mu = 0{,}55$	für breite, abgerundete Überlaufschwellen
Erdbeschleunigung:	$g = 9{,}81$ m/s²	
Breite des Überfalls	b = variabel	
Überfallhöhe	$h_ü$ = variabel	

7.2 Hydraulische Nachweise - Gewässer

Für den hydraulischen Nachweis der Fließgewässerstrecken wurden stationäre Einzelnachweise des jeweiligen Ausbauquerschnitts geführt. Als erforderliche Abflussleistung wurde der Bemessungsabfluss HQ_5 angesetzt, der sich aus der Einzugsfläche oberhalb des Gewässerabschnitts (CAD-gestützt ermittelt) und der maßgebenden Abflussspende ergibt. Angaben zur Einzugsfläche sind sowohl den Übersichtslageplänen (Anlage 13.6) und den Tabellen in Anhang C zu entnehmen.

Bei der Vordimensionierung des Gewässerquerschnitts wurde unterschieden zwischen zu verlegenden, vorhandenen Gewässerläufen und neu geplanten Gewässern. Für zu verlegende, vorhandene Gewässer wurden die ursprünglichen Regelquerschnitte gemäß Anlagenverzeichnis der Unterhaltungsverbände angesetzt und hydraulisch auf HQ_5 nachgewiesen. Für die neu geplanten Gewässer, wie z.B. die Ersatzgräben zur Aufrechterhaltung der Gebietsentwässerung, wurde ein ausreichender Querschnitt für die Ableitung des HQ_5 iterativ ermittelt. Dabei wurden Sohlbreiten von mindestens b_{So} = 1,00 m und Böschungsneigungen von maximal 1 : 1,5 vorgegeben. Die erforderliche Sohltiefe ergibt sich aus den Anforderungen an die Gebietsentwässerung (Dräntiefe).

Für die auf diese Weise vordimensionierten Profile wurde anschließend der hydraulische Einzelnachweis geführt. Eingerechnet wurden dabei auch abzuleitende Wassermengen aus der Straßenentwässerung. Zielgröße des Nachweises ist die notwendige Fließtiefe h_{WSP}, die zur Ableitung des Bemessungsabflusses erforderlich ist, wobei außerdem ein ausreichender Freibord freigehalten werden muss. Aus dem vordimensionierten Durchflussquerschnitt und der Fließtiefe h_{WSP} ergibt sich der durchflossene Querschnitt A, der unmittelbar in die MANNING-STRICKLER-Formel (vgl. 7.1.2) eingeht:

Durchflussleistung $Q = A \times v = A \times k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2}$ > erf. HQ_5 ✓

Als Wasserspiegelgefälle wurde min I_E = 0,1 ‰ angesetzt. Sofern trotz dieser Wasserspiegeldifferenz, die auf die geplante Ausbaustrecke angerechnet wird, im Poldergebiet mindestens 1,00 m und im Geestbereich mindestens 0,30 m als Freibord verbleiben, gilt der Nachweis als erbracht:

Resultierender Freibord: $f = t - (h_{WSP} + I_E / L)$ > erf. f = 1,00 / 0,30 m ✓

Alle gewählten Gewässerquerschnitte und die Ergebnisse der hydraulischen Nachweise sind in der als Anhang A beigefügten Übersichtstabelle dokumentiert. Für die stationären Einzelnachweise wurden Excel-Bemessungsblätter verwendet, die ebenfalls als Anhang A beigefügt sind (für jedes Teileinzugsgebiet nur der hydraulisch leistungsfähigste Graben Typ A).

Danach reicht im gepolderten Weißwassersystem eine Fließtiefe von $h_{WSP} \leq 0{,}50$ m aus, um den jeweiligen Bemessungsabfluss abzuleiten. Als Freibord werden über 1,50 m, meist sogar mehr als 2,00 m erreicht bzw. nicht unterschritten. Im Geestbereich wurden Fließtiefen von $h_{WSP} \leq 1{,}20$ m bei Freiborden nicht unter 0,40 m errechnet.

Ausbau- und Befestigungsmaßnahmen zur Sicherstellung der Erosionsstabilität sind nach den durchgeführten Berechnungen nicht erforderlich. Die Sohlstabilität ist bei allen erdbaulich hergestellten Gewässerprofilen gewährleistet.

7.3 Hydraulische Nachweise - Rohrdurchlässe

Für den hydraulischen Nachweis der Rohrdurchlässe wurden stationäre Einzelnachweise des jeweiligen Rohrquerschnitts geführt. Als erforderliche Abflussleistung wurde der Bemessungsabfluss HQ_5 angesetzt, der sich wiederum aus der Teileinzugsfläche oberhalb des Durchlasses (CAD-gestützt ermittelt) und der maßgebenden Abflussspende ergibt.

Durchgeführt wurde ein hydraulischer Nachweis der geplanten Verrohrungen zur Kreuzung der A 20, zur Kreuzung von Nebenstraßen oder zur (Wieder-)Anbindung von unterbrochenen Verbandsgewässern.

Aus naturschutzfachlichen Gründen wird die Sohle des Rohrquerschnitts mindestens 10 cm (bei größeren Durchlässen min. 10% der Nennweite) tiefer als die Gewässersohle eingebaut. Dadurch stellt sich ein durchgängiges Sohlsubstrat ein, so dass auch bodenorientierte Kleinlebewesen den Durchlass passieren können. Bei den hydraulischen Nachweisen wurde diese Sohleinbindung dahingehend berücksichtigt, indem lediglich 80% des Abflusses bei Vollfüllung als tatsächliche Abflussleistung angesetzt wurde. Sofern die reduzierte Abflussleistung größer als die abzuleitende Wassermenge ist, gilt der Nachweis als erbracht:

$$Q_{voll} \times 80\% \geq \text{erf. } Q \quad \checkmark$$

Alle gewählten Rohrleitungsquerschnitte und die Ergebnisse der hydraulischen Nachweise sind in der als Anhang B beigefügten Übersichtstabelle dokumentiert. Im Ergebnis sind Rohrleitungsquerschnitte zwischen DN 400 und DN 1.600 erforderlich, um den jeweiligen Bemessungsabfluss ab- bzw. durchzuleiten.

Für die Durchlässe zur Kreuzung der A 20 wurde konstruktiv ein Mindestdurchmesser von DN 1.000 angesetzt, auch wenn hydraulisch ggf. ein geringerer Durchmesser ausgereicht hätte. Dadurch werden die Kontrollmöglichkeit und die Wartung der relativ langen Durchlässe vereinfacht.

Rohrdurchlässe als Grundstückszufahrten im Verlauf der Ersatzgräben Typ A oder C werden in der Regel mit einem Mindestdurchmesser von DN 400 ausgelegt und sohlgleich, d.h. ohne planmäßiges Gefälle, eingebaut. Folglich muss sich ein Aufstau vor dem Durchlass einstellen, damit der Bemessungsabfluss durchgeleitet wird. Die Höhe dieses Aufstaus ist abhängig von der erforderlichen Durchflussmenge; bei den hier auftretenden Durchflussmengen beträgt der notwendige Aufstau nur wenige Zentimeter. Angesichts der errechneten Freiborde wird der resultierende Aufstau – auch bei mehreren Durchlässen hintereinander – als unkritisch bewertet.

Auch alle übrigen Durchlässe, wie z.B. die Durchlässe im Verlauf der geplanten Straßenentwässerungsgräben Typ B, werden mit einem Mindestdurchmesser von DN 400 ausgelegt. Auf einen hydraulischen Nachweis dieser Durchlässe wurde in Anbetracht der geringen, über die Sickerpassage gedrosselten Abflussmengen verzichtet.

7.4 Hydraulische Nachweise - Überlaufschwellen

Durchzuführen ist ein hydraulischer Nachweis der geplanten Überlaufschwellen im Bereich der beiden 72-h-Speicherbecken, welche jeweils in 20 m Länge ausgelegt sind. Der Nachweis der Überlaufmenge Q erfolgt für die geplante Länge der Überlaufschwelle von L = 20 m gemäß der unter 7.1.5 genannten Formel wie folgt:

$$Q = \frac{2}{3} \times 0{,}55 \times 20{,}0 \times \sqrt{2 \times 9{,}81} \times h_{ü}^{3/2}$$

Durch Umstellung der Formel werden die Überlaufmengen Q bei verschiedenen Überfallhöhen $h_{ü}$ ermittelt. Mit steigender Überfallhöhe nimmt auch die jeweilige Überlaufmenge zu. Um diesen Vorgang zu verdeutlichen, wurden durch einsetzen von verschiedenen $h_{ü}$ – Werten zwischen 10 cm und 100 cm in die vorstehende Formel die zugehörigen Überlaufmengen ermittelt.

Die Ergebnisse sind in nachfolgender Tabelle zusammengestellt. Darin enthalten ist außerdem die resultierende Dauer des Füllvorgangs für das Speicherbecken.

Überfall-höhe hü [m]	**Überlauf-menge Q** [m³/s]	**Becken 1** (V_{Sp} = 13.250 m³)		**Becken 2** (V_{Sp} = 12.600 m³)	
		Wsp-Höhe [m+NN]	**gefüllt in** [min]	**Wsp-Höhe** [m+NN]	**gefüllt in** [min]
0,10	1,03	-1,80	215,0	-1,55	204,4
0,20	2,91	-1,70	76,0	-1,45	72,3
0,30	5,34	-1,60	41,4	-1,35	39,3
0,40	8,22	-1,50	26,9	-1,25	25,6
0,50	11,48	-1,40	19,2	-1,15	18,3
0,60	15,10	-1,30	14,6	-1,05	13,9
0,70	19,02	-1,20	11,6	-0,95	11,0
0,80	23,24	-1,10	9,5	-0,85	9,0
0,90	27,73	-1,00	8,0	-0,75	7,6
1,00	32,48	-0,90	6,8	-0,65	6,5

Demnach wäre das Speicherbecken 1 im Teileinzugsgebiet Herzhorn, bei einer Überfallhöhe von z.B. 20 cm (entsprechend einem Wasserstand in der *Spleth* von NN -1,70 m), bereits nach rd. Eineinviertelstunden gefüllt.

Darüber hinaus wird auch für die Überlaufschwelle vom Horstgraben in den geplanten Sandentnahmesee (Speicherraum 4) ein hydraulischer Nachweis geführt. Diese geplante Überlaufschwelle ist mit L = 120 m deutlich länger als die beiden anderen Schwellen; daher wurden die Überfallhöhen $h_{ü}$ enger gestaffelt. Bei diesem Nachweis geht es nicht nur um die

Ermittlung der Fülldauer des 72-h-Speichervolumens, sondern auch um den Nachweis der erforderlichen Dauer des Überfalls, bis es zu einer Angleichung des Seewasserstandes an den Wasserstand im Horstgraben kommt. Dieser Nachweis wurde in den letzten beiden Tabellenspalten geführt.

Der Nachweis der Überlaufmenge erfolgt wiederum gemäß der unter 7.1.5 genannten Formel:

$$Q = \frac{2}{3} \times 0{,}55 \times 120{,}0 \times \sqrt{2 \times 9{,}81} \times h_{ü}^{3/2}$$

Es ergeben sich folgende Überlaufmengen:

Überfall-höhe hü [m]	**Überlauf-menge Q** [m³/s]	**Sandentnahmesee** (V_{Sp} = 7.700 m³) **Wsp-Höhe** [m+NN]	**gefüllt in** [min]	**Sandentnahmesee** (A = 117.400 m³) **Wsp-Höhe** [m+NN]	**Wsp-Angl.** [min]
0,01	0,195	0,20	658,5	0,40	2007,9
0,02	0,551	0,20	232,8	0,40	709,9
0,03	1,013	0,20	126,7	0,40	386,4
0,05	2,179	0,20	58,9	0,40	179,6
0,10	6,163	0,20	20,8	0,40	63,5
0,15	11,32	0,20	11,3	0,40	34,6
0,20	17,43	0,20	7,4	0,40	22,4
0,25	24,36	0,20	5,3	0,40	16,1
0,30	32,02	0,20	4,0	0,40	12,2
0,50	68,91	0,20	1,9	0,40	5,7

Wie die Tabelle zeigt, wäre das 72-h-Speichervolumen für das Schwarzwassersystem z.B. bei einer Überfallhöhe von 10 cm (entsprechend einem Wasserstand im *Horstgraben* von NN +0,50 m), bereits nach rd. 20 Minuten in den See abgeschlagen. Bei einer solchen Überfallhöhe würde es etwa eine Stunde dauern, bis es zu einer Angleichung der Wasserstände in Sandentnahmesee und *Horstgraben* käme.

Die geforderte, schnelle Entlastung des Gesamtsystems während eines Hochwasserereignisses ist damit sichergestellt.

8 Zusammenfassung

Mit dem vorliegenden wassertechnischen Fachbeitrag wird im Rahmen der Planung zum Neubau der A 20 den besonderen wasserwirtschaftlichen Verhältnissen im Untersuchungsraum Rechnung getragen. Das komplexe, mehrstufige Entwässerungssystem selbst und die Tatsache, dass dieses System an der Grenze seiner hydraulischen Leistungsfähigkeit angelangt ist, erfordern eine über das übliche Maß hinaus gehende Betrachtung des Abflussregimes.

Basierend auf einer umfassenden Bestandsanalyse wurde als Maßgabe der Planungen herausgearbeitet, die bestehenden Entwässerungsverhältnisse so wenig wie möglich zu unterbrechen und die Funktionen und gegenseitigen Abhängigkeiten im Gewässersystem nach Möglichkeit aufrecht zu erhalten. Mit dem gewählten Prinzip der dezentralen Sickerpassage zur Entwässerung der Fahrbahn konnte diesem Ziel weitgehend entsprochen werden.

Bei diesem Prinzip wird die Abflusssituation am ehesten den natürlichen Verhältnissen angeglichen. Ungedrosselte, punktuelle Einleitungen in das Vorflutersystem werden vermieden, damit sich der hydraulische Stress in den vorhandenen Gewässern nicht verschärft. Auch die zu befürchtende qualitative Verschlechterung wird minimiert, da die Straßenabflüsse vor dem Eintrag in das übergeordnete Gewässersystem über eine Sickerpassage in der belebten Bodenzone gereinigt werden.

Gleichwohl stellt die A 20 einen deutlichen Eingriff in das bestehende wasserwirtschaftliche System des Marschgebietes dar. So werden beispielsweise Verbandsgewässer gequert, kleinere Gräben überbaut, Dränagen zerschnitten und die Vorflut teilweise unterbrochen.

Als kompensierende Maßnahmen werden die größeren Verbandsgewässer generell mit Brückenbauwerken gequert. Kleinere Gewässer werden mancherorts auch per Durchlass durch die A 20 geleitet. Nahezu auf ganzer Länge werden straßenparallele Ersatzgräben hergestellt, welche in ihrer funktionellen Kombination sowohl der hydraulischen Verbindung vorhandener Gewässer als auch der Aufnahme von zerschnittenen Dränagen dienen. Ferner nehmen diese Gräben das Oberflächenwasser der A 20 nach der Sickerpassage auf und sorgen dabei für eine geordnete Vorflut. Auch die erforderlichen Notüberläufe der Sickermulden entwässern in diese straßenbegleitenden Gräben.

Für den Fall eines lang anhaltenden Hochwasserereignisses in der Elbe - und den damit verbundenen Einschränkungen bei der Marschentwässerung - werden außerdem drei Speicherräume entlang der A 20 hergestellt, in denen das zusätzlich durch den Verband zu beseitigende Oberflächenwasser der Autobahn über einen Zeitraum von 72 Stunden gezielt zwischengespeichert werden kann. Im gleichen Zusammenhang wird die Förderleistung eines Unterschöpfwerks erhöht. Diese vorbeugenden Maßnahmen entlasten im Hochwasserfall das gesamte wasserwirtschaftliche System im Untersuchungsraum. Mit den geplanten Speicherräumen wird einer speziellen Forderung der Aufsichtsbehörde entsprochen.

Straßenbaulich bedingte Stauraumverluste im Überschwemmungsgebiet bei Himmel und Helle werden durch einen Geländeabtrag höher liegender Flächen kompensiert.

Der für die Errichtung des Trassendamms der A 20 benötigte Sand wird im Nassbaggerverfahren gewonnen. Um negative Auswirkungen auf das benachbarte NSG Baggersee Hohenfelde zu vermeiden und gleichzeitig den Sandspülbetrieb aufrecht zu erhalten, ist eine Zugabe von Fremdwasser in den Spülkreislauf erforderlich. Dieses Wasser wird aus zwei vorhandenen Oberflächengewässern entnommen; die Rahmenbedingungen und die Auswirkungen dieser Wasserentnahme werden dargestellt.

Angesichts der Untergrundverhältnisse im Untersuchungsraum sind verschiedene baugrundverbessernde Maßnahmen erforderlich. Beim überwiegend eingesetzten Überschüttverfahren wird über einen Zeitraum von mehreren Monaten bis Jahren im Untergrund enthaltenes Porenwasser ausgepresst, wodurch die Setzungen vorweggenommen werden. Unterstützt wird dieser Vorgang durch den Einbau von Vertikaldränagen. Das ausgepresste Porenwasser wird aufgefangen und vor Einleitung in die Vorfluter in sogenannten Schilfbecken behandelt und gereinigt. Details zu den geplanten Porenwasserbehandlungsanlagen sind dem gesonderten Fachbeitrag zu entnehmen (U13.9 bzw. [5]).

Der vorliegende wassertechnische Fachbeitrag steht in engem Zusammenhang mit den Planfeststellungsunterlagen zur Verkehrsplanung und ist demzufolge nicht als eigenständige Planung zu verstehen. Insbesondere wird auf die Konzeption der Straßenentwässerung verwiesen, auf die im vorliegenden Erläuterungsbericht mehrfach eingegangen wird.

Stade, im Mai 2020

Sweco GmbH

i.V.	i.A.
.....	.....
Dipl.-Ing. Smidt	Dipl.-Ing. Majehrke
Ressortleiter Wasser & Verkehr	Projektleiter

Anhang

Ergebnistabellen hydraulische Nachweise

Anhang A Hydraulische Nachweise der verlegten / neu ausgebauten Gewässerabschnitte

Übersicht der gepl. Gewässerquerschnitte Seite 1
Hydraulische Einzelnachweise nach MANNING-STRICKLER Seiten 2 bis 20

Übersicht der Gewässerquerschnitte an den geplanten Neubau- / Verlegestrecken

	Lage des Gewässerabschnitts					Einzugsgebiet, Abflussmengen					gepl. Gewässerquerschnitt							Wassertiefe HW_5			
	von Bau-km	bis Bau-km	Länge m	Lage	Verbands-/Ersatzgewässer Bezeichnung	A_E [ha]	Hq_5 [l/(sxha)]	HQ_5 [l/s]	Q_{zu} Straße [l/s]	Σ Q [l/s]	Tiefe t [m]	OKG i.M. [m+NN]	Sohltiefe [m+NN]	Sohlbreite [m]	Bö-Neig. [1 : n]	OK-Breite [m]	Energiegef. [‰]	erf. h_{WSP} [m]	HW_5 [m+NN]	Freibord [m]	$Q_{bordvoll}$ [l/s]
	1	2	3	4	5	6	7			8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	Neubau und Teilverlegung von Gewässern und Gräben																				
Kollmar	7+418	7+862	442	re.	Graben Typ A	14,2	1,5	**21**	38	**59**	2,00	0,00	-2,00	1,00	1,5	7,00	0,10	**0,35**	-1,65	1,61	2.359
TEG Herzhorn	8+367	8+715	348	li.	Graben Typ C	12,6	1,5	**19**	0	**19**	2,50	0,00	-2,50	1,00	1,5	8,50	0,10	**0,19**	-2,31	2,28	3.991
	8+944	9+097	153	li.	Graben Typ C	39,3	1,5	**59**	1,6	**61**	2,50	0,00	-2,50	1,00	1,5	8,50	0,10	**0,35**	-2,15	2,13	3.991
	9+111	9+383	272	li.	Graben Typ A	39,3	1,5	**59**	4	**63**	2,50	0,00	-2,50	1,00	1,5	8,50	0,10	**0,36**	-2,14	2,11	3.991
	8+709	8+801	95	re.	Graben Typ A	12,6	1,5	**19**	6	**25**	2,60	0,00	-2,60	1,00	1,5	8,80	0,10	**0,22**	-2,38	2,37	4.383
	9+492	10+639	1.215	li.	Graben Typ A	35,6	1,5	**53**	39	**92**	3,10	0,00	-3,10	1,00	1,5	10,30	0,10	**0,44**	-2,66	2,54	6.695
	11+058	11+422	364	li.	Graben Typ C	10,3	1,5	**15**	4	**19**	3,00	0,00	-3,00	1,00	1,5	10,00	0,10	**0,17**	-2,83	2,79	6.184
	11+656	12+092	436	li.	Kamerl. Deichwettern 7.4	28,4	1,5	**43**	6	**49**	3,00	0,00	-3,00	1,60	1,5	10,60	0,10	**0,25**	-2,75	2,71	7.110
	12+033	12+196	165	re.	Graben Typ C	27,6	1,5	**41**	1	**43**	2,20	0,00	-2,20	1,00	1,5	7,60	0,10	**0,29**	-1,91	1,89	2.949
TEG Eskop	13+232	13+918	686	re.	Graben Typ A	22,5	1,5	**34**	5	**39**	2,25	0,25	-2,00	1,00	1,5	7,75	0,10	**0,28**	-1,72	1,90	3.109
	13+918	13+997	79	re.	Sandritt 5.1	9,1	1,5	**14**	9	**22**	2,25	0,25	-2,00	1,00	1,5	7,75	0,10	**0,20**	-1,80	2,04	3.109
	13+997	14+308	311	re.	Graben Typ A	7,1	1,5	**11**	9	**19**	2,25	0,25	-2,00	1,00	1,5	7,75	0,10	**0,19**	-1,81	2,03	3.109
	13+926	14+062	136	li.	Graben Typ C	12,1	1,5	**18**	0	**18**	2,45	0,25	-2,20	1,00	1,5	8,35	0,10	**0,18**	-2,02	2,26	3.804
TEG Süderau	14+306	14+788	573	re.	Wohldgraben 1.5	50,0	1,5	**75**	0	**75**	2,50	0,50	-2,00	3,50	1,5	11,00	0,10	**0,21**	-1,79	2,23	5.682
	14+850	16+650	1.800	re.	Graben Typ A	44,7	1,5	**67**	25	**92**	2,80	0,00	-2,80	1,00	1,5	9,40	0,10	**0,44**	-2,36	2,18	5.235
	16+650	18+240	1.590	re.	Graben Typ A	61,3	1,5	**92**	21	**113**	2,80	0,00	-2,80	1,00	1,5	9,40	0,10	**0,49**	-2,31	2,15	5.235
TEG Sommerland	18+302	18+679	380	li.	Graben Typ C	12,0	1,5	**18**	0	**18**	1,85	-0,25	-2,10	1,00	1,5	6,55	0,10	**0,18**	-1,92	1,63	1.968
	18+568	18+718	150	re.	Schlickwettern 8.7	78,9	1,5	**118**	8	**127**	2,00	-1,00	-3,00	1,00	1,5	7,00	0,10	**0,52**	-2,48	1,47	2.359
	18+718	19+397	679	re.	Graben Typ A	25,1	1,5	**38**	8	**46**	2,75	-0,25	-3,00	1,00	1,5	9,25	0,10	**0,31**	-2,69	2,37	5.014
	19+073	19+349	276	li.	Graben Typ C	5,0	1,5	**8**	0	**8**	1,85	-0,25	-2,10	1,00	1,5	6,55	0,10	**0,12**	-1,98	1,70	1.968
TEG Schwarzwasser	19+965	20+044	79	li.	Hellpott 1.6.1	64,2	1,5	**96**	0	**96**	1,38	0,50	-0,88	1,00	1,5	5,14	0,10	**0,45**	-0,43	0,92	1.011
	20+039	20+236	256	li.	Horstgraben 1.6	792,0	1,5	**1.188**	7	**1.195**	1,40	0,50	-0,90	2,50	1,5	6,70	0,10	**1,16**	0,26	0,21	1.738
	20+079	20+133	54	re.	Eichenhofgraben 9.5	266,6	1,5	**400**	0	**400**	1,08	0,25	-0,83	1,00	1,5	4,24	0,10	**0,91**	0,08	0,16	1.919
	20+128	21+072	944	re.	Vorfluter 9.6	207,9	1,5	**312**	0	**312**	3,00	2,50	-0,50	1,00	1,5	10,00	0,10	**0,81**	0,31	2,10	6.184
	21+106	21+625	607	re.	Vorfluter 9.6.1	98,4	1,5	**148**	0	**148**	1,70	2,00	0,30	1,00	1,5	6,10	0,10	**0,56**	0,86	1,08	499
	21+537	21+937	238	li.	Horstgraben 1.6	546,5	1,5	**820**	0	**820**	1,52	0,85	-0,67	2,50	1,5	7,06	0,10	**0,95**	0,28	0,55	2.047
	21+625	21+756	260	re.	Vorfluter 9.6.2	28,4	1,5	**43**	0	**43**	1,50	2,25	0,75	1,00	1,5	5,50	0,10	**0,29**	1,04	1,18	1.523
	21+821	22+104	476	re.	Vorfluter 9.6.3	20,8	1,5	**31**	0	**31**	1,50	2,00	0,50	1,00	2,0	7,00	0,10	**0,24**	0,74	1,21	1.523
	22+111	22+382	284	re.	Tamfortgraben 9.7	177,7	1,5	**267**	3	**269**	1,30	1,50	0,20	0,60	1,5	4,50	0,10	**0,85**	1,05	0,42	729
	22+387	22+688	373	re.	Horstgraben 1.6	193,8	1,5	**291**	0	**291**	1,50	1,50	0,00	1,50	1,0	4,50	0,10	**0,74**	0,74	0,72	1.147

P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEG\ES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A-Übersicht-Gewässer-MAJ.xls]Übersicht Gewässer

Summe 13.721 m (rot = Annahme, kein eigenes A_E) HQ_5 << $Q_{bordvoll}$ => Hydraulischer Nachweis erbracht

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG SV Kollmar - Graben Typ A (7+418 - 7+862)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,059 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	2,00	0,00	7,00
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	2,05
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,35**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,53	0,00
L_{ui}	0,000	2,262	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,236	0,000

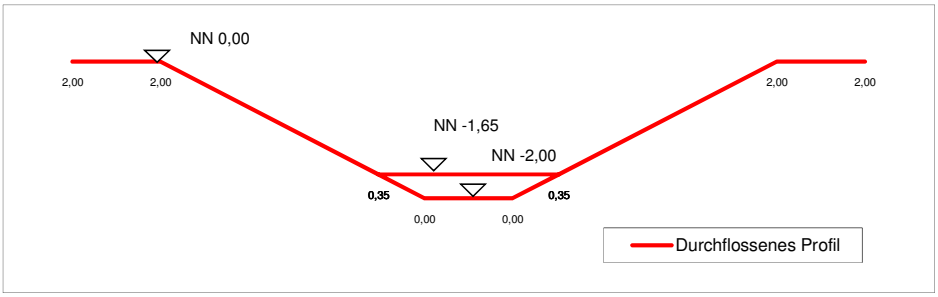
Abflusswerte

v_i	0,000	0,115	0,000
Q	0,000	0,061	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,061 m³/s**	**>**	**0,059 m³/s**
A_{ges} =	**0,53 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A-Übersicht-Gewässer-MAJ.xlsx]Übersicht Gew

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,258	0,343	0,258
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG Herzhorn - Graben Typ A (9+492 - 10+639)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,092 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	3,10	0,00	10,30
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	2,32
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,44**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,73	0,00
L_{ui}	0,000	2,586	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,282	0,000

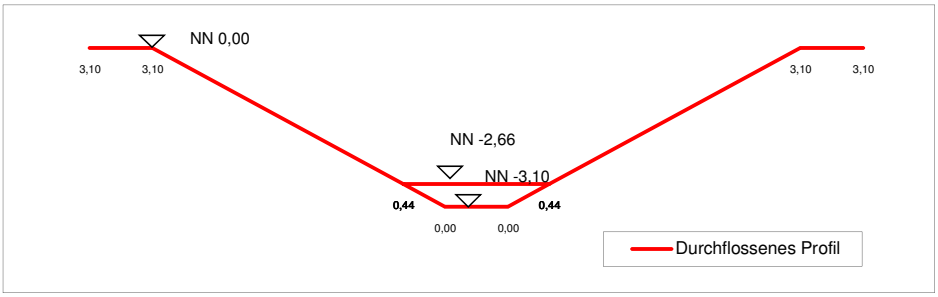
Abflusswerte

v_i	0,000	0,129	0,000
Q	0,000	0,094	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,094 m³/s**	**>**	**0,092 m³/s**
A_{ges} =	**0,73 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A-Übersicht-Gewässer-MAJ.xlsx]Übersicht Gew

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,324	0,432	0,324
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG Herzhorn - Kamerlander Deichwettern 7.4 (11+656 - 12+092)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,049 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	3,00	0,00	10,60
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,60	0,00	2,35
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,25**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,49	0,00
L_{ui}	0,000	2,501	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,197	0,000

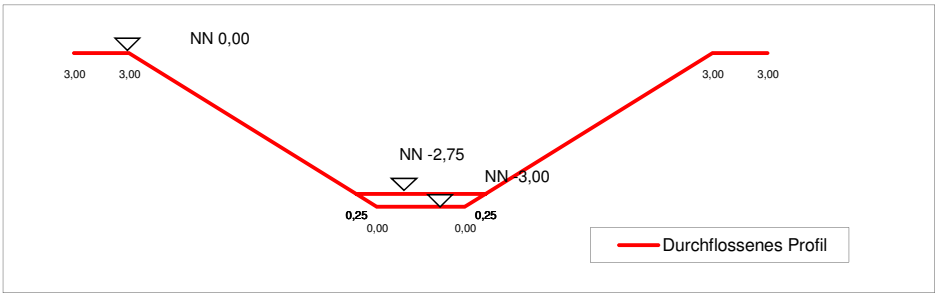
Abflusswerte

v_i	0,000	0,102	0,000
Q	0,000	0,050	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,050 m³/s**	**>**	**0,049 m³/s**
A_{ges} =	**0,49 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A-Übersicht-Gewässer-MAJ.xlsx]Übersicht Gew

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,184	0,245	0,184	
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000	(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG Elskop - Graben Typ A (13+232 - 13+918)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,039 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	2,25	0,00	7,75
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	1,84
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,28**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,40	0,00
L_{ui}	0,000	2,010	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,198	0,000

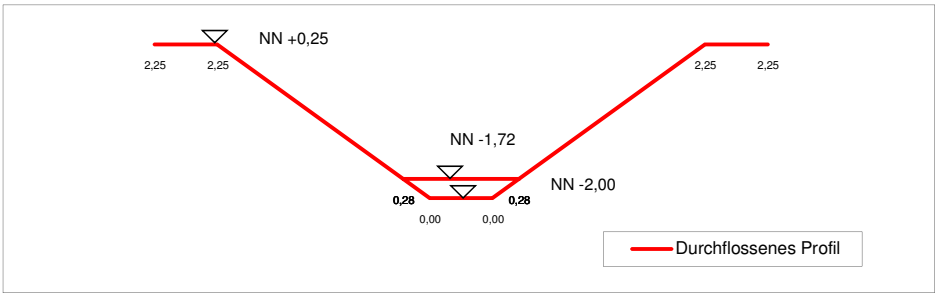
Abflusswerte

v_i	0,000	0,102	0,000
Q	0,000	0,041	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,041 m³/s**	**>**	**0,039 m³/s**
A_{ges} =	**0,40 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A-Übersicht-Gewässer-MAJ.xlsx]Übersicht Gew

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,206	0,275	0,206
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler
für Gerinne ohne Uferholz

TEG Elskop - Sandritt 5.1 (13+918 - 13+997)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$	erf. HQ_5 = 0,022 m^3/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	2,25	0,00	7,75
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	1,60
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,20**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,26	0,00
L_{ui}	0,000	1,721	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,151	0,000

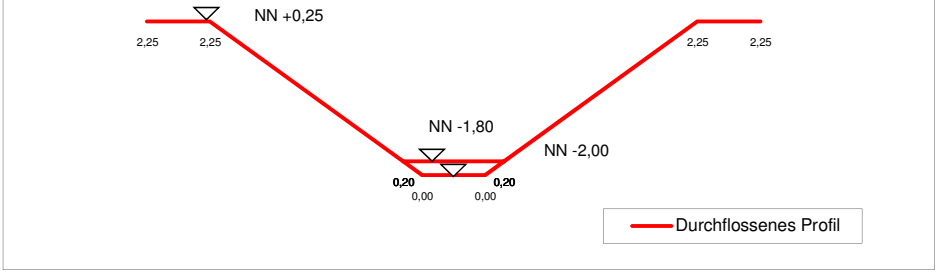
Abflusswerte

v_i	0,000	0,085	0,000
Q	0,000	0,022	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	0,022 m^3/s	>	0,022 m^3/s
A_{ges} =	0,26 m^2		= erf. HQ_5

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A-Übersicht-Gewässer-MAJ.xlsx]Übersicht Gew

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m^2]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,147	0,196	0,147
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG Süderau - Graben Typ A (14+850 - 18+240)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,113 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	2,80	0,00	9,40
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	2,47
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,49**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,85	0,00
L_{ui}	0,000	2,767	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,307	0,000

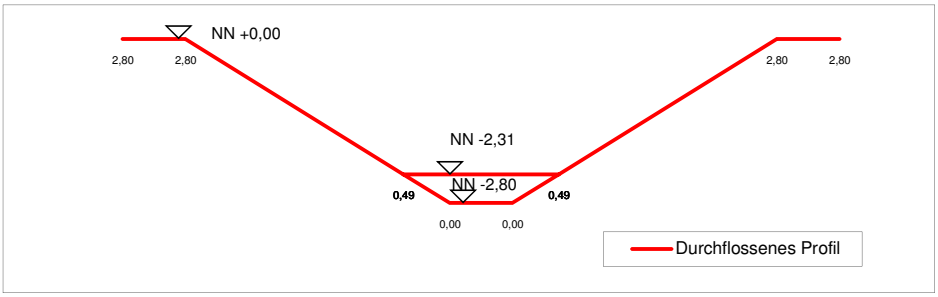
Abflusswerte

v_i	0,000	0,137	0,000
Q	0,000	0,116	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,116 m³/s**	**>**	**0,113 m³/s**
A_{ges} =	**0,85 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A-Übersicht-Gewässer-MAJ.xlsx]Übersicht Gew

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,361	0,481	0,361
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler
für Gerinne ohne Uferholz

TEG Süderau - Wohldgraben (14+306 - 14+788)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,075 m³/s

(rot = Annahme, kein eigenes A_E)

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	2,50	0,00	11,00
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	3,50	0,00	4,13
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,21**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,80	0,00
L_{ui}	0,000	4,257	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,188	0,000

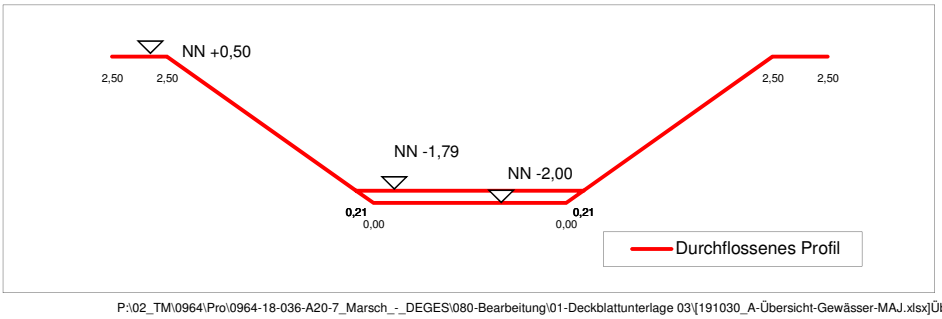
Abflusswerte

v_i	0,000	0,099	0,000
Q	0,000	0,079	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,079 m³/s**	**>**	**0,075 m³/s**
A_{ges} =	**0,80 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A-Übersicht-Gewässer-MAJ.xlsx]Übersicht Gew

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,155	0,206	0,155
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler
für Gerinne ohne Uferholz

TEG Sommerland - Schlickwettern 8.7 (18+568 - 18+718)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,127 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	2,00	0,00	7,00
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	2,56
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,52**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,93	0,00
L_{ui}	0,000	2,875	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,322	0,000

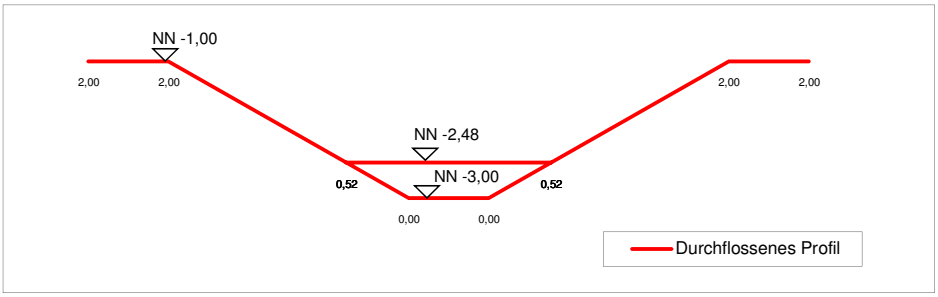
Abflusswerte

v_i	0,000	0,141	0,000
Q	0,000	0,130	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,130 m³/s**	**>**	**0,127 m³/s**
A_{ges} =	**0,93 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A-Übersicht-Gewässer-MAJ.xlsx]Übersicht Gew

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,383	0,510	0,383
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG Sommerland - Graben Typ A (18+718 - 19+397)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,046 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	2,75	0,00	9,25
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	1,93
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,31**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,45	0,00
L_{ui}	0,000	2,118	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,214	0,000

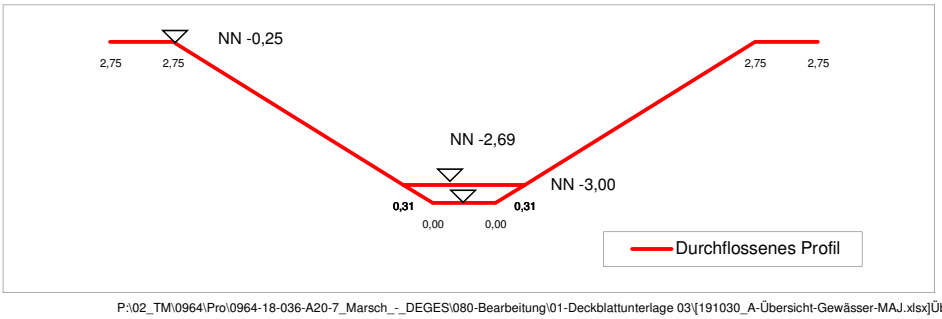
Abflusswerte

v_i	0,000	0,107	0,000
Q	0,000	0,049	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,049 m³/s**	**>**	**0,046 m³/s**
A_{ges} =	**0,45 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A-Übersicht-Gewässer-MAJ.xlsx]Übersicht Gew

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,228	0,304	0,228	
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000	(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG Schwarzwasser - Vorfluter Hellpott 1.6.1 (19+965 - 20+044)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,096 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	1,38	0,00	5,14
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	2,35
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,45**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,75	0,00
L_{ui}	0,000	2,622	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,287	0,000

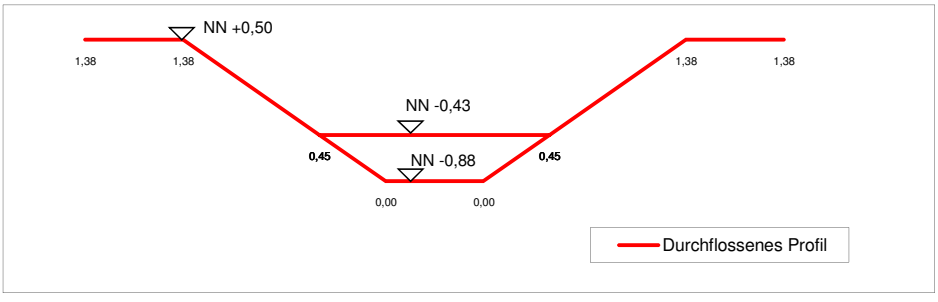
Abflusswerte

v_i	0,000	0,131	0,000
Q	0,000	0,098	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,098 m³/s**	**>**	**0,096 m³/s**
A_{ges} =	**0,75 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A2-HQ5-Gewässer-SchwW-MAJ.xlsx]TEG SwV

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,331	0,441	0,331
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler
für Gerinne ohne Uferholz

TEG Schwarzwasser - Horstgraben 1.6 (20+039 - 20+236)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$	erf. HQ_5 = 1,188 m^3/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	1,40	0,00	6,70
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	2,50	0,00	5,98
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**1,16**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	4,92	0,00
L_{ui}	0,000	6,682	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,736	0,000

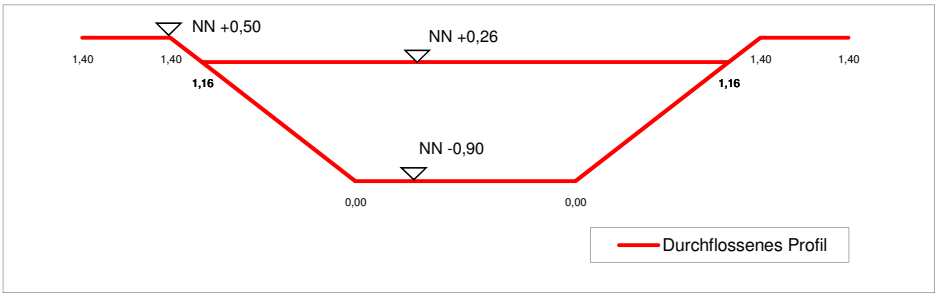
Abflusswerte

v_i	0,000	0,245	0,000
Q	0,000	1,203	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	1,203 m^3/s	>	1,188 m^3/s
A_{ges} =	4,92 m^2		= erf. HQ_5

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A2-HQ5-Gewässer-SchwW-MAJ.xlsx]TEG SwW

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m^2]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,853	1,138	0,853
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG Schwarzwasser - Eichenhofgraben 9.5 (20+079 - 20+133)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,400 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	1,08	0,00	4,24
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	3,73
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,91**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	2,15	0,00
L_{ui}	0,000	4,281	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,503	0,000

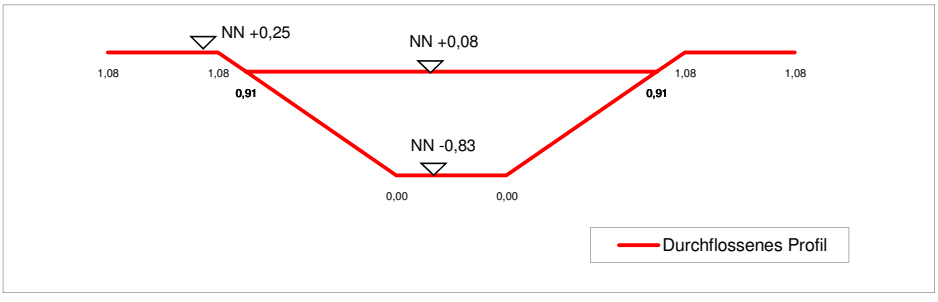
Abflusswerte

v_i	0,000	0,190	0,000
Q	0,000	0,408	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,408 m³/s**	**>**	**0,400 m³/s**
A_{ges} =	**2,15 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A2-HQ5-Gewässer-SchwW-MAJ.xlsx]TEG SwW

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,670	0,893	0,670
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG Schwarzwasser - Vorfluter 9.6 (20+128 - 21+072)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,312 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	3,00	0,00	10,00
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	3,43
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,81**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	1,79	0,00
L_{ui}	0,000	3,920	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,458	0,000

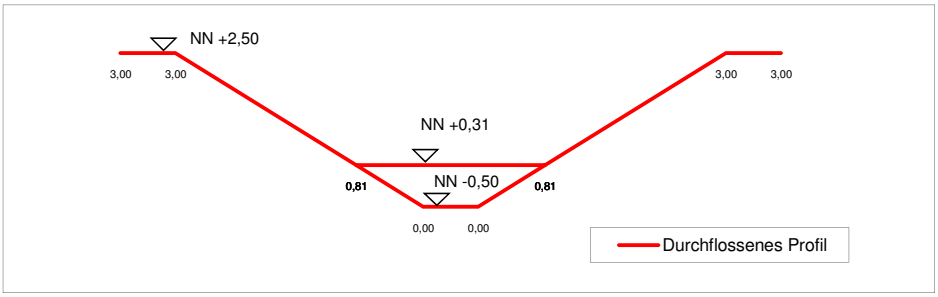
Abflusswerte

v_i	0,000	0,178	0,000
Q	0,000	0,320	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,320 m³/s**	**>**	**0,312 m³/s**
A_{ges} =	**1,79 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A2-HQ5-Gewässer-SchwW-MAJ.xlsx]TEG SwV

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,596	0,795	0,596
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler
für Gerinne ohne Uferholz

TEG Schwarzwasser - Vorfluter 9.6.1 (21+106 - 21+625)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$	erf. HQ_5 = 0,148 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	1,70	0,00	6,10
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	2,68
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,56**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	1,03	0,00
L_{ui}	0,000	3,019	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,341	0,000

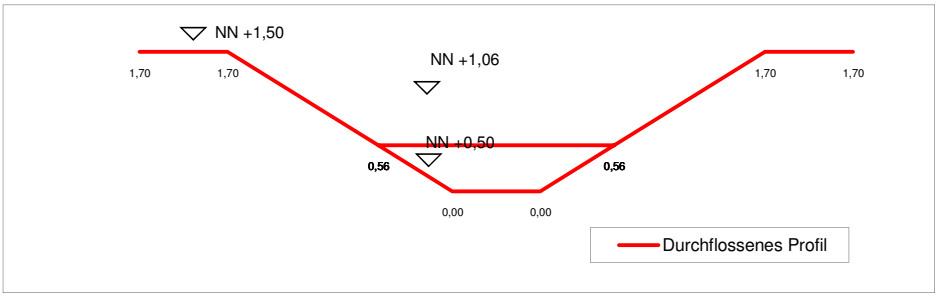
Abflusswerte

v_i	0,000	0,147	0,000
Q	0,000	0,151	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	0,151 m³/s	>	0,148 m³/s
A_{ges} =	1,03 m²		= erf. HQ_5

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A2-HQ5-Gewässer-SchwW-MAJ.xlsx]TEG SwV

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,412	0,549	0,412
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler
für Gerinne ohne Uferholz

TEG Schwarzwasser - Horstgraben 1.6 (21+537 - 21+937)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$	erf. HQ_5 = 0,820 m^3/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	1,52	0,00	7,06
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	2,50	0,00	5,35
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,95**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	3,73	0,00
L_{ui}	0,000	5,925	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,629	0,000

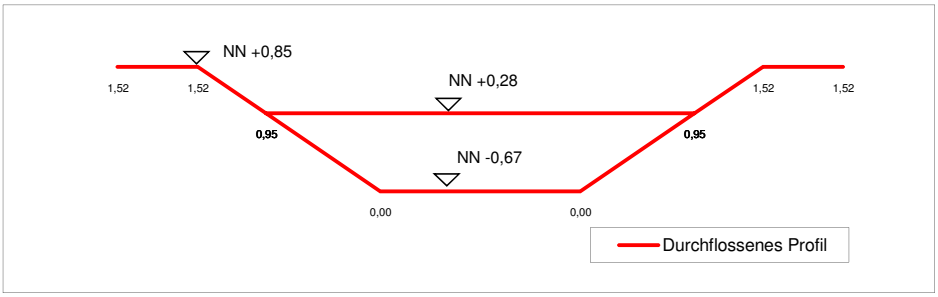
Abflusswerte

v_i	0,000	0,220	0,000
Q	0,000	0,821	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	0,821 m^3/s	>	0,820 m^3/s
A_{ges} =	3,73 m^2		= erf. HQ_5

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A2-HQ5-Gewässer-SchwW-MAJ.xlsx]TEG SwW

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m^2]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,699	0,932	0,699
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG Schwarzwasser - Vorfluter 9.6.2 (21+625 - 21+756)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,043 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	1,50	0,00	5,50
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	1,87
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,29**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,42	0,00
L_{ui}	0,000	2,046	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,203	0,000

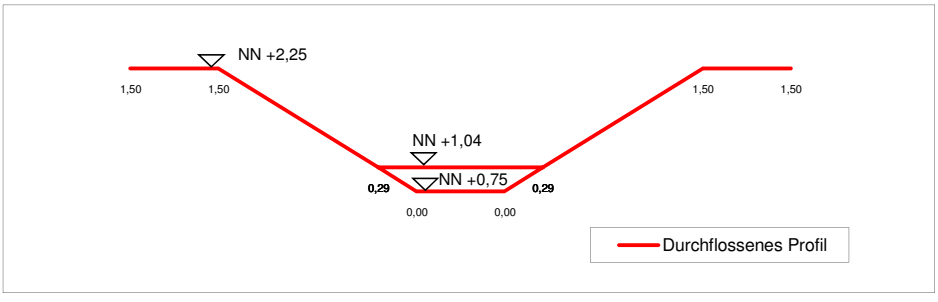
Abflusswerte

v_i	0,000	0,104	0,000
Q	0,000	0,043	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,043 m³/s**	**>**	**0,043 m³/s**
A_{ges} =	**0,42 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A2-HQ5-Gewässer-SchwW-MAJ.xlsx]TEG SwV

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,213	0,284	0,213
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler
für Gerinne ohne Uferholz

TEG Schwarzwasser - Vorfluter 9.6.3 (21+821 - 22+104)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$

erf. HQ_5 = 0,031 m³/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	1,50	0,00	7,00
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,00	0,00	1,96
n_i	2	2	2	
h_{1i}	0,00	**0,24**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	0,36	0,00
L_{ui}	0,000	2,073	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,171	0,000

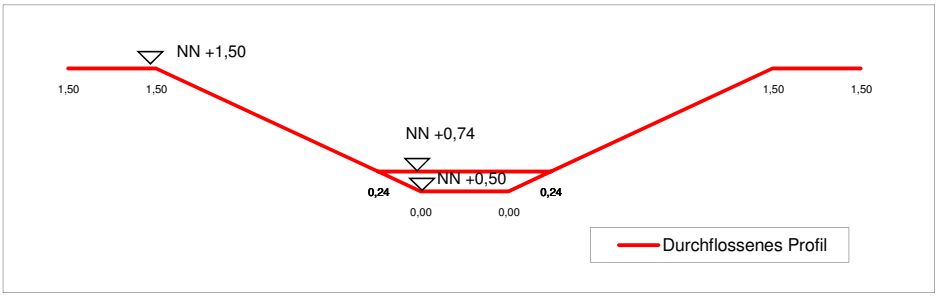
Abflusswerte

v_i	0,000	0,093	0,000
Q	0,000	0,033	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,033 m³/s**	**>**	**0,031 m³/s**
A_{ges} =	**0,36 m²**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A2-HQ5-Gewässer-SchwW-MAJ.xlsx]TEG SwV

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m²]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,177	0,235	0,177
$T_{crit.}$	4,472	10,000	4,472

(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG Schwarzwasser - Tamfortgraben 9.7 (22+111 - 22+382)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$	erf. HQ_5 =	0,269	m^3/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	1,30	0,00	4,50
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	0,60	0,00	3,15
n_i	1,5	1,5	1,5	
h_{1i}	0,00	**0,85**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	1,59	0,00
L_{ui}	0,000	3,665	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,435	0,000

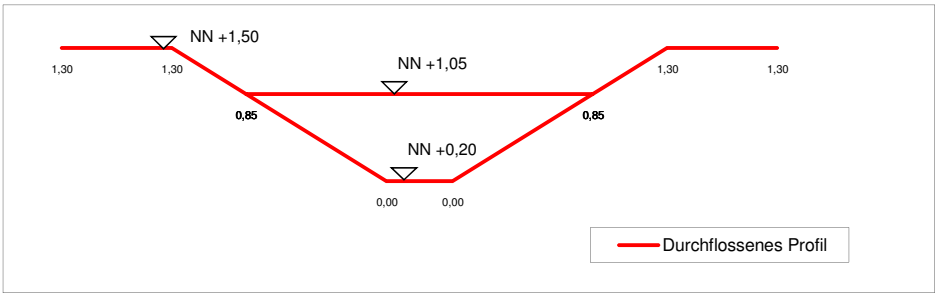
Abflusswerte

v_i	0,000	0,172	0,000
Q	0,000	0,274	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	0,274 m^3/s	>	0,269 m^3/s
A_{ges} =	1,59 m^2		= erf. HQ_5

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A2-HQ5-Gewässer-SchwW-MAJ.xlsx]TEG SwW

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m^2]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,625	0,834	0,625	
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000	(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Durchflussberechnung nach Manning-Strickler für Gerinne ohne Uferholz

TEG Schwarzwasser - Horstgraben 1.6 (22+387 - 22+688)

$Q = A \times v = A \times (k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times I_E^{1/2})$	erf. HQ_5 =	0,291	m^3/s

Hydraulischer Nachweis:

Gerinneparameter

	Bewuchszone links	Hauptgerinne	Bewuchszone rechts	Gesamt-breite
Tiefe t (OKG)	0,00	1,50	0,00	4,50
Breite $b_{i\ (WSP)}$	0,00	1,50	0,00	2,98
n_i	1	1	1	
h_{1i}	0,00	**0,74**	0,00	
h_{2i}	0,00	0,00	0,00	
h_{3i}	0,00	0,00	0,00	
I [‰]	0,100	0,100	0,100	
k_{st} [$m^{1/3}/s$]	30	30	30	

Zwischenwerte

A_i	0,00	1,66	0,00
L_{ui}	0,000	3,593	0,000
$r_{hyi} = A_i/lu_i$	0,000	0,461	0,000

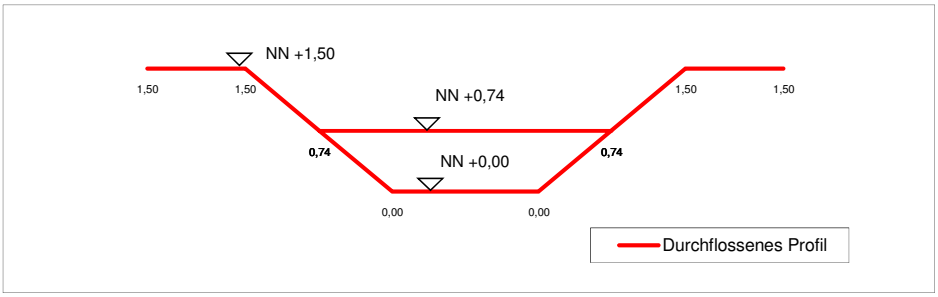
Abflusswerte

v_i	0,000	0,179	0,000
Q	0,000	0,297	0,000

Ergebnis

$Q_{ges.}$ =	**0,297 m^3/s**	**>**	**0,291 m^3/s**
A_{ges} =	**1,66 m^2**		**= erf. HQ_5**

Hydraulischer Nachweis erbracht!



P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_A2-HQ5-Gewässer-SchwW-MAJ.xlsx]TEG SwW

Nachweis der Sohlstabilität:

Sohlschubspannungen [N/m^2]

$T_{0\ Sohle\ /\ Ufer}$	0,544	0,726	0,544	
$T_{crit.}$	10,000	10,000	10,000	(kolloidaler Lehm, Ton)

Sohle stabil

Anhang

Ergebnistabellen hydraulische Nachweise

Anhang B Hydraulische Nachweise der Rohrdurchlässe

Übersicht der gepl. Durchlass-/ Rohrleitungsquerschnitte Seiten 1 bis 2

Übersicht zur Dimensionierung der Rohrleitungsquerschnitte an den geplanten Kreuzungs-/ Einleitpunkten

	Lage des Durchlasses				Einzugsgebiet, Abflussmengen					gepl. Durchlassquerschnitt								
	Kreuzungspunkt			Kreuzendes Gewässer	A_E	Hq_5	HQ_5	Q_{zu} Straße	**Σ Q**	**DN**	Länge	So Einlauf	So Auslauf	Gefälle	**Q voll**	v	**80% Qv**	Nachweis
	Bau-km	Straße	Bw.-Nr.	Bezeichnung	[ha]	[l/(sxha)]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[mm]	[m]	[m+NN]	[m+NN]	[‰]	[l/s]	[m/s]	[l/s]	80% Qv > Q
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
	Neubau von Rohrdurchlässen																	
TEG Herzhorn	8+710	A 20 li.	40	Graben Typ C	12,6	1,5	**19**	0	**19**	**1.000**	65,0	-2,50	-2,60	1,54	921	1,17	**736**	Nachweis erbracht
	9+400	Mittelfeld	46	Graben Typ A	39,3	1,5	**59**	4	**63**	**1.000**	66,0	-2,50	-3,00	7,58	2.049	2,61	**1.640**	Nachweis erbracht
	9+400	Mittelfeld	45	Strohdeichwettern 7.5	105,6	1,5	**158**	0	**158**	**1.000**	65,0	-2,80	-3,00	3,08	1.304	1,66	**1.043**	Nachweis erbracht
	9+470	A 20 li.	n.n.	Graben Typ A	35,6	1,5	**53**	39	**92**	**600**	37,0	-3,10	-3,15	1,35	224	0,79	**179**	Nachweis erbracht
	11+052	A 20 li.	91a	Graben Typ C	10,3	1,5	**15**	4	**19**	**400**	23,5	-3,00	-3,10	4,26	137	1,09	**109**	Nachweis erbracht
	11+726	A 20	100	Kamerl. Deichwettern 7.4	105,0	1,5	**158**	16	**173**	**1.000**	87,0	-2,20	-3,00	9,20	2.258	2,88	**1.807**	Nachweis erbracht
	12+020	A 20 re.	104c	Graben Typ C	27,6	1,5	**41**	0	**41**	**400**	20,0	-2,20	-2,25	2,50	105	0,83	**84**	Nachweis erbracht
Elskop	13+918	A 20	133a	Sandritt 5.1	31,6	1,5	**47**	14	**61**	**1.000**	65,0	-2,00	-2,20	3,08	1.304	1,66	**1.043**	Nachweis erbracht
	13+926	A 20 li.	n.n.	Graben Typ C	12,1	1,5	**18**	0	**18**	**400**	8,5	-2,20	-2,22	2,35	101	0,81	**81**	Nachweis erbracht
TEG Süderau	14+720	L 118	147b	Verlängerung Rohrltg. 6.2.1	7,8	1,5	**12**	13	**25**	**500**	46,0	-1,80	-1,85	1,09	124	0,63	**99**	Nachweis erbracht
	16+080	A 20	169	Graben Typ A	44,7	1,5	**67**	25	**92**	**1.000**	75,0	-2,80	-2,90	1,33	857	1,09	**685**	Nachweis erbracht
	17+150	17+447	182a	Verlegung Rohrltg. 6.2	24,7	1,5	**37**	0	**37**	**500**	302,0	-2,41	-3,16	2,48	188	0,96	**151**	Nachweis erbracht
	17+460	A 20	191	Graben Typ A	61,3	1,5	**92**	21	**113**	**1.000**	77,0	-2,80	-2,90	1,30	845	1,08	**676**	Nachweis erbracht
TEG Sommerland	18+252	Wi.Weg	205	Wohldgraben 1.5	100,0	1,5	**150**	0	**150**	**1.000**	18,0	-2,00	-2,10	5,56	1.754	2,23	**1.403**	Nachweis erbracht
	18+700	A 20 li.	217	Graben Typ C	12,0	1,5	**18**	0	**18**	**400**	34,0	-2,10	-2,15	1,47	80	0,64	**64**	Nachweis erbracht
	18+717	A 20	215	Schlickwettern 8.7	69,3	1,5	**104**	8	**112**	**1.000**	65,0	-2,20	-3,00	12,31	2.614	3,33	**2.091**	Nachweis erbracht
	19+074	A 20 li.	222a	Graben Typ C	5,0	1,5	**8**	0	**8**	**400**	10,0	-2,10	-2,11	1,00	66	0,52	**53**	Nachweis erbracht
	19+395	Wi.Weg	226	Wohldgraben 1.5	100,0	1,5	**150**	0	**150**	**1.000**	18,0	-1,70	-1,80	5,56	1.754	2,23	**1.403**	Nachweis erbracht

Übersicht zur Dimensionierung der Rohrleitungsquerschnitte an den geplanten Kreuzungs-/ Einleitpunkten

	Lage des Durchlasses				Einzugsgebiet, Abflussmengen					gepl. Durchlassquerschnitt								
	Kreuzungspunkt			Kreuzendes Gewässer	A_E	Hq_5	HQ_5	Q_{zu} Straße	**Σ Q**	**DN**	Länge	So Einlauf	So Auslauf	Gefälle	**Q voll**	v	**80% Qv**	Nachweis
	Bau-km	Straße	Bw.-Nr.	Bezeichnung	[ha]	[l/(sxha)]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[mm]	[m]	[m+NN]	[m+NN]	[‰]	[l/s]	[m/s]	[l/s]	80% Qv > Q
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
TEG Schwarzwasser	20+050	A 20 li.	247	Hellpott 1.6.1	64,2	1,5	**96**	0	**96**	**500**	19,5	-0,88	-0,90	1,03	120	0,61	**96**	Nachweis erbracht
	20+014	A 20 re.	250b	Horstgraben 1.6	1.058,6	1,5	**1.588**	1	**1.589**	**1.600**	18,0	-0,90	-0,92	1,11	2.688	1,34	**2.150**	Nachweis erbracht
	20+070	A 20 re.	249	Vorfluter 9.5, 9.6, 9.6.1	266,6	1,5	**400**	6	**406**	**800**	17,0	-0,83	-0,90	4,12	839	1,67	**671**	Nachweis erbracht
	20+197	A 20 li.	253a	Horstgraben 1.6	792,0	1,5	**1.188**	0	**1.188**	**1.400**	19,0	-0,88	-0,89	0,74	1.540	1,00	**1.232**	Nachweis erbracht
	20+127	A 20 re.	250a	Eichenhofgraben 9.5	58,7	1,5	**88**	0	**88**	**400**	11,0	-0,75	-0,83	7,27	179	1,42	**143**	Nachweis erbracht
	21+078	A 20 re.	262	Vorfluter 9.6	109,5	1,5	**164**	0	**164**	**700**	16,5	0,10	0,05	3,03	506	1,31	**405**	Nachweis erbracht
	21+085	A 20 re.	261a	Vorfluter 9.6.1 und 9.6.2	98,4	1,5	**148**	0	**148**	**600**	20,0	0,07	0,05	1,00	193	0,68	**154**	Nachweis erbracht
	21+623	A 20 re.	271b	Vorfluter 9.6.1	70,0	1,5	**105**	0	**105**	**400**	9,0	0,57	0,52	5,56	156	1,24	**125**	Nachweis erbracht
	21+600 (33+250)	A 23	279	Horstgraben 1.6	564,9	1,5	**847**	0	**847**	**1.400**	85,0	-0,73	-0,80	0,82	1.628	1,06	**1.303**	Nachweis erbracht
	21+700 (33+250)	Wi.Weg	279a	Horstgraben 1.6	564,9	1,5	**847**	0	**847**	**1.400**	15,0	-0,70	-0,71	0,67	1.464	0,95	**1.171**	Nachweis erbracht
	33+246	A 23 re.	354	Vorfluter 9.1.1	51,4	1,5	**77**	0	**77**	**400**	9,0	-0,40	-0,45	5,56	156	1,24	**125**	Nachweis erbracht
	22+105	A 20 re.	285b	Vorfluter 9.6.3	20,8	1,5	**31**	0	**31**	**500**	12,0	0,25	0,20	4,17	244	1,24	**195**	Nachweis erbracht
	22+388	A 20 re.	285g	Tamfortgraben 9.7	177,7	1,5	**267**	3	**269**	**500**	10,0	0,20	0,00	20,00	537	2,73	**429**	Nachweis erbracht
	22+388	A 20 li.	287	Horstgraben 1.6	371,5	1,5	**557**	1	**558**	**1.000**	16,0	-0,17	-0,25	5,00	1.664	2,12	**1.331**	Nachweis erbracht
	22+388	A 20 re.	285h	Horstgraben 1.6	371,5	1,5	**557**	1	**558**	**1.000**	17,0	-0,14	-0,15	1,06	763	0,97	**610**	Nachweis erbracht
	22+412	A 20 li.	290	Horstgraben 1.6	78,1	1,5	**117**	0	**117**	**800**	14,0	-0,08	-0,12	2,86	698	1,39	**559**	Nachweis erbracht

P:\02_TM\0964\Pro\0964-18-036-A20-7_Marsch_-_DEGES\080-Bearbeitung\01-Deckblattunterlage 03\[191030_B-Übersicht-Durchlässe-MAJ.xlsx]Übersicht Durchlässe

(rot = Annahme, kein eigenes A_E)

Anhang

Ergebnistabellen hydraulische Nachweise

Anhang C Einzugsflächen, Einleitstellen und Einleitmengen

Ermittlung der Einleitmengen Q_E in die Vorflut Seiten 1 bis 5

Ermittlung der Einleitmengen Q_E in die Vorflut

Einleit-stelle	Einleitung in Vorfluter / Bau-km A20	aus Autobahn (gedrosselt, Sickerpassage) A_E [ha]	q_{tw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	aus sonstigen Straßen (vgl. straßenbaulicher Entwurf) A_E [ha] (Bezeichng. Straße)	L	B	Bankett B	Böschung B	q_{tw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	aus Gebietsentwässerung (vorh. Drainagen) A_E [ha]	q_{tw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	Gesamt Q_E [l/s]
E 1.1	Graben Typ A 7+470	**0,4**	1,5	**0,5**											**0,5**
E 1.2	Graben Typ A 7+570	**0,5**	1,5	**0,8**											**0,8**
E 1.3	Graben Typ A 7+862	**1,7**	1,5	**2,5**	4,08 (B 431 südlich A 20, Rampen AS, Wirtschaftsweg östlich A 20)					1,5	**6,1**				**8,6**
E 1.4	Graben Typ A 7+670	**1,7**	1,5	**2,6**	5,56 (Teilbereich B 431 nördlich A 20, Rampen AS, Wirtschaftsweg westlich A 20)					1,5	**8,3**				**10,9**
E 1b	Straßengraben B431 7+863				**0,33** (B 431 Südlich A 20)					1,5	**0,5**				**0,5**
E 1	Kleine Wettern (4.0), SV Kollmar 7+655	0,2	1,5	0,4								**16,2**	1,5	**24,3**	**45,6**
		0,4 (E 1.1)		0,5											
		0,5 (E 1.2)		0,8											
		1,7 (E 1.3)		2,5	4,08 (E 1.3)					1,5	6,1				
		1,7 (E 1.4)		2,6	5,56 (E 1.4)					1,5	8,3				
		Summe: **4,5**		**6,8**	Summe: **9,64**					**1,5**	**14,5**				
E 2.1	Stichgraben Engelbr.-Greve (7.6) 8+709	**2,0**	1,5	**2,9**											**2,9**
E 2	Stichgraben Engelbr.-Greve (7.6) 8+781	**2,1**	1,5	**3,2**								**20,5**	1,5	**30,7**	**33,9**
E 3.1	Graben Typ A 9+286	**0,9**	1,5	**1,4**											**1,4**
E 3.2	Graben Typ A 9+187	**0,3**	1,5	**0,5**											**0,5**
E 3.3	Graben Typ C 9+092	**1,1**	1,5	**1,7**											**1,7**
E 3	Mittelfelder Wettern (7.1) 9+450	0,9 (E 3.1)		1,4	**0,74** (Gemeindestraße Mittelfeld, nördlich A 20)					1,5	**1,1**	**156,4**	1,5	**234,6**	**239,3**
		0,3 (E 3.2)		0,5											
		1,1 (E 3.3)		1,7											
		Summe: **2,3**		**3,6**											
E 4	Mittelfelder Wettern (7.1) 9+457				**0,70** (Gemeindestraße Mittelfeld, südlich der A 20)					1,5	**1,0**	**117,5**	1,5	**176,2**	**177,2**
E 5a	Mittelfelder Wettern (7.1) 9+461	**1,0** (über RRB PWC Süd)		**13,5**											**17,7**
		2,8 (Böschungsversickerung)	1,5	**4,2**											
		Summe:		**17,7**											
E 5.1	Graben Typ A 9+517	**0,7**	1,5	**1,1**											**1,1**
E 5.2	Graben Typ A 9+717	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 5.3	Graben Typ A 9+917	**0,8**	1,5	**1,1**											**1,1**
E 5.4	Graben Typ A 10+117	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 5.5	Graben Typ A 10+317	**0,7**	1,5	**1,0**											**1,0**
E 5.6	Graben Typ A 10+604	**1,2**	1,5	**1,8**	**0,31** (Graben Typ B)					1,5	**0,5**				**2,3**
E 5.7	Graben Typ A 10+396	**2,8** (RRB PWC Nord)		**28,8**											**28,8**

Ermittlung der Einleitmengen Q_E in die Vorflut

Einleit-stelle	Einleitung in Vorfluter / Bau-km A20	aus Autobahn (gedrosselt, Sickerpassage) A_E [ha]	q_{lw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	aus sonstigen Straßen (vgl. straßenbaulicher Entwurf) A_E [ha] (Bezeichng. Straße)	L	B	Bankett B	Böschung B	q_{lw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	aus Gebietsentwässerung (vorh. Drainagen) A_E [ha]	q_{lw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	Gesamt Q_E [l/s]
E 5	Mittelfelder Wettern (7.1) 9+455	**0,0**	1,5	0,0	**1,68** (Wirtschaftsweg nördlich A20)					1,5	**2,5**	**152,6**	1,5	**228,9**	**268,5**
		0,7 (E 5.1)		1,1											
		0,8 (E 5.2)		1,2											
		0,8 (E 5.3)		1,1											
		0,8 (E 5.4)		1,2											
		0,7 (E 5.5)		1,0											
		1,2 (E 5.6)		2,3	**0,31** (E 5.6)					1,5	**0,5**				
		2,8 (E 5.7)		28,8											
		Summe: **7,7**		**36,7**											
E 6a	Spleth (7.3) 11+073	**0,5**	1,5	**0,7**											**0,7**
E 6b	Spleth (7.3) 11+085	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 6	Spleth (7.3) 11+051	**2,3**	1,5	**3,4**	**0,39** (Graben Typ B)					1,5	**0,6**	**10,3**	1,5	**15,4**	**19,4**
E 7.1	Kamerlander Deichwettern (7.4) 11+767	**0,7**	1,5	**1,0**											**1,0**
E 7.2	Kamerlander Deichwettern (7.4) 11+967	**1,5**	1,5	**2,2**											**2,2**
E 7	Kamerlander Deichwettern (7.4) 11+656	0,7 (E 7.1)	1,5	1,0								**127,7**	1,5	**191,5**	**199,9**
		1,5 (E 7.2)	1,5	2,2											
		0,6 (E 8a)	1,5	1,0	**0,41** (E 8a)					1,5	**0,6**				
		0,3 (E 8)	1,5	0,5	**0,11** (E 8)					1,5	**0,2**				
		1,9 (E 9)	1,5	2,9											
		Summe: **4,4**		**7,6**											
E 8a	Kamerlander Deichwettern (7.4) 12+019	**0,6**	1,5	**1,0**	**0,41** (Wirtschaftsweg)					1,5	**0,6**				**1,6**
E 8	Kamerlander Deichwettern (7.4) 11+726	**0,3**	1,5	**0,5**	**0,11** (Wirtschaftsweg)					1,5	**0,2**	**105,1**	1,5	**157,6**	**159,9**
		0,6 (E8a)		**1,0**	**0,41** (E 8a)					1,5	**0,6**				
		Summe: **0,9**		**1,5**	Summe: **0,53**					1,5	**0,8**				
E 9	Kamerlander Deichwettern (7.4) 12+085	**1,9**	1,5	**2,9**											**2,9**
E 10	Löwenau (1.4) 12+604	**0,9**	1,5	**1,4**	**0,20** (L 168, West)					1,5	**0,3**	**2,4**	1,5	**3,6**	**5,3**
E 10a	Graben zur Kamerlander Deichwettern (7.4) 12+350				**0,51** (L 168, West - Mitte)					1,5	**0,8**				**0,8**
E 11	Löwenau (1.4) 12+657	**0,8**	1,5	**1,2**	**0,07** (Graben Typ B)					1,5	**0,1**				**1,3**
E 11a	Löwenau (1.4) 12+750	**0,1**	1,5	**0,1**											**0,1**
E 12	Löwenau (1.4) 12+793	**0,1**	1,5	**0,2**	1,47 (L 168, Ost)					1,5	**2,2**	1,3	1,5	2,0	**4,9**
					0,31 (Wirtschaftsweg)					1,5	**0,5**				
					Summe: **1,78**					1,5	**2,7**				
E 13	Rhin / Lesigfelder Wettern (1.1) 13+193	**1,6**	1,5	**2,4**	0,19 (Graben Typ B)					1,5	**0,3**				**2,7**
E 13a	Rhin / Lesigfelder Wettern (1.1) 13+155	**0,1**	1,5	**0,2**											**0,2**
E 13b	Rhin / Lesigfelder Wettern (1.1) 13+167	**1,2**	1,5	**1,7**											**1,7**
E 14.1	Graben Typ A 13+335	**1,0**	1,5	**1,5**											**1,5**
E 14.2	Graben Typ A 13+535	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 14.3	Graben Typ A 13+735	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**

Ermittlung der Einleitmengen Q_E in die Vorflut

Einleit-stelle	Einleitung in Vorfluter / Bau-km A20	aus Autobahn (gedrosselt, Sickerpassage) A_E [ha]	q_{tw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	aus sonstigen Straßen (vgl. straßenbaulicher Entwurf) A_E [ha] (Bezeichng. Straße)	L	B	Bankett B	Böschung B	q_{tw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	aus Gebietsentwässerung (vorh. Drainagen) A_E [ha]	q_{tw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	Gesamt Q_E [l/s]
E 14.4	Sandritt (5.1), verlegt 13+925	**0,7**	1,5	**1,1**											**1,1**
E 14.5	Graben Typ A 14+125	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 14.6	Graben Typ A 14+308	**0,6**	1,5	**0,9**											**0,9**
E 14	Sandritt (5.1) 13+918	1,0 (E 14.1) 0,8 (E 14.2) 0,8 (E 14.3) 0,7 (E 14.4) 0,8 (E 14.5) 0,6 (E 14.6) Summe: **4,7**	1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5	1,5 1,2 1,2 1,1 1,2 0,9 **7,1**								**30,6**	1,5	**45,9**	**53,0**
E 14a.1	Durchlass zur Verrohrung 6.2.1 14+685	**0,3**	1,5	**0,5**	0,85 (L 118, nördlich A 20)					1,5	**1,3**	**8,9**	1,5	**13,4**	**15,2**
E 14a	Durchlass zur Verrohrung 6.2.1 14+775	**0,2** **0,3** (E 14a.1) Summe: **0,5**	1,5 1,5	**0,3** **0,5** **0,8**	4,16 (L 118, nördlich A 20) 0,85 (E 14a.1)					1,5 1,5	**6,2** **1,3**	**8,9** (E 14a.1)	1,5	**13,4**	**21,7**
E 14b	Straßengraben L118 14+498				0,86 (L 118, südlich A20)					1,5	**1,3**				**1,3**
E 15.1	Graben Typ A 14+851	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 15.2	Graben Typ A 14+990	**0,7**	1,5	**1,0**											**1,0**
E 15.3	Graben Typ A 15+236	**0,9**	1,5	**1,4**											**1,4**
E 15.4	Graben Typ A 15+436	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 15.5	Graben Typ A 15+636	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 15.6	Graben Typ A 15+836	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 15.7	Graben Typ A 16+036	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 15.8	Graben Typ A 16+236	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 15.9	Graben Typ A 16+436	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 15.10	Graben Typ A 16+636	**0,7**	1,5	**1,0**											**1,0**
E 15	Neue Wettern (6.2) 16+078	1,4	1,5	**2,1**								**0,0**	1,5	**0,0**	**2,1**
E 15a	Fledermausleitgewässer 15+079	**0,2**	1,5	**0,4**											**0,4**
E 15b	Neue Wettern (6.2) 15+075	0,0 0,8 (E 15.1) 0,7 (E 15.2) 0,9 (E 15.3) 0,8 (E 15.4) 0,8 (E 15.5) 0,8 (E 15.6) 0,8 (E 15.7) 0,8 (E 15.8) 0,8 (E 15.9) 0,7 (E 15.10) 0,2 (E 15a) Summe: **7,9**	1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5	**0,0** **1,2** **1,0** **1,4** **1,2** **1,2** **1,2** **1,2** **1,2** **1,0** **0,4** **12,2**	3,04 (L 118 und Wirtschaftsweg südlich A20)					1,5	**4,6**	**40,8**	1,5	**61,1**	**77,9**

Ermittlung der Einleitmengen Q_E in die Vorflut

Einleit-stelle	Einleitung in Vorfluter / Bau-km A20	aus Autobahn (gedrosselt, Sickerpassage) A_E [ha]	q_{lw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	aus sonstigen Straßen (vgl. straßenbaulicher Entwurf) A_E [ha] (Bezeichng. Straße)	L	B	Bankett B	Böschung B	q_{lw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	aus Gebietsentwässerung (vorh. Drainagen) A_E [ha]	q_{lw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	Gesamt Q_E [l/s]
E 16.1	Graben Typ A 16+776	**0,7**	1,5	**1,0**											**1,0**
E 16.2	Graben Typ A 16+976	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 16.3	Graben Typ A 17+176	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 16.4	Graben Typ A 17+476	**1,1**	1,5	**1,7**											**1,7**
E 16.5	Graben Typ A 17+676	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 16.6	Graben Typ A 17+876	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 16.7	Graben Typ A 18+076	**1,0**	1,5	**1,6**											**1,6**
E 16a	Neue Wettern (6.2) 17+010	**0,6**	1,5	**0,9**											**0,9**
E 16b	Laufgraben 1 (6.3) 18+086	0,5	1,5	**0,8**	0,13 (Wirtschaftsweg nördlich A20)					1,5	**0,2**				**1,0**
E 16	Neue Wettern (6.2) 17+448	0,6 0,7 (E 16.1) 0,8 (E 16.2) 0,8 (E 16.3) 1,1 (E 16.4) 0,8 (E 16.5) 0,8 (E 16.6) 1,0 (E 16.7) Summe: **6,6**	1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5 1,5	0,9 1,0 1,2 1,2 1,7 1,2 1,2 1,6 **10,0**	0,73 (Wirtschaftsweg südlich A20)					1,5	**1,1**	**57,3**	1,5	**85,9**	**97,0**
E 17.1	Schlickwettern (8.7), verlegt 18+630	**0,6**	1,5	**1,0**											**1,0**
E 17.2	Schlickwettern (8.7), verlegt 18+718	0,0 1,2 (E 17.3) 0,8 (E 17.4) 0,8 (E 17.5) 1,3 (E 17.6) Summe: **4,1**	1,5 1,5 1,5 1,5 1,5	0,0 1,9 1,2 1,2 2,0 **6,3**	**0,76** (E17.3)						**1,1**	**26,0**	1,5	**39,0**	**46,4**
E 17.3	Schlickwettern (8.7) 18+718	1,2	1,5	**1,9**	0,76 (Wirtschaftsweg nördlich A20)					1,5	**1,1**				**3,0**
E 17.4	Graben Typ A 18+830	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 17.5	Graben Typ A 19+030	**0,8**	1,5	**1,2**											**1,2**
E 17.6	Graben Typ A 19+230	**1,3**	1,5	**2,0**											**2,0**
E 17	Schlickwettern (8.7) 18+568	1,5 0,6 (E 17.1) 4,1 (E 17.2) Summe: **6,3**	1,5 1,5 1,5	2,3 1,0 6,2 **9,5**	**0,76** (E 17.2)						**1,1**	**5,0** 6,21 (E 17.1) 25,98 (E 17.2) Summe: **37,2**	1,5 1,5 1,5	7,5 9,3 39,0 **55,8**	**66,4**
E 18	Wohlgraben (1.5) 19+435	1,5	1,5	2,2								0,0	1,5	**0,0**	**2,2**
E 18a	Graben zur Schlickwettern (8.7) 19+397	0,5	1,5	**0,8**	0,09 (L 100 und Wirtschaftsweg nördlich A 20)					1,5	**0,1**				**0,9**
E 18b	Vorfluter Hellpott (1.6.2) 19+575	0,0	1,5	**0,0**								**0,4**	1,5	**0,6**	**0,6**

Ermittlung der Einleitmengen Q_E in die Vorflut

Einleit-stelle	Einleitung in Vorfluter / Bau-km A20	aus Autobahn (gedrosselt, Sickerpassage) A_E [ha]	q_{lw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	aus sonstigen Straßen (vgl. straßenbaulicher Entwurf) A_E [ha] (Bezeichng. Straße)	L	B	Bankett B	Böschung B	q_{lw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	aus Gebietsentwässerung (vorh. Drainagen) A_E [ha]	q_{lw} [l/(sxha)]	Q_E [l/s]	Gesamt Q_E [l/s]
E 20.1	Vorfluter Hellpott (1.6.1), verlegt 19+965	**1,2**	1,5	**1,8**	0,27 (Graben Typ B)					1,5	**0,4**	**64,4**	1,5	**96,6**	**98,8**
E 20	Horstgraben (1.6) 20+064	**0,3**	1,5	**0,4**	0,08 (Graben Typ B)					1,5	**0,1**	**0,5**	1,5	**0,8**	**99,6**
		1,2 (E 20.1)	1,5	1,8	0,27 (E 20.1)					1,5	**0,4**	**64,4** (E 20.1)	1,5	**96,6**	
		Summe: **1,5**		**2,2**								Summe: **64,9**	1,5	**97,3**	
E 20a	Horstgraben (1.6) 20+046	**0,7**	1,5	**1,1**											**1,1**
E 21	Horstgraben (1.6) 20+058	**2,7**	1,5	**4,1**								**109,9**	1,5	**164,8**	**318,1**
		2,1 (E 24)	1,5	**3,2**								**97,3** (E 24)	1,5	**146,0**	
		Summe: **4,8**		**7,3**								Summe: **207,2**	1,5	**310,8**	
E 22	Horstgraben (1.6) 20+175	**4,4**	1,5	**6,6**	0,69 (Graben Typ B)					1,5	**1,0**				**7,6**
E 24	Vorfluter 9.6, verlegt 21+072	**2,1**	1,5	**3,2**								**97,3**	1,5	**146,0**	**149,2**
E 25	Horstgraben (1.6) 21+467	**8,3** (EA 10 / A23, RRB)		**40,0**											**40,0**
E 26	Tamfortgraben (9.7) 22+111	1,2	1,5	1,7								16,5	1,5	24,7	**26,4**
E 27	Horstgraben (1.6) 22+395	0,5	1,5	**0,7**	0,25 (Wirtschaftsweg)					1,5	**0,4**	**0,0**	1,5	**0,0**	**27,5**
		1,2 (E 26)	1,5	1,7								**16,5** (E 26)	1,5	**24,7**	
		Summe: **1,7**		**2,4**								Summe: **16,5**	1,5	**24,7**	
E 28	Horstgraben (1.6) 22+391	6,1 (EA 11, RRB)		40,0											**67,5**
		1,7 (E 27)		2,4	0,25 (E 27)					1,5	**0,4**	**16,5** (E 27)	1,5	**24,7**	
		Summe: **7,8**		**42,4**								Summe: **16,5**	1,5	**24,7**	

Summe gedrosselter Einleitmengen Q_E von der A 20: **233,4**