

Antragsteller:

Sibelco Deutschland GmbH

Sälzerstraße 20

D-56235 Ransbach-Baumbach

Antrag auf eine wasserrechtliche Erlaubnis

nach § 8,9 Wasserhaushaltsgesetz (WHG)

für den

Tontagebau „Doris“

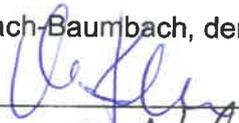
Regierungsbezirk : Pfalz

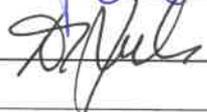
Landkreis : Donnersbergkreis

Verbandsgemeinde : Eisenberg

Gemarkung : Eisenberg

Ort, Datum : Ransbach-Baumbach, den 24.11.2021

Geschäftsführer :  (M. Klaas)

Leiter Produktion :  (Dr. W. Groborz)

Planverfasser:

Sibelco Deutschland GmbH

Sälzerstraße 20

D-56235 Ransbach-Baumbach

21.11.2021

 (C. Reiche)

Inhaltsverzeichnis

0	Allgemeines.....	3
1	Angaben zum Unternehmen des Antragsstellers.....	3
2	Angabe zur Lage des Betriebes	4
3	Dimensionierung der Sedimentationsbecken.....	4
3.1	Angaben zum Einzugsgebiet und zu den anfallenden Wassermengen	5
3.2	Wasserhaltung	6
3.3	Einlauf und Auslaufwerk.....	7
3.4	Beschreibung der Einleitstelle	7
4	Auswirkung der Einleitung auf den Oberflächenwasserkörper	7
5	Wasserrechtliche Erlaubnisantrag	7

Anlagen

Anlage 1.....	Übersichtsplan M. 1:25.000
Anlage 2.....	Übersichtsplan M. 1:5.000
Anlage 3.....	Wassertechnische Berechnung zur Dimensionierung der Klärbecken
Anlage 4.....	Übersicht Wasserhaltung
Anlage 5.1.....	Klärbecken und Kataster
Anlage 5.2.....	Klärbecken und Luftbild
Anlage 5.3.....	Schnitte 1 bis 4
Anlage 5.4.....	Schematische Darstellung
Anlage 6.....	Betriebsvorschrift
Anlage 7.....	Schema Wasserhaltung
Anlage 8.....	Bilder Probenahmestelle

0 Allgemeines

Der Betrieb des Tontagebaues „Doris“ in Eisenberg wird auf Grundlage eines Hauptbetriebsplanes geführt, den das Landesamt für Geologie und Bergbau mit Bescheid vom 16.05.2019 (Az. To5-D-05/13-002) mit einer Befristung bis zum 31.05.2023 zugelassen hat.

Unter Bezugnahme auf die Nebenbestimmung Ziff. 1.3 des Zulassungsbescheides wird hiermit die Erteilung einer wasserrechtlichen Erlaubnis beantragt.

Die bisherige wasserrechtliche Erlaubnis wurde mit Schreiben vom 27.07.2020 unter dem Aktenzeichen To5-D-05/19-001 zugelassen.

Da die Lagerstätte innerhalb der genehmigten Betriebsplangrenzen nahezu ausgeschöpft ist, beabsichtigt die Sibelco Deutschland GmbH den Tagebau um ca. 16,2 ha zu erweitern. Davon entfallen etwa 6,4 ha auf die erste Abbauphase der Erweiterung des Tontagebaus „Doris“.

Während des Abbaufortschritts in die Erweiterungsfläche wird sich zunächst der Pumpensumpf entsprechend verlagern. Die Absetzbecken bleiben vorerst unberührt, da diese zum jetzigen Zeitpunkt überdimensioniert sind und somit genug Kapazität für das während der ersten Abbauphase anfallende Grubenwasser besitzen. Falls es sich angedeutet, dass die Kläreinrichtungen Ihre Kapazitätsgrenze erreichen würden, werden seitens Sibelco Maßnahme ergriffen. Diese werden zu gegebener Zeit angezeigt.

1 Angaben zum Unternehmen des Antragsstellers

Grubenbetrieb	Sibelco Deutschland GmbH Betrieb Doris Eisenberg
Bergwerksbesitzer	Sibelco Deutschland GmbH Sälzerstraße 20 56235 Ransbach-Baumbach
Gründungsjahr	1838
Handelsregister	Amtsgericht Montabaur HRG-Nr. 1581
Geschäftsführer	Michael Klaas

2 Angabe zur Lage des Betriebes

Das Betriebsgelände befindet sich in der Gemarkung Eisenberg, Verbandsgemeinde Eisenberg, Donnersbergkreis, Bundesland Rheinland-Pfalz. Die genau Lage des Tagebaus Doris ist in Anlage 1 und Anlage 2 ersichtlich.

Der derzeitige Tagebauaufschluss mit einer Fläche von ca. 15,8 ha hat im Mittelpunkt die Koordinaten:

R 32 433500

H 54 89100

Der Tagebauaufschluss liegt südwestlich der K 73 zwischen der Ortslage Eisenberg und dem früheren Bahnhof Tiefenthal.

Die Geländehöhe des Abbaubereiches liegt zwischen 180,5 m ü. NN (Pumpensumpf) und 229 m ü. NN (südlicher Haldenbereich). Die Geländeoberfläche steigt von Ost nach West leicht an.

3 Dimensionierung der Sedimentationsbecken

Alle in Anlage 3 beschriebenen Berechnungen basieren auf der Studie „Bemessung von Kläreinrichtungen bei Tonbetrieben“, erstellt durch das ehemalige Institut für Gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinhaltung e.V. Köln, heute Institut für gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinhaltung Dienstleistung und Consulting GmbH und der daraus entwickelten Planungsanleitung „Lineare Grundlage als Optimierungsbasis für die technische Planung der Sedimentationsbecken im Tonbergbau wie auch deren praktische Gestaltung und Betrieb unter Berücksichtigung der Umweltaspekte“ von Dr.-Ing. W. Groborz, letztmalig aktualisiert am 02.01.2009.

Da im Tagebau Doris nur kampagnenweise gefördert wird, hat das Niederschlagswasser genug Zeit zum Klären (ca. 4-6 Monate). Die Grubenwässer werden aus dem Pumpensumpf (RB1) gehoben und über das Retentionsbecken 2 (RB2) in das Vor- (VK) bzw. Klärbecken (KB) gepumpt (Anlage 4).

Tabelle 1 veranschaulicht die Ergebnisse der Berechnungen zur Bemessung der Kläreinrichtung unter Berücksichtigung der ersten Abbauphase. Es wird deutlich, dass die Klärbecken bei allen Parametern ein gutes Ergebnis erzielen. So ist z.B. die Klärfläche beider Becken deutlich größer, als nötig. Daraus resultiert eine deutlich geringere Strömungsgeschwindigkeit, wodurch schließlich ein besseres Absetzverhalten resultiert. Daraus folgt, dass die Wasserhaltung des Tagebaus Doris in der Lage ist, die Grenzwerte zur Einleitung in Oberflächengewässer einzuhalten.

Parameter	Einheit	Soll-Wert		Ist-Wert	Ist-Wert	Durchsch Ist-Wert	Ergebnis
				Becken I	Becken II		
Querschnitt F_g	m²	6,7	8,3	16	29	22,5	sehr gut
Breite B	m	3,6	7,2	15	15	15,00	gut
Tiefe T	m	1,2	1,9	3,5	3,5	3,5	sehr gut
Länge L	m	36	58	18	46	64	gut
Klärfläche K	m²	259	417	270	690	960	sehr gut
Klärflächenbelastung q_{ft}	m / h	0,09	0,14	0,13	0,05	0,04	sehr gut
Absetzraum Q_{AR}	m³	1164		433	1.717	2.150	gut
Schlammraum Q_{SV}	m³	300		405	1.035	1.440	gut
Theoret. Verweilzeit Z	h	16,6	44,0	26,3	67,1	93,3	sehr gut
Strömungsgeschw. V	cm / s	0,12	0,15	0,06	0,03	0,044	sehr gut

Tabelle 1: Berechnungen zur Dimensionierung von Absetzbecken

3.1 Angaben zum Einzugsgebiet und zu den anfallenden Wassermengen

Die Wassereinzugsfläche entspricht der zukünftigen, maximalen offenen Tagebaufläche während der Abbauphase 1. Diese beträgt ca. von ca. 22,2 ha.

Die anfallende Wassermenge wird bei Ansatz:

- Eines Einzugsgebietes von 222.000 m²
- Einer jährlichen Niederschlagsmenge von 650 mm/a
- Eines Abflussfaktors von 0,60

wie folgt ermittelt:

$$220.000 \text{ m}^2 * 0,65 \text{ m} * 0,6 = 85.800 \text{ m}^3 / \text{a}$$

$$\text{aufgerundet auf} = 86.000 \text{ m}^3 / \text{a}$$

3.2 Wasserhaltung

Die Wasserhaltung des Tagebaus „Doris“ wurde zum Zeitpunkt des Baus bewusst größer dimensioniert. Einerseits, um auch während längerer Regenperioden ausreichend Reserven zu besitzen, die eine gesetzeskonforme Einleitung garantieren. Darüber hinaus ist die Wasserhaltung somit auch für eine Erweiterung der Abbaufäche geeignet, ohne bauliche Maßnahmen umsetzen zu müssen.

Das Oberflächen- und Niederschlagswasser sammelt sich im Pumpensumpf im Tagebautiefsten (RB1). Dort wird es gesammelt und nach Vorklärung in das Retentionsbecken (RB2) gepumpt. Im Nachgang wird das Wasser über ein Vorklärbecken (VK) in das Hauptklärbecken (KB) geleitet und final in den Seltenbach eingeleitet. Um eine möglichst lange Verweildauer gewährleisten zu können, wurden die Retentionsbecken mit einer insgesamten Oberfläche von ca. 0,33 ha und einem Volumen von ca. 8.500 m³ ausreichend groß dimensioniert.

Nachdem das Wasser das Vorklärbecken bzw. Klärbecken durchlaufen hat, wird es an der Einleitstelle (Rechtswert 3433660; Hochwert 5490693) über eine Ablaufleitung in den Seltenbach als Vorfluter zum Eisbach eingeleitet. Für die regelmäßige Probenahme ist hier unmittelbar hinter der Ablaufleitung eine Probenahmestelle (P1) eingerichtet worden, die jederzeit und bei allen Witterungsverhältnissen eine leichte und sichere Zugänglichkeit gewährleistet.

Im Falle eines Starkregenereignis von $120 \frac{l}{s \times ha}$ würden innerhalb von 24 Stunden $50 \frac{l}{m^2}$ anfallen. Bei einem definierten Einzugsgebiet (inkl. Abbauphase 1) von ca. 220.000 m², müssten somit 11.100 m³ Niederschlagswasser im Tagebau zwischengespeichert werden. Bei einem so großen Niederschlagsereignis ist damit zu rechnen, dass die Tongewinnungsarbeiten mindestens auf der tiefsten Sohle des Tagebaus unterbrochen werden, da das Niederschlagswasser aus dem Pumpensumpf austritt und die Sohle überflutet. In diesem Fall kann im Tagebautiefsten (RB1_HQ) der Grube Doris mehr als 24.000 m³ an Niederschlagswasser, soweit dies erforderlich ist, gesammelt werden.

Da der Tagebau in den Wintermonaten und teilweise Herbst- und Frühlingsmonaten nicht betrieben wird, kann das Wasser dosiert an den Seltenbach abgegeben werden.

Für den Fall, dass die abfiltrierbaren Stoffe an der Probenahmestelle P1 den Wert von 90 überschreiten, wird die Pumpdauer unmittelbar reduziert bzw. das Pumpen eingestellt. O.g. Verfahrensschritte sind in der Betriebsvorschrift (Anlage 6) geregelt und in Anlage 7 schematisch dargestellt.

Die Retentionsbecken sowie Klärbecken wurden als Erdbecken aus den in der Grube anfallenden tonigen, nicht verwertbaren überlagernden Erdmaterialien hergestellt.

3.4 Beschreibung der Einleitstelle

Der Überlauf des Klärbeckens wird über eine stationäre, ca. 60 m lange Rohrleitung NW 100 in den Seltenbach (Gem. Eisenberg, Flurstück 1095) als Vorfluter zum Eisbach geleitet. Als Probenahmestelle dient der Auslauf der Ablaufleitung. Zur Beruhigung des eingeleiteten Wassers, befindet sich eine Steinschüttung unmittelbar an der Einleitstelle. (Anlage 8)

Die Einleitstelle hat die Koordinaten [UTM 32U]:

East: 433611

North: 5488936

4 Auswirkung der Einleitung auf den Oberflächenwasserkörper

Gemäß § 27 Abs.1 WHG sind oberirdische Gewässer, soweit sie nicht nach § 28 als künstlich oder erheblich verändert eingestuft werden, so zu bewirtschaften, dass eine Verschlechterung des ökologischen und chemischen Zustands vermieden wird. (Verschlechterungsverbot)

Um dem Verschlechterungsverbot Sorge zu tragen, wird die Wasserhaltung in den Betrieben der Sibelco Deutschland GmbH grundsätzlich so dimensioniert, dass eine Einleitung von ungeklärtem Wasser vermieden wird.

Wie durch o.g. Berechnungen dargelegt, besteht bei allen Parametern ein ausreichender Puffer, um selbst bei Starkregenereignissen eine Beeinträchtigung des Gewässers zu verhindern. Im Allgemeinen kann man davon ausgehen, dass es zu keiner Verschlechterung des Ist-Zustands kommen kann.

5 Wasserrechtliche Erlaubnis Antrag

Hiermit beantragt die Sibelco Deutschland GmbH für den Tontagebau Doris die Erteilung einer wasserrechtlichen Erlaubnis zur Hebung, Klärung und Ableitung von Oberflächenwasser in einer Menge von

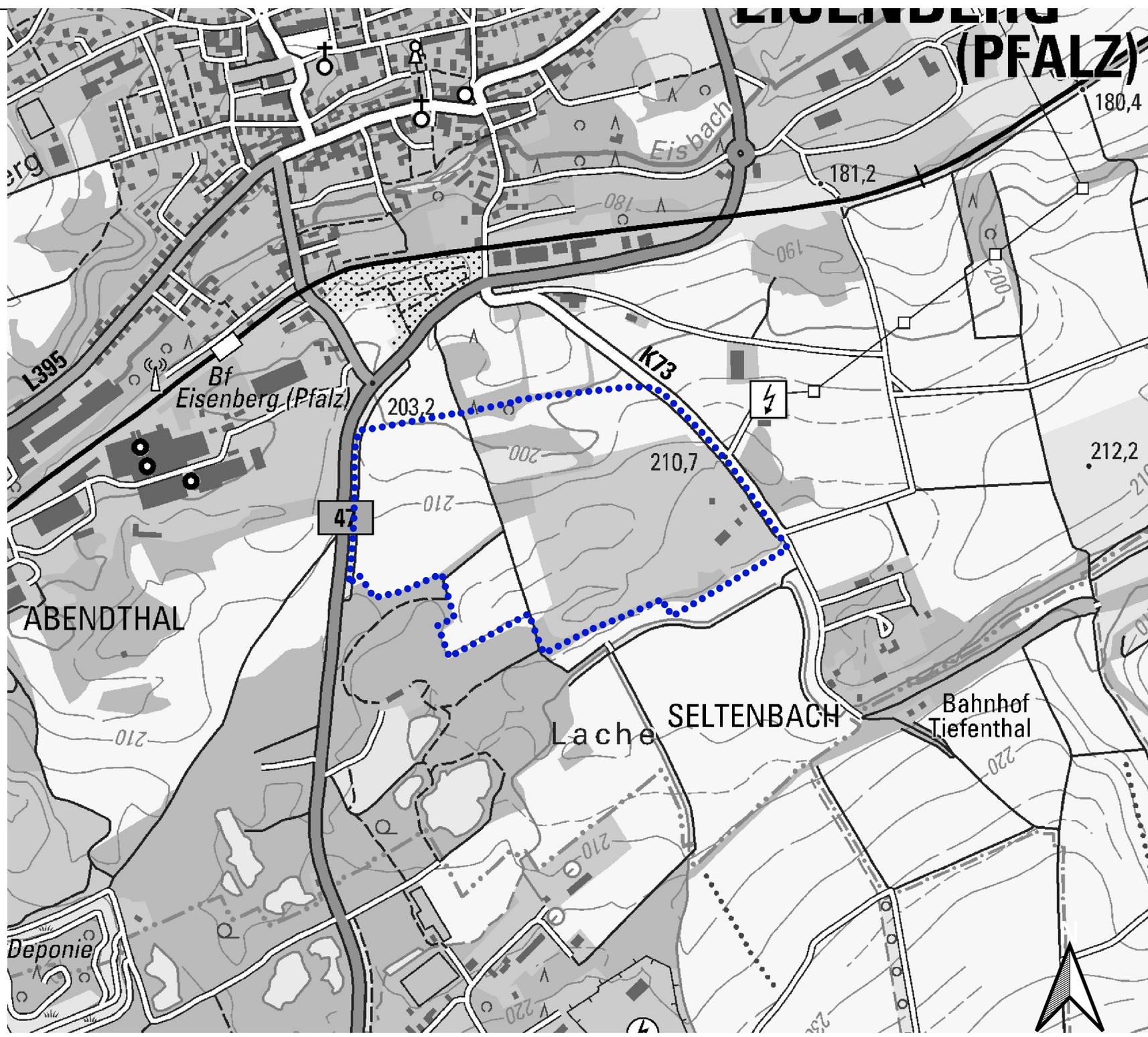
max. 12 l/s

max. 960 m³/d

max. 62.000 m³/a



max. 62.000 m³/a



Tontagebau "Doris"

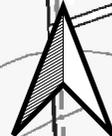
**Antrag auf eine
wasserrechtliche Erlaubnis**

Anlage 1

**Übersichtsplan DTK 25
Maßstab 1:25.000**

 Rahmenbetriebsplan

Bearbeiter: C. Reiche
Datum: 05.11.2021
Quelle: Geobasis-DE/LVemGeoRP; DTK25



Tontagebau "Doris"

Antrag auf eine
wasserrechtliche Erlaubnis

Anlage 2

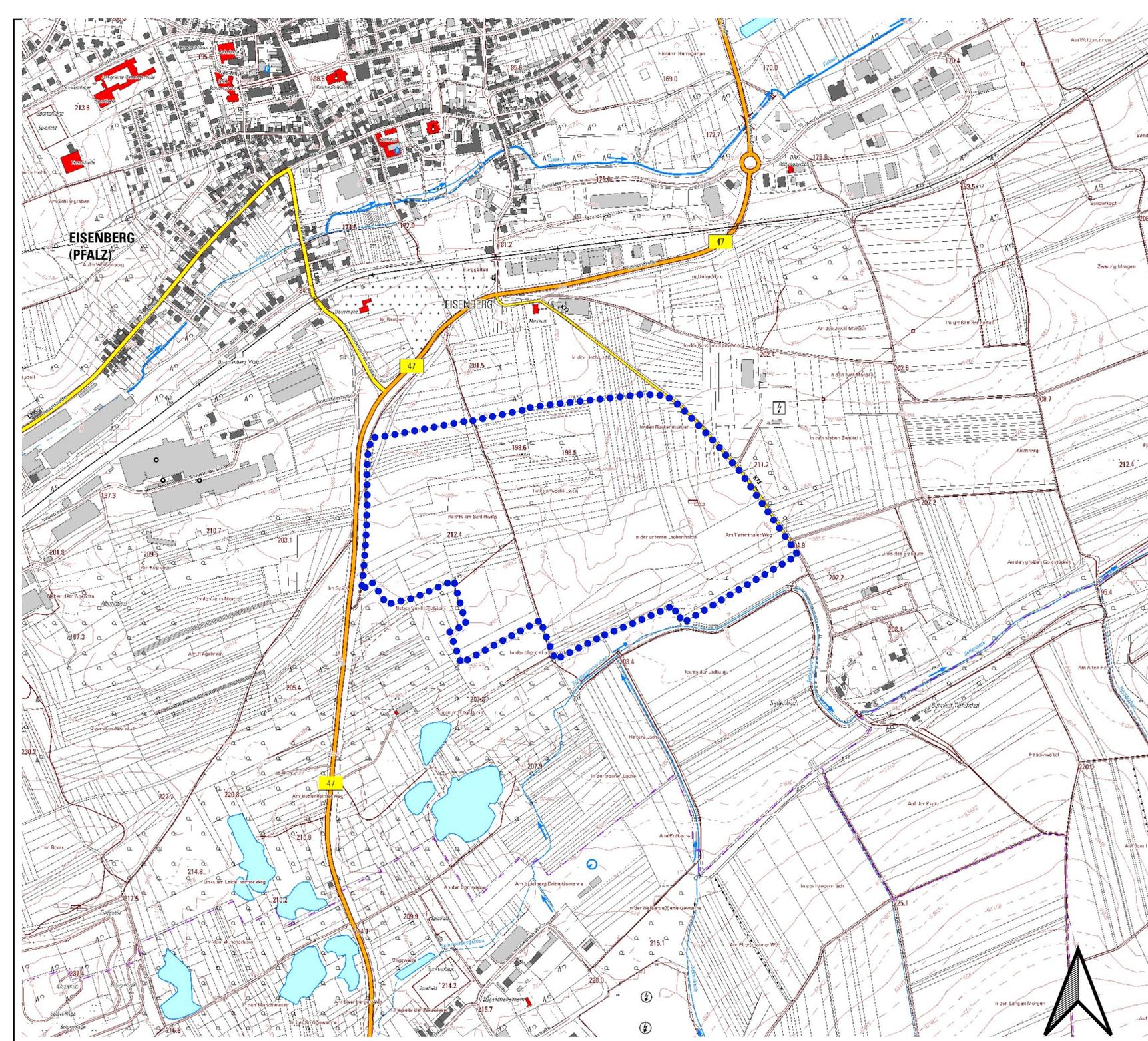
Übersichtsplan DTK 5
Maßstab 1:25.000

 Rahmenbetriebsplan

Bearbeiter: C. Reiche

Datum: 05.11.2021

Quelle: Geobasis-DE/LVemGeoRP;



Wassertechnische Berechnung zur
Dimensionierung der Klärbecken
„Tontagebau Doris“

Anlage 3

Antrag auf eine Wasserrechtliche Erlaubnis

Inhaltsverzeichnis

1	Symbolbezeichnung.....	4
2	Wassertechnische Berechnung.....	7
2.1	Voraussetzungen für die Berechnung der Sedimentationsbecken	7
3	Berechnung des Wasserstauraumes im Tagebau	7
3.1	Anfallendes Niederschlagsvolumen	8
3.2	Leistung der Schmutzwasserpumpen	8
3.3	Erforderlicher Stauraum im Tagebau.....	9
4	Grundlage für die Planung der Klärbecken	9
4.1	Ermittlung des Absetzraumes von Klärbecken	10
4.1.1	Erforderlicher Schlammraum	10
4.1.2	Erforderlicher Absetzraum	10
4.2	Berechnung des erforderlichen Soll-Beckenquerschnitt	11
4.3	Berechnung der erforderlichen Soll- Beckenbreite	11
4.4	Berechnung der erforderlichen Beckentiefe.....	12
4.5	Berechnung der erforderlichen Soll-Beckenlänge	12
4.6	Berechnung der Klärflächen.....	13
4.7	Theoretische Klärflächenbelastung.....	13
4.8	Theoretische Verweilzeit	14
5	Ermittlung der geplanten Wasseroberfläche in den Klärbecken Nr. 1 und Nr. 2	15
5.1	Gesamttiefe der Klärbecken	15
5.2	Das gesamte Inhaltvolumen – geplanter Absetzraum der Klärbecken	15
5.2.1	Gesamtes Beckenvolumen $Q^*_v = Q^*_{v1} + Q^*_{v2}$	15
5.2.2	Geplantes Schlammraumvolumen in den Becken Nr. 1 und Nr. 2.....	15
5.3	Geplanter Beckenquerschnitt – Becken Nr. 1 und Nr. 2.....	16

5.3.1	Geplante Länge und Breite von Becken Nr. 1 und Nr. 2	16
5.4	Geplante Klärfläche	17
5.5	Berechnung der Klärflächenbelastung in den geplanten Klärbecken	17
5.6	Berechnung der Verweilzeit in den geplanten Klärbecken	18
6	Vergleich der Werte	19
6.1	Erforderlicher und geplanter Gesamtabsetzraum	19
6.2	Erforderliches und geplantes Schlammraumvolumen	19
6.3	Erforderlicher und geplanter Beckenquerschnitt.....	19
6.4	Die erforderliche und geplante Beckenbreite	19
6.5	Die erforderliche und geplante Beckentiefe	19
6.6	Die erforderliche und geplante Beckenlänge	20
6.7	Erforderliche und geplante Klärfläche	20
6.8	Die theoretische und geplante Klärflächenbelastung.....	20
6.9	Die Verweilzeit.....	20
6.10	Strömungsgeschwindigkeit	21

1 Symbolbezeichnung

B_{g1}	-	Geplante Breite des Klärbeckens Nr.1
B_{g2}	-	Geplante Breite des Klärbeckens Nr.2
B	-	Durchschnittliche Beckenbreite
B_{soll}	-	Soll – Beckenbreite
F	-	Wassereinzugsfläche im Tagebau
F_{soll}	-	Soll – Beckenquerschnitt
$F_{k1\ soll}$	-	Soll -Klärfläche 1
$F_{k2\ soll}$	-	Soll -Klärfläche 2
F^*_{OF1}	-	Geplante Wasseroberfläche im Becken Nr.1
F^*_{OF2}	-	Geplante Wasseroberfläche im Becken Nr.2
F_{GOF1}	-	Gesamte Wasseroberfläche
F_{g1}	-	Geplanter Querschnitt im Becken Nr.1
F_{g2}	-	Geplanter Querschnitt im Becken Nr.2
F_g	-	Geplanter durchschnittlicher Beckenquerschnitt
L_{1soll}	-	Soll – Beckenlänge
L_{2soll}	-	Soll – Beckenlänge
L^*_1	-	Geplante Länge des Klärbeckens Nr.1
L^*_2	-	Geplante Länge des Klärbeckens Nr.2
L_G	-	Gesamte Länge der geplanten Klärbecken
k		Raumhäufigkeitsparameter => $k = 0,333$
K^*_{F1}	-	Geplante Klärfläche Nr.1
K^*_{F2}	-	Geplante Klärfläche Nr.2

K_F	-	Gesamte Klärfläche
Q_{AN}	-	Anfallendes Niederschlagswasser
Q_{GPL}	-	Gesamte Pumpenleistung
Q_{gAR}	-	geplanter Gesamtabsetzraum
Q^*v	-	Geplanter Absetzraum
Q_{ESTR}	-	Erforderlicher Stauraum im Tagebau
Q_{EAR}	-	Erforderlicher Absetzraum vom Klärbecken
Q_{ESR}	-	Erforderlicher Schlammraum
Q_{EAR}	-	Erforderlicher Absetzraum
Q^*_{V1}	-	Inhaltsvolumen - Absetzraum des Klärbeckens Nr.1
Q^*_{V2}	-	Inhaltsvolumen - Absetzraum des Klärbeckens Nr.2
Q^*_V	-	Gesamtes Beckenvolumen mit Schlammraum
Q_{ESV1}	-	Erforderliches Schlammraumvolumen im Becken Nr.1
Q_{ESV2}	-	Erforderliches Schlammraumvolumen im Becken Nr.2
Q_{GESV}	-	Gesamt erforderliches Schlammraumvolumen
Q^*_{gSV1}	-	Geplantes Schlammraumvolumen im Klärbecken Nr.1
Q^*_{gSV2}	-	Geplantes Schlammraumvolumen im Klärbecken Nr.2
Q_{GgSRV}	-	Gesamtes, geplantes Schlammraumvolumen
qf_{t_1}	-	Theoretische Klärflächenbelastung bei $F_{k1\text{ soll}}$
qf_{t_2}	-	Theoretische Klärflächenbelastung bei $F_{k2\text{ soll}}$
qf_1	-	Klärflächenbelastung im Becken Nr.1
qf_2	-	Klärflächenbelastung im Becken Nr.2
qf_G	-	Gesamte durchschnittliche Klärflächenbelastung

T_{soll}	-	Soll – Beckentiefe
T	-	Geplante Beckentiefe
W	-	Anfallendes Tonschmutzwasser => 50 l/m ²
W_s	-	Sonstiges Oberflächenwasser => 0,002 l/m ²
$V_{\text{max.1}}$	-	Geplante Strömungsgeschwindigkeit im Becken Nr.1
$V_{\text{max.2}}$	-	Geplante Strömungsgeschwindigkeit im Becken Nr.2
V_d	-	Durchschnittliche Strömungsgeschwindigkeit
Z_{v1}	-	Berechnung der Verweilzeit im Becken Nr.1
Z_{v2}	-	Berechnung der Verweilzeit im Becken Nr.2
Z	-	Gesamte Verweilzeit
Z_{t1}	-	Theoretische Verweilzeit bei qf_1
Z_{t2}	-	Theoretische Verweilzeit bei qf_2
$Z_{\text{gt.1}}$	-	geplante Verweilzeit im Becken Nr. 1
$Z_{\text{gt.2}}$	-	geplante Verweilzeit im Becken Nr. 2
Z_{Ggt}	-	gesamte geplante Verweilzeit in den Becken Nr. 1 und Nr. 2

2 Wassertechnische Berechnung

Alle Berechnungen basieren auf der Studie „Bemessung von Kläreinrichtungen bei Tonbetrieben“, erstellt durch das ehemalige Institut für Gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinhaltung e.V. Köln, heute Institut für gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinhaltung, Dienstleistung und Consulting GmbH und der daraus entwickelten Planungsanleitung „Lineare Grundlage als Optimierungsbasis für die technische Planung der Sedimentationsbecken im Tonbergbau wie auch deren praktische Gestaltung und Betrieb unter Berücksichtigung der Umweltaspekte“ von Dr.-Ing. W. Groborz, letztmalig aktualisiert am 02.01.2009.

2.1 Voraussetzungen für die Berechnung der Sedimentationsbecken

Die geplanten Sedimentationsbecken sind im Tagebau so positioniert, dass nur eine geringe Menge von Niederschlagswasser direkt in die Vor- bzw. Klärbecken fließen kann. Aus diesem Grund ist eine Berücksichtigung des geringen Niederschlags (bezogen auf die Beckenfläche) bei der Berechnung des Beckenvolumens nicht erforderlich.

Die der Klärbeckenbemessung zugrunde gelegte Wassermenge bezieht sich immer auf die maximale Leistung der im Tagebau installierten Pumpen, deren Einschaltdauer zu 100 % am Tag anzunehmen ist. Im Falle des Tagebaus Doris wird eine Pumpe betrieben, deren Leistung (abhängig von der Förderhöhe) errechnet und berücksichtigt wurde (Punkt 2.2). Die Dichte der Trübe wird in allen Berechnungen zu $\delta = 1,0 \text{ [g/cm}^3\text{]}$ angenommen.

Da die spezifische Dichte jedoch stets geringfügig größer als 1 ist, werden die errechneten Fördermengen in der Praxis nicht erreicht werden.

3 Berechnung des Wasserstauraumes im Tagebau

Um auch in Extremsituationen den gesetzlichen Anforderungen gerecht werden zu können, werden Starkregenereignisse mit 120l/s/ha bzw. 50l/m² innerhalb von 24h den Berechnungen zu Grunde gelegt. Im Falle des vorliegenden Antrags wird sich dieses Wasservolumen im ersten Ansatz im Tagebau sammeln, von wo es mit den sich im Einsatz befindlichen Wasserpumpen in die Sedimentations- bzw. Klärbecken gepumpt wird.

3.1 Anfallendes Niederschlagsvolumen

Die anfallende Niederschlagsmengen für den Tontagebau Doris berechnen sich wie folgt:

$$Q_{AN} = [F \times (W + W_s)] / d$$

$$Q_{AN} = [222.000 [m^2] \times (0,05 [m^3 / m^2] + 0,000002 [m^3 / m^2])] / d$$

$$Q_{AN} = 11.100 [m^3] / d$$

3.2 Leistung der Schmutzwasserpumpen

Sofern die Einhaltung der Grenzwerte gewährleistet werden kann, wird die Pumpe im Extremfall dauerhaft betrieben. Für den Fall, dass eine Verschlechterung der Einleitwerte zu erwarten ist, wird die Pumpdauer reduziert. Dies führt gleichzeitig zu einer Verringerung der Klärflächenbelastung, wodurch wiederum eine Verbesserung der Werte zu erwarten ist. Nähere Informationen können der Betriebsvorschrift (Anlage 6) entnommen werden.

Für die Berechnung des Volumenstroms werden folgende Informationen zu Grunde gelegt.

Hersteller:	EMU
Typ:	KS 24
Leistung:	2,4 [KW]

Volumenstrom Q_1 bei einer Höhendifferenz von ca.:

Höhe Pumpensumpf = 178 [m] üNN

Höhe Einlaufbauwerk = 211 [m] üNN

$\Delta h = 211 - 200 [m] = 11 [m]$

Gemäß Datenblatt liegt die Leistung der Pumpe bei einer Förderhöhe von 11 m bei max. 10 [l/s] bzw. 36 [m³/h]

Daraus ergibt sich eine ungefähre Leistung von:

$$Q_{GPL} = 864 \text{ [m}^3 \text{ / d]}$$

3.3 Erforderlicher Stauraum im Tagebau

Der erforderliche Stauraum, der im Tagebau für den Extremfall benötigt wird, wird als Differenz zwischen dem anfallenden Niederschlagswasser und der gesamten Pumpenleistung wie folgt berechnet:

$$Q_{ESiR} = Q_{AN} - Q_{GPL}$$

$$Q_{ESiR} = 11.100 \text{ [m}^3 \text{ / d]} - 864 \text{ [m}^3 \text{ / d]}$$

$$Q_{ESiR} = 10.236 \text{ m}^3 \text{ / d}$$

Im Tagebau wird somit während eines Starkregenereignisses für das anfallende Niederschlagswasser ein Volumenraum von 10.236 m³ am Tag benötigt.

Dieses Volumen ist aufgrund der Tagebaugröße in jedem Fall gegeben.

Bei einem so extrem großen Niederschlagsereignis ist damit zu rechnen, dass die Tongewinnungsarbeiten mindestens auf der tiefsten Sohle des Tagebaus unterbrochen werden, da das Niederschlagswasser aus dem Grubensumpf austritt und diese Sohle überflutet.

In diesem Fall kann im Tagebautiefsten des Tontagebaus „Doris“ mehr als 24.000 m³ an Niederschlagswasser, soweit dies erforderlich ist, gesammelt werden.

Der Pumpensumpf muss aus diesem Grund nicht so groß dimensioniert werden, da die Gravitativ-Sedimentativreinigung des verunreinigten Wassers in den Klärbecken und nicht im Pumpensumpf erfolgen soll.

4 Grundlage für die Planung der Klärbecken

Unter der Berücksichtigung der Pkt. 1, Pkt. 2.1, Pkt. 2.2 und Pkt. 2.3 wird sich die wassertechnische Berechnung der geplanten Sedimentationsklärbecken ausschließlich auf die maximale Pumpenleistung der Wasserpumpe (s. 2.2) beziehen.

Zu diesem Zweck werden die Grundlagen und Hinweise für die Gestaltung von Klärbecken des Institutes für Gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinhaltung E.V. Köln berücksichtigt.

4.1 Ermittlung des Absetzraumes von Klärbecken

Der Absetzraum der Klärbecken muss so dimensioniert werden, dass er in der Lage sein wird, das maximale Volumen der Pumpenleistung innerhalb von 24 Std. (s. 2.2) aufzunehmen.

$$Q_{GPL} = 36 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$Q_{AR} = Q_{GPL} \times 24 = 864 \text{ m}^3 / \text{d}$$

Für die wassertechnische Berechnung wird ein Wert von $Q_{AR} = 864 \text{ m}^3/\text{d}$ angenommen.

4.1.1 Erforderlicher Schlammraum

Laut hinweisen für die Gestaltung von Klärbecken des Instituts für Gewerbliche Wasserwirtschaft E.V. – Köln ist der erforderliche Schlammraum wie folgt zu ermitteln.

$$Q_{ESR} = Q_{AR} \times k = 864 \text{ m}^3 \times 0,333$$

$$Q_{ESR} = 288 \text{ m}^3$$

Für die wassertechnische Berechnung wird ein Wert von $Q_{ESR} = 300 \text{ m}^3$ angenommen.

4.1.2 Erforderlicher Absetzraum

$$Q_{EAR} = Q_{AR} + Q_{ESR} = 864 \text{ m}^3 + 300 \text{ m}^3$$

$$Q_{EAR} = 1.164 \text{ m}^3$$

Als erforderlicher Absetzraum wird angenommen : $Q_{EAR} = 1.164 \text{ m}^3$

4.2 Berechnung des erforderlichen Soll-Beckenquerschnitt

Laut Institut für gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinigung e.V. Köln soll die theoretische maximale Strömungsgeschwindigkeit im Becken zwischen

$$0,12 \text{ cm/s} \leq V \leq 0,15 \text{ cm/s} \quad \text{bzw.}$$

$$4,3 \text{ m/h} \leq V \leq 5,4 \text{ m/h} \quad \text{nicht überschritten werden.}$$

Eine Unterschreitung der Strömungsgeschwindigkeit ist jedoch nicht problematisch.

Daraus berechnen sich folgende Werte für den Beckenquerschnitt:

$$F_{1\text{soll}} = Q_{\text{GPL}} / V_1 \quad [(\text{m}^3/\text{h}) / (\text{m}/\text{h})]$$

$$F_{1\text{soll}} = 36 / 4,3 = 8,4 \text{ m}^2$$

$$F_{2\text{soll}} = Q_{\text{GPL}} / V_2 \quad [(\text{m}^3/\text{h}) / (\text{m}/\text{h})]$$

$$F_{2\text{soll}} = 36 / 5,4 = 6,7 \text{ m}^2$$

4.3 Berechnung der erforderlichen Soll- Beckenbreite

Nach Angabe des Instituts für Gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinigung e.V. in Köln soll der Wert der Überlaufkantenbelastung \ddot{U}_{kb} zwischen

$$5 \text{ [m}^2/\text{h}] < \ddot{U}_{\text{kb}} < 10 \text{ [m}^2/\text{h}] \quad \text{liegen.}$$

Daraus ergibt sich folgende Soll-Beckenbreite:

$$B_{\text{soll}} = Q_{\text{GPL}} / \ddot{U}_{\text{kb}} \quad [(\text{m}^3/\text{h}) / (\text{m}^2/\text{h})]$$

$$B_{1\text{soll}} = 36 / 5 = 7,2 \text{ m}$$

$$B_{2\text{soll}} = 36 / 10 = 3,6 \text{ m}$$

4.4 Berechnung der erforderlichen Beckentiefe

Die erforderliche Beckentiefe berechnet sich wie folgt:

$$T_{\text{soll}} = F_{\text{soll}} / B_{\text{soll}} \quad [\text{m}^2 / \text{m}]$$

Daraus ergibt sich folgender Bereich für die optimale Beckentiefe

$$T_{1\text{soll}} = 8,3 / 7,2 = 1,16 \text{ m}$$

$$T_{2\text{soll}} = 6,7 / 3,6 = 1,9 \text{ m}$$

Laut Institut für Gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinhaltung E.V.-Köln, berücksichtigt die so ermittelte Beckentiefe nicht das vom sich ablagernden Schlamm in Anspruch genommene Volumen. Um einen ausreichenden Schlammraum sicherstellen zu können, wird die Beckentiefe verdoppelt. Daraus ergibt sich folgende Soll-Beckentiefe:

$$T_1 = 2 \times T_{1\text{soll}} = 2,3 \text{ m}$$

$$T_2 = 2 \times T_{2\text{soll}} = 3,8 \text{ m}$$

Aus dieser Berechnung geht hervor, dass jede Beckentiefe, die sich in dem vorgesehenen Lösungsraum befindet, bezogen auf die wassertechnischen Anforderungen den optimalen Wert haben wird. In diesem Fall ist die Tiefe des abgelagerten Schlammes berücksichtigt und wird in den weiteren technischen Berechnungen angewendet.

4.5 Berechnung der erforderlichen Soll-Beckenlänge

Laut Institut für Gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinhaltung E.V.-Köln - soll angesichts der Feinteiligkeit der Tonrüben das Verhältnis von Beckenlänge zu Beckentiefe etwa 10:1 bis 25:1 betragen.

Bei einem angenommenen Verhältnis von 25:1 erfolgt:

$$L_{1\text{soll}} : T = 25 : 1$$

$$L_{1\text{soll}} = T \times 25$$

$$L_{1\text{soll}} = 2,3 \times 25 = 57,9 \text{ m}$$

Außerdem soll das Verhältnis von Beckenlänge zu Beckenbreite etwa 5:1 bis 10:1 betragen :

Bei einem angenommenen Verhältnis von 5:1 ergibt sich:

$$L_{\text{soll}} : B_{\text{soll}} = 5 : 1$$

$$L_{\text{soll}} = B_{\text{soll}} \times 5$$

$$L_{\text{soll}} = 5 \times 7,2 = 36 \text{ m}$$

Daraus ergibt sich, dass die erforderliche Beckenlänge im Idealfall zwischen **36 m** und **57,9 m** liegt.

4.6 Berechnung der Klärflächen

Daraus ergibt sich folgende Berechnung für den Bereich der optimalen Klärfläche

Klärfläche 1 bei der Beckenlänge $L_{1\text{soll}}$

$$F_{k1\text{soll}} = L_{1\text{soll}} \times B_{1\text{oll}}$$

$$F_{k1\text{soll}} = 36 \times 7,2 = 259\text{m}^2$$

Klärfläche 2 bei der Beckenlänge $L_{2\text{soll}}$

$$F_{k2\text{soll}} = L_{2\text{soll}} \times B_{1\text{oll}}$$

$$F_{k2\text{soll}} = 58 \times 7,2 = 417 \text{ m}^2$$

4.7 Theoretische Klärflächenbelastung

Laut Institut für Gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinhaltung e.V. – Köln ist die Bemessung der Klärflächenbelastung und nicht die Verweilzeit für den Bau eines Klärbeckens ausschlaggebend. Die Klärflächenbelastung hat die Dimensionen einer Geschwindigkeit und wird unter Berücksichtigung der Ergebnisse im Punkt 3.6 ermittelt.

Berechnung der Klärflächenbelastung 1 bei einem Wert $F_{k1\text{soll}}$

$$qf \ t_1 = Q_{AR} / F_{k \ 1 \ soll} \ [(m^3 / h) / m^2]$$

$$qf \ t_1 = 36 / 417$$

$$qf \ t_1 = 0,09 \ [m / h]$$

Berechnung für Klärflächenbelastung bei $F_{k \ 2 \ soll}$

$$qf \ t_2 = Q_{AR} / F_{k \ 2 \ soll} \ [(m^3 / h) / m^2]$$

$$qf \ t_2 = 36 / 259$$

$$qf \ t_2 = 0,14 \ [m / h]$$

4.8 Theoretische Verweilzeit

Berechnung der Verweilzeit Z bei qf

$$Z_{t \ 1} = T / qf \ 1 \ [m / (m/h)]$$

$$Z_{t \ 1} = 3,8 / 0,09$$

$$Z_{t \ 1} = 44,0 \ h$$

Berechnung der Verweilzeit bei $qf \ 2$

$$Z_{t \ 2} = T / qf \ 2 \ [m / (m/h)]$$

$$Z_{t \ 2} = 2,3 / 0,14$$

$$Z_{t \ 2} = 16,6 \ h$$

Aus diesem Ergebnis geht hervor, dass sich die theoretische optimale Verweilzeit für die geplanten Änderungen zwischen **16,6 Std.** und **44 Std.** befinden soll.

5 Ermittlung der geplanten Wasseroberfläche in den Klärbecken Nr. 1 und Nr. 2

Wasseroberfläche des Beckens

$$F^*_{OF1} = 270 \text{ m}^2$$

Wasseroberfläche des Beckens

$$F^*_{OF2} = 690 \text{ m}^2$$

Gesamte Wasseroberfläche

$$F_{GF1} = F^*_{OF1} + F^*_{OF2}$$

$$F_{GF1} = 960 \text{ m}^2$$

5.1 Gesamttiefe der Klärbecken

Die geplante Tiefe der Becken beträgt durchschnittlich 3,5 m.

$$T = 3,5$$

5.2 Das gesamte Inhaltsvolumen – geplanter Absetzraum der Klärbecken

$$Q^*_{V1} = 433 \text{ m}^3$$

$$Q^*_{V2} = 1.717 \text{ m}^3$$

5.2.1 Gesamtes Beckenvolumen

$$Q^*_V = Q^*_{V1} + Q^*_{V2}$$

$$Q^*_V = 2.150 \text{ m}^3$$

5.2.2 Geplantes Schlammraumvolumen in den Becken Nr. 1 und Nr. 2

Geplantes Schlammraumvolumen - Becken Nr.1

$$Q_{ESV1} = Q_{v1} \times k = 433 \times 0,333$$

$$Q_{ESV1} = 144 \text{ m}^3$$

geplantes Schlammraumvolumen - Becken Nr.2

$$Q_{ESV2} = Q_{v2} \times k = 1.717 \times 0,333$$

$$Q_{ESV2} = 572 \text{ m}^3$$

geplantes Schlammraumvolumen in den Becken Nr.1 und Nr.2

$$Q_{GESV} = Q_{ESV1} + Q_{ESV2}$$

$$Q_{GESV} = 716 \text{ m}^3$$

5.3 Geplanter Beckenquerschnitt – Becken Nr. 1 und Nr. 2

Aufgrund der örtlichen Gegebenheiten wird die Gestaltung von Beckenprofilen an das Tagebaugelände angepasst. Die Querschnitte der geplanten Klärbecken sind in der Anlage 5.1-5.3 dargestellt.

Der Querschnitt vom Becken Nr.1

$$F_{g1} = 16,0 \text{ m}^2$$

Der Querschnitt vom Becken Nr.2

$$F_{g2} = 29,0 \text{ m}^2$$

Der durchschnittliche Querschnitt von beiden Becken

$$F_g = 22,5 \text{ m}^2$$

5.3.1 Geplante Länge und Breite von Becken Nr. 1 und Nr. 2

Die geplante Länge der Klärbecken

Becken Nr. 1

$$L^*_1 = 18 \text{ m}$$

Becken Nr. 2

$$L^*_2 = 46 \text{ m}$$

Insgesamte Länge der geplanten Becken

$$L_G = L^*_1 + L^*_2 = 64 \text{ m}$$

Die geplante Breite der Klärbecken

Becken Nr.1

$$B_{g1} = 15 \text{ m}$$

Becken Nr. 2

$$B_{g2} = 15 \text{ m}$$

Die durchschnittliche Beckenbreite

$$B = (\sum B^*_{gn}) / 2 \quad n = \{1,2\}$$

$$B = 15 \text{ m}$$

5.4 Geplante Klärfläche

$$K^*_{F1} = 270 \text{ m}^2$$

$$K^*_{F2} = 690 \text{ m}^2$$

Die gesamte Klärfläche

$$K_{GF} = (\sum K^*_{Fn}) \text{ m}^2 \quad n = \{1,2\}$$

$$K_{GF} = 960 \text{ m}^2$$

5.5 Berechnung der Klärflächenbelastung in den geplanten Klärbecken

Die Klärflächenbelastung für das Becken Nr.1 ergibt sich aus :

$$\begin{aligned} \mathbf{qf}_1 &= \mathbf{Q_{GPL} / K^*_{F1} \quad [(m^3 / h) / m^2]} \\ \mathbf{qf}_1 &= \mathbf{36 / 270} \\ \mathbf{qf}_1 &= \mathbf{0,13 \quad [m / h]} \end{aligned}$$

Berechnung der Klärflächenbelastung vom Becken Nr.2

$$\begin{aligned} \mathbf{qf}_2 &= \mathbf{Q_{GPL} / K^*_{F2} \quad [(m^3 / h) / m^2]} \\ \mathbf{qf}_2 &= \mathbf{36 / 690} \\ \mathbf{qf}_2 &= \mathbf{0,05 \quad [m / h]} \end{aligned}$$

Die gesamte durchschnittliche Klärflächenbelastung für beide Klärbecken

$$\begin{aligned} \mathbf{qf}_G &= \mathbf{Q_{GPL} / K_F \quad [(m^3 / h) / m^2]} \\ \mathbf{qf}_G &= \mathbf{36 / 960} \\ \mathbf{qf}_G &= \mathbf{0,04 \quad [m / h]} \end{aligned}$$

5.6 Berechnung der Verweilzeit in den geplanten Klärbecken

Berechnung der Verweilzeit im Becken Nr.1 bei \mathbf{qf}_1

$$\begin{aligned} \mathbf{Z_{gt1}} &= \mathbf{T / qf_1 \quad [m / (m/h)]} \\ \mathbf{Z_{gt1}} &= \mathbf{3,5 / 0,13} \\ \mathbf{Z_{gt1}} &= \mathbf{26,3 \text{ h}} \end{aligned}$$

Berechnung der Verweilzeit im Becken Nr.2 bei \mathbf{qf}_2

$$\begin{aligned} \mathbf{Z_{gt2}} &= \mathbf{T / qf_2 \quad [m / (m/h)]} \\ \mathbf{Z_{gt2}} &= \mathbf{3,5 / 0,05} \\ \mathbf{Z_{gt2}} &= \mathbf{67,1 \text{ h}} \end{aligned}$$

Die gesamte Verweilzeit

$$\begin{aligned} \mathbf{Z_{Ggt}} &= \mathbf{\sum Z_{gtn} \quad n = \{1,2\}} \\ \mathbf{Z_{Ggt}} &= \mathbf{93,3 \text{ h}} \end{aligned}$$

6 Vergleich der Werte

6.1 Erforderlicher und geplanter Gesamtabsetzraum

Laut Pkt. 3.1 soll der erforderliche Gesamtabsetzraum $Q_{\text{EAR}} = 1.146 \text{ m}^3$ groß sein.

Der geplante gesamte Absetzraum beträgt laut Pkt. 5.2.1 $Q^*_v = 2.150 \text{ m}^3$.

Dies bedeutet, dass die geplanten Absetzbecken um 1.146 m^3 größer als erforderlich sein werden, was einem Mehrvolumen von **46,7 %** entspricht.

6.2 Erforderliches und geplantes Schlammraumvolumen

Für die geplanten Sedimentationsbecken soll das erforderliche Schlammraumvolumen (Pkt. 4.1.1) ein Inhaltsvermögen von mindestens **288 m³** haben.

Dagegen ist das Schlammvolumen der geplanten Klärbecken **716 m³** (Pkt. 5.2.2) vorgesehen. Damit ist dieses Inhaltsvermögen um mindestens **428 m³** größer als erforderlich.

6.3 Erforderlicher und geplanter Beckenquerschnitt

Laut Pkt. 4.2 soll der Beckenquerschnitt **zwischen 6,7 m² und 8,4 m²** betragen.

Der geplante Querschnitt vom Becken Nr.1 und Nr. 2 überschreitet mit **16 m²** und **29 m²** Pkt. 5.3 deutlich die errechneten Sollwerte. Eine Überschreitung des berechneten Beckenquerschnittes ist als positiv zu bewerten.

6.4 Die erforderliche und geplante Beckenbreite

Die Berechnung der Beckenbreite s. **Pkt. 4.3** hat ergeben, dass die optimale Beckenbreite mindestens zwischen **3,6 m** und **7,2 m** liegen soll.

Die geplante, durchschnittliche Beckenbreite (s. Pkt. 5.3.1) liegt mit **15 m** außerhalb des o.g. erforderlichen Bereich. Da die Beckenbreite jedoch größer als nötig ist, ist diese Tatsache als positiv zu bewerten.

6.5 Die erforderliche und geplante Beckentiefe

Gemäß **Pkt. 4.4** soll die erforderliche Tiefe zwischen **2,3 m** und **3,8 m**. Die geplante, gesamte Tiefe des Absetzraumes wird **3,5 m** betragen. Davon sind **ca. 1,5 m** für den reinen Schlammraum und **2 m** für den reinen Absetzraum vorgesehen.

6.6 Die erforderliche und geplante Beckenlänge

Aus der Berechnung im **Pkt. 4.5** geht hervor, dass jede Beckenlänge, die zwischen **36 m** und **58 m** liegt, die Mindestanforderungen der wassertechnischen Berechnung erfüllen wird.

In diesem Zusammenhang wurde im Pkt. 5.3.1 die Länge von Becken Nr.1 und Nr.2 festgelegt und beträgt $L_G = 64 \text{ m}$.

Die geplante Länge ist damit größer als erforderlich.

6.7 Erforderliche und geplante Klärfläche

Bezogen auf die Berechnung im **Pkt. 4.6** wurden zwei Varianten von Klärflächen, abhängig von der Beckenlänge, errechnet.

Hier deutet das Ergebnis daraufhin, dass jede Klärfläche von den geplanten Sedimentationsbecken, die eine Größe zwischen **259 m²** und **417 m²** haben, die Anforderungen der wassertechnischen Berechnung erfüllen können. Die geplante, gesamte Klärfläche in den neuen Becken Nr. 1 u. Nr. 2 (Pkt. 5.4) wird eine Größe von **960 m²** haben. Die Klärfläche ist somit fast doppelt so groß wie benötigt und. Insofern ist noch genug Puffer für die Zukunft vorhanden.

6.8 Die theoretische und geplante Klärflächenbelastung

Die Berechnung der theoretischen Klärflächenbelastung - $q_f t$ (s. Pkt. 4.7) zeigt, dass sich der optimale Wert - $q_f t$ zwischen **0,09 [m/h]** und **0,14 [m/h]** befinden soll.

Für die geplanten Sedimentationsbecken Nr.1 und Nr.2 wurde die Klärflächenbelastung im Pkt. 5.5 errechnet.

Der durchschnittliche Wert - q_{fG} (von den beiden Becken) liegt hier bei $q_{fG} = 0,04 [\text{m/h}]$ und ist somit noch unterhalb des berechneten Bereiches für die Klärflächenbelastung. Auch hier ist analog zu o.g. Aspekten noch entsprechend ausreichende Kapazität für zukünftige Erweiterungen vorhanden.

6.9 Die Verweilzeit

Die theoretische Verweilzeit soll aufgrund der Berechnung im **Pkt. 4.8** zwischen **16,6h** und **44 h** dauern. Die vorgesehene, insgesamte Verweilzeit in den geplanten Becken wird bei **über 90 Std.** liegen.

Weiterhin ist auf diese Weise der erforderliche Wert **Z > 10 Std.** – laut Institut für Gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinhaltung E.V. – Köln, überschritten und wird damit eine sehr positive Auswirkung auf den Sedimentationsprozess ausüben.

6.10 Strömungsgeschwindigkeit

Geplante Strömungsgeschwindigkeit im Becken Nr.1

$$V_{\max.1} = Q_{\text{GPL}} / F_{g1} \quad [(\text{m}^3/\text{h}) / \text{m}^2]$$

$$V_{\max.1} = 36 / 16$$

$$V_{\max.1} = 2,3 \text{ [m/ h] } \Rightarrow = 0,063 \text{ [cm / s]}$$

Geplante Strömungsgeschwindigkeit im Becken Nr.2

$$V_{\max.2} = Q_{\text{GPL}} / F_{g2} \quad [(\text{m}^3/\text{h}) / \text{m}^2]$$

$$V_{\max.2} = 36 / 29$$

$$V_{\max.2} = 1,2 \text{ [m/ h] } \Rightarrow = 0,03 \text{ [cm / s]}$$

Durchschnittliche Strömungsgeschwindigkeit

$$V_d = Q_{\text{GPL}} / F_g \quad [(\text{m}^3/\text{h}) / \text{m}^2]$$

$$V_d = 36 / 22,5$$

$$V_d = 1,6 \text{ [m/ h] } \Rightarrow = 0,044 \text{ [cm / s]}$$

Die errechneten Strömungsgeschwindigkeiten, bezogen auf die geplanten Sedimentationsbecken, liegen deutlich unter dem geforderten, durch das Institut für Gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinhaltung E.V. – Köln, Wert **V_{max.} = 0,15 cm / s.**

Diese Tatsache wird sich sehr positiv auf den Sedimentationsprozess auswirken.

Parameter	Einheit	Soll-Wert		Ist-Wert	Ist-Wert	Durchsch Ist-Wert	Ergebnis	
				Becken I	Becken II			
Querschnitt	F_g	m^2	6,7	8,3	16	29	22,5	sehr gut
Breite	B	m	3,6	7,2	15	15	15,00	gut
Tiefe	T	m	1,2	1,9	3,5	3,5	3,5	sehr gut
Länge	L	m	36	58	18	46	64	gut
Klärfläche	K	m^2	259	417	270	690	960	sehr gut
Klärflächenbelastung	q_{ft}	m / h	0,09	0,14	0,13	0,05	0,04	sehr gut
Absetzraum	Q_{AR}	m^3	1164		433	1.717	2.150	gut
Schlammraum	Q_{SV}	m^3	300		405	1.035	1.440	gut
Theoret. Verweilzeit	Z	h	16,6	44,0	26,3	67,1	93,3	sehr gut
Strömungsgeschw.	V	cm / s	0,12	0,15	0,06	0,03	0,044	sehr gut

Fazit

Die Ergebnisse der wassertechnischen Berechnung haben bewiesen, dass die bestehende Wasserhaltung die Vorgaben des Instituts für Gewerbliche Wasserwirtschaft und Luftreinhaltung E.V. – Köln bezogen auf die Dimensionierung der Sedimentationsbecken erfüllen und damit für den Sedimentationsprozess und die damit verbundene Klärung der Grubenwässer im Tagebau Doris auch während der ersten Abbauphase ausreichend dimensioniert sind.

Ferner wird deutlich, dass die Wasserhaltung auch für die weiteren Abbauphasen entsprechende Reserven verfügt. Trotzdem wird die Wasserhaltung des Tontagebaus „Doris“ einer jährlichen Überprüfung unterzogen und hinsichtlich der gesetzlichen Vorgaben evaluiert, um potenzielle Anpassungen rechtzeitig umsetzen zu können und jederzeit die genehmigten Einleitwerte einzuhalten.



Tontagebau Doris

Antrag auf eine wasserrechtliche Erlaubnis

Anlage 4

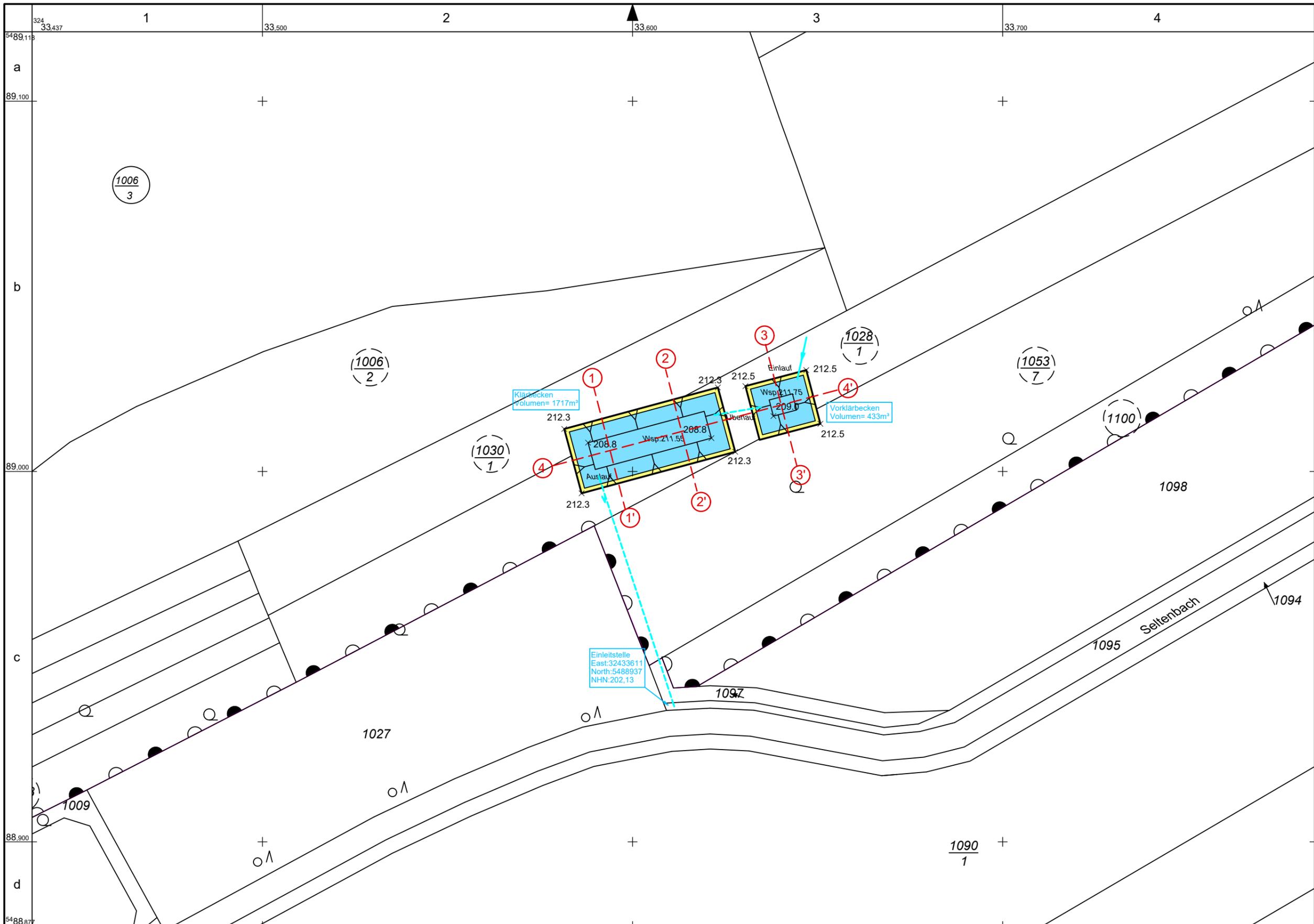
**Übersichtsplan
Maßstab 1:5.000**

- Klärbecken
- Retentionsbecken
- Retentionsbecken HQ
- Einleitstelle
- Probenahmestelle
- Bachlauf
- Leitungen
- Rahmenbetriebsplan

Einleitstelle
Rechtswert: 3433660
Hochwert: 5490693



Bearbeiter: C. Reiche
Datum: 04.12.2021
Quelle: Geobasis-DE/LVemGeoRP



<p>—●— Grenze des Hauptbetriebsplan vom 27.05.2019 Az.: To 5-D-05/13-002 gültig bis 31.05.2023 nach Angabe des Betriebes</p> <p>—○— Grenze des Rahmenbetriebsplan vom 05.12.1995 Az. To 5-D-05/95-2 bzw. vom 08.01.2004 Az. To 5-D-05/01-3 gültig bis 31.08.2020 nach Angabe des Betriebes</p>	<p> Kippe</p> <p> Wasser</p> <p> Wasserleitung (oberirdisch)</p> <p> Wasserleitung (unterirdisch)</p> <p> Schnittspur</p>	<p> Eigentumsparzellen</p> <p> Pachtparzellen</p>
---	---	---

Firma Sibelco Deutschland GmbH
 Tontagebau Doris
Klärbecken & Kataster
 1:1.000
 Köln, den ÖbVI Gütz



Vermessungsbüro Dipl.-Ing. Sonja GÜTZ
 Öffentlich bestellte Vermessungsingenieurin,
 vereidigte Sachverständige und
 anerkannte andere Person i.S.d. § 13 MarkschBergV
 Abteilung Markscheidewesen
 Wilhelm - Leibl - Str. 11
 50999 Köln
 Tel.: +49 (0) 221 / 35 35 37
 Fax: +49 (0) 221 / 39 24 28
 www.vermessung-guetz.de
 E-mail: guetz@netcologne.de

324 33.437 1 33.500 2 33.600 3 33.700 4
 5489.118 a
 89.100
 b
 89.000
 c
 88.900
 d
 5488.87

© Geobasisdaten: Land Rheinland-Pfalz Open data vom 20.01.2020
 Überfliegung: 01.07.2018

Zeichenerklärung

- Grenze des Hauptbetriebsplan vom 27.05.2019
Az.: To 5-D-05/13-002
gültig bis 31.05.2023
nach Angabe des Betriebes
- Grenze des Rahmenbetriebsplan vom 05.12.1995
Az. To 5-D-05/95-2 bzw. vom 08.01.2004
Az. To 5-D-05/01-3
gültig bis 31.08.2020
nach Angabe des Betriebes
- Kippe
- Wasser
- Wasserleitung (oberirdisch)
- Wasserleitung (unterirdisch)
- Schnittspur

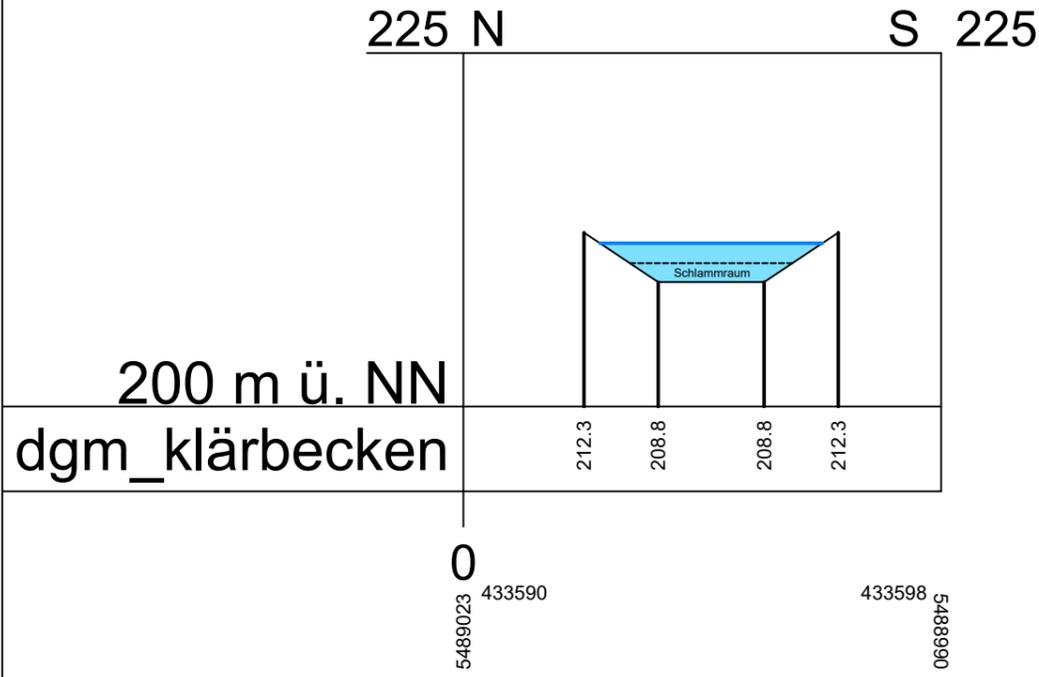


Firma Sibelco Deutschland GmbH
 Tontagebau Doris
Klärbecken & Luftbild

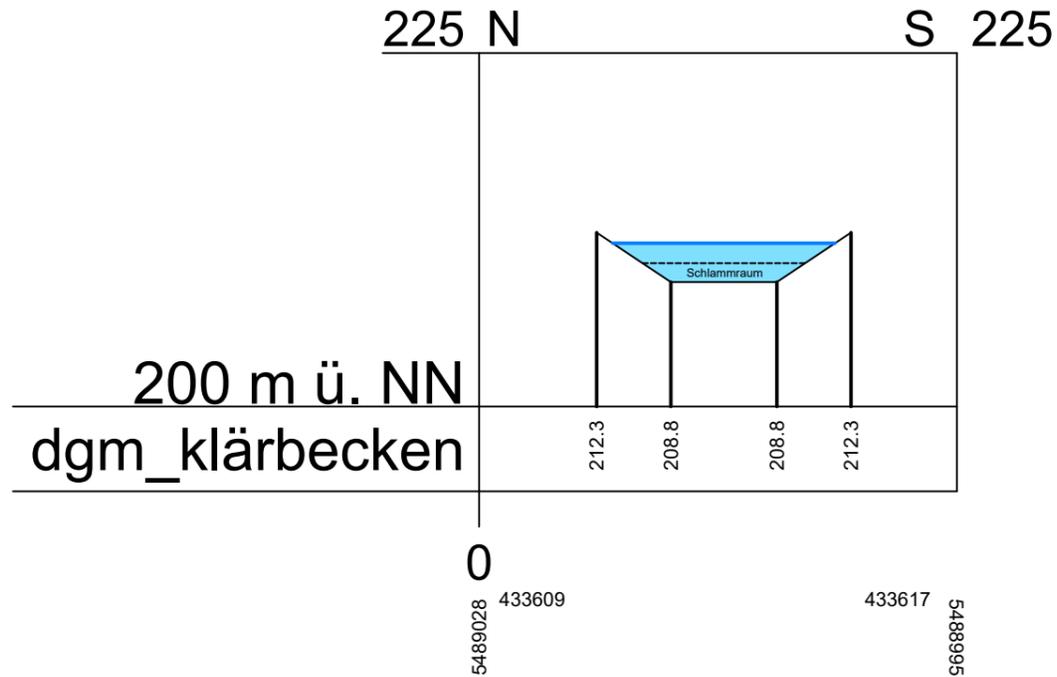


Köln, den _____
 ObVI Gütz

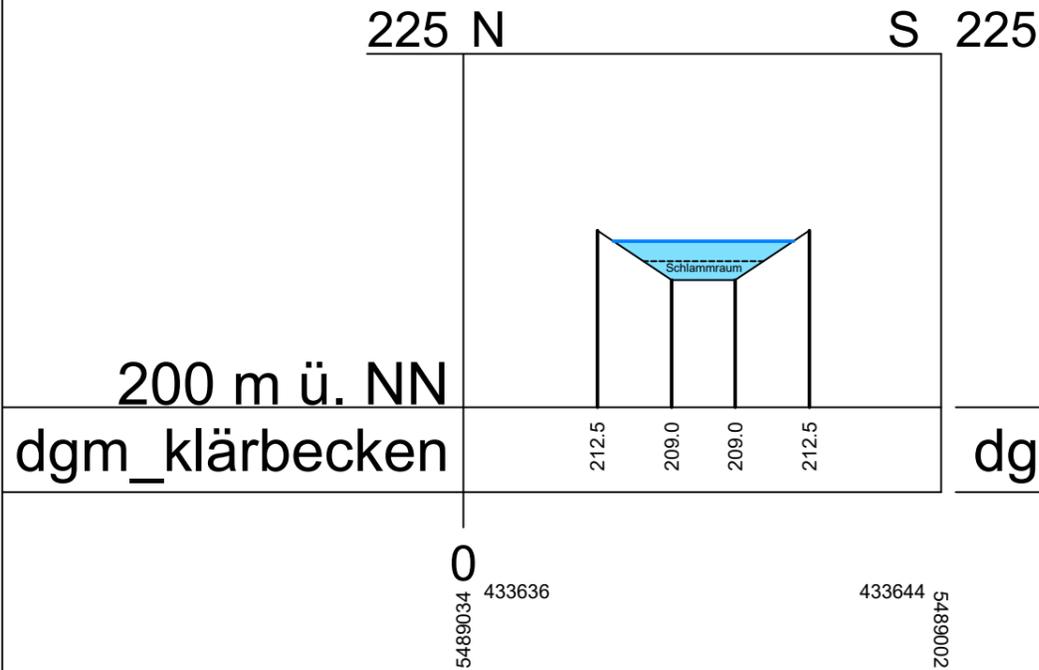
1 - 1'



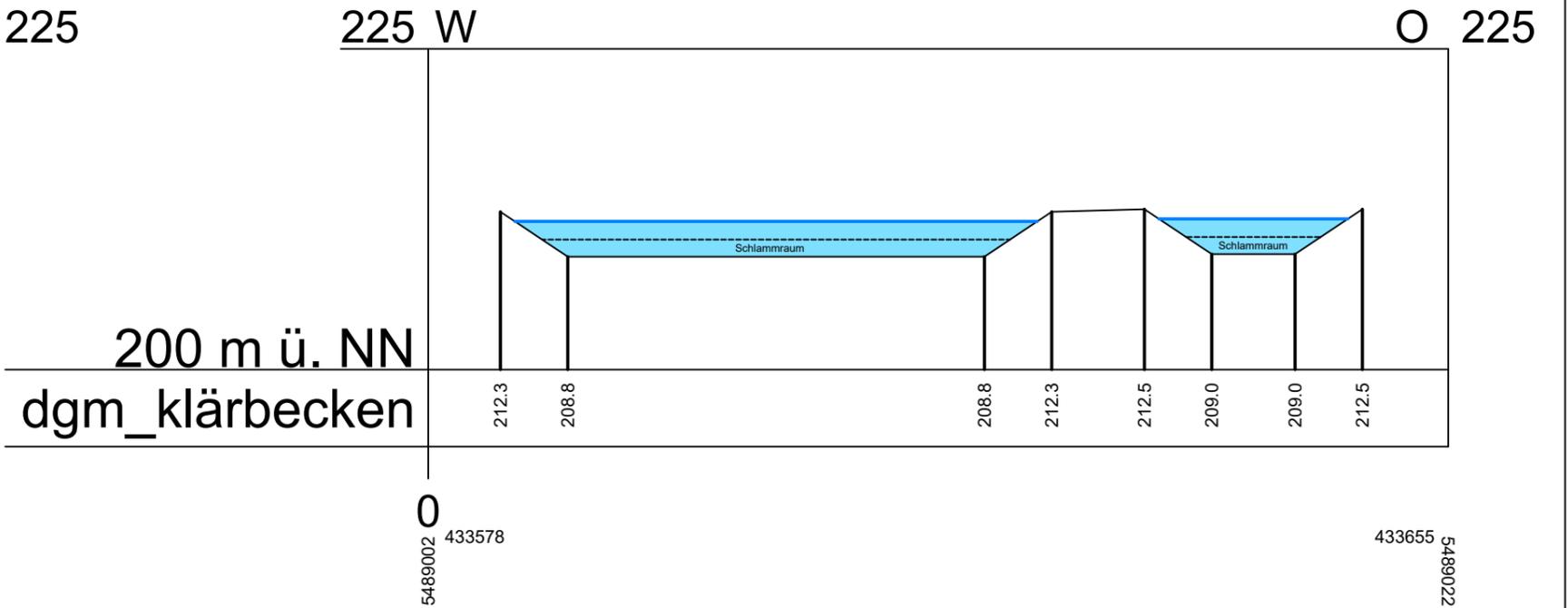
2 - 2'



3 - 3'



4 - 4'



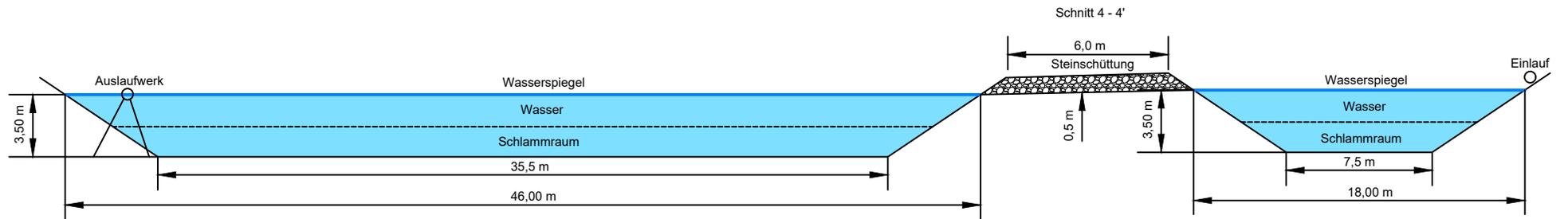
Vermessungsbüro Dipl.-Ing. Sonja GÜTZ
 Öffentlich bestellte Vermessungsingenieurin,
 vereidigte Sachverständige und
 anerkannte "andere Person" i.S.d. § 13 MarkschBergV
 Abteilung Markscheidewesen
 Wilhelm - Leitzl - Str. 11
 50999 Köln
 Tel.: +49 (0) 221 / 35 35 37
 Fax: +49 (0) 221 / 39 24 28
 www.vermessung-guetz.de
 E-mail: guetz@netcologne.de

Firma Sibelco Deutschland GmbH
 Tontagebau Doris
Schnitte 1 bis 4



Köln, den ÖbVI Gütz

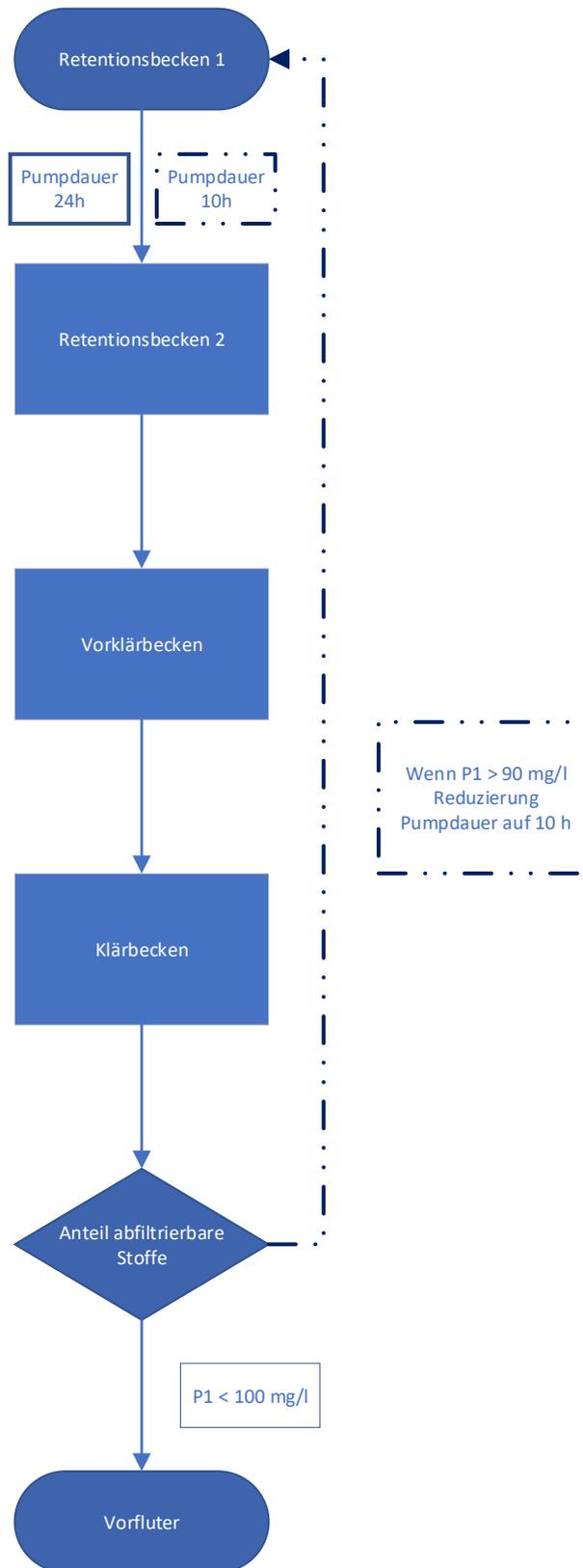
Schematische Darstellung



Betriebsvorschrift Wasserhaltung Grube Doris

1. Der Betrieb der Tagebaupumpen während Regenperioden ist **zu vermeiden**. Das Niederschlagswasser soll im ersten Ansatz in dem Retentionsbecken (RB1) im Tagebau gesammelt werden, was zu einer verlängerten Verweilzeit und damit erhöhten Wasserqualität bezogen auf die abfiltrierbaren Stoffe führen soll. Ziel ist es, nur dann aus dem Retentionsbecken (RB1) zu pumpen, wenn der Anteil der abfiltrierbaren Stoffe in dem Retentionsbecken bei einem Wert um die 100 mg/l liegt.
2. Sollte die Dauer der Regenperiode dazu führen, dass das Volumen des Retentionsbeckens (RB1) im Tagebau in absehbarer Zeit erschöpft sein wird, wird der Pumpvorgang unter folgender Voraussetzung erlaubt:
 - a) Das gepumpte Wasser darf dauerhaft (24 Std. am Tag) das Retentionsbecken 2 sowie das Vorklär- und Klärbecken beschicken, wenn die abfiltrierbaren Stoffe in dem eingeleiteten Wasser in den Vorfluter (P1) den Grenzwert von 100 mg/l nicht überschreitet. Hierzu ist eine Messung der abfiltrierbaren Stoffe mindestens 1 mal am Tag erforderlich.
3. Sollte während des Pumpvorgangs der Anteil der abfiltrierbaren Stoffe im Auslauf vom Klärbecken 90 mg/l überschreiten müssen folgende Maßnahmen ergriffen werden:
 - a) Der Pumpvorgang wird auf 10 Std. pro Tag reduziert.
 - b) Über die Vorgehensweise, die in Punkt 3.a) beschrieben wurde, entscheidet der Wasserbeauftragte, der nach Absprache mit dem Betriebsleiter die Maßnahmen überwacht und dokumentiert.
4. Nach einer Regenperiode muss das Retentionsbecken im Tagebau (RB1) wieder entleert werden, um einen Puffer für neue Regenereignisse aufzubauen. Dies geschieht nach folgender Vorgehensweise:
 - a) Das Retentionsbecken (RB1) im Tagebau wird über das Retentionsbecken 2 sowie Vorklär- und Klärbecken entleert. Voraussetzung für das Leerpumpen des Retentionsbeckens (RB1) ist, dass der Gehalt von abfiltrierbaren Stoffen im Becken bei etwa 100 mg/l liegt. Weiterhin gelten die Punkte 2.a), sowie 3.a).
5. Die Probenentnahme erfolgt an dem festgelegten Punkt P1.

Schema Wasserhaltung Doris



Bilder der Probenahmestelle Tontagebau „Doris“

Anlage 8

Antrag auf eine Wasserrechtliche Erlaubnis



