



Senatsverwaltung für Stadtentwicklung

Planen Bauen Wohnen Natur Verkehr

Abteilung II D

Wasserwirtschaftliche Beratung zur Nachnutzung des Tempelhofer Feldes

2. Zwischenbericht

Januar 2009



Inhalt	Seite
1. Vorbemerkungen	3
2. Bestehende wasserwirtschaftliche Verhältnisse	3
2.1 Allgemeines und räumliche Einordnung	3
2.2 Regenwasserkanalnetz und Vorflut	4
2.3 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse	4
2.4 Bestehende Gewässer	5
3. Geplante städtebauliche Maßnahmen	5
4. Verlegung Regenbecken	6
4.1 Bemessung	6
4.2 Überschlägige Kosten für Verlegung RRB Lilienthalstraße	9
4.3 Anmerkungen zur Anlage eines Versickerungsbeckens	9
5. Trinkwasserver- und Abwasserentsorgung	11
6. Grauwassernutzung	11
7. Regenentwässerung	11
7.1 Entwässerung der Dach- und Hofflächen	12
7.2 Entwässerung der Straßenflächen	12
7.3 Regenwassernutzung	13
7.4 Entlastungseffekt für den Landwehrkanal	13
8. Wasserlandschaft	14
8.1 Eigenschaften des geplanten Badesees	14
8.2 Reinigungsanlage	16
8.3 Überschlägige Kosten für die Anlage eines Badesees	18
8.4 Vorrecherche vergleichbarer Vorhaben	20
9. Vorgaben für Planer	25
10. Recherche vergleichbarer Projekte	27
11. Verwendete Literatur	28

Anhang:

- Anhang 1 Auszug aus Digitalem Umweltatlas Berlin
- Anhang 2 Bewertungsverfahren nach DWA-Merkblatt M153
- Anhang 3 Bemessungsergebnis nach DWA-Arbeitsblatt A138
 - Regenwasserversickerungsbecken -
- Anhang 4 Bemessungsergebnis nach DWA-Arbeitsblatt A138
 - Straßenbegleitende Versickerungsmulden -
- Anhang 5 Bemessung eines Bodenfilters zur Seewasserreinigung
- Anhang 6 Berechnung der Verdunstungs- und Versickerungsverluste
 in einem Badesee

1. Vorbemerkungen

Mit der Einstellung des Flugbetriebs und der Schließung des Flughafens Tempelhof im Oktober 2008 müssen die Grundlagen für die weitere Entwicklung des freiwerdenden Geländes festgelegt werden. Hierbei spielt das Thema "Wasser" eine wichtige Rolle. Als Vorgaben für die kommenden Wettbewerbe für Stadtplaner, Architekten und Landschaftsplaner sind daher Grundsätze zu entwickeln, wie mit dem Wasser im Bereich des Tempelhofer Feldes umgegangen werden kann.

Bei der Entwicklung der Quartiere nach ökologischen Gesichtspunkten ist unter anderem zu berücksichtigen, dass der natürliche Wasserhaushalt des Gebietes möglichst wenig beeinträchtigt wird. Hierzu stehen verschiedene planerische und technische Instrumente zur Verfügung (z.B. Nutzung, Versickerung, Zwischenspeicherung). Darüber hinaus kann im geplanten Landschaftspark Wasser ein wesentliches Gestaltungsmerkmal darstellen.

Wegen der großen Bedeutung des Tempelhofer Feldes für die Stadtentwicklung sollen ökologische Kriterien die Planung bestimmen. Eine intensive Abstimmung mit den Stadt- und Freiraumplanern ist dabei zwingend notwendig, damit in einem iterativen Planungsprozess angepasste Maßnahmen zur Regenwasserbewirtschaftung erarbeitet und in die Freiraumgestaltung integriert werden können.

Bei der Bearbeitung sollen die Erfahrungen aus vergangenen und aktuellen Untersuchungsvorhaben zu der Wirksamkeit von Regenwasserbehandlungsanlagen und zu den Auswirkungen von Niederschlagswassereinleitungen auf die Berliner Gewässer Berücksichtigung finden.

Neben der Entwicklung des Tempelhofer Feldes ist eine städtebauliche Verbindung zwischen Flughafen und Südsterne geplant. In der hierfür vorgesehenen Trasse liegt ein Regenrückhaltebecken, das von der Berliner Flughafen-Gesellschaft und den Berliner Wasserbetrieben als wasserwirtschaftliche Anlage für ihre jeweilige Regenentwässerungskanalisation genutzt wird.

Für einen ersten städtebaulichen Wettbewerb muss daher geprüft werden, ob dieses Becken auf das Flughafengelände verlegt werden kann, um der geplanten städtebaulichen Maßnahme den nötigen Raum zu verschaffen.

2. Bestehende wasserwirtschaftliche Verhältnisse

2.1 Allgemeines und räumliche Einordnung

Der Zentralflughafen Tempelhof liegt im Bezirk Tempelhof-Schöneberg, OT Tempelhof. Die Fläche, auf welcher der Flughafen errichtet wurde, war ehemals ein Exerzierplatz. Der Platz wurde in den 20er Jahren geëbnert, der Flugbetrieb im Jahr 1926 aufgenommen. Die Flughafengebäude wurden ab dem Jahr 1934 in ihrer heutigen Form errichtet. Dominierend ist der an das Vorfeld angrenzende, mehr als 1.200 m lange Gebäudetrakt mit Hangars, Empfangs- und Verwal-

tungsgebäuden. Die heutige Anlage der Start- und Landebahnen entstand erst während der Zeit der Berliner Luftbrücke in den 40er Jahren des letzten Jahrhunderts.

2.2 Regenwasserkanalnetz und Vorflut

Ein Regenrückhaltebecken im Bereich der Lilienthalstraße / Columbiadamm dient der Flughafenentwässerung als Vorflut. Neben den Dach- und Verkehrsflächen des Flughafens sind auch die öffentlichen Regenwassersammler des Columbiadammes, des Platzes der Luftbrücke, der Schwiebusser Straße und des südlichen Drittels der Friesenstraße an das Becken angeschlossen. Der Ablaufsammler DN 500 / DN 450 des Regenrückhaltebeckens verläuft Richtung Norden entlang Lilienthalstraße und Fontanepromenade und entwässert im Bereich des Urbanhafens in den Landwehrkanal. Nach den zur Verfügung stehenden Unterlagen besitzt das Becken eine Grundfläche an der Sohle von rund 16.000 m², die Sohlhöhe liegt bei etwa 38,50 mNHN (Normalhöhennull), die Geländeoberkante auf ca. 44,00 mNHN bis 45,00 mNHN.

Der Flughafen verfügt über ein eigenes Regenwasserkanalnetz, das im Bereich Columbiadamm auf Höhe des Regenrückhaltebeckens über ein Haubenprofil 2620/2100 mit dem öffentlichen Kanalnetz verknüpft ist. Der Anschlussgrad ist nicht genau bekannt. Auch kann keine exakte Aussage darüber getroffen werden, welche Flächen im Bereich des Platzes der Luftbrücke an die dortigen Sammler angeschlossen sind bzw. welche Flächen über das geländeeigene Kanalnetz entwässern. Hier können zum derzeitigen Stand der Planung nur sinnvolle Annahmen getroffen werden.

Der Anschlussgrad der Dach-, Hof- und Straßenflächen an die Sammler in der Schwiebusser Straße, der Friesenstraße und des Columbiadammes wurde anhand der Daten des Entgeltsplittings sowie der ALK-Daten der Berliner Wasserbetriebe abgeschätzt.

Das Gesamteinzugsgebiet der zu untersuchenden Regenentwässerung umfasst eine Fläche von rd. 368 ha. Die Länge des Kanalnetzes oberhalb des Regenrückhaltebeckens beträgt rd. 4.340 m. Der Ablaufsammler des Regenrückhaltebeckens zum Landwehrkanal weist eine Länge von etwa 1.480 m auf.

2.3 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Bezüglich der allgemeinen Boden- und Grundwasserverhältnisse im Umfeld des Flughafens wird auf die Kartenauszüge aus dem Digitalen Umweltatlas Berlin in Anhang 1 hingewiesen, da zu diesem Zeitpunkt noch keine detaillierteren Bodenuntersuchungen vorliegen.

Gemäß Umweltatlas liegt das Flughafengelände am nördlichen Rand der Teltowhochfläche. Der hier anstehende Fein- bis Mittelsand weist von der Tendenz her gute Versickerungseigenschaften auf. Sowohl im Ober- als auch im Unter-

boden stehen jedoch auch mittellehmige Sande an, die die Versickerung deutlich einschränken können.

Die Mächtigkeit des vom Bemessungsgrundwasserstand nicht beeinflussten Sickerraumes unterhalb einer Versickerungsanlage sollte gemäß DWA-Arbeitsblatt A138 [1] mindestens 1 m betragen, um eine ausreichende Filterstrecke für die eingeleiteten Niederschlagsabflüsse zu gewährleisten. Wie der Auszug aus dem Umweltatlas in Anhang 1 zeigt, liegt der Grundwasserflurabstand zwischen 10 m und 20 m, so dass es bei einem etwa 5 m bis 6 m tiefen Becken nach qualitativer Bewertung der angeschlossenen Flächen gemäß DWA-Merkblatt M 153 [2] aus Sicht des Grundwasserschutzes keine Bedenken gegen die Versickerung der Niederschlagsabflüsse auf dem Flughafengelände gibt. Das Bewertungsschema nach dem DWA-Merkblatt M153 ist der Erläuterung als Anhang 2 beigelegt.

2.4 Bestehende Gewässer

Bestehende Gewässer mit dauernden Wasserkörpern wie Teiche oder Wassergräben sind auf dem Tempelhofer Feld nicht vorhanden.

3. Geplante städtebauliche Maßnahmen

Das bisherige Konzept für die zukünftige Nutzung des Areals Tempelhofer Feld sieht in Ergänzung zum bestehenden Flughafengebäudekomplex die Anlage von drei Quartieren für Wohnen und Gewerbe mit dem Columbia-Quartier, dem Stadtquartier Neukölln und dem Stadtquartier Tempelhof, die Entwicklung eines großen Landschaftsparks auf dem verbleibenden Freigelände sowie die städtebauliche Verbindung zwischen Columbiaquartier und Südstern vor.

Wasserwirtschaftliche Rahmendaten liegen hierzu noch nicht vor. Die für die Entwicklung der Quartiere erforderlichen Wettbewerbe stehen noch aus bzw. wurden für das Columbia-Quartier gerade begonnen, so dass noch keine genaueren Aussagen über die Größe von abflusswirksamen Flächen (Dach-, Hof-, Straßenflächen etc.) gemacht werden können. Lediglich die Größe des vorgesehenen Nettobaulandes ist bisher bekannt. Die folgenden weiteren Daten sind daher vorläufig geschätzt.

Columbiaquartier (Wohnen)

Nettobauland:		105.800	m ²
Grünfläche:	ca.	6.200	m ²
Straßenfläche:	ca.	48.000	m ²
Gesamtfläche:	ca.	160.000	m ²

Stadtquartier Neukölln (Wohnen)

Nettobauland:		84.300	m ²
Grünfläche:	ca.	1.000	m ²
Straßenfläche:	ca.	15.000	m ²
Gesamtfläche:	ca.	100.300	m ²

Stadtquartier Tempelhof (Wohnen/Gewerbe)

Nettobauland:		283.300	m ²
Grünfläche:	ca.	3.000	m ²
Straßenfläche:	ca.	23.000	m ²
Gesamtfläche:	ca.	309.300	m ²

Landschaftspark

Gesamtfläche:	ca.	2.950.000	m ²
---------------	-----	-----------	----------------

Städtebauliche Verbindung

Nettobauland:		k.A.	m ²
Grünfläche:		k.A.	m ²
Straßenfläche:		k.A.	m ²
Gesamtfläche:		k.A.	m ²

Die vorläufig zu einer ersten Einschätzung vorgenommenen Berechnungen gehen davon aus, dass die Dachflächen (= Nettobauland) voll abflusswirksam sind. Bei den Straßen wird von einer Breite (zwischen linker und rechter Straßenbegrenzungslinie) von 10 m ausgegangen. Innerhalb dieses Querschnitts sollte ein 3 m breiter Grünstreifen zur Aufnahme der Entwässerungsanlagen (z.B. Mulden, Mulden/Rigolen) zur Verfügung stehen.

4. Verlegung Regenbecken

4.1 Bemessung

Das vorhandene Regenrückhaltebecken nördlich des Columbiadamms soll auf das Flughafengelände verlegt werden. Durch diese Maßnahme geht der Anschluss an die Ablaufleitung zum Landwehrkanal verloren und das geplante Becken muss wegen fehlender Vorflut als Versickerungsbecken mit Notüberlauf in das Parkgelände betrieben werden.

Als Standort sollte ein Bereich gewählt werden, der möglichst nahe dem tiefsten Punkt der bisherigen Kanalisation liegt (Zusammenfluss von Sammler BFG und Sammler BWB, Columbiadamms), um unnötig lange und große Zulaufleitungen zu vermeiden. Die nächste mögliche Freifläche ist die geplante Grünfläche südlich des Columbiadamms zwischen dem bestehenden Flughafengebäude und dem geplanten Columbia-Quartier. Da diese jedoch aus landschaftsgestalterischen Gründen zu schmal ist, um ein verhältnismäßig großes Versickerungsbe-

cken aufzunehmen, wird als Standort das nördliche Parkgelände unmittelbar am Ring zwischen Flughafenvorfeld und Columbia-Quartier gewählt.

Um das anfallende Regenwasser zum neuen Beckenstandort zu leiten, müssen folgende Maßnahmen durchgeführt werden:

- Verlängerung des R-Kanals DN 450 aus dem östlichen Columbiadamm in Richtung Westen als DN 500 um ca. 250 m
- Umleiten des R-Kanals DN 1100 aus dem westlichen Columbiadamm in Höhe Golßener Straße in Richtung Süden und zusammenführen mit neuem R-Kanal DN 500
- Herstellung einer ca. 220 m langen Ablaufleitung (geschätzt DN 1200) in Richtung Süden bis zum Hauptsammler der BFG
- Einbindung des Hauptsammlers der BFG und Herstellung einer ca. 220 m langen Ablaufleitung (geschätzt DN 1600) in Richtung Süden bis zum Versickerungsbecken mit Auslaufbauwerk
- Ggf. Umklemmen von Straßenabläufen im Columbiadamm

Die weiteren Randbedingungen für den derzeitigen Bestand lauten:

Angeschlossene Flächen:

A_{ges} ~ 396,118 ha

A_u ~ 61,547 ha

Anteil A_u Flughafengelände (BFG): ~ 46,281 ha

A_{Dach} ~ 10,927 ha

$A_{\text{Verkehrsfl.}}$ ~ 10,163 ha

A_{Vorfeld} ~ 25,191 ha

Anteil A_u öffentliche Kanalisation (BWB): ~ 15,266 ha

A_{Dach} ~ 3,218 ha

$A_{\text{Verkehrsfl.}}$ ~ 12,048 ha

Geländehöhe am geplanten Standort: ~ 44 - 45 mNHN

Kanalsole am geplanten Standort: ~ 38,70 mNHN

Vorh. Volumen Hauptsammler Flughafen (BFG) ~ 7.120 m³

Vorh. Volumen Hauptsammler Berliner Wasserbetriebe ~ 1.180 m³

Detaillierte Bodenuntersuchungen liegen zu diesem Zeitpunkt noch nicht vor (s. Kap. 2.3 "Baugrund- und Grundwasserverhältnisse"). Aus diesem Grund wird zur Bemessung des Versickerungsbeckens zunächst der k_f -Wert der Beckensole und -böschungen mit 5×10^{-5} m/s abgeschätzt. Bei entsprechend geringeren Durchlässigkeiten des anstehenden Bodens wird die Anordnung einer

unterhalb des Beckens liegenden Rigole (= Bodenverbesserung bzw. Bodenaustausch) erforderlich.

Aufgrund der Tiefenlage der Zulaufkanäle von BFG und BWB (~ 5 m) sollte zur Vermeidung von großformatigen Pumpen die Sohle des Versickerungsbeckens ebenso tief liegen. Es ist dabei zu berücksichtigen, dass bei Regenereignissen aus dem Versickerungsbecken ein Rückstau ins Kanalnetz erfolgt. Eine Einstautiefe des Beckens von 5 m setzt weiterhin einen k_f -Wert $\geq 5 \times 10^{-5}$ m/s voraus, da sonst die Einstaudauern zu lang werden und die Gefahr einer Kolmation im Bereich der Sickerflächen wächst.

Das erforderliche Beckenvolumen ergibt sich minimal zu 41.500 m³ und damit unter Berücksichtigung einer Böschungsneigung von 1 : 2 eine Beckenoberfläche auf der Höhenkote 38,50 + 5,00 = 43,30 mNHN von etwa 10.400 m² (z.B. 130 m x 80 m). Die Oberfläche bzw. der Umgriff des Beckens auf Höhe der Geländeoberkante wird allerdings etwas größer.

Bei der Berechnung, deren Ergebnisse im Anhang 3 zusammengefasst sind, wurde davon ausgegangen, dass das Becken einer Überlaufhäufigkeit von $n = 0,1$ genügen soll, d.h. der maximale Wasserspiegel im Becken wird statistisch einmal in zehn Jahren überschritten. Dies bedeutet jedoch noch nicht, dass das Becken "überläuft", da das vorhandene Gelände bei etwa 44 bis 45 mNHN und somit ca. 0,70 m bis 1,70 m über dem angesetzten Beckenwasserspiegel liegt.

Natürlich müssen sich die zuständigen Landschaftsplaner nicht zwingend an eine hier der Einfachheit halber angegebenen rechteckigen Ausführung des Beckens halten. Zur harmonischen Einpassung in die Parklandschaft sind selbstverständlich eine beliebige Form und unterschiedliche Böschungsneigungen denkbar, solange die im Anhang 3 genannten Werte für Versickerungsfläche und Speichervolumen nicht unterschritten werden. Außerdem kann das Becken in unterschiedliche Höhenzonen unterteilt werden, die unterschiedlich oft eingestaut werden. Die seltener eingestauten Bereiche können dann z.B. als Spiel- / Liegewiese o.ä. genutzt werden, wenn dies der spätere Betreiber des Rückhaltebeckens zulässt.

Das Versickerungsbecken kann den nördlichen Ausgangspunkt für eine die Parklandschaft durchziehende Mulden-/Teichkette sein. Ggf. können Teile des Sickerwassers auch über Rigolen abgezogen und (dann allerdings über ein Pumpwerk) in einen nahe gelegenen Speicher/Teich gehoben werden, der sein Wasser in weitere Wasserkörper (Badesee, Teiche) abgibt.

Aufgrund der Tatsache, dass der Niederschlag im Gegensatz zu Verdunstungs- und Versickerungsverlusten diskontinuierlich anfällt, muss je nach Witterungsbedingungen mit Wasserspiegelschwankungen in diesen Wasserkörpern gerechnet werden.

4.2 Überschlägige Kosten für Verlegung RRB Lilienthalstraße

Da noch keinerlei Festlegungen hinsichtlich Lage und Form des Versickerungsbeckens gemacht werden können, ist es zu diesem Zeitpunkt schwierig, Kosten für die Verlegung anzugeben. Für eine erste grobe Einordnung der Größenordnung können jedoch folgende Schätzkosten genannt werden.

Dabei sind die Kosten für einen evtl. Grundstückskauf, den evtl. Abbruch des Hauptsammlers der BFG, der durch das Columbia-Quartier überbaut wird, und evtl. anfallende Kosten für die Entsorgung von schadstoffbelastetem Boden nicht enthalten. Darüber hinaus sind auch noch keine Kosten für eine Vorbehandlung des Regenwassers (z.B. Regenklärbecken, Bodenfilter etc.) enthalten, die sich ergeben können, wenn das Becken weiteren Nutzungen unterzogen werden soll, die besondere Anforderungen an die Qualität des eingeleiteten Regenwassers stellen.

Nettoherstellungskosten für Verlegung des RRB Lilienthalstraße

Pos.	Bezeichnung	Menge	Kosten
1	Kammerbauwerke zum Umbinden der Kanäle	pauschal	350.000 €
2.1	Zulaufleitung DN 500 im Vortrieb zum neuen Versickerungsbecken	250 m	500.000 €
2.2	Zulaufleitung DN 1200 im Vortrieb zum neuen Versickerungsbecken	220 m	900.000 €
2.3	Zulaufleitung DN 1600 im Vortrieb zum neuen Versickerungsbecken	220 m	1.100.000 €
3	Aushub Becken	54.000 m ³	700.000 €
4	Begrünung	10.000 m ²	30.000 €
5	Rückbau RRB Lilienthalstraße	pauschal	1.500.000 €
6	Sonstiges und zur Abrundung		120.000 €
Mindestsumme (netto):			5.200.000 €

4.3 Anmerkungen zur Anlage eines Versickerungsbeckens

Durch die zukünftige Versickerung des Regenabflusses der A_u -Bestandsfläche von 46 ha entsteht eine Entlastung des bisherigen Einleitgewässers Landwehrkanal. Die spezifische Sohlversickerungsfläche ist mit 1,7 % von A_u sehr gering. Bisher konnten noch bei 6,5 % vollständige Sohlkolmationen beobachtet werden [3]. Bei dieser sohlkolmatierten Versickerungsanlage hatte der anstehende Untergrund bis zum 10 m tiefen Grundwasser einen hohen k_f -Wert von $7 \cdot 10^{-4}$ m/s und einen Ton- und Schluffgehalt von weniger als 3 %. Trotz der hohen spezifischen Filterfläche und des hohen Ausgangs- k_f -Wertes setzte nach kurzer Betriebszeit eine dauerhafte Sohlkolmation ein.

Es wird deshalb vorgeschlagen, vor dem Bau des Versickerungsbeckens folgende Randbedingungen zu prüfen:

- Tatsächlicher Anfall von Regenabfluss
- Ausgangs- k_f -Wert der Sohle

Weiterhin sollte geprüft werden, ob die Versickerungsfläche in zwei Teilbereiche getrennt werden kann und somit eine Kleinereignisalternierung realisiert werden kann. Ebenso ist zu prüfen, ob eine Schilfbepflanzung zur Vermeidung der Sohlkolmation notwendig ist.

Darüber hinaus kann ggf. auch über eine Alternative zu einem einzelnen Versickerungsbecken nachgedacht werden. Bei einem öffentlichen und von den Berliner Wasserbetrieben unterhaltenen, gemeinsamen Becken für Flughafen- und öffentliche Straßenflächen fällt für die Flughafenflächen überschlägig ein Niederschlagswasserentgelt in der Höhe von rund $46,281 \text{ ha} \times 1,84 \text{ €/}(m^2 \cdot a) = \text{rd. } 850.000 \text{ €/a}$ für die Einleitung in die öffentliche Abwasserbeseitigungsanlage an. Bei einem Verkauf der Flughafenflächen ließen sich für den Erwerber mit diesem jährlichen Betrag auch Herstellung, Betrieb und Wartung eines eigenen (privaten) Beckens finanzieren, das allerdings voraussichtlich auf öffentlichem Grund (Bundesrepublik Deutschland bzw. Land Berlin) innerhalb des Tempelhofer Feldes läge. Die sich daraus ergebende rechtliche Situation müsste erst geprüft werden.

Für die Regenabflüsse von den öffentlichen Straßenflächen könnten sich dann die folgenden Varianten ergeben:

- A Einleitung wie bisher in das vorhandene, ggf. deutlich verkleinerte Regenrückhaltebecken an der Lilienthalstraße. Bleibt das Becken im Eigentum des Bundes, fällt für das Land Berlin ein Niederschlagswasserentgelt in der Größenordnung von $15,266 \text{ ha} \times 1,84 \text{ €/}(m^2 \cdot a) = \text{rd. } 281.000 \text{ €/a}$ für die Nutzung des Beckens an.
- B Einleitung in ein öffentliches Versickerungsbecken auf dem Tempelhofer Feld, das von den Berliner Wasserbetrieben oder ggf. dem Natur- und Grünflächenamt des Bezirkes Tempelhof-Schöneberg betrieben wird. Das Niederschlagswasserentgelt bleibt bei dieser Variante im Land Berlin, da es an die (zu 50% landeseigenen) BWB bzw. den Bezirk fließt.
- C Einleitung in das private Versickerungsbecken für die Flughafenflächen. In diesem Fall müsste das Land Berlin für seine Straßenflächen das Niederschlagswasserentgelt für die Nutzung dieses Beckens an den privaten Betreiber entrichten.

Die jeweilige Variante hängt von der weiteren Entwicklung der städtebaulichen Planung und den Grundstücksverhandlungen zwischen der Bundesrepublik Deutschland und dem Land Berlin ab.

5. Trinkwasserver- und Abwasserentsorgung

Grundsätzlich besteht in Berlin für beide Bereiche ein Anschlusszwang an das bestehende Netz, was nicht bedeutet, dass beide Bereiche zentral bedient werden müssen. In verschiedenen Modellvorhaben werden in Deutschland dezentrale Ver- und Entsorgungskonzepte erprobt. Das jüngste Beispiel für derartige Systeme ist das vom BMBF geförderte Projekt DEUS 21, in dem Regenwasser zentral gespeichert und bis zu Trinkwasserqualität aufbereitet wird. Die Abwasserbehandlung erfolgt ebenfalls dezentral gemeinsam mit Bioabfällen in einem Anaerobreaktor bis zu einem Badegewässerqualitätsstatus.

Die Erfahrungen (Betrieb, Kosten) aus diesem und weiteren Beispielen sollten in einer zweiten Bearbeitungsphase zusammengetragen und ausgewertet werden.

6. Grauwassernutzung

Grauwasser ist gering verschmutztes, fäkalienfreies und mit möglichst wenig Seifenlaugen belastetes häusliches Abwasser, das beim Baden, Duschen, und Händewaschen anfällt und nach entsprechender Aufbereitung als Brauch- oder Betriebswasser in den Bereichen wieder verwendet werden kann, in denen der Einsatz von Trinkwasser nicht zwingend erforderlich ist (z.B. zur Toilettenspülung, zum Hausputz, zur Gartenbewässerung etc.).

Es bedarf innerhalb der Gebäude eines gesonderten und entsprechend gekennzeichneten Leitungsnetzes für die Sammlung und Verteilung, da es weder mit dem fäkalien-, fett- und laugenhaltigen Toiletten-, Küchen- und Waschmaschinenabwasser noch mit dem Trinkwasser in Verbindung kommen darf. Eventuell überschüssiges Grauwasser kann nach der Aufbereitung versickert werden. In Verbindung mit einer Regenwassernutzung kann evtl. fehlendes Grauwasser durch Regenwasser substituiert werden.

Mit dem Einsatz einer Grauwasseranlage kann ein erheblicher Prozentsatz des täglichen Trinkwasserbedarfs gedeckt und somit der Trinkwasserverbrauch deutlich gesenkt werden. Voraussetzung sind jedoch höhere Investitionskosten bei der Hausinstallation, die Akzeptanz der Hausbewohner (unterschiedliche Zapfstellen für Trink- und Betriebswasser, Herkunft des Betriebswassers in den Mehrfamilienhäusern aus unterschiedlichen Haushalten) und die regelmäßige Wartung der Anlage.

7. Regenentwässerung

Wegen des ökologischen Ansatzes wird davon ausgegangen, dass anfallendes Regenwasser im Tempelhofer Feld möglichst unmittelbar am Ort des Niederschlags verbleibt und nicht großräumig abgeleitet wird.

Aus diesem Grund kommen bevorzugt Entwässerungsanlagen zum Einsatz, die das Regenwasser versickern oder einer Nutzung zuführen, die von der Trinkwassersubstitution bis zum Auffüllen der Versickerungs- und Verdunstungsverluste von Teichen oder Seen als Teil der geplanten Wasserlandschaft reichen kann.

7.1 Entwässerung der Dach- und Hofflächen

Angaben zur Grundflächenzahl (GRZ) in den jeweiligen Quartieren liegen noch nicht vor. Ausgehend von etwa 4- bis 6-geschossigen Wohn- und Geschäftsbauten wird von einem Versiegelungsgrad von etwa 70 % ausgegangen (inkl. Folgeversiegelung). Damit stehen etwa 30 % der Grundstücksfläche für die Außenanlagen zur Verfügung, innerhalb derer die Versickerungsanlagen untergebracht werden müssen. Gegebenenfalls können auch semizentrale Anlagen außerhalb der Quartiere herangezogen werden.

Mit einer Kombination von Gründächern und (teil-)durchlässig befestigten Wege- und Hofflächen etc. müsste eine Versickerung über Mulden, Mulden-Rigolen und/oder Versickerungsschächte in der verbleibenden Grundstücksfläche möglich sein.

Das Gebiet liegt nicht im Einzugsgebiet eines Wasserwerks, der Grundwasserflurabstand ist mit 10 m bis 20 m ausreichend.

7.2 Entwässerung der Straßenflächen

Für die Anlage von Versickerungsmulden (bzw. Mulden-Rigolen-Elementen) im Straßenseitenbereich ist i.d.R. ein 3 m breiter Grünstreifen mit einer 2 m breiten Mulde und zwei 50 cm breiten Banketten vorzusehen. Die Mulden sollten eine Tiefe von 30 cm nicht überschreiten. Bei einer Böschungsneigung von 1 : 2 ergibt sich unter diesen Randbedingungen eine 80 cm breite Muldensohle, die eine problemlose Pflege der oberirdischen Versickerungsanlagen ermöglicht.

Aufgrund von Kreuzungen und Grundstückszufahrten können nicht über die gesamte Straßenlänge Versickerungsanlagen angeordnet werden. Es muss davon ausgegangen werden, dass mindestens 20 % der Gesamtstraßenlänge nicht zur Verfügung stehen.

Die Überlaufhäufigkeit von Versickerungsanlagen im Bereich öffentlicher Straßen sollte einen Wert von $n = 0,2$ nicht überschreiten. Für den Muldenboden wird ein k_f -Wert von 1×10^{-5} m/s angesetzt.

Eine Langzeitsimulation von Straßenmulden mit den o.g. Abmessungen und unter Berücksichtigung der genannten Randbedingungen hat zum Ergebnis, dass die Entwässerung der Straßenflächen über Versickerungsmulden innerhalb eines 10 m breiten Straßenquerschnittes möglich ist. Die Überlaufhäufigkeit liegt bei einem Wert $n \leq 0,2$.

Da die Durchlässigkeit des anstehenden Bodens zum jetzigen Zeitpunkt nicht bekannt ist, kann noch keine Aussage darüber getroffen werden, ob unterhalb der Versickerungsmulden Rigolen anzuordnen sind. Bei evtl. vorhandenen k_f -Werten $< 1 \times 10^{-5}$ m/s muss zusätzliches Rückhaltevolumen und ggf. eine Ableitung vorgesehen werden.

Darüber hinaus kann das auf den Straßen anfallende Regenwasser zur Ergänzung von Verdunstungs- und Versickerungsverlusten und zur Aufrechterhaltung der Wasserqualität in der geplanten Wasserlandschaft verwendet werden. Es muss dann über unterschiedliche Systeme (Rinnen, Mulden, Mulden-Rigolen, Kanäle) gesammelt und der geplanten Wasserlandschaft innerhalb des Parks zugeführt werden. Je nach Verwendungszweck (Badesee oder Teich) muss dieses Wasser in entsprechenden Behandlungsanlagen aufbereitet werden.

7.3 Regenwassernutzung

Das auf einem Grundstück anfallende Regenwasser muss nicht zwingend vollständig abgeleitet oder versickert werden, sondern kann teilweise einer sinnvollen Nutzung zugeführt werden. So wird Regenwasser im Wesentlichen zur Bewässerung genutzt, um teures Trinkwasser, das wegen seiner Härte für diesen Zweck sowieso weniger geeignet ist, zu sparen.

Regenwasser lässt sich aber auch für die Nutzung als Betriebswasser (Toilette, Waschmaschine) verwenden. Bei einer großen Anzahl von angeschlossenen Verbrauchern wird der erforderliche Speicher jedoch sehr groß, da Regenwasser nicht kontinuierlich und in unterschiedlicher Intensität anfällt. In solchen Fällen ist die Kombination mit Grauwasseranlagen sinnvoll, die zusätzlich erforderliches Grauwasser aus dem Regenwasserspeicher entnehmen.

Detaillierte Betrachtungen zur Regenwassernutzung werden in einer späteren Projektphase durchgeführt.

7.4 Entlastungseffekt für den Landwehrkanal

Der Landwehrkanal ist im noch stärkeren Maße als der Teltowkanal durch niederschlagsbedingte sommerliche Sauerstoffdepressionen belastet (Mischwasserentlastung, Regenabflusseinleitung). Bei einer Verlagerung des RRB Lilienthalstraße auf das Tempelhofer Feld werden die bisherigen Regenabflüsse nicht mehr in den Landwehrkanal eingeleitet, sondern auf dem Tempelhofer Feld versickert. Hierdurch dürfte ein bedeutender Beitrag zum Gewässerschutz des Landwehrkanals entstehen.

8. Wasserlandschaft

Innerhalb der geplanten Parklandschaft kann Wasser ein wesentliches Gestaltungsmerkmal sein. Dabei reichen die ersten Ideen von einzelnen Teichen bis hin zu einem Badesee. Die entsprechenden Geländemulden müssen auf dem ebenen Gelände erst ausgehoben werden. Dabei können je nach Größe der geplanten Wasserkörper erhebliche Aushubmassen entstehen.

Dies gilt umso mehr, wenn man das Regenwasser aus den geplanten Quartieren zur Befüllung und zur Substitution von Verdunstungs- und Versickerungsverlusten ohne Anhebung durch Pumpwerke im freien Gefälle den Wasserkörpern zuführen will. In der Folge müssten dann die Dauerwasserspiegel in Abhängigkeit von der Entfernung von den Quartieren und unter evtl. Zwischenschaltung von Behandlungsanlagen in der Größenordnung von 2 m bis ggf. 4 m unter der derzeitigen Geländeoberkante liegen.

Wenn diese tief liegenden Wasserspiegel landschaftsgestalterisch nicht hinnehmbar sind, ist der dauerhafte Einsatz von Pumpen nicht zu vermeiden. Darüber hinaus müssen Überlegungen zur ersten Füllung der Wasserkörper angestellt werden. Eine Füllung allein aus Überregnung kommt wegen der geringen Differenz zwischen Niederschlag und potentieller Verdunstung über Wasseroberflächen und der damit verbundenen sehr langen Fülldauer (u.U. mehrere Jahre) nicht in Betracht.

Neben dem Regenwasser aus den Quartieren kommen als weitere "Quellen" nur das Sickerwasser aus dem verlagerten Regenrückhalte- bzw. Versickerungsbecken und das Grundwasser in Frage. Für beide wird der Einsatz von Pumpen zwingend. Ein oder mehrere Grundwasserbrunnen haben den Vorteil, dass auch in Zeiten der Wasserzehrung (lange Trockenzeiten) kontinuierlich Wasser guter Qualität zum Nachfüllen der Wasserkörper zur Verfügung steht. Ggf. kann die Brunnenanlage des vorhandenen Wasserwerks für die Gewinnung von Grundwasser genutzt werden.

Da zum derzeitigen Planungsstand noch keine konkreten Vorstellungen für die einzelnen Wasserkörper vorliegen, sollen an dieser Stelle nur grundsätzliche Anforderungen hinsichtlich Nutzung und Qualität beispielhaft an einem Badesee genannt werden.

8.1 Eigenschaften des geplanten Badesees

Die folgenden Ausführungen gehen von einem 20 ha großen Badesee mit einer mittleren Tiefe von 5 m aus.

Speisewasser

Nach bisherigem Kenntnisstand sollte der Regenabfluss als Speisewasser nicht verwendet werden. Folgende Gründe sprechen für diese Aussage:

- Der Regenabfluss der Bestandsflächen müsste vor dem Pumpenzufluss einer Retention und einer sehr effektiven Filtration unterzogen werden. Der Aufwand hierfür wäre deutlich höher als das vorgeschlagene Versickerungsbecken.
- Der Regenabfluss der Neubauflächen könnte nicht großflächig versickert werden, sondern müsste gesammelt und hoch gereinigt dem See zugeführt werden. Diese Vorgehensweise verursacht deutlich höhere Kosten als die vorgeschlagene flächenhafte Versickerung.

Es wird vorgeschlagen, Grundwasser als Speisewasser zu verwenden. Die Vorrecherche Britzer See und Orankesee (s. Kap. 8.4) zeigt, dass unter der Voraussetzung eines weiten Fe/P-Verhältnisses (Massenverhältnis von Eisen zu Phosphor, das den im Wasser gelösten und damit bioverfügbaren Phosphorgehalt bestimmt) die Grundwasserspeisung sehr vorteilhaft für die Seegüte sein kann. Die Zufuhrmenge kann sich unter der Voraussetzung einer gleichzeitigen Seewasserfiltration auf einem sehr niedrigen Niveau bewegen, die sich an den Versickerungs- und Verdunstungsverlusten und der eventuellen Aufsalzung orientiert. Wird ein Versickerungsverlust von weniger als 0,32 m/a unterstellt, könnte die durchschnittliche jährliche Speisewasserzufuhr bei etwa 64.000 m³ bzw. 6,4 % des Seevolumens liegen. Der bei diesem hydrologischen Regime fehlende Feststoff- und Nährstoffimport kann durch die Seewasserreinigung weit überkompensiert werden. Die Kreislaufführung der Seewasserfiltration erlaubt eine minimale Speisewassermenge bei gleichzeitiger Unterbindung der Seealterung (geringe Sedimentbildung; Seesediment als P-Senke nicht als P-Quelle; keine P-Anreicherung im Freiwasser)

Für die einmalige Füllung des 20 ha großen Sees muss nach grober Abschätzung ca. das 16-fache der durchschnittlichen, jährlichen Speisewasserzufuhr verwendet werden.

Größe

Aufgrund einer anzustrebenden geringen Eutrophierungs- und Verlandungsgeschwindigkeit bietet sich ein zusammenhängendes, möglichst großes Seevolumen an.

Die durchschnittliche Mindesttiefe sollte 5 m betragen, damit sich während der Vegetationsperiode eine Temperaturschichtung ausbilden kann, die das Seesediment vor starker Temperaturzunahme (20 – 25 °C) schützt, wie sie bei flacheren Seen mit Polymixis (ganzjährige Durchmischung der Wassersäule des Sees ohne sommerliche Temperaturschichtung, Wassertemperatur ist über die gesamte Tiefe gleich) auftritt. Diese starke Temperaturerhöhung des Sedimentes bei flachen Seen führt zu unerwünschten Erhöhungen des seeinternen Stoffumsatzes.

Das gesamte Seevolumen sollte nicht in verschiedene Teilvolumen unterteilt sein, die eine windgetriebene Seewasserumwälzung unterbinden oder erschweren. Flachere Bereiche sollten ohne Hindernisse z.B. in Form von Schwellen mit den Tiefbereichen im Wasseraustausch (windgetriebene Seewasserumwäl-

zung) stehen. Es wird vorgeschlagen, entlang der Hauptwindrichtung (parallel zu den Start- und Landebahnen) die Längenausdehnung des Sees anzulegen, damit ein ungehinderter windgetriebener Wasseraustausch möglich ist.

Unter der Annahme einer bisher vorgeschlagenen Seewasserfläche von 20 ha und einer durchschnittlichen Tiefe von 5 m ergibt sich ein Seevolumen von rund 1 Mio. m³.

Hydraulische Leitfähigkeit des Seebeckens

Zur Vermeidung von Versickerungsverlusten sollte der Boden des Badesees eine maximale hydraulische Leitfähigkeit (Durchlässigkeit) von 10⁻⁸ m/s bzw. 0,32 m/a aufweisen. Nach vorliegenden Aufschlussbohrungen finden sich im Bereich des Tempelhofer Feldes ausgedehnte Geschiebemergel- und Sandschichten mit entsprechend unterschiedlichen Durchlässigkeitswerten. Es wird daher entscheidend von der Lage des Sees und auch aller anderen Wasserkörper abhängen, ob eine Dichtung der See- bzw. Teichböden erforderlich wird.

Der Umfang der Selbstdichtungsgeschwindigkeit kann bei geringer Trophie des Sees nicht sicher beurteilt werden. Die sedimentbürtige Selbstdichtung des Sees sollte bei der Kalkulation der Versickerungsverluste des Sees nicht berücksichtigt werden.

Seegüte

Die Verwendung von Grundwasser mit einem weiten Fe/P-Verhältnis stellt nach der Vorrecherche der Fallbeispiele Britzer See und Orankesee in den ersten Betriebsjahren eine sehr geringe Trophie sicher. Durch den Nährstoffimport, dem aber kaum ein Nährstoffexport gegenübersteht, kommt es zur P-Anreicherung im Sediment und Freiwasser. Importquellen sind neben dem Speisewasser Wasservögel und Badende. Diese P-Anreicherung, die zu einer Erhöhung der makro- und mikrophytischen Primärproduktion führt, kann durch eine Seewasserreinigungsanlage unterbunden werden. Der Trophiestatus des Sees kann hierdurch auf einem niederen Niveau gehalten werden, wobei die Primärproduktion durch Makrophyten und Aufwuchs dominiert wird. Die Planktonproduktion ist auf einem sehr niederen Niveau, was sich unter anderem an der sehr hohen Sichttiefe (z.B. Britzer See 4 m) erkennen lässt.

8.2 Reinigungsanlage

Die bisherige Vorzugslösung geht davon aus, dass das Speisewasser des Sees ausschließlich aus Grundwasser besteht. Der Regenabfluss wird hiernach im Bestand zentral und bei den Neuflächen dezentral versickert.

Die Hauptaufgabe der Reinigungsanlage besteht darin, unter der hydrologischen Randbedingung eines sehr geringen Speisewasserzuflusses, der nicht zu einem oberirdischen Abfluss und Stoffimport führt, die Trophie auf einem

geringen Niveau zu halten. Bei dem grundwasserbürtigen Speisewasser wird von einem sehr weiten Fe/P-Verhältnis (Kapitel 8.4) ausgegangen. Das im Grundwasser vorhandene Eisen ist im Überschuss vorhanden. Für eine sehr hohe P-Bindung ist keine zusätzliche Eisenhydroxidzugabe z.B. ins Filtersubstrat notwendig. Um das grundwasserbürtige Eisen effektiv für die P-Bindung zu nutzen, ist allerdings eine Filterbeschickung auch bei der Erstbefüllung des Sees notwendig. Das ausgefällte Eisen bildet einen Sekundärfilter auf der eigentlichen Filteroberfläche aus. Als Filterfläche wird nach bisherigem Kenntnisstand eine Größe von 5.000 m² vorgeschlagen. Durch Detailbetrachtungen bzw. Untersuchungen kann diese Fläche vermutlich noch reduziert werden. Bei einer durchschnittlichen Jahresstapelhöhe von 200 m³/m² könnte das gesamte Seevolumen von 1.000.000 m³ einmal im Jahr behandelt werden. Für eine effektive Seewasserreinigung sollte sowohl die frühzeitige Behandlung bei geringer Planktondichte wie die ausschließliche Behandlung des sommerlich geschichteten, sedimentnahen Tiefenwassers angestrebt werden. Hierdurch kann die hydraulische Beschickung des Filters auf über 200 m³/m² erhöht und ausschließlich das nährstoffreiche Tiefenwasser behandelt werden.

Es wird eine bepflanzte Filteranlage mit hoher mechanischer Filterleistung analog der Retentionsbodenfilter vorgeschlagen. Allerdings können der Retentionsraum über dem Filter und die Eisenhydroxidzugabe zum Filtersubstrat entfallen. Eisen wird über das Grundwasser in den ausreichenden Umfang dem Filter zugeführt.

Für eine kostengünstige kurze Seewasserleitung sollte die Reinigungsanlage in Seenähe positioniert sein. Auf Pumpen kann bei der Anlagenbeschickung allerdings nicht verzichtet werden. Eine Längserstreckung des Sees erhöht die Effektivität der Seewasserreinigung, da hierdurch eine Vermischung von Zu- und Ablauf des Hypolimnionwassers unterbunden wird.

Ein rückspülbarer, technischer Schnellfilter kann aus folgenden Gründen nicht zum Einsatz kommen:

- Die Nutzung der grundwasserbürtigen Sekundärfilterschicht als P-Senke ist nur bei großflächigen, bepflanzten Filtern möglich.
- Die mechanische Feinreinigung muss hoch sein, weil nur hierdurch ein großer Teil des partikulären, planktongebundenen P eliminiert werden kann. Diese Bedingung stößt bei Schnellfiltern an Grenzen, wie z. B. die langjährigen Erfahrungen der OWA-Tegel zeigen.
- Ein rückspülbarer Schnellfilter erfordert im Vergleich zu einem bepflanzten Flächenfilter einen hohen Betriebsaufwand.

8.3 Überschlägige Kosten für die Anlage eines Badesees

Zum derzeitigen Stand der Planungen erscheint es sinnvoll, den Badesee ausschließlich mit Grundwasser zu beschicken und das Seewasser im Kreislauf zu reinigen, da hierdurch keine Verbindungsleitungen mit dem verlagerten RRB Lilienthalstraße oder den geplanten Quartieren und die damit ggf. verbundenen Pumpwerke errichtet werden müssen.

Neben der Kostenersparnis für Leitungen und Pumpwerke ergibt sich damit der Vorteil der völligen Unabhängigkeit des Badesees von der tatsächlichen Ausführung und Fertigstellung von RRB und Quartieren. Darüber hinaus kann die Lage des Sees innerhalb des Tempelhofer Feldes von den Landschaftsplanern ohne Restriktionen durch Zulaufleitungen frei bestimmt werden.

Der langjährige Grundwasserspiegel steht bei ca. 32 mNHN bzw. ab ca. 16 m unter Geländeoberkante (~48 mNHN) an. Mit einer entsprechenden Anzahl von Tiefbrunnen könnte die erste Befüllung des Badesees in Abhängigkeit von den hydrogeologischen Randbedingungen (Mächtigkeit des Grundwasserleiters, Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens, maximal mögliche Reichweite der Brunnen) in relativ kurzer Zeit (≤ 1 Jahr) erfolgen. Zur genaueren Beurteilung der Randbedingungen sollte jedoch ein Hydrogeologe eingeschaltet werden.

Unter Umständen kann auch auf die Brunnen des vorhandenen Wasserwerks der Flughafengesellschaft zurückgegriffen werden. In diesem Fall müsste dann allerdings eine längere Zuleitung zum See gebaut werden.

Neben Verdunstungsverlusten müssen, in Abhängigkeit der erreichbaren Dichtigkeit der Sohle des Badesees, Verluste infolge Versickerung durch die Zuspelung von Grundwasser substituiert werden. Während die Verdunstungsverluste, wie die Berechnung in Anhang 6 zeigt, im Jahresmittel mit etwa 50 bis 60 m³/Tag beziffert werden können, müssen infolge der Versickerungsverluste etwa bis zu 90 m³/Tag zuge speist werden, wenn eine Durchlässigkeit der Gewässersohle von 1×10^{-8} m/s zugrunde gelegt wird.

Für die Anlage eines 20 ha großen Badesees sind überschlägig die folgenden Maßnahmen erforderlich:

- Aushub des Sees mit einem vorläufigen Wasserkörper von ca. 1,0 Mio. m³ und einem Aushubvolumen von ca. 1,5 Mio. m³
- Voraussichtlich die Dichtung des Seebodens mit Bentonitmatten zur Minimierung von Versickerungsverlusten und Herstellung einer Schutzschicht für die Matten auf einer Fläche von ca. 20 ha
- Gestaltung und Begrünung der Uferzonen (Promenade, Badestrand, Stege, Schilfgürtel etc.)
- Bau eines oder mehrerer Tiefbrunnen zur Erstfüllung des Sees, zum Ausgleich von Versickerungs- und Verdunstungsverlusten und zur Speisung mit nährstoffarmem Frischwasser
- Bau einer Bodenfilteranlage zur Reinigung von Seewasser im Kreislauf

- Bau eines Pumpwerkes mit Entnahmebauwerk und Seewasserleitung zur Beschickung der Bodenfilteranlage mit Seewasser
- Herstellung eines Elektroanschlusses zur Versorgung der Pumpen, Schieber etc. mit Strom

Die folgenden Herstellungskosten für einen See dieser Größenordnung sind vorläufig nur geschätzt, da noch keinerlei Planungen vorliegen. In Abhängigkeit von den später tatsächlich sich ergebenden Einheitspreisen können aufgrund der großen Mengen (hier insbesondere beim Aushub) erhebliche Abweichungen auftreten.

Außerdem muss für die oberste Bodenschicht ($d = \text{ca. } 0,50 \text{ bis } 1,00 \text{ m}$) des Aushubs ggf. mit Verunreinigungen durch Kerosin etc. gerechnet werden. Für diese dann anfallenden 100.000 m^3 bis 200.000 m^3 können ggf. erhebliche Zusatzkosten für Abfuhr und Entsorgung in einer Höhe von mehreren Millionen Euro entstehen.

Mit den folgenden Pauschal- bzw. Einheitspreisansätzen ergeben sich damit die in der anschließenden Tabelle dargestellten Herstellungskosten.

Einheitspreise

Aushub (ohne Abtransport) lösen, laden und auf Tempelhofer Feld verteilen	4,00	€/m ³
<i>ggf. Boden (nicht schadstoffbelastet) abfahren</i>	<i>10,00</i>	<i>€/m³</i>
<i>ggf. Boden Z1.1 und Z1.2 entsorgen</i>	<i>25,00</i>	<i>€/m³</i>
<i>ggf. Boden Z2 entsorgen</i>	<i>90,00</i>	<i>€/m³</i>
<i>ggf. Boden >Z2 entsorgen</i>	<i>120,00</i>	<i>€/m³</i>
Bentonitmatten liefern frei Baustelle	3,50	€/m ²
Bentonitmatten verlegen	1,50	€/m ²
Kies als Auflast und Schutzschicht liefern und einbauen	15,00	€/m ³
Seewasserleitung	400,00	€/m
Einlaufbauwerk, pauschal	10.000,00	€
Pumpwerk, pauschal	40.000,00	€
Bodenfilter	300,00	€/m ²
Tiefbrunnen, ca. 40 m tief, mit UW-Pumpe	50.000,00	€/Stk
GW-Entnahmeentgelt	0,31	€/m ³

Herstellungskosten Badesee (20 ha)

Pos.	Bezeichnung	Menge	Kosten
1	Aushub Badesee und Verwendung der Aushubmassen innerhalb des Tempelhofer Feldes	1,5 Mio. m ³	6.000.000 €
2	Dichtung des Seebeckens mit Bentonitmatten und Schutzschicht	200.000 m ²	1.800.000 €
3	Ufergestaltung Badestrand, Stege, Begrünung etc.	pauschal	200.000 €
4	Bodenfilter zur Reinigung des Seewassers	5.000 m ²	1.500.000 €
5	Seewasserleitung (ca. 800 – 1000 m) zwischen Ablauf und Bodenfilter mit Einlaufbauwerk und Pumpwerk	pauschal	500.000 €
6	Tiefbrunnen zur Befüllung und Nachspeisung des Sees	4 Stk	200.000 €
7	Grundwasserentnahmeentgelt für Erstbefüllung	1 Mio. m ³	310.000 €
8	Elektroanschluss	pauschal	10.000 €
9	Technikschacht / -gebäude zur Aufnahme der Steuerungsanlage	pauschal	100.000 €
10	Sonstiges und zur Abrundung		180.000 €
		Summe:	10.800.000 €

8.4 Vorrecherche vergleichbarer Vorhaben

Im Folgenden sollen Erfahrungen mit grundwassergespeisten Seen am Beispiel des Britzer Sees und des Orankesees mitgeteilt werden. Die Auswahl dieser beiden Seen erfolgte, weil beide ausschließlich über Grundwasser gespeist werden und dieses Grundwasser aus dem Abstrom aufgelassener Rieselfelder gefördert wird.

Der Grundwasserstrom am Britzer See wie in Tempelhof fließt von den südlich der Berliner Stadtgrenze gelegenen Rieselfeldern nach Norden dem Berliner Urstromtal zu. Der Grundwasserstrom am Orankesee fließt von den nördlich gelegenen Rieselfeldern nach Süden ebenfalls dem Berliner Urstromtal zu.

Tabelle 1: Vergleich der Gehalte des 1. Grundwasserstockwerkes südlich der Berliner Stadtgrenze
- nach Tröger u.a. (1996) -

	Rieselfeldeinfluss	
	ja	nein
Lf in $\mu\text{S}/\text{cm}$	1540	640
$\text{NO}_3\text{-N}$ in mg/l	22,6	1,35
SO_4 in mg/l	205	125
Fe_{gel} in mg/l	0,20	2,00
P_{gel} in mg/l	2,22	0,19
$\text{Fe}_{\text{gel}} / \text{P}_{\text{gel}}$	0,09	10,5

Tabelle 2: Stoffliche Eigenschaften im Grundwasserzustrom
- nach SenGUV, Messzeitraum 11/00-11/08, n=15 -

	Tempelhof	Britzer Garten
	Pegel 7072	Pegel 7092
rH in mV	165	176
Lf in $\mu\text{S}/\text{cm}$	924	950
$\text{NO}_3\text{-N}$ in mg/l	<0,02	<0,02
SO_4 in mg/l	189	235
Fe_{gel} in mg/l	2,59	1,81
P_{gel} in mg/l	<0,01	<0,01
$\text{Fe}_{\text{gel}} / \text{P}_{\text{gel}}$	>259	>181

Grundwässer wie auch Oberflächengewässer in ehemaligen Rieselfeldgebieten haben sehr hohe P-Gehalte, deren Speisewassernutzung für Stehgewässer zu hypertrophen Zuständen führt. In Tab. 1 sind beispielhaft die Gehalte von Grundwässern des 1. Stockwerkes innerhalb und außerhalb von Rieselfeldflächen südlich der Berliner Stadtgrenze aufgeführt. Aus dem Vergleich der maßgeblichen Fe/P-Verhältnisse ist zu erkennen, dass das Grundwasser unter Rieselfeldereinfluss ein um Faktor 1.000 engeres Verhältnis aufweist. Dieses Wasser ist ohne vorherige P-Elimination nicht als Speisewasser verwendbar. Aber auch das Grundwasser außerhalb des Rieselfeldes hat noch mit einem Fe/P-Verhältnis von 10 einen zu geringen Wert, um ohne Aufbereitung für eine See-speisung verwendet werden zu können (Tab. 1).

Die Auswertung des Datenbestandes der Senatsverwaltung (SenGUV) zeigt allerdings, dass es in weiterem Abstand von den Rieselfeldern Grundwässer mit einem sehr weiten Fe/P-Verhältnis gibt, die eine sehr hohe Restbindefähigkeit für P besitzen. In Tab. 2 sind zwei Brunnen im Anstrombereich des Britzer Gartens sowie des Tempelhofer Feldes angeführt. Diese unterscheiden sich im Fe/P-Verhältnis um Faktor 10.000 gegenüber dem unmittelbar rieselfeldbeeinflussten Brunnen und um Faktor 10 gegenüber dem rieselfeldnahen Brunnen der Tab. 1. Vermutlich entsteht diese angeführte Differenz durch Denitrifikation des rieselfeldbürtigen Nitrats entlang des lateralen Fließweges.

Der nach dem Verbrauch des $\text{NO}_3\text{-N}$ noch vorhandene Oxidationsbedarf führt zur Lösung von geogenem Eisen, das aufgrund seiner rieselfeldfreien Herkunft ein weites Fe/P-Verhältnis besitzt. Parallel zur geogenen Fe-Freisetzung scheint das rieselfeldbürtige P auf der lateralen Fließstrecke gebunden zu werden. Dass es sich am Pegel 7092 im Zustrom des Britzer Gartens um rieselfeldbeeinflusstes Grundwasser handelt zeigt u.a. der SO_4 -Gehalt von 235 mg/l an. Im Gegensatz zum Nitrat wird das Sulfat aufgrund des Eisenpuffers nicht eliminiert bzw. reduziert. Ähnliche Bedingungen können auch bei dem von Norden dem Spreetal zufließenden Grundwasserstrom (Speisewasser Orankesee) unterstellt werden.

Tabelle 3: Sommerlicher Gütestatus von Seen, deren Speisewasser aus dem abstromigen Grundwasser von Rieselfeldern gefördert wird

	Orankesee ¹	Britzersee ²
Sichttiefe in m	1,5	3,5
Chlorophyll-a in µg/l	13,0	3,0
AFS in mg/l	5,3	1,0
SO_4 in mg/l	150	170
$\text{NO}_3\text{-N}$ in mg/l	<0,05	0,10
Fe_{gel} in mg/l	0,14	0,10
P_{ges} in mg/l	0,030	0,030
P_{gel} in mg/l	<0,030	0,010

¹ Stichprobe vom 13.07.08

² Nach Koppelmeyer u.a. (2003), Messzeitraum 1999-2003, n=11

Beide grundwassergespeiste Seen (Orankesee, Britzer See) heben sich durch eine sehr geringe Trophie von der großen Zahl der Berliner Landseen ab, die oft regenabflussgespeist sind. Es konnten mit 30 µg P_{ges} /l und 13 bzw. 3 µg Chla/l, gegenüber der Mehrheit der Berliner Landseen, um Faktor 10 geringere Trophiewerte gemessen werden. Der Britzer See hat im Vergleich zum Orankesee noch eine höhere Sichttiefe (3,5 statt 1,5 m), einen geringeren Chla-Gehalt (3,5 statt 13,0 µg/l) und eine geringere Planktonmenge (1,0 statt 5,3 mg AFS/l) (Tab. 3). Vermutlich ist hierfür das geringere Alter des Britzer Sees von nur 25 Jahren verantwortlich.



2.11.08 142.jpg



11.12.08 093.jpg

Bild 1: Makrophytendominierter See im Britzer Garten

Links: Schwimmblattbestand im Uferbereich mit geringem Aufwuchs, 31.10.08

Rechts: Vor dem Zuleitungskanal zum Pumpenhaus sammeln sich die Sprosse des bestandsdominierenden Tausendblattes



11.12.08 066.jpg



11.12.08 107.jpg

Bild 2: Flachwasserbereiche des Sees im Britzer Garten

Links: Trotz geringer Wassertiefe sind nur wenige Schweb- und Aufwuchsalgen vorhanden

Rechts: Die ausgeprägte, flache Uferzone zeigt die geringe Trophie am geringen Wuchs von Algen und Schilfröhricht



11.12.08 111.jpg



11.12.08 081.jpg

Bild 3: Britzer Garten

Der Aushub für den See wurde zur Anlage der Britzer Höhen verwendet (links). Der anstehende, rohe Geschiebelehm ohne Oberbodenüberdeckung bewirkt nährstoffarme Bedingungen, die an dem schütterten Schilfwuchs und dem planktonarmen Wasser zu erkennen sind (rechts Tümpel am Weidenbach)

Der sehr geringen planktischen Produktion steht allerdings eine hohe makrophytische gegenüber. Bild 1 zeigt den Aspekt zu Vegetationsende. Der Aufwuchs auf den Wasserpflanzen ist gering, was die geringen verfügbaren P-Mengen im Freiwasser widerspiegelt. Die abgebildeten Schwimmblattbestände und das bestandsdominierende Tausendblatt können allerdings über ihre Wurzeln das P-Depot des Sedimentes nutzen. Kartierungen von Koppelmeyer u.a (2003) zeigen während der Vegetationsperiode einen Deckungsgrad durch Wasserpflanzen von 90-100 % am Britzer See. So hohe Deckungsgrade mit $0,53 \text{ kg TM/m}^2$ konnte Röncke u.a (2005) selbst bei $9 \mu\text{g P}_{\text{ges}}/\text{l}$ im Freiwasser feststellen. Die hohe Makrophytenproduktion am Britzer See führt zum Eintrag von Pflanzenbruchstücken in das Pumpenhaus (Bild 1, rechts). Im Pumpenhaus am Britzer Garten sind ein Grobrechen und eine Feinsiebtrommel installiert, um u.a. Pflanzenteile von den Pumpen (Kreislaufwasserführung) fernzuhalten. Bisher wird am Britzer See keine Pflanzenernte vorgenommen. Um diesen Aufwand zu vermeiden, ist nicht nur ein geringer P-Gehalt des Freiwassers, sondern auch ein geringes pflanzenverfügbares P-Depot des Seesediments notwendig. Eine frühzeitige hypolimnische Seewasserreinigung kann die Minimierung dieses Depots bewirken.

Der im Bild 2 angeführte Flachwasserbereich des Britzer Sees zeigt eine geringe Aufwuchs- und Röhrichtmasse. An den Flachwasserbereichen kann bisher keine Sedimentbildung, die als P-Pool für die Produktion fungiert, beobachtet werden. Der geringe Nährstoffpool am sedimentfreien geschiebelehmausgekleideten Weidenbach-Tümpel kann u.a. an dem moderaten Wuchs des Schilfröhrichts festgestellt werden (Bild 3, rechts).



01.06.08 060.jpg



14.06.08 136.jpg

Bild 4: Grundwassergespeister Orankesee

Links: Badebereich, 31.05.08

Rechts: Außerhalb des Badebereichs sind Laichkrautpulke vorhanden

Der Orankesee ist geringer makrophytendominiert als der Britzer See. Die Laichkrautbestände bedecken nur 10-20 % der Seefläche. Ein deutlich höherer Anteil der Primärproduktion dürfte planktisch sein, ein Indiz für im Vergleich zum Britzer See höheren Trophiestatus. Ein Klarwasserstadium mit moderater makrophytischer Primärproduktion kann durch eine Seewasserreinigung aufrecht erhalten werden.

9. Vorgaben für Planer

Stichpunktartig können zum derzeitigen Planungsstand die folgenden Vorgaben für die beteiligten Planer gemacht werden.

Trinkwasserversorgung

Ein Trinkwasserleitungsnetz ist in den Quartieren erforderlich.

Schmutzwasserentsorgung

Ein Schmutzwasserkanalnetz ist in den Quartieren erforderlich.

Grauwassernutzung

Grauwasseranlagen substituieren Trinkwasser und sollten daher grundsätzlich in der Planung der Hausinstallation Berücksichtigung finden.

Regenentwässerung

Regenwasserabfluss ist durch geringe Flächenversiegelung, den Einsatz von (teil-)durchlässigen Belägen und Gründächern so weit wie möglich zu reduzieren.

Anfallendes Regenwasser ist möglichst auf dem jeweiligen Grundstück zu versickern (Faustformel: Versickerungsfläche = ca. 10 % bis 20 % der Grundstücksfläche).

Während eine Standardkanalisation üblicherweise im unterirdischen Fahrbahnbereich liegt und keinen zusätzlichen Raum im Straßenquerschnitt erfordert, sind von den zuständigen Planern neben Fußgänger-, Grün-, Park- und Fahrbahnlflächen auch entsprechende Flächen im Straßenraum für Rinnen und Mulden vorzusehen (Breite = 3 m).

Darüber hinaus sollten die Straßen bei Verwendung des Regenwassers in der Wasserlandschaft möglichst ein Längsgefälle zum Verwendungsort (also in Richtung Parklandschaft) erhalten, damit unnötige Tiefenlagen für das Entwässerungssystem vermieden und evtl. nicht zu vermeidende Pumpenanlagen minimiert werden.

Regenwassernutzung

Regenwasseranlagen substituieren ebenfalls Trinkwasser und sollten daher grundsätzlich in der Planung der Hausinstallation Berücksichtigung finden (ggf. in Kombination mit Grauwasseranlagen).

Wasserlandschaft

Der ungereinigte Regenabfluss sollte nicht für gestalterische Zwecke (z.B. in Gräben, Kanälen, Teichen etc.) verwendet werden. Ausnahmen hiervon können eventuell Hardsdachabflüsse sein. Geplanten Teichen sollte nur filtrierter, gereinigter Regenabfluss zufließen.

Bei geplanten Wasserkörpern (-flächen) nördlich und südlich des Columbia-damms, deren Wasserspiegel korrespondieren sollen, sind die unterschiedlichen Höhenverhältnisse zu berücksichtigen.

Der geplante Badesee sollte nur durch Grundwasser gespeist werden. Das Grundwasser muss ein sehr weites Fe/P-Verhältnis besitzen. Zur Aufrechterhaltung eines geringen Trophieniveaus sollte eine Seewasserreinigungsanlage installiert werden. Die langfristig geringe Trophie sollte dazu führen, dass die Primärproduktion makrophyten-dominiert ist. Die Makrophytenmasse sollte durch die nur geringen verfügbaren P-Mengen aus Sediment und Freiwasser limitiert werden. Aufgrund dieser Limitierung sollte eine Ernte der Wasserpflanzen wie der Röhrichsäume zur Begrenzung des Produktionsniveaus nicht notwendig werden.

Der geplante Badesee sollte eine mittlere Mindesttiefe von 5 m, eine Längsstreckung in Hauptwindrichtung, keine Unterteilung und ein möglichst großes Volumen besitzen. Ein Seevolumen von 1 Mio. m³ wäre eine günstige Voraussetzung für eine geringe Eutrophierungs- und Verlandungsgeschwindigkeit. Ausgeprägte Flachwasserbereiche sollten nur vorgesehen werden, wenn ein tiefes trophisches Niveau des geplanten Badesees gesichert ist.

Ein länglich gestreckter See mit Gefälle zu einem zentralen Tiefpunkt ermöglicht die Seewasserreinigung und Sedimententnahme mit geringen Unterhaltungsaufwendungen.

10. Recherche vergleichbarer Projekte

Um für die weiteren Planungen aus Erfolgen und Fehlern früherer Projekte lernen zu können, schlagen wir eine Recherche der Betriebserfahrungen vor. Die Recherche sollte sowohl den Bereich Neuanlage von Seen als auch die Seewasserreinigung umfassen. Es werden folgende Projekte vorgeschlagen:

1. Britzer See im Britzer Garten , Berlin
2. Flachwasserbecken oberhalb Tegeler Hafen, Berlin
3. Teich am Schwerinerhof, Hellersdorf , Berlin
4. Seewasserreinigung am Potsdamer Platz, Berlin
5. Seewasserreinigung Penkuner Schlosssee, Mecklenburg-Vorpommern
6. Seewasserreinigung Allerparksee, Wolfsburg
7. Seewasserreinigung Fümmelsee, Wolfenbüttel
8. Seewasserreinigung Westparksee, München
9. Seewasserreinigung Teiche am Campus von Infineon, München

Berlin, Januar 2009

Müller-Kalchreuth
Planungsgesellschaft

Bioplan
Landeskulturgesellschaft

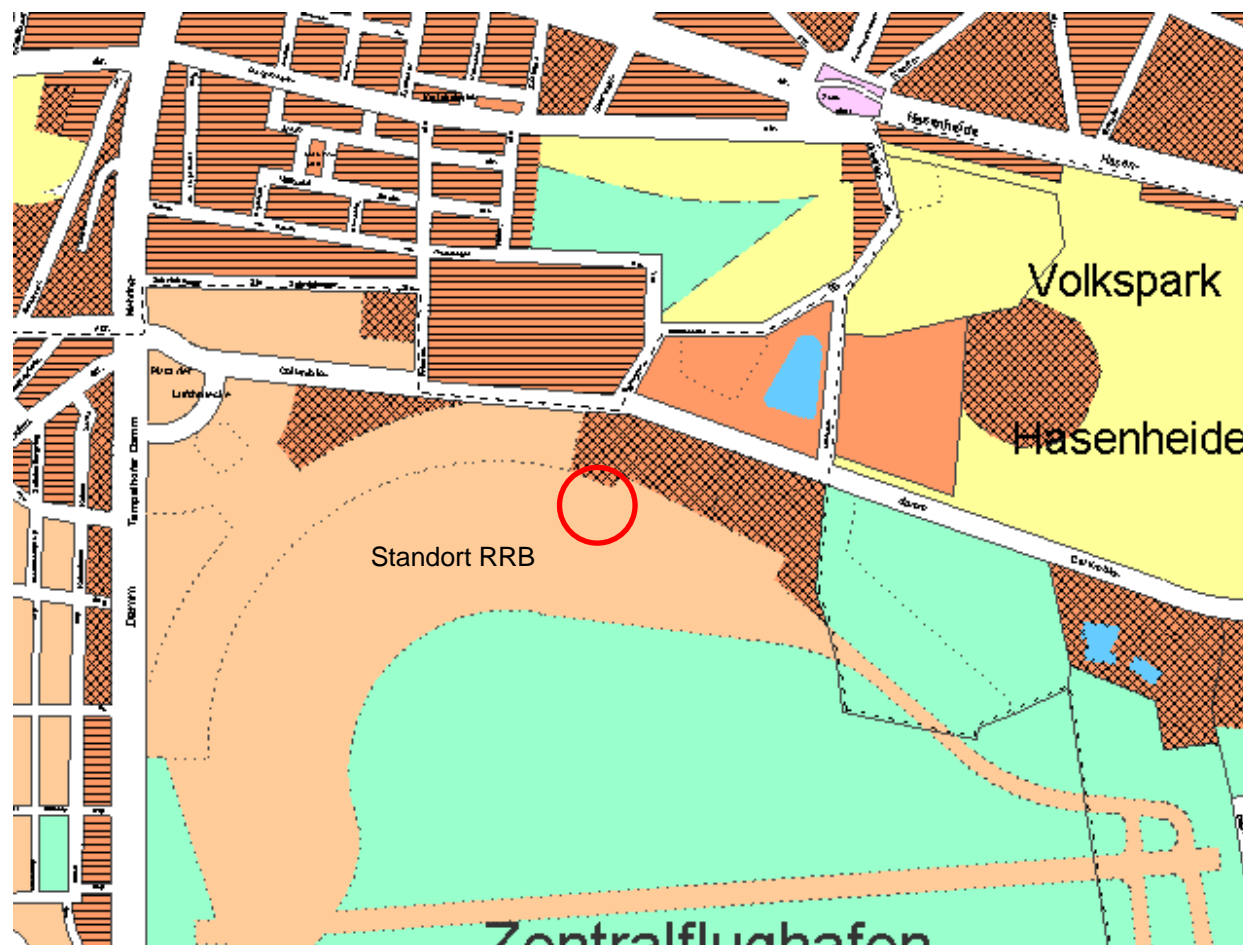
ifs Ingenieurgesellschaft
für Stadthydrologie

11. Verwendete Literatur

- [1] Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
DWA-Arbeitsblatt A138
Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser / April 2005
- [2] Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
DWA-Merkblatt 153
Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser / August 2007
- [3] Golwer, A. und Schneider, W. (1983): Untersuchungen über die Belastung des Wassers im Gebiet von Straßen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 391
- [4] Tröger, U. u.a. (1996): Rieselfelder südlich Berlins Teilprojekt Hydrogeologie. Studien und Tagungsberichte, Bd. 13/14, LUA Brandenburg
- [5] Kappelmeyer, B. u.a. (2003): Einschätzung des Gewässerzustandes des Sees im Britzer Garten, Bericht der GFG an SenStadt
- [6] Rönicke, H. u.a.(2005): Makrophyteninvasion im Tagebau Goitsche. Vortrag DGL-Workshop am 18./19.3.05 in Iffeldorf

Bodenarten des Feinbodens (Quelle: Digitaler Umweltatlas Berlin)

Oberboden	Unterboden
mS	mS
mS	SI3, SI4, Ls3, mS
mS	Lu
mS, fS	mS, fS
mS, fS, SI3	mS, fS, SI3
fS	fS
fS	fS, Su3, Ut3
fS	SI3, Ls3, fS
fS, Su2	fS, Su2
fS, SI3	mS, fS, SI3
SI3	SI3, mS
Su3, SI3	Ls3, SI3
Ls4	fS, mS, Ls3
UT3	Ut3, mS



Abkürzungen nach der Bodenkundlichen Kartieranleitung (KA 4 1994)

mS	Mittelsand	SI4	stark lehmiger Sand
Su2	schwach schluffiger Sand	Ls4	stark sandiger Lehm
Su3	mittel schluffiger Sand	Ut3	mittel toniger Schluff
SI3	mittel lehmiger Sand	Lu	schluffiger Lehm

Grobbodenart und Grobbodenanteil am Gesamtboden

	eckig-kantige Steine (überwiegend mittlerer Anteil) im Ober- und Unterboden
	runde Steine (überwiegend schwacher Anteil und überwiegend im Unterboden)

Torfart

Torfart des Unterbodens

Niedermoor-torf



Übergangs-moor-torf

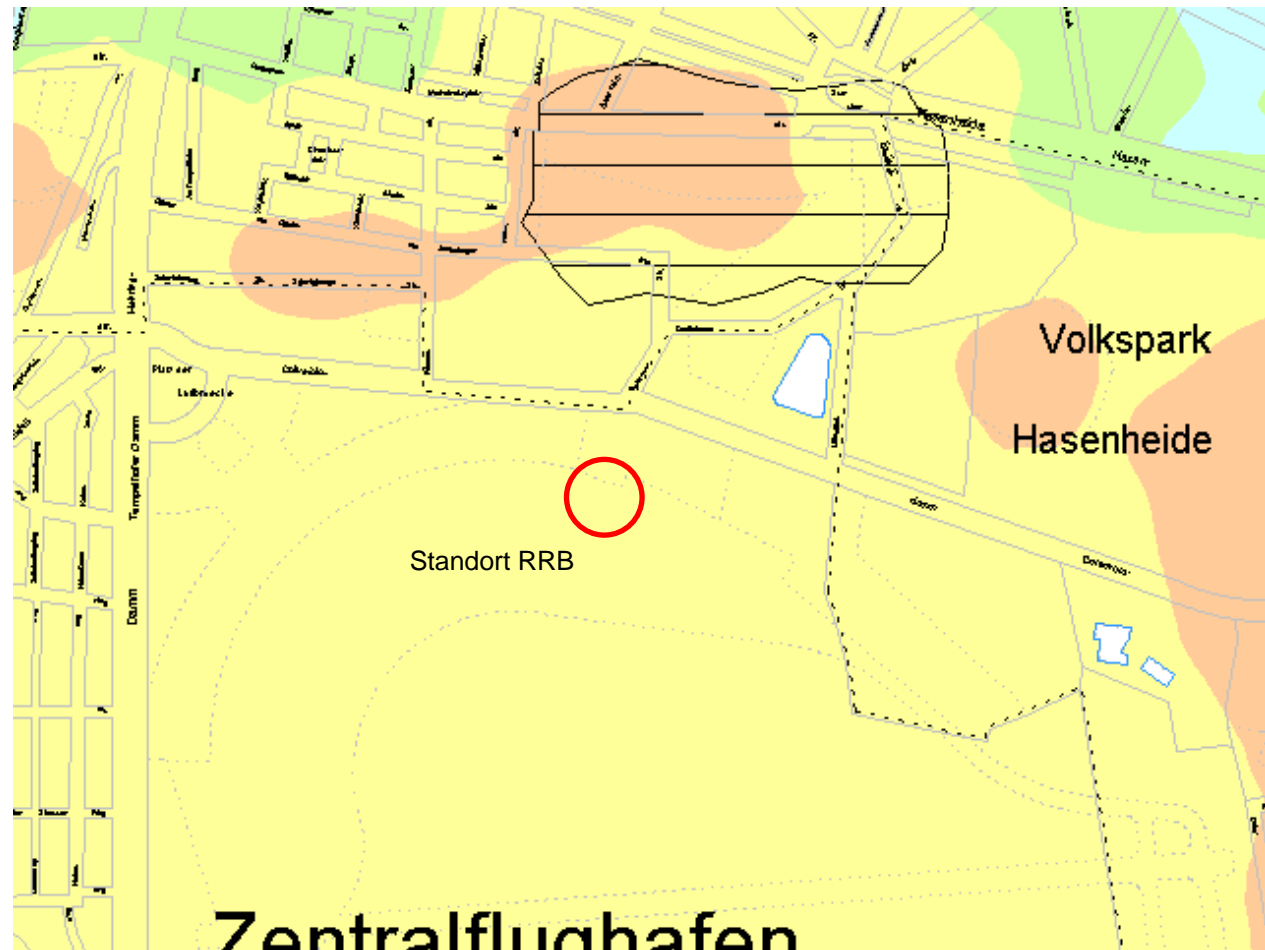
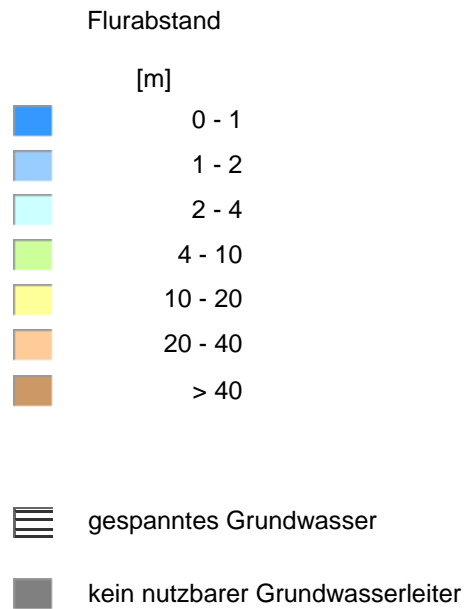


Filtervermögen und Wasserdurchlässigkeit (Quelle: Digitaler Umweltatlas Berlin)











	Wasserdurchlässigkeit [cm/d]	Wasserdurchlässigkeit Stufe	Filtervermögen
	<1	1 sehr gering	3 hoch
	1- <10	2 gering	
	10- <40	3 mittel	2 mittel
	40- <100	4 hoch	
	100- <300	5 sehr hoch	1 gering
	>=300	6 äußerst hoch	

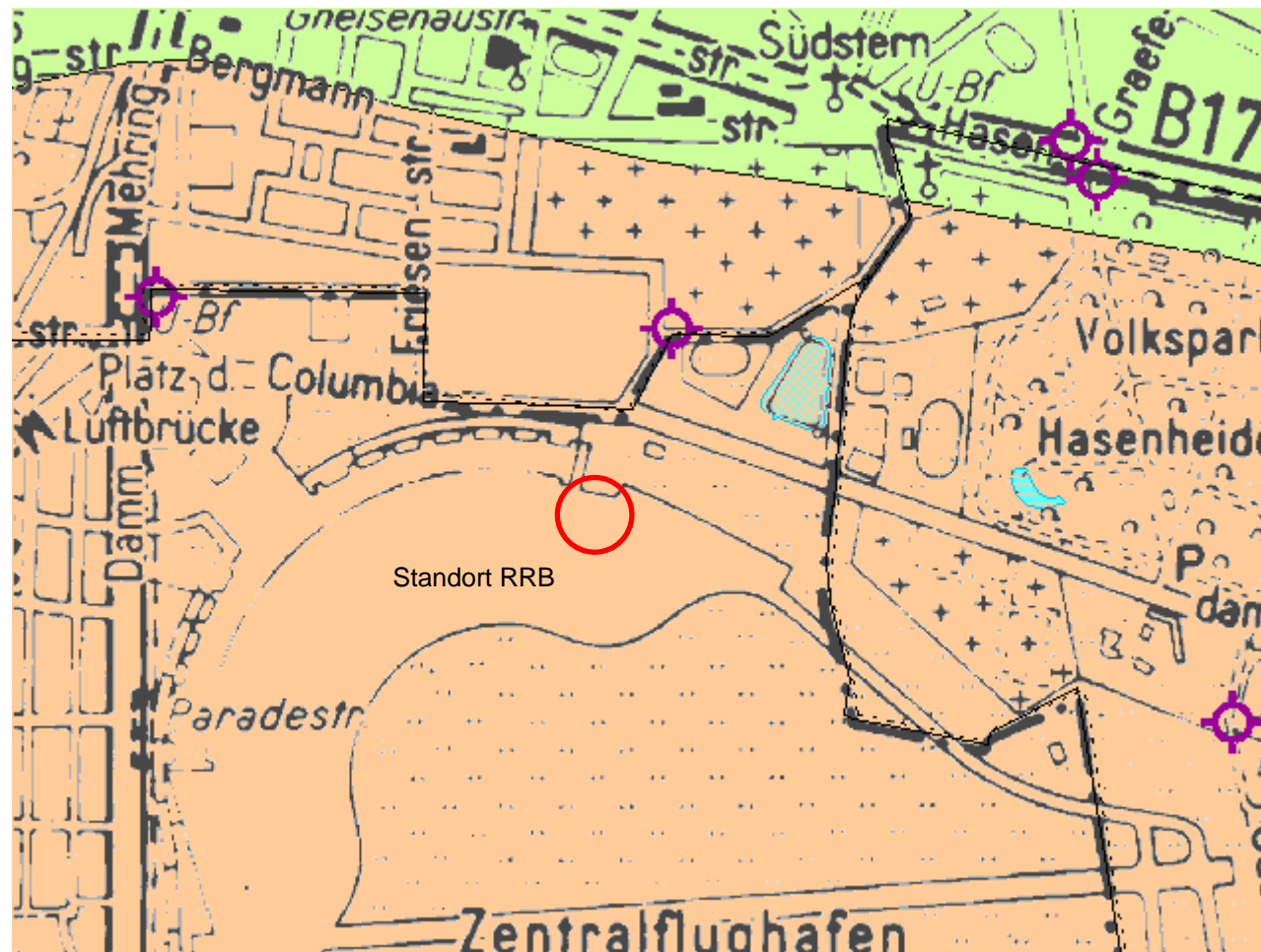


Grundwasserflurabstand (Ausgabe 2003) (Quelle: Digitaler Umweltatlas Berlin)








Grundwassergleichen (Quelle: Digitaler Umweltatlas Berlin)

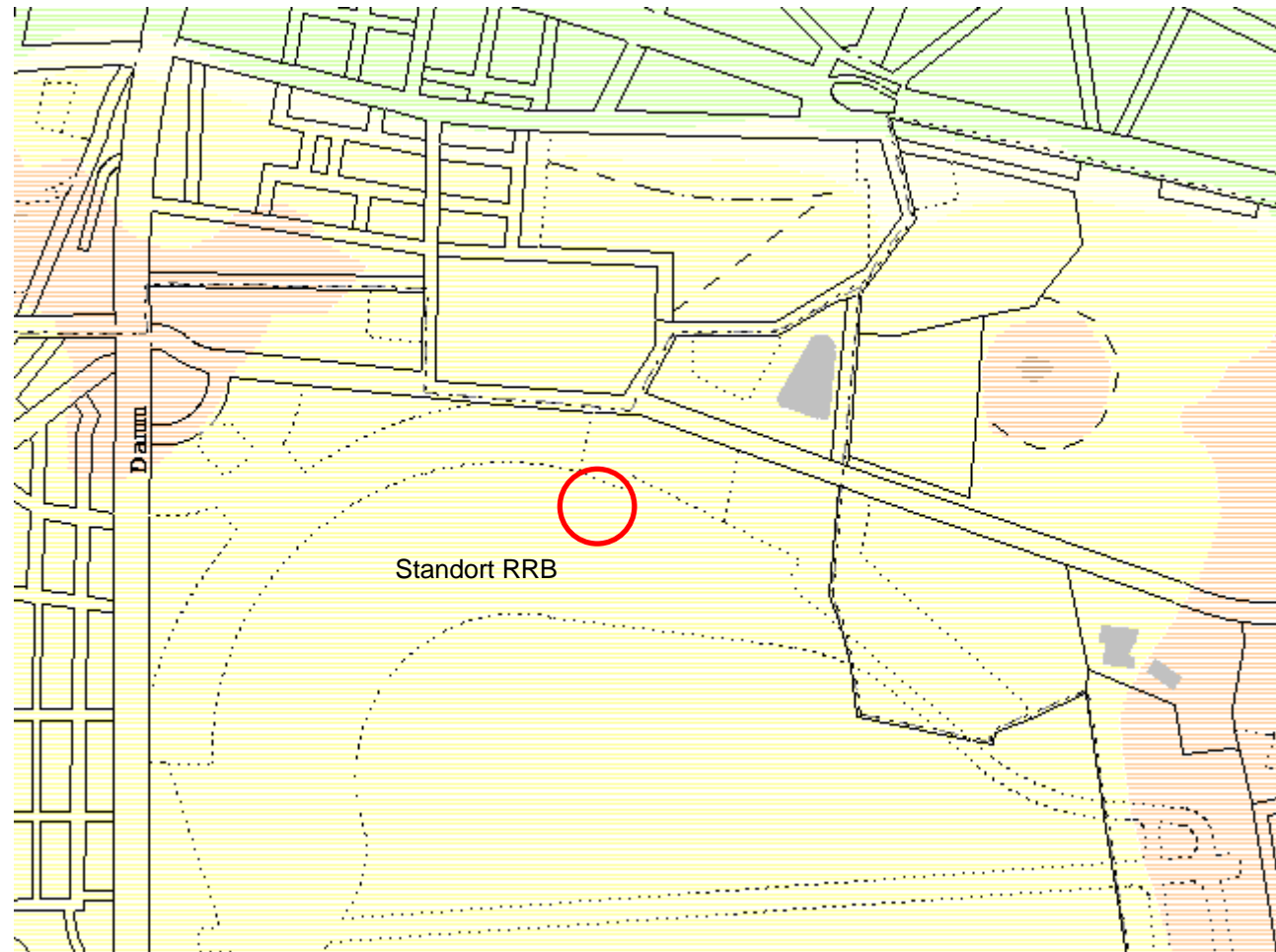
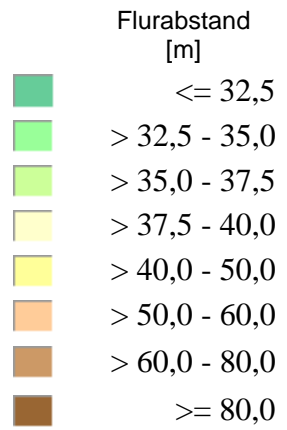
-  Hauptgrundwasserleiter
-  in Bereichen mit freiem Grundwasser
-  in Bereichen mit gespanntem Grundwasser
-  Gebiet in dem der Hauptgrundwasserleiter nicht oder nur in isolierten, wenige Meter mächtigen Vorkommen ausgebildet ist.
-  Grundwassermessstelle Hauptgrundwasserleiter
-  Pegel an oberirdischem Gewässer
-  Wasserwerk in Betrieb
-  Wasserwerk außer Betrieb
-  aktive Brunnengalerie
-  Wasserschutzgebietsgrenze



Geologie

- | | |
|--|--|
|  See- und Moorablagerungen: Sand mit Torf und Mudde |  Hochflächen: Geschiebelehm / -mergel |
|  Gewässer |  Urstromtal und Nebentäler: Sand |
| |  Hochflächen: Sand |

Geländehöhen (in Meter über NN) (Quelle: Digitaler Umweltatlas Berlin)



**Bewertungsverfahren
nach DWA-M153**

Müller-Kalchreuth Planungsgesellschaft mbH, Berlin

Auftraggeber:

Senatsverwaltung für Stadtentwicklung

Projekt:

Wasserwirtschaftliche Beratung zur Nachnutzung des Tempelhofer Flugfeldes

Gewässer (Tabellen 1a und 1b)	Typ	Gewässerpunkte G
Grundwasser, außerhalb TW-Einzugsgebieten	G12	10

Flächenanteil f_i (Kapitel 4)		Luft L_i (Tabelle 2)		Flächen F_i (Tabelle 3)		Abflussbelastung B_i
$A_{u,i}$	f_i	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
87.605	0,14	L3	4	F6	35	5,46
387.371	0,63	L3	4	F3	12	10,08
141.453	0,23	L3	4	F2	8	2,76
$\Sigma = 616429$	$\Sigma = 1$	Abflussbelastung $B = \Sigma B_i$				B = 18,3

Eine Regenwasserbehandlung ist erforderlich, da $B > G$!

maximal zulässiger Durchgangswert $D_{\max} = G/B$:	$G/B = 10/18,3 = 0,55$
gewählte Versickerungsfläche $A_s =$	22.740 $A_u : A_s = 27,1 : 1$

vorgesehene Behandlungsmaßnahme (Tabellen 4a, 4b und 4c)	Typ	Durchgangswert D_i
Versickerung durch 30 cm bew. Oberboden	D1	0,45
Durchgangswert $D = \text{Produkt aller } D_i \text{ (Kapitel 6.2.2):}$		D = 0,45

Emissionswert $E = B \cdot D$:	E = 18,3 * 0,45 = 8,24
---------------------------------	-------------------------------

Die vorgesehene Behandlung ist ausreichend, da $E \leq G$ ($E = 8,24$; $G = 10$).

Regenwasserversickerungsbecken

ifs		erwin 4.0		Seite 4.1	
Ingenieurgesellschaft für		System: Regenwasserversickerungsbecken		Müller-Kalchreuth Planungsgesellschaft mbH Berlin	
Stadthydrologie mbH		Druckdatum: 24.07.2008		10999 Berlin	
				Lizenz Nr. 017-400-204-152	

Elementdaten:**Einzugsgebiete/Gewerbegebiete (undurchlässige Teilflächen)**

Name	Station	Größe	Abflußbildungsparameter				Speicherkaskade			
			Anteil undurchl. Fläche	Ben.-verlust	Muldenverlust	Anf.abfl.-beiwert	Endabfl.-beiwert	Muldenauf-füllungs-grad	n	k
		[ha]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[min]
Columbia west	NEUK	20,4472	74,301	0,5	1,8	0,3	0,85	0,0	3	5
Columbia ost	NEUK	13,3114	33,733	0,5	1,8	0,3	0,85	0,0	3	5
Flughafen	NEUK	362,3594	11,553	0,5	1,8	0,3	0,85	0,0	3	5

Einzugsgebiete/Gewerbegebiete (durchlässige Teilflächen)

Name	Station	Größe	Abflußbildungsparameter				Infiltrationsparameter			
			Anteil durchl. Fläche	Ben.-verlust	Muldenverlust	Anf.abfl.-beiwert	Endabfl.-beiwert	Anfangs-infiltr.-rate	End-infiltr.-rate	Rückg. Regen-phase
		[ha]	[%]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[l/(s ha)]	[-]	[min]
Columbia west	NEUK	20,4472	25,699	5,0	4,0	0,0	0,4	167,0	17,0	0,06
Columbia ost	NEUK	13,3114	66,267	5,0	4,0	0,0	0,4	167,0	17,0	0,06
Flughafen	NEUK	362,3594	88,447	5,0	4,0	0,0	0,4	167,0	17,0	0,06

Mulden-Rigolen-Elemente

Name	Zulauf von...	Ablauf nach...	Überlauf nach...	kf-Wert	Nutzbares Ges.-Volumen	Überflutung Rücklauf
				[m/s]	[m³]	
RVB	Columbia west	Grundwasser	-	0	44290,59	nein

Daten der Teilelemente

Name	Mulde	Länge	Breite	Tiefe	Neigung Länge	Neigung Breite	kf-Wert	Nutzbares Volumen
	Bodensp.	Länge	Breite	Stärke	Nutzbare Feldkapaz.	Grobporen-anteil		Nutzbares Volumen
	Rigole	Länge	Breite	Tiefe	Rohrinnen-durchm.	Rohrwand-stärke	kf-Wert	Porenanteil Kiesfüll.
Mulde		[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[m/s]	-
Bodenspeicher		[m]	[m]	[m]	[mm/dm]	[Vol. %]	-	-
Rigole		[m]	[m]	[m]	[mm]	[mm]	[m/s]	[%]
RVB	Mulde	130	80	5	1:2	1:2	0,00005	-
	Bodensp.	130	80	0,3	15	23	-	-
	Rigole	130	80	0,3	200	20	0	30

Verbindungselemente

Name	Typ	Zulauf von...	Ablauf nach...	Fließzeit
				[min]
Rohr1	Rohr	Columbia west	RVB	0
Rohr2	Rohr	Columbia ost	RVB	0
Rohr3	Rohr	Flughafen	RVB	0
Rohr14	Rohr	RVB	Grundwasser	0

Wasserstandsbeziehungen

Name	Wasserstandsbeziehung									
RVB	Mulde	H	[m]	0,0	0,556	1,111	1,667	2,222	2,778	3,333
		V	[m³]	0,0	3775,623	7759,583	11971,73	16402,39	21073,02	25972,29
	H	[m]	0,0	0,0	0,625	1,25	1,875	2,5	3,125	3,75
		As	[m³]	0,0	6600,0	7082,152	7578,28	8088,383	8612,461	9150,515
	H	[m]	4,99	5,0						
		Qd	[l/s]	0,0	0,0					
	H	[m]	4,95	5,0						
		Qd,sys	[l/s]	0,0	10000,0					
	Rigole	H	[m]	0,0	0,3					
		Qd	[l/s]	0,0	1000,0					

ifs
Ingenieurgesellschaft für
Stadthydrologie mbH

erwin 4.0
System: Regenwasserversickerungsbecken
Druckdatum: 24.07.2008

Seite 6.1
Müller-Kalchreuth Planungsgesellschaft mbH Berlin
10999 Berlin
Lizenz Nr. 017-400-204-152

Gesamtbilanz für 1960 bis 2003 Teilsystem 1

Gebiet	Station	N	ΣQ Aund			ΣQ Adurch		ΣQ ges		Ψ	ΣQ SW	ΣQ FW
			[mm]	[mm]	[m³]	[mm]	[m³]	[mm]	[m³]	[-]	[m³]	[m³]
Columbia west	NEUK	22763	13389	2034148	163,7	8604	9990	2042751	0,439	-	-	-
Columbia ost	NEUK	22763	13389	601217	163,7	14443	4625	615660	0,203	-	-	-
Flughafen	NEUK	22763	13389	5605170	163,7	524756	1692	6129926	0,074	-	-	-

Mulden-Rigolen-Elemente

Name	Zuflüsse	ΣQ_{zu}	ΣQ_{ab}	ΣQ_s	ΣE_p	$\Sigma Q_{ü,sys}$	Überlauf-Anzahl		$\Sigma Q_{ü,s,m}$	Mittlere Überlauf-
		[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	dauer	Überl.	[m³]	dauer
RVB	Columbia west Columbia ost Flughafen	9025051	8729886	0,0	266439	54033	14,2	7	7719	2,02

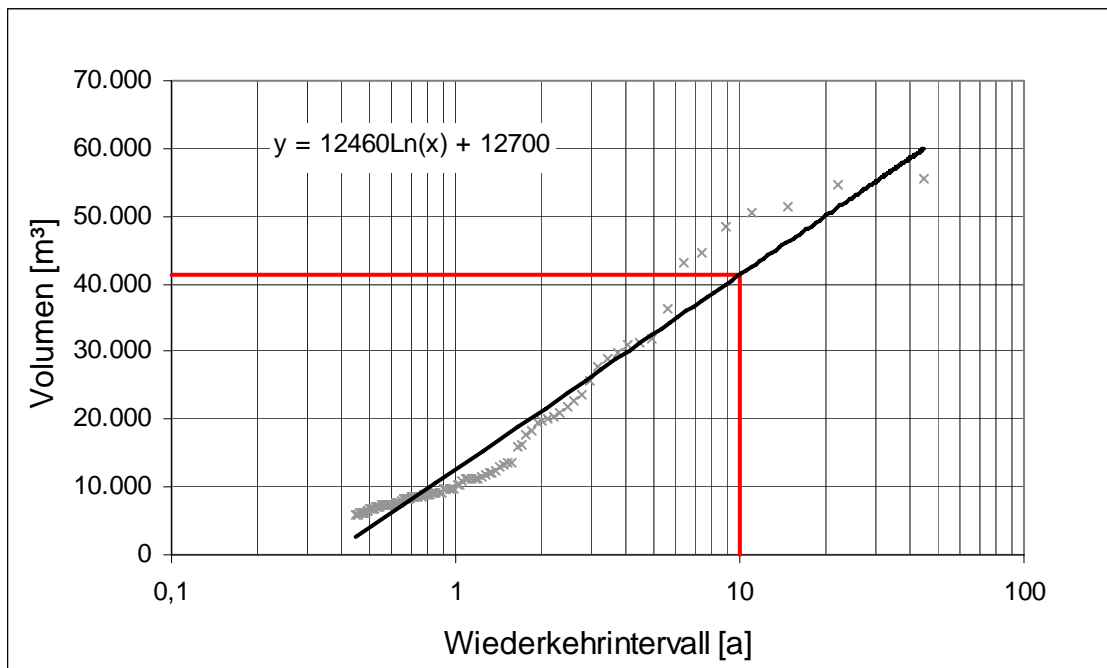
Detailinformation

		$\Sigma Q_{\text{Ü}}$	Überlauf-Anzahl		$\Sigma Q_{\text{Ü,m}}$	Mittlere	Mittlere	max.	Über-
Name			dauer	Überl.		Überlauf-	Einstau-	Einstau-	flutung
		[m³]	[h]	[-]	[m³]	[h]	[h]	[m]	[m³]
RVB	Mulde	0,0	0,333	1	0,0	0,333	5039	0,866	5,0
	Rigole	-	-	0	-	-	20776	3,57	0,081
									-

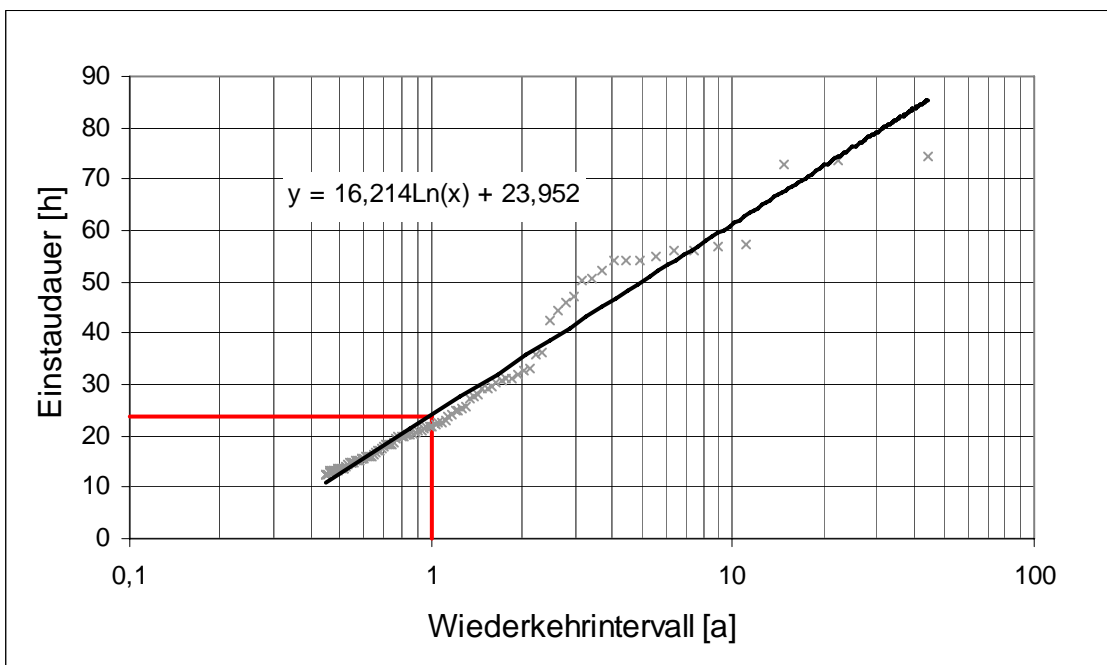
Name	Zuflüsse	ΣQ_{zu}
		[m³]
Grundwasser	RVB	8729886

Gesamtausgabe

N	Neff	$\Sigma Q_{zu, Abschl.}$	$\Sigma Q_{ab, offen}$	$\Sigma Q_{ab, ges}$	Überflutung
[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]
90167048	8788337	8729886	54033	8783919	2616



Statistische Auswertung der Speichervolumina



Statistische Auswertung der Einstaudauern

Straßenbegleitende Mulden im Columbia-Quartierifs
Ingenieurgesellschaft für
Stadthydrologie mbH**erwin 4.0**System: Straßenmulden
Druckdatum: 24.07.2008Seite 4.1
Müller-Kalchreuth Planungsgesellschaft mbH Berlin
10999 Berlin
Lizenz Nr. 017-400-204-152**Elementdaten:****Straßen**

Abflußbildungsparameter							
Name	Station	Größe undurchl. Fläche	Ben.- verlust	Mulden- verlust	Anf.abfl.- beiwert	Endabfl.- beiwert	Muldenauf- füllungs- grad
		[m²]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
10 m Straße	NEUK	76	0,5	0,5	0,2	1,0	0,0

Speicherelemente

Name	Typ	Zulauf von...	Ablauf nach...	Überlauf nach...	kf-Wert [m/s]	Nutzbares Volumen [m³]	Überflutung Rücklauf
Mulde	Mulde	10 m Straße	-	-	0,00001	3,14	nein

Verbindungselemente

Name	Typ	Zulauf von...	Ablauf nach...	Fließzeit [min]
Rohr2	Rohr	10 m Straße	Mulde	0

Wasserstandsbeziehungen

Name	Wasserstandsbeziehung										
Mulde	H	[m]	0,0	0,033	0,067	0,1	0,133	0,167	0,2	0,233	0,267
	V	[m³]	0,0	0,196	0,434	0,701	1,005	1,357	1,739	2,16	2,638
As	H	[m]	0,0	0,0	0,038	0,075	0,113	0,15	0,188	0,225	0,263
	As	[m²]	0,0	5,44	6,757	8,09	9,509	10,941	12,462	13,993	15,616
Qa	H	[m]	0,299	0,3							
	Qa	[l/s]	0,0	0,0							

ifs
Ingenieurgesellschaft für
Stadthydrologie mbH

erwin 4.0

System: Straßenmulden
Druckdatum: 24.07.2008

Seite 6.1
Müller-Kalchreuth Planungsgesellschaft mbH Berlin
10999 Berlin
Lizenz Nr. 017-400-204-152

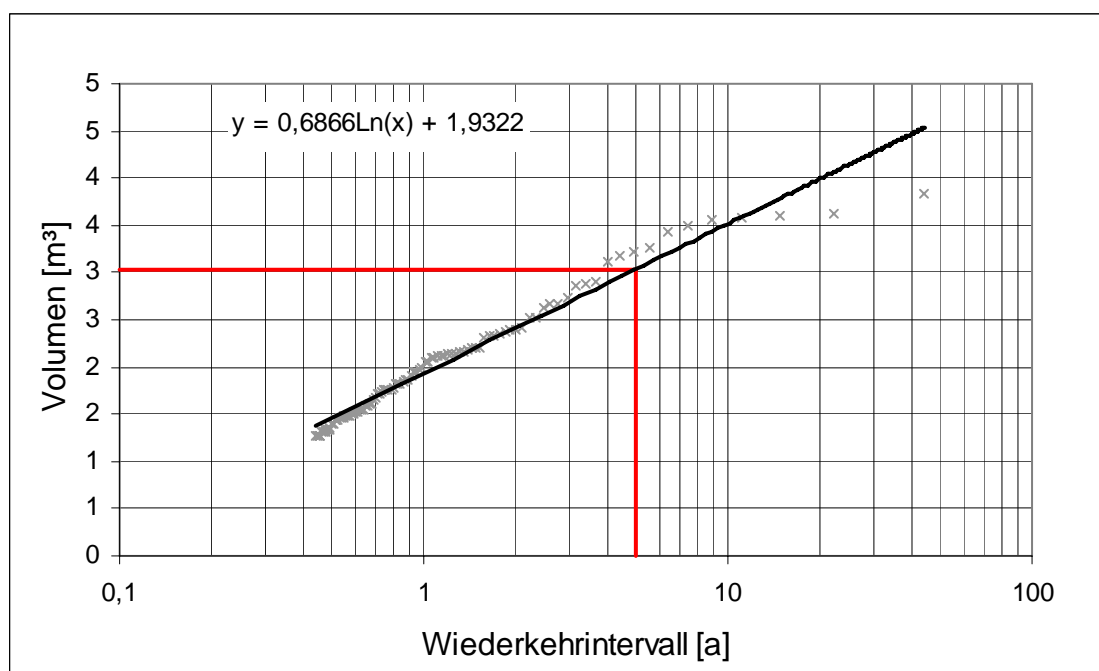
Gesamtbilanz für 1960 bis 2003 Teilsystem 1

Gebiet	Station	N	ΣQ Aund			ΣQ Adurch		ΣQ ges		Ψ	ΣQ SW	ΣQ FW
			[mm]	[mm]	[m³]	[mm]	[m³]	[mm]	[m³]	[-]	[m³]	[m³]
10 m Straße	NEUK	22763	17317	1316	-	-	17317	1316	0,761	-	-	-

Name	Zuflüsse	ΣQ_{zu}	ΣQ_s	$\Sigma Q_{ü}$	Überlauf- dauer	Anzahl Überl.	$Q_{ü,m}$	Mittlere Überlauf- dauer	Mittlere Einstau- dauer	Mittlere Einstau- dauer	max. Einstau- höhe	Über- flutung
		[m³]	[m³]	[m³]	[h]	[-]	[m³]	[h]	[h]	[h]	[m]	[m³]
Mulde	10 m Straße	1680	1677	0,003	8,5	10	0,0	0,85	6305	0,508	0,3	3,48

Gesamtausgabe

N	Neff	ΣQ_{zu} , Abschl.	ΣQ_{ab} , offen	ΣQ_{ab} , ges	Überflutung
[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]	[m³]
1730	1316	0,0	0,003	0,003	3,48



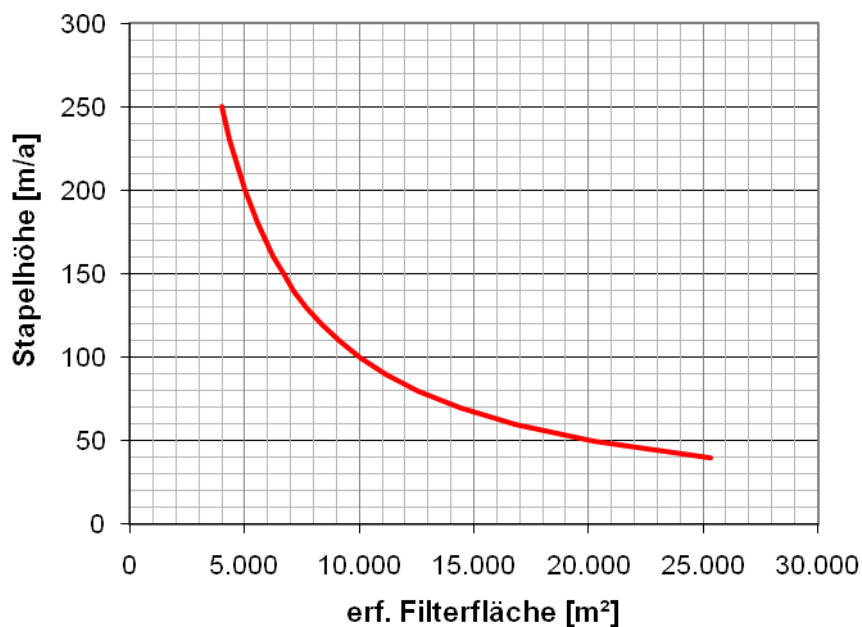
Statistische Auswertung der Speichervolumina

Berechnungsgrundlage:

kompletter Austausch des Wasservolumens innerhalb von einem Jahr,
Filterdurchsatz ohne Überregnung: 1.000.000 m³/a

Stapelhöhe [m/a]	Filterdurchsatz* [m ³ /a]	Filterfläche [m ²]
40	1.069.075	25.330
60	1.008.698	16.810
80	1.006.509	12.580
100	1.005.020	10.050
120	1.004.330	8.370
140	1.003.709	7.170
160	1.003.244	6.270
180	1.002.883	5.570
200	1.002.593	5.010
250	1.002.074	4.010

* inkl. Überregnung der Filterfläche



Berechnungsgrundlage:

Seeoberfläche: 20 ha

Überregnung: 517 mm/Jahr (\triangleq 103.400 m³/Jahr)

k _f -Wert der Gewässer- sohle [m/s]	Überregnung		Zehrung infolge potenzieller Verdunstung		Zehrung infolge Versickerung		Erforderliche Zuspeisung [m ³ /Jahr]
	[mm/Jahr]	[m ³ /Jahr]	[mm/Jahr]	[m ³ /Jahr]	[mm/Jahr]	[m ³ /Jahr]	
1 x 10 ⁻⁷	517	103.400	620	124.000	3.154	630.800	651.400
5 x 10 ⁻⁸					1.577	315.400	336.000
1 x 10 ⁻⁸					315	63.000	83.600
5 x 10 ⁻⁹					158	31.600	52.200
1 x 10 ⁻⁹					32	6.400	27.000
0					0	0	20.600

Zuspeisung = (Zehrung_{Versickerung} + Zehrung_{Verdunstung}) - Überregnung

