

OSNABRÜCK 

Wasserwirtschaftliche Voruntersuchung Erschließung

B.-Plan Nr. 370
„Ehemaliger Güterbahnhof“

Osnabrück, den 07.04.2016
1. Ausfertigung

 **Ingenieurbüro
Hans Tovar & Partner**
Beratende Ingenieure GbR

-  Wasserwirtschaft · Infrastruktur
-  Straßenbau · Verkehr
-  Landschaftsplanung
-  Stadtplanung
-  Ingenieurvermessung
-  Geoinformationssysteme

Beratung · Planung · Bauüberwachung

INHALTSVERZEICHNIS

Textteil

	Seite
1. Veranlassung	1
2. Bestehende Verhältnisse	1
3. Darstellung der Planung	2
3.1 Allgemeines	2
3.2 Regenrückhaltebecken und Regenwasserkanalisation	2
3.2.1 Variante 1 – RRB östlich des Ringlokschuppens (Vorzugsvariante)	3
3.2.2 Variante 2 – RRB östlich des Luftschutzbunkers	4
3.2.3 Variante 3 – RRB östlich des Wendehammers	5
3.2.4 Variante 4 – RRB nördlich des B.-Plangebietes zwischen Bahngleisen und Hase	6
3.2.5 Variante 5 – RRB im Süden des Plangebietes	6
3.2.6 Vergleich der Varianten 1 und 2	7
3.3 Versickerung	8
3.4 Schmutzwasserkanalisation	8
4. Landschaftspflegerische Belange	9

Anhang

Auszug DWD KOSTRA 2000	Anhang 1
Technische Berechnung	Anhang 2

Zeichnerische Unterlagen

Übersichtsplan	M 1 : 20.000	Anlage 1
Lagepläne Kanalisation		
Variante 1	M 1 : 1.000	Anlage 2.1
Variante 2	M 1 : 1.000	Anlage 2.2

1. Veranlassung

Die Stadt Osnabrück hat für den B.-Plan Nr. 370 „Ehemaliger Güterbahnhof“ den Planentwurf vorbereitet.

Das Ingenieurbüro Hans Tovar & Partner wurde beauftragt, eine wasserwirtschaftliche Voruntersuchung für die Aufstellung des B.-Plans durchzuführen.

2. Bestehende Verhältnisse

Lage im Raum

Das Plangebiet liegt in der Stadt Osnabrück, östlich des Hauptbahnhofs. Es umfasst eine Fläche von insgesamt rund 21,5 ha. Die Geländehöhen liegen im Mittel bei rund 66 m ü. NHN, wobei keine signifikanten Steigungen zu erkennen sind.

Schmutzwasserableitung

Auf den Flächen anfallendes Schmutzwasser wird über Schmutzwasserkanäle auf dem B.-Plangelände der öffentlichen Kanalisation DN 200 in der Dammstraße zugeführt.

Oberflächenentwässerung

Die Regenwasserableitung auf den Gebäudeflächen erfolgt derzeit über Regenwasserkanäle, die im Westen des Plangebietes die Dachabflüsse aufnehmen und in Richtung der Hase ableiten. Das Wasser der unbebauten und ungenutzten Flächen versickert vor Ort.

Baugrunduntersuchungen

Für den Güterbahnhof liegen der Stadt Osnabrück verschiedene Bodengutachten vor. Hervorzuheben ist dabei die am 28.08.2008 von der aurelis Real Estate GmbH beauftragte Flächenrisiko-Detailuntersuchung (FRIDU), in der der Baugrund untersucht und abfallrechtlich bewertet wurde.

Die Ergebnisse der Gutachten werden hier nur orientierend zusammengefasst. Eine fachliche Bewertung ist nicht Gegenstand der vorliegenden Untersuchung.

Ergebnis der Untersuchung ist, dass die oberen Bodenschichten mit einer Mächtigkeit von bis zu 1,60 m Tiefe aus künstlichen Auffüllungen aus Fein- und Mittelsand mit Beimengungen aus Bauschutt und Schotter bestehen. Diese Bodenschichten sind den Bodenklassen Z1 oder höher zuzuordnen. Aufgrund der Belastung der Böden ist deshalb eine Versickerung von Regenabflüssen nur bei vorherigem Austausch des Bodenmaterials möglich. In einigen Bereichen reichen die Belastungen bis in mehrere Meter Tiefe, sodass für eine Versickerung dort weitergehende Sanierungsmaßnahmen ergriffen werden müssten.

Aus dem Baugrundgutachten geht hervor, dass unterhalb der belasteten Auffüllungen aus Bauschutt und Schotter fluviale Fein- und Mittelsande anstehen. Eine Rammkernsondierung wies in 64,50 m ü. NHN ebenfalls eine etwa 0,5 m mächtige Torflinse auf. Die Durchlässigkeitsbeiwerte des Bodens werden im Mittel mit 1×10^{-3} bis 1×10^{-4} m/s angegeben.

Die Grundwasserstände betragen am 14.11.2002 im Planbereich zwischen 63,20 m ü. NHN nordwestlich des Ringlokschuppens und 64,40 m ü. NHN im Bereich südlich der Haupterschließungsstraße. Im August 2008 lagen die Grundwasserstände zwischen 63,95 m ü. NHN im Westen und 64,30 m ü. NHN östlich des Ringlokschuppens. Die Grundwasserfließrichtung ist nach Nordwesten zur Hase gerichtet.

3. Darstellung der Planung

3.1 Allgemeines

Hauptvorfluter für das Erschließungsgebiet ist die Hase, die den nördlichen Rand des Plangebietes bildet.

Für die Regenwasserkanalisation wurden in Abhängigkeit vom Standort des erforderlichen Regenrückhaltebeckens zwei Varianten untersucht, die im Abschnitt 3.2.6 zusammenfassend bewertet werden.

Für drei weitere Beckenstandorte erfolgt unter den Abschnitten 3.2.3 bis 3.2.5 eine Darstellung. Die drei Ansätze werden aus technischer und wirtschaftlicher Sicht als nicht realisierbar eingeschätzt und verworfen.

Die Oberflächenentwässerung erfolgt in den Trassen der geplanten Erschließungsstraßen im Trennsystem. Für die Regenwasserableitung sind aufgrund des geringen Geländegefälles Kanäle DN 400 bis DN 1400 vorgesehen.

Die Schmutzwasserableitung erfolgt in Kanälen DN 200 in Richtung eines zentralen Schmutzwasserpumpwerks. Über die Schmutzwasserdruckleitung wird das Wasser zur Hamburger Straße / Dammstraße abgeführt.

3.2 Regenrückhaltebecken und Regenwasserkanalisation

Für das Erschließungsgebiet wird angenommen, dass die Gewerbeflächen zu großen Teilen versiegelt werden. Der Versiegelungsgrad wird für die Gebäudeflächen mit 80 % angesetzt. Für die Regenwasserkanalisation ergeben sich daraus Spitzenabflussbeiwerte von $\Psi_s = 0,85$. Für ein geplantes Fernbusterminal östlich des Ringlokschuppens wird der Versiegelungsgrad zu 100 % angesetzt. Der Spitzenabflussbeiwert für diese Fläche beträgt $\Psi_s = 0,96$.

Für das Erschließungsgebiet wird gemäß DWA-A 118 als Bemessungsregen ein Ereignis mit einer Dauer von $D = 10$ min angesetzt. In Gewerbegebieten muss ohne detaillierte Überflutungsprüfung ein 5-jährliches Re-

genereignis in der Kanalisation abgeleitet werden können. Im Stadtbereich Osnabrück werden dementsprechend gemäß KOSTRA-Atlas als Bemessungsregenspende $r_{10, n=0,2} = 246,0 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ angesetzt.

Die Regenwasserkanalisation wird in Richtung des Regenrückhaltebeckens (RRB) geführt. Im RRB ist zur Vorbehandlung des Regenwassers ein Absetzbereich mit schwimmender Tauchwand geplant, der auf eine kritische Regenspende von $r_{\text{krit}} = 45 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ bemessen ist (Anhang 2). Darüber hinausgehende Zuflüsse werden über ein Abschlagsbauwerk an dem Absetzbereich vorbei direkt in das RRB eingeleitet. Der Drosselabfluss des RRB beträgt gemäß DWA-A 117 bei einer Drosselabflusspende von $q_{\text{Dr}} = 2,0 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ bei einer angeschlossenen Fläche von 21,67 ha rund $Q_{\text{Dr}} = 43 \text{ l/s}$. Das Volumen des RRB beträgt dementsprechend rund 9.000 m^3 .

Im Bereich des Regenrückhaltebeckens besteht optional die Möglichkeit, einen Dauerstaubereich zur Löschwasserentnahme vorzuhalten. Löschwasserteiche sind gemäß DIN 14210 herzustellen und sollten ein Fassungsvermögen von mindestens 1.000 m^3 aufweisen.

Unabhängig von der Position des RRB ist darauf zu achten, dass bei einem Grundwasseranschnitt durch den Bau des RRB eine Abdichtung zum Grundwasser erforderlich wird. Ein Grundwasseranschnitt ist bei Herstellung von Dauerstaubereichen zur Vorbehandlung des Regenwassers sowie zur Vorhaltung von Löschwasser in einem Löschwasserteich zu erwarten.

3.2.1 Variante 1 – RRB östlich des Ringlokschuppens (Vorzugsvariante)

Die erste Variante sieht vor, das RRB auf der Fläche östlich des Ringlokschuppens anzuordnen. Bei dieser Variante sind zwei Einleitungsstellen in das RRB vorgesehen. Das Oberflächenwasser des Ringlokschuppens (E04) wird zusammen mit dem Wasser des geplanten Fernbusterminals (E05) direkt über einen Absetzschacht mit Tauchwand dem RRB zugeführt (747 l/s). Die Abflüsse des restlichen Plangebietes werden über einen südlichen Zulauf DN 1400 in das RRB eingeleitet (3.483 l/s).

Der Drosselabfluss wird in nordwestlicher Richtung über eine rund 190 m lange Leitung DN 300 der Hase unterhalb des Stauwehres zugeführt. Der Notüberlauf führt über eine 10 m breite und 40 cm tiefe Entwässerungsmulde auf kürzestem Weg parallel zum Geh- und Radweg in Richtung Hase (etwa 90 m).

Bei dieser Variante liegen die Sohlhöhen des RRB bei 63,90 m ü. NHN im Bereich des Ablaufs und 63,95 m ü. NHN im Bereich des Zulaufs, sodass sich bei Erreichen des Stauziels von 65,50 m ü. NHN ein Wasserstand von rund 1,60 m einstellt.

Die Endpunkte der Kanalisation innerhalb des gesamten Gebietes liegen bei Ansatz eines Gefälles von 2 ‰ bei einer Sohlhöhe von rund 64,80 m ü. NHN. Im Bereich großer Kanaldurchmesser muss die Straße

um 0,30 - 0,50 m über dem Urgelände liegen, um einen ausreichend großen Lastabtrag zu gewährleisten. Für die Entwässerung der Grundstücke ist ggf. in den Randbereichen eine Geländeaufhöhung von rund 0,30 - 0,50 m nötig. Insbesondere im Bereich des südlichen Zulaufs zum RRB liegt die Sohlhöhe von Schacht RP03 bei 63,99 m ü. NHN. Bei dem anschließenden Kanal DN 1400 beträgt die Überdeckung bei einer vorhandenen Geländehöhe von 65,85 m ü. NHN nur noch rund 0,15 m, sodass die Straßenhöhe in diesem Bereich 0,6 m über dem Urgelände liegen muss.

Die Altlasten im Bereich des Regenrückhaltebeckens sind vor Umsetzung der Maßnahme zu sanieren und die vorhandene Trafostation zu entfernen.

3.2.2 Variante 2 – RRB östlich des Luftschutzbunkers

In der zweiten Variante liegt das RRB gegenüber der ersten Variante weiter östlich im Bereich des Luftschutzbunkers im Norden des Plangebietes. Es ergibt sich so die Möglichkeit einer zusätzlichen Bebauung östlich des Ringlokschuppens. Der Luftschutzbunker muss bei dieser Variante in das RRB integriert oder abgebrochen werden.

Der Drosselabfluss wird über eine rund 310 m lange Leitung DN 300 ebenfalls der Hase unterhalb des Stauwehres zugeführt. Der Notüberlauf erfolgt entweder über ein Grabenprofil oder über einen Unterhaltungsweg der Bahn mit Querverbindung zum geplanten Fuß- und Radweg. Sowohl der Graben als auch der Unterhaltungsweg verlaufen südlich parallel zur Bahntrasse.

Aufgrund der längeren Strecke zwischen Einleitung in die Hase und Drossel des RRB liegt die Sohlhöhe des RRB bei dieser Variante bei 64,15 m ü. NHN im Bereich des Ablaufs und 64,20 m ü. NHN im Bereich des Zulaufs. Bei Erreichen des Stauziels von 65,50 m ü. NHN beträgt der Wasserstand demnach rund 1,35 m, sodass insgesamt eine rund 1.000 m² größere Fläche für Retentionsmaßnahmen vorgehalten werden muss als bei Variante 1.

Bei dieser Variante wird das gesamte Regenwasser über eine Einleitstelle dem RRB zugeführt. Auch die Abflüsse aus dem Bereich des Ringlokschuppens müssen über die Hauptkanalisation geführt werden. Aufgrund des hohen Zuflusses aus der Kanalisation von 4.229 l/s erfolgt die Zuleitung zum RRB über einen Kanal DN 1400. Dieser muss mit einem Sohlgefälle von mindestens 6 ‰ verlegt werden, um die Abflüsse im Freigefälle abführen zu können.

Auch bei dieser Variante werden die Zuflüsse zum RRB bis zu einer kritischen Regenspende von 45 l/(s·ha) über einen Absetzbereich mit schwimmender Tauchwand geleitet und darüber hinausgehende Wassermengen abgeschlagen und direkt in das RRB eingeleitet.

Aufgrund der steilen Zuleitung zum RRB liegt die Sohlhöhe der anschließenden Kanalisation im Bereich der HAUPTERSCHLIEßUNGSSTRAßE bei

64,40 m ü. NHN und steigt nach Westen weiter an. Bei Kanalquerschnitten DN 1400 ist davon auszugehen, dass die Oberkante des Kanals etwa auf Geländehöhe liegt und dementsprechend für eine ausreichende Überdeckung das Gelände um rund 0,4 - 1,2 m erhöht werden muss. Dies gilt trotz geringerer Querschnitte auch für den Süden des Plangebietes im Bereich der Endpunkte der Regenwasserkanalisation. Um die Entwässerung der Grundstücke sicherstellen zu können, muss das Gelände dort ebenfalls um rund 0,5 m angehoben werden, da sonst eine Ableitung des Oberflächenwassers im Freigefälle nicht möglich ist.

Durch die nötigen Geländeaufhöhungen in dieser Variante ist von erheblich höheren Kosten auszugehen als bei Variante 1. Daher wird diese Variante zwar als technisch realisierbar, jedoch als unwirtschaftlich bewertet.

3.2.3 Variante 3 – RRB östlich des Wendehammers

Eine dritte Variante sieht vor, das RRB im Bereich des östlichen Wendehammers anzuordnen. Für die Ableitung des Drosselabflusses sowie des Notüberlaufs zum Vorfluter Hase ist eine ca. 60 m lange Kreuzung der Bahngleise der DB AG notwendig.

Für eine Unterhaltung des Auslaufs in die Hase durch die Stadtwerke Osnabrück AG ist die Einrichtung einer jederzeit nutzbaren Querung der Bahngleise erforderlich. Für die Betretung und Überquerung der Bahngleise ist eine Genehmigung der DB AG erforderlich. Aus diesem Grund wird dieser Standort von den Stadtwerken Osnabrück nach bisheriger Absprache nicht akzeptiert.

Hinzukommt, dass zwischen Oberkante der Bahngleise und Oberkante der kreuzenden Leitungen ein vorgeschriebener Mindestabstand von 1,0 m eingehalten werden muss. Da im Gebiet ohnehin eine geringe Höhendifferenz zwischen Beckensohle und Wasserspiegel der Hase oberhalb des Stauwehres vorhanden ist, ist eine Leitungsführung in diesem Bereich schwierig zu realisieren und mit hohen Kosten verbunden.

Bei Ableitung des Drosselabflusses über die Trasse entlang der Bahngleise ergeben sich Sohlhöhen im Becken weit oberhalb der Sohlhöhe aus Variante 2.

Da über die Regenwasserkanalisation die Oberflächenabflüsse zunächst von West nach Ost und anschließend wieder über die Drosselleitung nach West transportiert werden müssen, ergeben sich so im Gebiet sehr lange Leitungslängen und damit verbunden problematische Sohlhöhen in den jeweiligen Endpunkten der Leitungen. Aufgrund des geringen Geländegefälles wären in diesem Fall noch wesentlich höhere Auffüllungen des Geländes notwendig als in Variante 2.

Aus diesen Gründen wird diese Variante als nicht realisierbar und nicht wirtschaftlich angesehen und daher verworfen.

3.2.4 Variante 4 – RRB nördlich des B.-Plangebietes zwischen Bahngleisen und Hase

In der vierten Variante liegt der Standort des RRB zwischen der Bahntrasse und der Hase im Norden des Plangebietes. Durch diese Standortpositionierung entstehen dieselben Probleme, die eine Kreuzung von Leitungen und Gleisanlagen mit sich führt, wie unter Abschnitt 3.2.3 beschrieben. Die Wartung des Auslaufes bedarf somit ständiger Koordination mit der DB AG. Aufgrund der fehlenden Zugänglichkeit zum Becken und zu allen Unterhaltungspunkten ist dieser Beckenstandort von den Stadtwerken als nicht geeignet eingestuft worden.

Auch hier kann durch den Mindestabstand von 1,0 m zwischen Bahngleisen und kreuzender Leitung das benötigte Gefälle der Freispiegelleitungen nur mit unverhältnismäßig großem Aufwand realisiert werden.

Die Variante ist daher nicht realisierbar und wird im Folgenden nicht weiter betrachtet.

3.2.5 Variante 5 – RRB im Süden des Plangebietes

Die fünfte Variante ist ein Planungsvorschlag der ZION GmbH. Die Planung sieht vor, das RRB im Süden des Plangebietes anzuordnen und optisch mit einem an der B.-Plangrenze zu errichtenden Boardinghouse zu kombinieren.

Auch bei dieser Variante besteht das Problem, dass das gesammelte Regenwasser zunächst von der Hase weg in das RRB und anschließend über die Drosselleitung wieder in Richtung Hase geleitet werden muss. Hierdurch liegt die Sohlhöhe des RRB mit 64,40 m ü. NHN noch höher als bei Variante 2, sodass der Flächenbedarf für das RRB enorm ansteigt (um weitere 1.500 m² gegenüber Variante 2 auf rund 8.200 m²).

Aufgrund der höheren Beckensohle muss die anschließende Kanalisation ebenfalls höher liegen, sodass für eine ausreichende Überdeckung der Kanäle das Gelände erheblich (um 1 bis 2 m) aufgefüllt werden muss. Gleiches gilt dementsprechend auch für alle Grundstücke, um den Abfluss von Oberflächenwasser in die Kanalisation zu gewährleisten.

Neben der Anschlussproblematik ist die Abführung des Notüberlaufs zu thematisieren. Eine Ableitung ist bei dieser Variante nur oberflächlich möglich, wobei der Abfluss quer durch das gesamte Gewerbegebiet in Richtung Hase geleitet werden muss.

Aufgrund der beschriebenen Probleme ist diese Variante als nicht wirtschaftlich realisierbar einzustufen und wird deshalb nicht weiter betrachtet.

3.2.6 Vergleich der Varianten 1 und 2

Zusammenfassend werden die Vor- und Nachteile der beiden Varianten 1 und 2 in folgender Tabelle dargestellt.

	Vorteile	Nachteile
Variante 1	<ul style="list-style-type: none"> - Kurze Anbindung an den Vorfluter Hase und deshalb niedrigere Beckensohle - Wegen niedriger Beckensohle: Geringe Anschlusshöhe des Zulaufs und der anschließenden Kanäle, wirtschaftliche Kanaltiefen, größtenteils ausreichende Überdeckung der Leitungen. - Wegen Nähe des RRB zu Ringlokschuppen und Fernbusterminal: Direkteinleitung in das RRB möglich. Dadurch geringerer Zufluss aus südlichem Zulauf und geringeres Gefälle möglich. - Kein Bunker im RRB; geringerer Unterhaltungsaufwand. - Niedrige Sohlhöhen der Regenwasserkanalisation führen zu meist ausreichender Überdeckung der Kanäle. Hierdurch sind weniger Auffüllungen und Gradientenüberhöhungen nötig. 	<ul style="list-style-type: none"> - Verwendung von für Investoren attraktiven Bauflächen östlich des Ringlokschuppens für Retentions- und Ausgleichsmaßnahmen
Variante 2	<ul style="list-style-type: none"> - Attraktive Bauflächen östlich des Ringlokschuppens stehen Investoren zur Verfügung - Möglichkeit zur Kombination von Notüberlauf und Unterhaltungsweg der Bahn 	<ul style="list-style-type: none"> - Wegen großer Entfernung zum Vorfluter Hase: höhere Beckensohle und deshalb bei gleichem Stauziel und gleichem Volumen mehr Fläche erforderlich (rund 1.000 m²). - Nur ein Zulauf zum RRB mit gesamtem Gebietsabfluss führt zu hohem Sohlgefälle der anschließenden Kanäle. - Durch hohes Sohlgefälle: Zusätzliche Überhöhungen der Gradienten von 0,4 -

		<p>1,2 m im Bereich der Hauptschließungsstraße und an den Endpunkten im Bereich der Wendehämmer nötig.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Wegen Höhenlage der Kanalisation ist Aufhöhung des gesamten Geländes erforderlich, um Oberflächenentwässerung der Gewerbeflächen sicherzustellen. - Integration des Luftschutzbunkers in das RRB oder aufwändiger Abbruch nötig.
--	--	--

Anhand der Gegenüberstellung der Vor- und Nachteile der beiden Varianten 1 und 2 wird Variante 1 als die technisch und wirtschaftlich sinnvollere Variante angesehen und deshalb als Vorzugsvariante empfohlen. Die Varianten 3 und 4 sind aufgrund der fehlenden Zugänglichkeit zu den Unterhaltungspunkten von den Stadtwerken als nicht realisierbar eingestuft worden. Variante 5 wird aufgrund der wesentlich größeren Fläche des RRBs gegenüber den Varianten 1 und 2 sowie der Problematik der Abführung des Notüberlaufs als nicht wirtschaftlich realisierbar angesehen.

3.3 Versickerung

Aus den der Stadt Osnabrück vorliegenden Bodengutachten geht hervor, dass die Durchlässigkeitsbeiwerte des Bodens im Mittel zwischen 1×10^{-3} und 1×10^{-4} m/s liegen und dementsprechend nach DWA-A 138 grundsätzlich für eine Versickerung geeignet sind.

Aufgrund der gemessenen Grundwasserflurabstände von 1,70 m bis 1,80 m im Bereich südöstlich des Ringlokschuppens und der Grundwasserfließrichtung zur Hase ist von Grundwasserständen im Bereich von 1,50 m unter Gelände im südlichen Bereich des Plangebietes auszugehen, sodass für Versickerungsmaßnahmen nur eine Oberflächenversickerung über Mulden in Betracht kommt. Aufgrund der Belastung der Böden ist eine Versickerung von Regenabflüssen nur bei vorherigem Austausch des Bodenmaterials möglich (vgl. Abschnitt 2).

Für die Dimensionierung der anschließenden Regenwasserkanalisation wird die Möglichkeit der Versickerung von Niederschlagswasser nicht berücksichtigt, obgleich hierdurch von einer geringeren hydraulischen Belastung der Kanäle auszugehen ist.

3.4 Schmutzwasserkanalisation

Die Entwässerung der Gewerbeflächen soll im Freigefälle bis zu einem Pumpwerk im Bereich des RRB erfolgen. Von dort wird eine Schmutzwasserdruckleitung bis zum Bestandsschacht Nr. 35930320 in der Dammstraße im Westen des Plangebietes verlegt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass

die Leistungsfähigkeit der Bestandskanalisation in der Dammstraße rund 12 l/s beträgt. Gegebenenfalls ist der Einbau größerer Kanäle erforderlich.

Es ist zu berücksichtigen, dass unter Annahme des Mindestgefälles große Tiefen der Schmutzwasserkanäle bis 4,50 m (Variante 1) bzw. 4,90 m (Variante 2) erforderlich werden. Bei geringerem als dem Mindestgefälle ist mit einem erhöhten Spülaufwand zu rechnen.

Eine Ableitung ausschließlich im Freigefälle zum Anschlussschacht in der Dammstraße scheidet aus, da in dem Fall das Sohlgefälle der Kanäle weit unter den empfohlenen Mindestwerten liegt. Aufgrund der geringen Tiefenlage der Regenwasserkanäle wären die Schmutzwasserabflüsse der östlichen Stichstraße (Sammler B) ohnehin über ein Pumpwerk zu heben.

Für das Pumpwerk ist in Absprache mit den Stadtwerken Osnabrück eine Fläche von mindestens 6 m x 10 m im Bebauungsplan auszuweisen. Die möglichen Standorte der Pumpwerke sind in der Anlage 2 als orangefarbene Flächen dargestellt. Die Standorte sind in Abhängigkeit der RRB-Standorte gewählt, um gegenläufiges Gefälle von Schmutz- und Regenwasserkanälen zu vermeiden.

4. Landschaftspflegerische Belange

Im Jahr 2013 wurde im Bereich östlich des Ringlokschuppens ein Flussregenpfeifer beobachtet. Im Jahr 2015 wurde zudem im südöstlichen Bereich ein Jungtier gesehen. Im Rahmen des B.-Plans sind für diese Art vorgezogene Ausgleichsmaßnahmen zur dauerhaften Sicherung der ökologischen Funktion (CEF-Maßnahme, ca. 1 ha) auszuweisen. Die Ausgleichsflächen können mit dem RRB kombiniert werden und sind in beiden Varianten dargestellt (Anlage 2).

Aufgestellt:
Osnabrück, den 7. April 2016
Ht-101.291

.....
(Der Bearbeiter)

 **Ingenieurbüro
Hans Tovar & Partner**
Beratende Ingenieure GbR



Niederschlagshöhen und -spenden für Osnabrück

Zeitspanne : Januar - Dezember

Rasterfeld : Spalte: 19 Zeile: 38

T	0,5		1,0		2,0		3,0		5,0		10,0		20,0		30,0	
D	hN	rN														
5,0 min	3,1	101,7	5,1	170,0	7,1	238,3	8,3	278,2	9,9	328,5	11,9	396,8	14,0	465,1	15,2	505,1
10,0 min	5,4	89,2	8,2	136,4	11,0	183,6	12,7	211,2	14,8	246,0	17,6	293,2	20,4	340,5	22,1	368,1
15,0 min	6,8	75,8	10,3	113,9	13,7	151,9	15,7	174,2	18,2	202,2	21,6	240,3	25,0	278,3	27,1	300,6
20,0 min	7,8	65,1	11,7	97,8	15,6	130,4	17,9	149,5	20,8	173,6	24,7	206,2	28,7	238,8	31,0	257,9
30,0 min	9,0	49,9	13,7	76,2	18,4	102,5	21,2	117,9	24,7	137,3	29,4	163,6	34,2	189,9	36,9	205,3
45,0 min	9,7	36,0	15,5	57,2	21,2	78,4	24,5	90,8	28,7	106,5	34,5	127,7	40,2	148,9	43,5	161,3
60,0 min	10,0	27,6	16,5	45,8	23,0	64,0	26,9	74,7	31,7	88,1	38,2	106,3	44,8	124,4	48,6	135,1
90,0 min	11,5	21,3	18,1	33,5	24,7	45,7	28,6	52,9	33,4	61,9	40,0	74,1	46,6	86,4	50,5	93,5
2,0 h	12,7	17,6	19,3	26,8	26,0	36,1	29,9	41,5	34,8	48,3	41,4	57,5	48,1	66,7	51,9	72,1
3,0 h	14,5	13,4	21,2	19,6	27,9	25,8	31,8	29,5	36,8	34,0	43,5	40,2	50,2	46,5	54,1	50,1
4,0 h	15,8	11,0	22,6	15,7	29,4	20,4	33,3	23,1	38,3	26,6	45,0	31,3	51,8	36,0	55,7	38,7
6,0 h	18,0	8,3	24,8	11,5	31,6	14,6	35,6	16,5	40,6	18,8	47,4	22,0	54,2	25,1	58,2	27,0
9,0 h	20,3	6,3	27,2	8,4	34,0	10,5	38,1	11,8	43,1	13,3	50,0	15,4	56,9	17,6	60,9	18,8
12,0 h	22,1	5,1	29,0	6,7	35,9	8,3	40,0	9,3	45,1	10,4	52,0	12,0	58,9	13,6	63,0	14,6
18,0 h	23,0	3,5	30,8	4,7	38,5	5,9	43,1	6,7	48,8	7,5	56,6	8,7	64,4	9,9	69,0	10,6
24,0 h	23,8	2,8	32,5	3,8	41,2	4,8	46,2	5,3	52,6	6,1	61,3	7,1	69,9	8,1	75,0	8,7
48,0 h	36,7	2,1	45,0	2,6	53,3	3,1	58,1	3,4	64,2	3,7	72,5	4,2	80,8	4,7	85,6	5,0
72,0 h	35,2	1,4	45,0	1,7	54,8	2,1	60,5	2,3	67,7	2,6	77,5	3,0	87,3	3,4	93,0	3,6

T - Wiederkehrzeit (in [a]): mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet

D - Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen (in [min, h])

h - Niederschlagshöhe (in [mm])

rN - Niederschlagsspende (in [l/(s*ha)])

Für die Berechnung wurden folgende Grundwerte (hN in [mm]) verwendet:

T/D	15,0 min	60,0 min	12,0 h	24,0 h	48,0 h	72,0 h
1 a	10,25	16,50	29,00	32,50	45,00	45,00
100 a	33,00	60,00	75,00	90,00	100,00	110,00

Berechnung "Kurze Dauerstufen" (D<=60 min): u hyperbolisch, w doppelt logarithmisch

Wenn die angegebenen Werte für Planungszwecke herangezogen werden, sollte für rN(D;T) bzw. hN(D;T) in Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit (Jährlichkeit)

bei 0,5 a <= T <= 5 a ein Toleranzbetrag ± 10 %,

bei 5 a < T <= 50 a ein Toleranzbetrag ± 15 %,

bei 50 a < T <= 100 a ein Toleranzbetrag ± 20 %, Berücksichtigung finden.

Stadt Osnabrück

Wasserwirtschaftliche Voruntersuchung

Erschließung B.-Plan Nr. 370 "Ehemaliger Güterbahnhof"

Zusammenstellung der Einzugsgebiete

Einzugsgebiet	Fläche [ha]	Abfluss- beiwert	undurchläs. Fläche [ha]	Bemerkungen
versiegeltes Einzugsgebiet A _E :				
E01	3,35	0,80	2,68	
E02	2,08	0,80	1,66	
E03	1,59	0,80	1,27	
E04	2,77	0,80	2,22	Ringlokschuppen
E05	0,71	1,00	0,71	
E06	2,27	0,80	1,82	
E07	0,96	0,80	0,77	
E08	2,40	0,80	1,92	
E09	1,24	0,80	0,99	
E10	2,25	0,80	1,80	
E11	2,05	0,80	1,64	
SUMME A _N +A _E	21,67		17,48	

geplantes Retentionsvolumen

Sohlfläche	A _S =	4500,00 m ²
Fläche maximaler Wsp	A _{Wsp} =	7000,00 m ²
mittlere Fläche	A _{mittl.} =	5750,00 m ²
maximaler Wsp	W _{max.} =	65,50 m ü. NHN
mittlere Sohle	S _{mittl.} =	63,90 m ü. NHN
mittlere Wassertiefe	t _{mittl.} =	1,60 m
vorhandenes Volumen	V _{vorh.} =	9200,00 m ³
erforderliches Volumen	V _{erf.} =	8911,00 m ³

Einzugsgebiet	Fläche [ha]	undurchlässige Fläche [ha]
natürliches Einzugsgebiet A_N :	0,00	0,00
versiegeltes Einzugsgebiet A_E :	21,67	17,48
SUMME A_N+A_E	21,67	17,48

2. Berechnungsgrundlagen

vorgegebene Drosselabflussspende $\max. q_{Dr,k} = \mathbf{2,00} \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$
 $Q_{T,24} = \mathbf{0,00} \text{ l/s}$

3. Ermittlung der Drosselabflussspenden

$Q_{Dr,max} = q_{Dr,k} \cdot A_{E,k}$ max. Abfluss $Q_{Dr,max} = 43,34 \text{ l/s}$
 $Q_{Dr,k} = \mathbf{0,5} \cdot q_{Dr,k} \cdot A_{E,k}$ mittlerer Abfluss $Q_{Dr,k} = 21,67 \text{ l/s}$
 $q_{Dr} = (Q_{Dr} - Q_{T,d}) / A_u$ Drosselabflussspende $q_{Dr} = 1,24 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$

4. Ermittlung des Abminderungsfaktors f_A

$t_f = \mathbf{10} \text{ min}$
 $f_1 = 0,9988$
 Abminderungsfaktor $f_A = 0,9994$

5. Festlegung des Zuschlagsfaktors f_Z

$f_Z = \mathbf{1,20}$

6. Ermittlung des spezifischen Speichervolumens

$$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{Dr,r,u}) \cdot D \cdot f_Z \cdot f_A \cdot 0,06$$

Dauer- stufe D [min]	Niederschlags- höhe $h_{N,n=0,2/a}$ [mm]	Zugehörige Regenspende $r_{D,n}$ [l/(s·ha)]	Drosselab- flussspende $q_{Dr,r,u}$ [l/(s·ha)]	Differenz $r_{D,n}$ und $q_{Dr,r,u}$ [l/(s·ha)]	spezifisches Speichervol. $v_{s,u}$ [m³/ha]
360	40,6	18,8	1,24	17,56	455
540	43,1	13,3	1,24	12,06	469
720	45,1	10,4	1,24	9,16	475
1080	48,8	7,5	1,24	6,26	486
1440	52,6	6,1	1,24	4,86	504
2880	64,2	3,7	1,24	2,46	510
4320	67,7	2,6	1,24	1,36	423

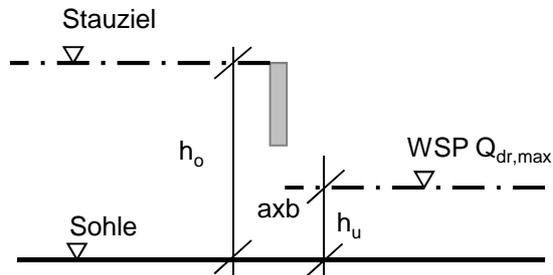
Größtes spezifisches Speichervolumen $V_{s,u} = 510 \text{ m}^3/\text{ha}$

7. Bestimmung des erforderlichen Rückhaltevolumens

$V = V_{s,u} \cdot A_u$ $V = \mathbf{8911} \text{ m}^3$

Bemessung der Drosselöffnung

Unvollkommener Ausfluss unter Schütz bei strömendem Abfluss

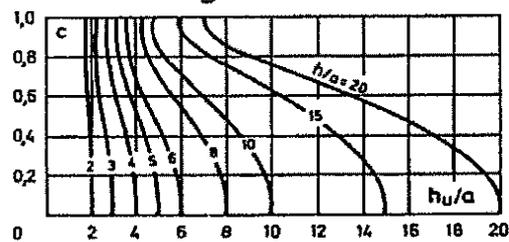


$$Q = c \cdot \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot h_o}$$

Abminderungsfaktor	$c =$	1,00
Abflussbeiwert	$\mu =$	0,55
Öffnungshöhe	$a =$	0,12 m
Öffnungsbreite	$b =$	0,12 m
Wasserspiegelhöhe Oberwasser	$h_o =$	1,60 m
	$h_o/a =$	13,33
Wasserspiegelhöhe Unterwasser	$h_u =$	0,30 m
	$h_u/a =$	2,50
Drosselabfluss	$Q =$	0,043 m³/s
Maximaler Drosselabfluss	$Q_{Dr,max} =$	0,043 m³/s

h_o/a	1,5	2	3	4	5	6
μ	0,54	0,55	0,567	0,58	0,586	0,592

Abminderungsfaktor c:



Bemessung des Notüberlaufes

Vollkommener Überfall über Dammkrone nach Poleni

$$Q = 2/3 \cdot \mu \cdot b \cdot h_{\bar{u}}^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

Abflussbeiwert	$\mu =$	0,65
Länge Überlaufkronen	$b =$	10,00 m
Wassertiefe Überlauf	$h_{\bar{u}} =$	0,22 m
Überlaufabfluss	$Q =$	1,994 m ³ /s
Regenspende	$r_{15,n=1} =$	113,9 l/(s·ha)
undurchlässige Fläche gemäß Bemessung RRB	$A_u =$	17,48 ha
Erforderlicher Überlaufabfluss	$Q_{\text{erf}} =$	1,991 m³/s

Ausbildung der Wehrkronen	μ
breit, scharfkantig, waagrecht	0,49 bis 0,51
breit, gut abgerundete Kanten, waagrecht	0,50 bis 0,55
breit, vollständig abgerundete Wehrkronen, erreicht z.B. durch eine umgelegte Stauklappe	0,65 bis 0,73
scharfkantig, Überfallstrahl belüftet	≈ 0,64
rundkronig, lotrechte Oberwasser- und geneigte Unterwasserseite	0,73 bis 0,75
dachförmig, abgerundete Wehrkronen	≈ 0,79
Kelchüberfall mit parabelförmiger Kronenausrundung	≈ 0,74
scharfkantiger, zylindrischer Überfall	≈ 0,62

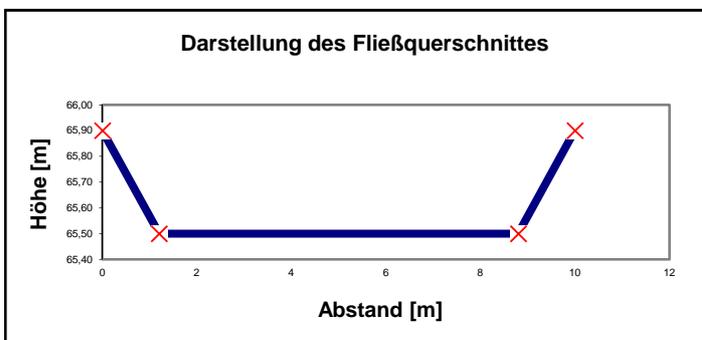
Nachweis des Notüberlaufs

nach Manning-Strickler für Trapezquerschnitte und gleichförmigen Abfluss

$$Q = A \cdot k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot \sqrt{I_E}$$

Böschungsneigung 1:n	n =	3,0
Sohlbreite	b =	7,60 m
Fließquerschnitt	A =	2,354 m ²
benetzter Umfang	l _u =	9,365 m
hydraulischer Radius	r _{hy} =	0,251 m
Energiegefälle = Sohlgefälle	I _E =	5,00 ‰
Rauheitsbeiwert nach Manning-Strickler	k _{St} =	30 m^{1/3}/s
Wassertiefe	h =	0,28 m
Abfluss	Q =	1,9889 m ³ /s
mittlere Fließgeschwindigkeit	v =	0,84 m/s
Abfluss Notüberlauf	Q _{NÜ} =	1,991 m³/s

Rauheitsbeiwert k _{St} [m ^{1/3} /s]		
Art des Gerinnes	Beschaffenheit der Gerinnewandung	k _{St}
Natürliche Flußbetten	feste, regelmäßige Sohle	40
	mäßig geschiebeführende oder verkrautet	30-35
	stark geschiebeführend	28



Nachweis zur Vorbehandlung des Regenwassers

gemäß DWA-Merkblatt M 153 (Ausgabe August 2007)

Emissionswert $E \leq$ Gewässerpunktezahl G

$E =$ Abflussbelastung $B \cdot$ Durchgangswert D

Abflussbelastung $B = \sum f_i (L_i + F_i)$

maximal zulässiger Durchgangswert $D_{\max} = G / B$
--

Bewertungspunkte für Gewässer (Tabellen A 1a und 1b; M 153)	Typ	Gewässerpunkte G
Kleiner Fluss	G3	24

Flächenanteil f_i (Kapitel 4; M 153)		Luft L_i (Tabelle A 2; M 153)		Flächen F_i (Tabelle A 3; M 153)		Abflussbe- lastung B_i	
EZG-Nr.	$A_{u,i}$	f_i	Typ	Punkte	Typ	Punkte	
E01	174.800 m ²	1,00	L4	8	F5	27	35,0
174.800 m ²		1,00	Abflussbelastung $B = \sum B_i$				35,0

Luft: im Einflussbereich von Gewerbe und Industrie mit Staubemission durch Produktion, Bearbeitung, Lagerung und Transport
Fläche: Hofflächen und Pkw-Parkplätze ohne häufigen Fahrzeugwechsel in Misch-, Gewerbe- und Industriegebieten

Gewässerpunkte	$G =$	24
Abflussbelastung	$B =$	35,0
	$B >$	G

Es ist eine Vorbehandlung des Niederschlagwassers erforderlich!

maximal zulässiger Durchgangswert $D_{\max} = 0,69$

vorgesehene Behandlungsmaßnahmen (Tabellen A 4a, b und c; M 153)	Typ	Durchgangswert D
Sedimentationsanlage mit Dauerstau und max. 18 ³ /(m ² /h) mit $r_{\text{krit}} = 45$ l/(s·ha)	D25	0,65

Emissionswert	$E =$	22,8
	$E \leq$	G

Die Vorbehandlung des Niederschlagwassers ist ausreichend.

Nachweis des Absetzbeckens

nach RdErl. MUNLV NRW vom 26.05.2004

Betrieb als ständig gefülltes Regenklärbecken (RKBmD)

1. Vorgaben

maximal zulässige Flächenbeschickung	$q_A =$	18 m ³ /(m ² ·h)
bezogen auf die kritische Regenspende min	$r_{krit} =$	45 l/(s·ha)
Mindestbeckentiefe	$T_{min} =$	2 m
max. Fließgeschwindigkeit im RKB	$v_h =$	0,05 m/s

2. Einzugsgebiet

Fläche gesamt	$A_E =$	21,67 ha
Versiegelungsgrad	$\psi =$	80 %
reduzierte Fläche	$A_{red} =$	17,34 ha

3. Berechnung

Bemessungszufluss: $Q_{Bem} = A_{red} \cdot r_{krit}$	$Q_{Bem} =$	780,1 l/s
	$Q_{Bem} =$	2808,4 m ³ /h
erforderliche Beckenoberfläche: $A_{erf} = 3,6 \cdot Q_{Bem} / q_A$	$A_{erf} =$	156,0 m ²
erforderliches Beckenvolumen: $V_{erf} = A_{erf} \cdot T_{min}$	$V_{erf} =$	312,0 m ³

4. Beckenabmessung

gepl. Beckentiefe	$T =$	2,00 m
gepl. Beckenbreite im Mittel	$B =$	7,00 m
gepl. Beckenlänge im Mittel	$L =$	22,50 m

Gemäß ATV-A 166 werden folgende Verhältnisse für eine optimale Sedimentation empfohlen.

$10,0 < L:T < 15,0$	$L : T =$	11,3
$3,0 < L:B < 4,5$	$L : B =$	3,2
$2,0 < B:T < 4,0$	$B : T =$	3,5

vorhandene Beckenoberfläche	$A_{vorh} =$	157,5 m ²
	$A_{vorh} > A_{erf}$	
vorhandenes Beckenvolumen	$V_{vorh} =$	315 m ³
	$V_{vorh} > V_{erf}$	

5. Fließgeschwindigkeit

vorhandene Durchflusszeit: $t_R = V_{vorh} / Q_{Bem}$	$t_R =$	0,11 h
	$t_R =$	6,7 min
horizontale Fließgeschw.: $v_h = Q_{Bem} / (B \cdot T \cdot 1000)$	$v_h =$	0,056 m/s
	$v_h <$	0,05 m/s

Regenwasserkanalisation
Listenrechnung zum Zeitbeiwertverfahren

Variante 1

Regenspende aus KOSTRA DWD 2000 $r_{10, n=0,5} = 246,00$ l/(s·ha)

* Spitzenabflussbeiwert gemäß DWA A 118 Tabelle 6 (Ausgabe März 2006)

Haltungsbezeichnung	Länge		Einzugsgebiet					Zufluss von Sammler	Regenabfluss $Q_{r10;n=0,5}$		Haltung		Vollfüllung $k_b = 1,5$		Auslastung			
	von Schacht - bis Schacht	einzel	gesamt	Nr.	Größe	befestigter Anteil	Größe reduziert		Beiwert * Spitzenabfluss	einzel $Q_{r10;n=0,5}$	Summe $Q_{r10;n=0,5}$	Sohlgefälle	Querschnitt	Leistung Q_v	Geschw. v_v	Abfluss max Q_r	Geschw. v_t	Füllhöhe
	m	m		ha	%	ha	ψ_s		l/s	l/s	‰	DN mm	l/s	m/s	l/s	m/s	cm	%
Sammler vor RRB																		
RP04-RP03	12,0	12,0						Sammler B		3483,6	6,0	1400	4413,04	2,87	3483,6	3,16	94	79
RP03-RP02AUSL	16,0	28,0								2763,1	3,3	1400	3270,05	2,12	2763,1	2,37	99	84
RP03-RP01AUSL	13,0	25,0								720,5	1,6	1000	938,96	1,20	720,5	1,31	66	77
Sammler A																		
RP13-RP12	180,0	180,0	E08	2,40	80,00	1,92	0,85		501,8	501,8	2,0	800	583,67	1,16	501,8	1,30	58	86
RP12-RP10	155,5	335,5	E07	0,96	80,00	0,77	0,85	Sammler D, F	200,7	1432,3	2,0	1200	1696,57	1,50	1432,3	1,67	85	84
RP10-RP03	22,0	357,5						Sammler E		1919,5	2,0	1400	2543,40	1,65	1919,5	1,80	91	75
Sammler B																		
RP09-RP06	175,0	175,0	E01	3,35	80,00	2,68	0,85		700,5	700,5	2,0	1000	1050,42	1,34	700,5	1,43	60	67
RP06-RP05	125,5	300,5	0,5*E02	1,04	80,00	0,83	0,85	Sammler C	217,5	1346,6	2,0	1200	1696,57	1,50	1346,6	1,65	81	79
RP05-RP04	80,5	381,0	0,5*E02	1,04	80,00	0,83	0,85		217,5	1564,1	2,0	1200	1696,57	1,50	1564,1	1,69	91	92
Sammler C																		
RP08-RP07	65,0	65,0	2/3*E11	1,37	80,00	1,09	0,85		285,8	285,8	2,0	700	410,45	1,07	285,8	1,15	43	70
RP07-RP06	65,0	130,0	1/3*E11	0,68	80,00	0,55	0,85		142,9	428,7	2,0	800	583,67	1,16	428,7	1,26	51	73
Sammler D																		
RP14-RP12	61,0	61,0	E09	1,24	80,00	0,99	0,85		259,3	259,3	2,0	600	273,23	0,97	259,3	1,09	47	95
Sammler E																		
RP10-RP09	202,0	202,0	E06	2,33	80,00	1,86	0,85		487,2	487,2	2,0	800	583,67	1,16	487,2	1,29	56	83
Sammler F																		
RP15-RP12	59,0	59,0	E10	2,25	80,00	1,80	0,85		470,5	470,5	2,0	800	583,67	1,16	470,5	1,29	55	81
Sammler G																		
RP19-RP18TW	92,0	92,0	E04	2,77	80,00	2,22	0,85		579,2	579,2								
			E05	0,71	100,00	0,71	0,96		167,7	746,9	2,0	900	796,01	1,25	746,9	1,41	70	94
RP18TW-RP17AUSL	9,8	101,8								746,9	2,0	900	796,01	1,25	746,9	1,41	70	94

Regenwasserkanalisation
Listenrechnung zum Zeitbeiwertverfahren

Variante 2

Regenspende aus KOSTRA DWD 2000 $r_{10, n=0,5} = 246,00$ l/(s·ha)

* Spitzenabflussbeiwert gemäß DWA A 118 Tabelle 6 (Ausgabe März 2006)

Haltungsbezeichnung	Länge		Einzugsgebiet					Zufluss von Sammler	Regenabfluss $Q_{r10;n=0,5}$		Haltung		Vollfüllung $k_b = 1,5$		Auslastung			
	von Schacht - bis Schacht	einzel	gesamt	Nr.	Größe	befestigter Anteil	Größe reduziert		Beiwert * Spitzenabfluss	einzel $Q_{r10;n=0,5}$	Summe $Q_{r10;n=0,5}$	Sohl-gefälle	Quer-schnitt	Leistung Q_v	Geschw. v_v	Abfluss max Q_r	Geschw. v_t	Füll-höhe
	m	m		ha	%	ha	ψ_s		l/s	l/s	‰	DN mm	l/s	m/s	l/s	m/s	cm	%
Sammler vor RRB																		
RP04-RP03	17,0	17,0						Sammler A, B		4228,6	8,6	1400	5285,48	3,43	4228,6	3,79	95	80
RP03-RP02AUSL	8,6	25,6								3520,7	6,4	1400	4558,12	2,96	3520,7	3,25	93	77
RP03-RP01AUSL	15,8	32,8								707,9	3,3	1000	1350,81	1,72	707,9	1,74	51	52
Sammler A																		
RP16-RP15	180,0	180,0	E14	2,34	80,00	1,87	0,85		489,3	489,3	2,0	800	583,67	1,16	489,3	1,29	56	84
RP15-RP11	155,5	335,5	E07	1,00	80,00	0,80	0,85	Sammler D, E	209,1	1033,0	2,0	1200	1696,57	1,50	1033,0	1,57	68	61
RP11-RP04	171,0	506,5	E08+E03	2,93	80,00	2,34	0,85	Sammler F	612,7	2829,7	2,5	1400	2844,85	1,85	2829,7	2,09	115	99
Sammler B																		
RP06-RP05	175,0	175,0	E01	2,41	80,00	1,93	0,85		503,9	503,9	2,0	800	583,67	1,16	503,9	1,30	58	86
RP05-RP04	57,0	232,0	E09	0,19	80,00	0,15	0,85	Sammler C	39,7	1398,9	2,0	1200	1696,57	1,50	1398,9	1,66	83	82
Sammler C																		
RP10-RP09	22,0	22,0	E12	1,51	80,00	1,21	0,85		315,7	315,7	2,0	700	410,45	1,07	315,7	1,17	46	77
RP09-RP08	85,0	107,0	E11	1,33	80,00	1,06	0,85		278,1	593,8	2,0	900	796,01	1,25	593,8	1,37	58	75
RP08-RP07	70,0	177,0	0,5*E10	0,63	80,00	0,50	0,85		130,7	724,5	2,0	900	796,01	1,25	724,5	1,41	68	91
RP07-RP05	55,0	232,0	0,5*E10	0,63	80,00	0,50	0,85		130,7	855,2	2,0	1000	1050,42	1,34	855,2	1,48	69	81
Sammler D																		
RP18-RP15	15,0	15,0	E13	0,37	80,00	0,30	0,85		77,4	77,4	2,0	400	93,45	0,74	77,4	0,83	28	83
Sammler E																		
RP17-RP15	61,0	61,0	E15	1,23	80,00	0,98	0,85		257,2	257,2	2,0	600	273,23	0,97	257,2	1,09	47	94
Sammler F																		
RP13-RP12	182,0	182,0	E04+E06	4,94	80,00	3,95	0,85		1033,0	1033,0	2,0	1000	1050,42	1,34	1033,0	1,51	81	98
RP12-RP11	27,5	209,5						Sammler G		1184,1	2,0	1200	1696,57	1,50	1184,1	1,62	74	70
Sammler G																		
RP14TW-RP12	15,0	15,0	E05	0,64	100,00	0,64	0,96		151,1	151,1	2,0	500	168,74	0,86	151,1	0,97	37	90

Aufgestellt:
Osnabrück, den 7. April 2016
Ht-101.291

.....
(Der Bearbeiter)





Zeichenerklärung:
 Entwurfsgebiet

Ausfertigung

 Wasserwirtschaft · Infrastruktur	 Stadtplanung
 Straßenbau · Verkehr	 Ingenieurvermessung
 Landschaftsplanung	 Geoinformationssysteme



**Ingenieurbüro
Hans Tovar & Partner**
Beratende Ingenieure GbR

Weißer Breite 3
49084 Osnabrück
Tel. 0541 94003-0
Fax 0541 94003-50
www.ibtweb.de

Osnabrück, den 07.04.2016

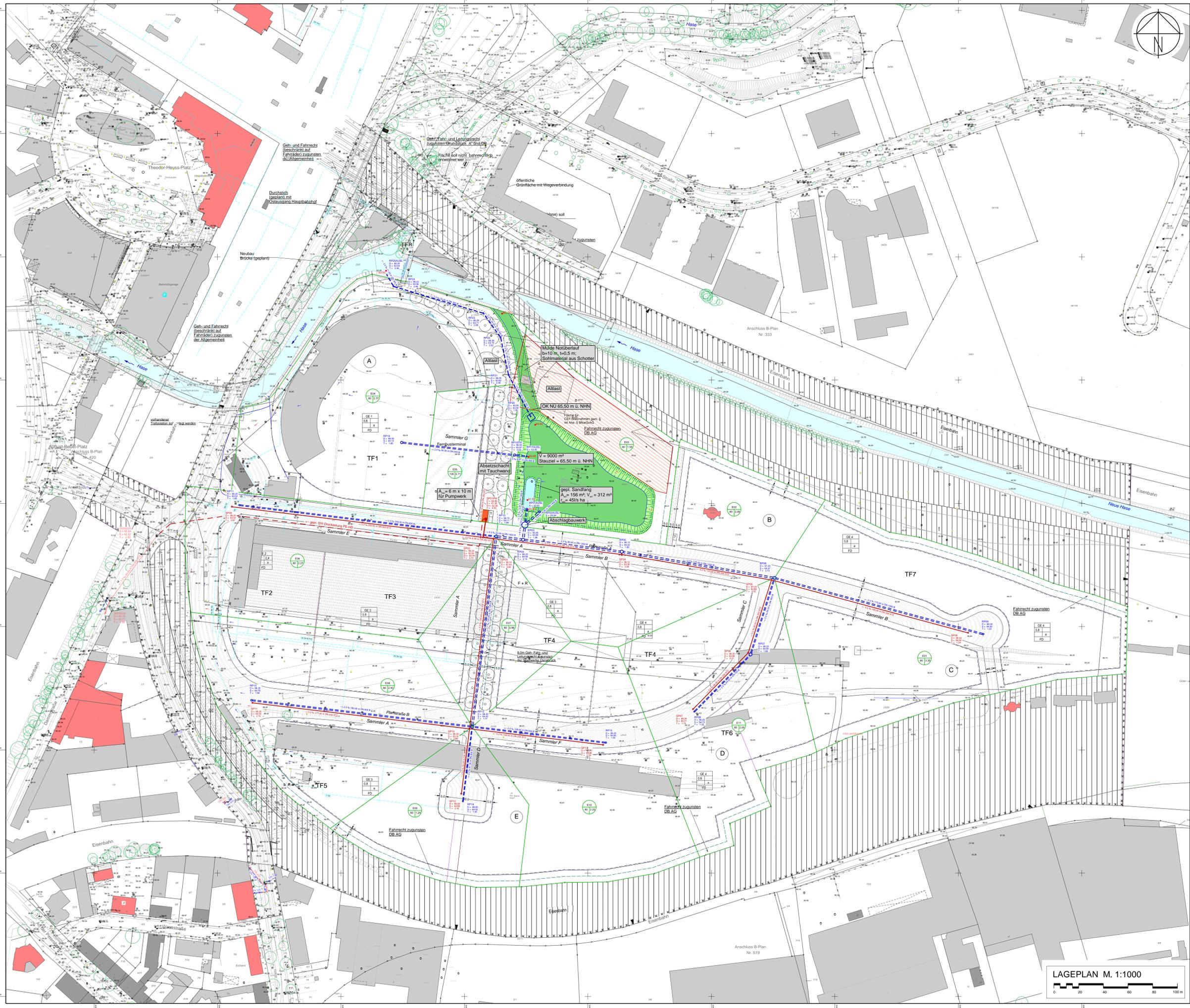
3			
2			
1			
Nr.	Änderungen	Datum	Name



Wasserwirtschaftliche Voruntersuchung

Erschließung B.-Plan Nr. 370 „Ehemaliger Güterbahnhof“

Übersichtsplan			Maßstab 1: 20000	Anlage 1 Blatt
	Datum	Name	Aufgestellt: Osnabrück, den _____ Fachbereich Städtebau Fachdienst Straßenbau 61-8	
bearbeitet	April 2016	Ht		
gezeichnet	April 2016	So		
geprüft	April 2016	Sh		
gesehen 61-81				



Hinweis:
Die Darstellung der Fremdleitungen im Plan dient der überschaubaren Information.
Sie erfasst keinen Anspruch auf Genauigkeit und Vollständigkeit.

Objekt / Darstellung	Versorgungsträger	Stand
Regenwasserkanal	DB AG	...
Schmutzwasserkanal	DB AG	...
SW-Druckleitung	nicht vorhanden	...
Wasserleitung
Gasleitung
Strom Erdkabel	nicht vorhanden	...
Strom Freileitung	nicht vorhanden	...
Telekommunikation	Deutsche Telekom AG	Oktober 2011
Telekommunikation	Kabel Deutschland GmbH	September 2011
Telekommunikation	EWE / nicht vorhanden	...

Bestand:		Planung:	
▲ Einfahrt	● Straßeneinblendung	■ Schmutzwasserkanal	■ Regenwasserkanal
▲ Eingang	▲ Ampel	■ SW-Druckleitung PE-HD	■ SW-Schacht
▲ Baum	▲ Höhe	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
▲ Schachdeckel (rund)	▲ Mauer	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
▲ Wassersteher	▲ Zaun	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
▲ Hydrant	▲ Hecke	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
▲ Gassteher	▲ Querriegel	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
▲ Kabelkasten OI	▲ Einbauelement	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
▲ Kabelkasten UI	▲ Höhenlinien	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
▲ Hochmast	▲ Schmutzwasserkanal	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
▲ Strohmast	▲ Schmutzwasserentwässerung	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
▲ Höhenhilfspunkt	▲ Regenwasserkanal	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
▲ Bank	▲ SW-Schacht	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
	▲ RWS-Schacht	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes
	▲ Bohrpfähle	■ SW-Schacht RWS-Schacht	○ Nr. des Einzugsgebietes

Ausfertigung

Wasserwirtschaft - Infrastruktur	Stadtplanung
Straßenbau - Verkehr	Ingenieurmessung
Landschaftsplanung	Geoinformationssysteme

OsnaBrück, den 07.04.2016

Ingenieurbüro Hans Tovar & Partner
Beratende Ingenieure GbR
Walds Brücke 3
49084 OsnaBrück
Tel: 0541 54003-0
Fax: 0541 54003-50
www.itov.de

3			
2			
1			
Nr.	Änderungen	Datum	Name

OSNABRÜCK®

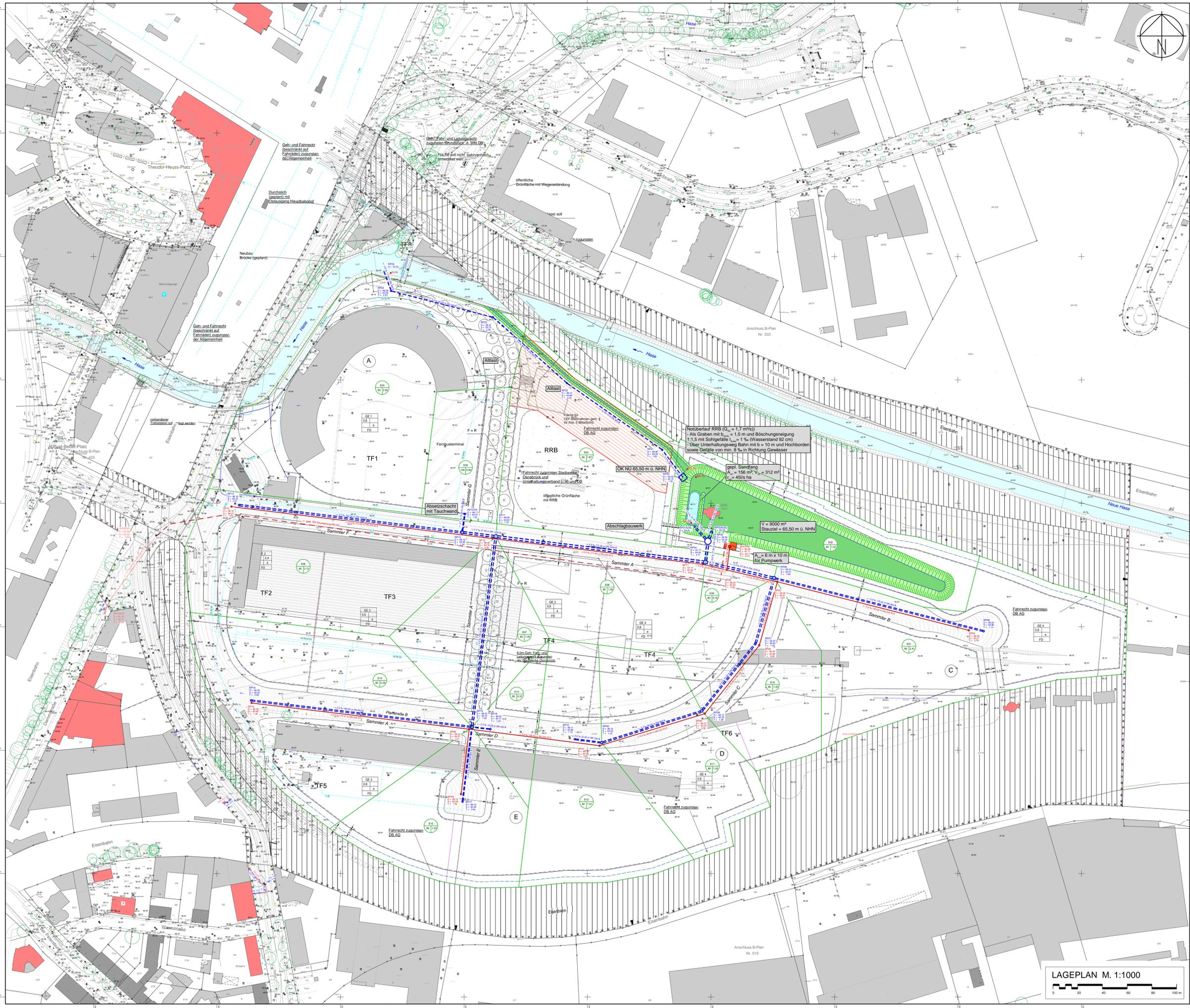
Wasserwirtschaftliche Voruntersuchung
Erschließung B.-Plan Nr. 370 „Ehemaliger Güterbahnhof“

Lageplan V1 Maßstab 1: 1000 Anlage 2 Blatt 1

Datum	Name	Aufgestellt	Gezeichnet
07.04.2016	Sh	07.04.2016	Sh
geprüft	Sh	07.04.2016	Sh
61-81			

Fachdienst Straßenbau 61-8

LAGEPLAN M. 1:1000



Hinweis:
Die Darstellung der Fremdleitungen im Plan dient der überschaubaren Information.
Sie erhebt keinen Anspruch auf Genauigkeit und Vollständigkeit.

Objekt / Darstellung	Versorgungsträger	Stand
Regenwasserkanal
Schmutzwasserkanal
SW-Druckleitung	...	nicht vorhanden
Wasserleitung
Gasleitung
Strom Erdkabel
Strom Freileitung	...	nicht vorhanden
Telekommunikation	...	Deutsche Telekom AG Oktober 2011
Telekommunikation	...	Kabel Deutschland GmbH September 2011
Telekommunikation	...	EWE / nicht vorhanden

Bestand:		Zeichenerklärung	
Einleit	...	Straßenbeleuchtung	...
Eingang	...	Abfall	...
Baum	...	Höhen	...
Schachtkopf (rund)	...	Mauer	...
Straßenbau	...	Zaun	...
Wasserhahn	...	Hecke	...
Hydrant	...	Querneigung	...
Gaschleifer	...	Einströmen	...
Kabelkasten OI	...	Höhenlinien	...
Kabelkasten UI	...	Schmutzwasserkanal	...
Hohlst	...	Schmutzwassertruckleitung	...
Strohhaus	...	Regenwasserkanal	...
Höhhenpunkt	...	SW-Schacht	...
Baum	...	RW-Schacht	...
		Bodenprofile	...
		Schmutzwasserkanal	...
		SW-Druckleitung PE-HD	...
		SW-Schacht	...
		RW-Schacht	...
		Nr. des Einzugsgebietes	...
		Befüllungsgrad in %	...
		Einzugsgebiet	...
		B-Plan Grenze	...
		Flächenabgrenzung 1 ha	...
		CFE-Markierung	...

Ausfertigung

Wasserwirtschaft - Infrastruktur	Stadtplanung
Straßenbau - Verkehr	Ingenieurvermessung
Landschaftsplanung	Geoinformationssysteme

05.04.2016

Ingenieurbüro Hans Tovar & Partner
Beratende Ingenieure GbR
Walle Bruch 3
49084 Osnabrück
Tel. 0541 180033-0
Fax 0541 54003-50
www.itweb.de

3			
2			
1			
Nr.	Änderungen	Datum	Name

OSNABRÜCK

Wasserwirtschaftliche Voruntersuchung

Erschließung B-Plan Nr. 370 „Ehemaliger Güterbahnhof“

Lageplan V2

Datum	Name	Maßstab 1: 1000	Anlage 2 Blatt 2
bearbeitet April 2016	ToHR		
gezeichnet April 2016	TuSb	Ausfertiger:	Osabrück, den
geprüft April 2016	Sh		Fachbereich Städtebau
61-81			Fachdienst Straßenbau 61-8

Planmaßstab 1:1000

0 20 40 60 80 100 m

